



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Juliana Mattos Farias

**Investigação sobre a resposta estrutural dinâmica não
determinística e análise do conforto humano de edifícios**

Rio de Janeiro

2023

Juliana Mattos Farias

**Investigação sobre a resposta estrutural dinâmica não determinística e análise
do conforto humano de edifícios**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

F224 Farias, Juliana Mattos.
Investigação sobre a resposta estrutural dinâmica não determinística e análise do conforto humano de edifícios / Juliana Mattos Farias. – 2023.
146 f.

Orientadora: José Guilherme Santos da Silva.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. 3. Conforto humano - Teses. 4. Edifícios - Teses. 5. Pressão do vento - Teses. 6. Método dos elementos finitos - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.042.4

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Juliana Mattos Farias

**Investigação sobre a resposta estrutural dinâmica não determinística e
análise do conforto humano de edifícios**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em:

Banca Examinadora:

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, DSc. (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos, DSc.
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro, PhD.
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Guilherme Santana Alencar, PhD.
Universidade de Brasília - UnB

Rio de Janeiro

2023

DEDICATÓRIA

À minha família, por sempre acreditarem nas minhas vitórias.

AGRADECIMENTOS

Deixo aqui meu agradecimento a todos que contribuíram de alguma forma ao período em que estive durante o mestrado.

À Deus, por me dar coragem e ânimo quando o cansaço e o desespero me consumiam, devido ao trabalho profissional.

Aos meus pais, Euzébio Filho Macedo e Joyce de Andrade, ao meu irmão, Lucas Mattos, aos meus avós Hilda de Andrade e Walcir de Oliveira, e ao meu namorado Marcos Paulo de Souza por todo apoio e companheirismo.

Ao meu orientador, Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, por passar conhecimentos, ter paciência e compreensão em todos os momentos, além dos conselhos e conversas importantes.

A professora, Prof.^a Dra. Maria Elizabeth Tavares, por oferecer seus ensinamentos ao decorrer dos períodos e também por acreditar em meu potencial, sendo a mim ofertada uma bolsa técnica.

Ao meu colega de pesquisa Jean Carlos Mota Silva, por todo imensurável apoio e conhecimento compartilhados.

Aos colegas do mestrado, em geral, que estudaram e dividiram os dias de estudo comigo em período de pandemia, com reuniões online.

Ao PROATEC (Projeto de Apoio a Tecnologia e Inovação) ao apoio financeiro em certo período.

RESUMO

FARIAS, Juliana Mattos. *Investigação sobre a resposta estrutural dinâmica não determinística e análise do conforto humano de edifícios*. 2023. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Considerando-se o atual processo de verticalização das grandes cidades brasileiras, e tendo em mente que os projetos de edifícios altos, arrojados e esbeltos, têm apresentado valores inferiores a 1 Hz para as frequências naturais, além de baixos níveis de amortecimento, este trabalho de pesquisa objetiva o estudo do comportamento dinâmico não determinístico e a avaliação do conforto humano destes sistemas estruturais. Para tal, ao longo do estudo considera-se o projeto de um edifício de concreto armado, destinado para uso de escritórios comerciais, composto por 34 pavimentos e altura total de 102 m, localizado na cidade de Belo Horizonte/MG, quando submetido às ações das cargas de vento. O modelo em elementos finitos desenvolvido para a análise dinâmica do edifício em estudo foi gerado com base no emprego de técnicas usuais de discretização a partir da utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF), via uso do programa ANSYS (2009). Com base nos resultados alcançados ao longo desta investigação, em termos dos valores máximos médios dos deslocamentos e acelerações de pico, destaca-se que o sistema estrutural analisado atende aos limites recomendados para o conforto humano para velocidades de vento de até 80 km/h. Todavia, considerando-se velocidades de vento mais elevadas (90 km/h a 126 km/h), o quadro é bastante distinto e os critérios de projeto referentes ao conforto humano não são atendidos.

Palavras-chave: Edifícios altos; Modelagem não determinística do vento; Conforto humano; Comportamento estrutural dinâmico; Modelagem em elementos finitos.

ABSTRACT

FARIAS, Juliana Mattos. *Assessment of the non-deterministic dynamic structural response and human comfort analysis of buildings*. 2023. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Considering the current process of verticalization in main Brazilian cities, and having in mind that projects for tall, bold and slender buildings have presented natural frequencies values below 1 Hz, in addition to low damping levels, this research work aims to study the non-deterministic dynamic behaviour and assess the human comfort of these structural systems. This way, throughout the study a reinforced concrete building project is considered, used as commercial offices, consisting of 34 floors and a total height of 102 m, located at the city of Belo Horizonte/MG, when subjected to the wind load actions. The finite element model developed for the building dynamic analysis was created based on the use of usual discretization techniques utilising the Finite Element Method (FEM), considering the ANSYS (2009) program. Based on the results achieved throughout this investigation, in terms of the mean maximum values of displacements and peak accelerations, it is highlighted that the analysed structural system attends the human comfort recommended limits for wind velocities up to 80 km/h. However, considering higher wind velocities (90 km/h to 126 km/h), the picture is quite different and the design criteria regarding human comfort are violated.

Keywords: Tall buildings; Wind nondeterministic modelling; Human comfort; Dynamic structural behaviour; Finite element modelling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Edifício Burj Khalifa	21
Figura 2 - Edifício One Tower.....	21
Figura 3 - Órion Business and Health Complex	22
Figura 4 - Millennium Palace.....	22
Figura 5 - Shangai Tower	23
Figura 6 - Edifício Yachthouse	24
Figura 7 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedas em vento de baixa turbulência	47
Figura 8 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedas em vento de alta turbulência	48
Figura 9 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).	49
Figura 10 - Fator topográfico S_1 (z).	50
Figura 11 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria IV...56	
Figura 12 - Perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4	59
Figura 13 - Percepção humana devida aos efeitos da vibração em edifícios.....	62
Figura 14 - Limite de exposição para aceleração na direção x e y.....	63
Figura 15 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas devido a ação do vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano	65
Figura 16 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.....	68
Figura 17 - Espectros de potência do vento.....	71
Figura 18 - Forma do andar tipo (dimensões em centímetros).....	74
Figura 19 - Detalhamento do pilar do elevador	75
Figura 20 - Perspectiva do modelo estrutural investigado.....	75
Figura 21 - Características do elemento finito BEAM44.....	77
Figura 22 - Representação tridimensional do elemento finito SHELL63	77
Figura 23 - Vista frontal e vista lateral do modelo em elementos finitos da edificação	78
Figura 24 - Vista isométrica e vista oblíqua do modelo em elementos finitos da edificação	79
Figura 25 - Modos de vibração da estrutura (1º e 2º modos)	82
Figura 26 - Modos de vibração da estrutura (3º ao 6º modo).....	83

Figura 27 - Modos de vibração da estrutura (7º ao 10º modo).....	84
Figura 28 - Seção estrutural em planta baixa para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção Z.....	88
Figura 29 - Seção estrutural em planta baixa para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção X	89
Figura 30 - Espectro de resposta da análise harmônica na direção X	89
Figura 31 - Espectro de resposta da análise harmônica na direção Z	90
Figura 32 - Seção estrutural em perspectiva para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção Z.....	91
Figura 33 - Seção estrutural em perspectiva para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção X	92
Figura 34 - Deslocamento característico para a direção X.....	94
Figura 35 - Aceleração característica para a direção X.....	95
Figura 36 - Deslocamento característico para a direção Z.....	95
Figura 37 - Aceleração característica para a direção Z.....	95
Figura 38 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)	98
Figura 39 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)	98
Figura 40 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)	98
Figura 41 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)	102
Figura 42 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)	102
Figura 43 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)	102
Figura 44 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)	104
Figura 45 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)	104
Figura 46 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)	104

Figura 47 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 27,78$ m/s (100 km/h)	104
Figura 48 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 27,78$ m/s (108 km/h)	104
Figura 49 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 27,78$ m/s (100 km/h)	104
Figura 50 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 30,55$ m/s (110 km/h)	108
Figura 51 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 30,55$ m/s (110 km/h)	108
Figura 52 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 30,55$ m/s (110 km/h)	108
Figura 53 - Magnitudes satisfatórias sugeridas de movimento horizontal de edifícios utilizados para fins gerais (curva 1) e de estruturas fixas offshore (curva 2) adaptado	110
Figura 54 - Limites para acelerações de pico: critérios da norma japonesa adaptado	111
Figura 55 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)	134
Figura 56 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)	134
Figura 57 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)	134
Figura 58 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)	136
Figura 59 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)	136
Figura 60 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)	136
Figura 61 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 8,33$ m/s (30 km/h)	138
Figura 62 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 8,33$ m/s (30 km/h)	138

Figura 63 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 8,33$ m/s (30 km/h)	138
Figura 64 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)	140
Figura 65 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)	140
Figura 66 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)	140
Figura 67 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)	142
Figura 68 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)	142
Figura 69 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)	142
Figura 70 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)	144
Figura 71 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)	144
Figura 72 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)	144
Figura 73 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)	146
Figura 74 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)	146
Figura 75 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos	53
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	53
Tabela 3 - Expoente p e parâmetro b.....	55
Tabela 4 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos	55
Tabela 5 - Tempos de duração e alturas de referências	57
Tabela 6 - Categorias de exposição.....	57
Tabela 7 - Coeficientes para lei potencial	58
Tabela 8 - Velocidade de fricção e comprimento de rugosidade para a norma AS/NZS	58
Tabela 9 - Valores limites de aceleração	62
Tabela 10 - Critérios de avaliação do conforto	64
Tabela 11 - Escala de Beaufort.....	66
Tabela 12 - Dimensões das vigas em centímetros.....	74
Tabela 13 - Dimensões dos pilares em centímetros	74
Tabela 14 - Frequências (f) e períodos (T) da estrutura.....	82
Tabela 15 - Parâmetros de amortecimento α e β para o vento na direção Z	88
Tabela 16 - Parâmetros de amortecimento α e β para o vento na direção X.....	88
Tabela 17 - Identificação dos nós da seção estrutural segundo a direção Z.....	92
Tabela 18 - Identificação dos nós da seção estrutural segundo a direção X	92
Tabela 19 - Combinação com coeficientes finais adotados	93
Tabela 20 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento.....	96
Tabela 21 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h).....	97
Tabela 22 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)	101
Tabela 23 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h).....	103
Tabela 24 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 27,78$ m/s (100 km/h)	105
Tabela 25 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 30,55$ m/s (110 km/h)	107

Tabela 26 - Valores máximos médios de deslocamento: comparações normativas	109
Tabela 27 - Valores máximos médios de aceleração: comparações normativas	109
Tabela 28 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)	133
Tabela 29 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)	135
Tabela 30 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 8,33$ m/s (30 km/h)	137
Tabela 31 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)	139
Tabela 32 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)	141
Tabela 33 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)	143
Tabela 34 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)	145

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AIJ	<i>Architectural Institute of Japan</i>
ANSI	Norma Norte Americana
ANSYS	<i>Swanson Analysis Systems</i>
APDL	<i>Parametric Design Language</i>
AS/NZS	<i>Australian/New Zealand Standard</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineering standard</i>
BD3GDL	Balança Dinâmica de três Graus de Liberdade
CAARC	<i>Commonwealth Advisory Aeronautical Council</i>
CNS	Norma Chinesa
DEDM-HR	<i>Database-enabled Design Module - High Rise</i>
EC	Categoria de Exposição
ELS	Estado Limite de Serviço
ESDU	<i>Engineering Decision Support Tool</i>
Eurocode	Norma Europeia
FCK	Feature Compression Know
FGA	Faculdade do Gama
GO	Goiás (estado brasileiro)
I	Incômodo
IMP	Imperceptível
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
INT	Intolerável
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
IWC	Norma Indiana
LRC	<i>Load Response Correlation</i>
MATLAB	<i>MATHWORKS Inc.</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MG	Minas Gerais (estado brasileiro)
MI	Muito Incômodo
MMD	Método do Modelo Discreto

MRE	Método da Representação Espectral
NBCC	Norma Canadense
NBR	Norma Brasileira
P	Perceptível
PE	Pernambuco (estado brasileiro)
RAM	<i>Random Access Memory</i>
RLB	<i>Recommendations for Loads on Buildings</i>
RMS	<i>Root Mean Square</i> (Valor Quadrático Médio)
SC	Santa Catarina (estado brasileiro)
SIMO	Sistema Interativo para Métodos de Otimização

LISTA DE SÍMBOLOS

S^V	Densidade espectral
$\bar{V}(z)$	Parcela média da velocidade em função da altura
A_e	Área frontal efetiva
a_i	Amplitude das séries temporais
a_{lim}	Aceleração limite
a_z	Aceleração na direção Z
a_{zRMS}	Aceleração RMS na direção Z
b	Parâmetro meteorológico
C	Matriz de amortecimento
C_a	Coefficiente de arrasto
d	Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante
f	Frequência
f_0	Primeira frequência natural da estrutura
F_a	Força de arrasto
F_{fl}	Força de arrasto flutuante
f_j	Frequência correspondente ao modo j
F_r	Fator de rajada
h	Altura do edifício
l	Comprimento de edificações paralelepípedas
k	Constante de Kármán
K	Matriz de rigidez
k_c	Coefficiente adotado para aceleração limite
L	Largura da estrutura perpendicular à direção de aplicação da carga de vento
M	Matriz de massa
n	Número de divisões do espectro de potência utilizado na análise
p	Expoente da lei potencial de variação de S_2
P_m	Nível de probabilidade
$q(z)_{fl}$	Pressão de vento flutuante

q_e	Pressão dinâmica do vento
$R_{95\%}$	Valor característico da resposta dinâmica da estrutura (deslocamentos e acelerações)
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator de rugosidade do terreno
S_3	Fator estatístico
t	Tempo
T_1	Período fundamental
u^*	Velocidade de fricção
u_j	Deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante do vento
U_{lim}	Deslocamento limite
U_z	Deslocamento na direção Z
$V(t)$	Parcela flutuante da velocidade em função do tempo
V_0	Velocidade básica do vento
V_{10}	Velocidade média do vento na cota de 10 m acima do terreno
V_k	Velocidade característica
V_p	Velocidade média de projeto
$V_T(t)$	Velocidade em função do tempo
x	Coefficiente de amplificação dinâmica
X	Frequência adimensional
Z	Altura medida a partir da superfície do terreno de acordo com o ponto considerado
Z_0	Comprimento de rugosidade
Z_r	Altura de referência
Δf	Incremento de frequência
α	Coefficiente
β	Coefficiente
γ	Densidade
μ	Valor médio da resposta
ν	Coefficiente de Poisson
θ	Inclinação média do talude ou encosta do morro
θ_i	Ângulo fase aleatório

σ	Desvio padrão
ω_0	Frequência natural circular
ξ_i	Taxa do i-ésimo modo de vibração
ψ	Valor característico
ζ	Razão de amortecimento crítico

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
ESCOPO DO TRABALHO	27
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
1.1 Considerações finais do capítulo.....	45
2 NORMAS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO	46
2.1 Considerações iniciais do capítulo.....	46
2.2 Forças estáticas devido ao vento	46
2.3 Efeitos dinâmicos devido à turbulência	53
2.4 Normas e recomendações internacionais de projeto.....	56
2.5 Verificação do conforto humano em edifícios	60
2.5.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)	61
2.5.2 Critério de avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995)	62
2.5.3 Critério de avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997) ...	63
2.5.4 Critério de avaliação segundo ISO 10137 (2007)	64
2.6 Escala de Beaufort	65
2.7 Considerações finais do capítulo.....	67
3 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DAS CARGAS DE VENTO	68
3.1 Considerações iniciais do capítulo.....	68
3.2 Modelagem do carregamento não determinístico	68
3.3 Considerações finais do capítulo.....	72
4 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO	73
4.1 Considerações iniciais do capítulo.....	73
4.2 Modelo estrutural em estudo.....	73
4.3 Modelo em elementos finitos desenvolvido.....	76
4.4 Considerações finais do capítulo.....	79
5 ANÁLISE MODAL DO SISTEMA ESTRUTURAL	81
5.1 Considerações iniciais do capítulo.....	81
5.2 Frequências naturais.....	81
5.3 Modos de vibração	82
5.4 Considerações finais do capítulo.....	85
6 ANÁLISE ESTRUTURAL DINÂMICA	86

6.1	Considerações iniciais do capítulo.....	86
6.2	Amortecimento estrutural.....	86
6.3	Análise harmônica.....	88
6.4	Análise estrutural dinâmica não determinística.....	91
6.5	Considerações finais do capítulo.....	113
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	114
7.1	Aspectos gerais.....	114
7.2	Análise modal.....	114
7.3	Análise harmônica.....	115
7.4	Análise de vibração forçada e avaliação do conforto humano.....	115
7.5	Sugestão para trabalhos futuros.....	117
	REFERÊNCIAS.....	119
	APÊNDICE A - VALORES MÁXIMOS MÉDIOS DA RESPOSTA DINÂMICA.....	132

INTRODUÇÃO

Com o passar do tempo, as edificações ficaram mais altas e esbeltas e a ação do vento, que é um carregamento horizontal, se tornou uma solicitação importante a ser considerada em edifícios. Os edifícios altos passaram a ser mais analisados devido aos avanços tecnológicos e melhorias para materiais de construção, como também na evolução dos métodos construtivos e o aumento da população em grandes centros urbanos. Desta forma, devido as ações dinâmicas do vento que incidem sobre as fachadas dos prédios, os problemas estruturais causados por vibrações excessivas devem ser investigados para que o conforto humano seja garantido, sendo essa uma verificação que passou a fazer parte dos projetos estruturais.

Até meados de 1960, construções com baixa altitude, pesadas e de grande rigidez não possuíam problemas referentes à ação do vento, pois as principais solicitações eram provenientes de carregamentos verticais. Todavia, com o passar dos anos, as edificações foram ficando cada vez mais leves e esbeltas e os carregamentos horizontais, principalmente da ação do vento, tornaram-se uma parcela importante das solicitações em edifícios (Blessmann, 2001).

Avanços tecnológicos atrelados a um cenário econômico favorável, propiciaram ao longo dos últimos anos a disseminação da construção de edifícios altos em diversos países, como por exemplo Estados Unidos, e mais recentemente em países asiáticos, como China, Malásia e Emirados Árabes Unidos. Esta tendência arquitetônica com condução de sistemas estruturais esbeltos, resulta em edifícios com valores de frequências naturais muito baixas e, portanto, mais suscetíveis a problemas de vibração excessiva, desconforto humano e abertura de fissuras (Barboza, 2016).

De modo geral, a consideração do vento em projetos de edifícios baixos e pesados construídos outrora nunca foi um problema relevante, contudo os efeitos destas ações dinâmicas sobre as estruturas passaram a ser analisadas com mais cautela, visto que os edifícios modernos possuem alto índice de esbeltez devido à altura elevada. O maior edifício do mundo então construído possui 828 metros de altura com 160 andares, chamado Burj Khalifa (Figura 1) e está localizado em Dubai, Emirados Árabes Unidos.



Figura 1 - Edifício Burj Khalifa - Fonte: <https://www.tripadvisor.com.br>

Os edifícios brasileiros mais altos do país são em maioria encontrados no Sul em Balneário Camboriú/SC. A One Tower (Figura 2), arranha-céu concluído em dezembro de 2022 é o mais alto do país e o segundo mais alto da América do Sul, com altura de 290 metros. Em quarto lugar do ranking Brasil, após três edifícios localizados em Balneário, localizado em Goiânia/GO, o Órion Business and Health Complex (Figura 3), possui altura de 191 metros e foi aberto ao público em 2018.



Figura 2 - Edifício One Tower - Fonte: <https://litoralvertical.com>



Figura 3 - Órion Business and Health Complex - Fonte: <http://www.rissi.com.br>



Figura 4 - Millennium Palace - Fonte:
<https://fgempreendimentos.com.br/empreendimentos/millennium-palace>



Figura 5 - Shanghai Tower - Fonte: <https://metalica.com.br/shangai-tower/>

Luxuosidade de frente para o mar, o Millennium Palace (Figura 4) é um edifício com apartamentos de luxo localizado também na cidade de Balneário Camboriú, com 177,3 metros de altura, sendo 46 andares, que até maio de 2018 era o edifício mais alto do Brasil. Na China, em Shanghai (Figura 5), o fabuloso arranha-céu é localizado em Pundong e classificado como o mais alto prédio de um grupo de três edifícios adjacentes nessa cidade. Construída de aço, a torre compõe nove edifícios cilíndricos empilhados em cima uns dos outros, totalizando 632 metros de altura em 128 andares. As obras de construção iniciaram em novembro de 2008 e foi aberto ao público em novembro de 2015.

A definição do modelo estrutural e do carregamento de vento utilizados em projetos de edifícios altos precisam ser considerados de maneira acurada, com um tratamento estatístico adequado para a representação do vento, visto que a ação do

vento possui caráter dinâmico, essencialmente não determinístico ou randômico. Portanto, torna-se necessário analisar a estrutura de forma dinâmica, o que não é aplicado usualmente em projetos comuns, pois o vento é considerado de natureza estática, além das verificações de conforto humano.

Um incidente recente de vibração excessiva em edifícios causado devido a ação do vento ocorreu em 2023, edifício Yachthouse localizado em Balneário Camboriú, Litoral Norte de Santa Catarina durante a passagem de um ciclone. As torres possuem 81 andares sendo um dos edifícios mais altos do Brasil e foram vistas balançando com rajadas de 120 km/h. O vento mais forte registrado em território brasileiro de acordo com a história meteorológica foi do Ciclone Catarina, em 28 de março de 2004, ciclone tropical equivalente a categoria 2 com 155 km/h.



Figura 6 - Edifício Yachthouse - Fonte:

<https://www.gazetadopovo.com.br/haus/arquitetura/yachthouse-residence-club-predio-mais-alto-do-brasil-tera-elevador-mais-rapido-do-pais-balneario-camboriu/>

À vista disto, é comprovada a importância do estudo dinâmico atuante em edifícios altos a fim da verificação das consequências de deslocamento e aceleração que as velocidades do vento podem ocasionar nas estruturas e acompanhamento de suas frequências naturais de vibração que são baixas e variam entre 0 e 10 Hz, sendo assim vulneráveis à oscilações.

Além disto, pesquisas recentes mostram que a ação transversal do vento (*across-wind*) pode vir a produzir uma resposta estrutural dinâmica superior em relação à ação longitudinal das cargas de vento (*along-wind*), podendo vir a ser a determinante para avaliações de estado limite de serviço (Tozan, 2013).

Ressalta-se, ainda, que a maioria das normas e recomendações de projeto apresentam resultados considerados aceitáveis para as respostas longitudinais, porém para a direção transversal de ação do vento, ainda persiste a falta de uma metodologia de análise aceita internacionalmente (Holmes, 2014). Atualmente, esta lacuna é preenchida com base na utilização de ensaios experimentais realizados em túnel de vento, que representam um aumento considerável em relação aos custos e prazos finais do projeto ou mesmo através da utilização de métodos aproximados, dentre os quais pode-se citar o Método da Representação Espectral (Santos, 2018).

Em um estudo realizado por Goto (1983), foi analisada a reação dos ocupantes de alguns edifícios altos após um tufão, onde constatou-se que 90% dos usuários sentiu as vibrações causadas devido a ação do vento. Outrossim, também foi possível relacionar essa percepção com a aceleração conferida, sendo a partir de $0,05 \text{ m/s}^2$ e limitando-se a $0,8 \text{ m/s}^2$, pois a partir desta aceleração era possível ter o desconforto dos ocupantes, como enjoo e dificuldades de andar.

Diante do exposto, levando em consideração as pontuações, este trabalho de pesquisa tem por objetivo avaliar a resposta estrutural dinâmica de edifícios altos submetidos a ação não determinística das cargas de vento a fim de verificar a estabilidade estrutural e garantir o conforto humano na edificação. Para tal, será avaliado um edifício comercial em concreto armado, com altura de 102 metros, composto por 34 pavimentos por meio da modelagem numérica da estrutura através do emprego de um programa de elementos finitos que é o software ANSYS (2009). Finalmente cabe ressaltar que serão avaliados os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações obtidos ao longo das análises numéricas, e estes valores serão comparados com os valores limites em normas e recomendações de projeto.

Motivação

O desenvolvimento de projetos arquitetônicos e estruturais para a construção de edifícios altos e esbeltos, em função de avanços significativos das ciências dos materiais e dos processos construtivos tem sido uma constante ao redor do mundo. Por outro lado, o arrojo destes projetos tem ocasionado edifícios cada vez mais flexíveis, com valores baixos de frequências naturais e de amortecimento estrutural, portanto, mais suscetíveis a problemas de vibrações excessivas. Os edifícios são projetados para atender ao estado limite último tendo em mente que o colapso estrutural seja evitado, e ao estado limite de serviço, para que sejam atendidos os critérios de utilização e conforto dos usuários. Entretanto, para projetos de edifícios altos, somente a verificação dos limites estabelecidos para os deslocamentos translacionais horizontais máximos, determinados via emprego da análise estática tradicional, nem sempre é suficiente. Deste modo, faz-se necessário verificar também o conforto humano com base nos valores das acelerações máximas ou de pico, visto que para edifícios altos o índice de esbeltez pode ser elevado. Tal verificação, cada vez mais necessária atualmente, representa uma das principais motivações para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, a qual somente é possível através da análise do comportamento estrutural dinâmico da edificação.

Objetivos

Este trabalho de pesquisa tem por objetivo principal o estudo do comportamento estrutural dinâmico não determinístico e a avaliação do conforto humano de edifícios altos, quando submetidos às ações das cargas de vento. Para tal, considera-se ao longo deste estudo o projeto de um edifício de concreto armado, destinado para uso de escritórios comerciais, composto por 34 pavimentos e altura total de 102 m, localizado na cidade de Belo Horizonte/MG. O modelo em elementos finitos desenvolvido para a análise dinâmica do edifício em estudo foi gerado com base no emprego de técnicas usuais de discretização a partir da utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF), via uso do programa ANSYS (2009). Um extenso estudo paramétrico é desenvolvido ao longo desta investigação, com base na avaliação da resposta dinâmica da estrutura, mediante o cálculo dos valores máximos médios dos deslocamentos e acelerações de pico, de maneira a caracterizar as faixas de

velocidades de vento que podem vir a produzir vibrações excessivas e desconforto humano para os usuários da edificação investigada.

Escopo do trabalho

O trabalho de pesquisa se divide em 7 capítulos, além da introdução e do apêndice.

No primeiro capítulo é realizada uma revisão bibliográfica, acerca da concepção de edifícios altos, diretrizes e estudos relacionados ao conforto humano, resumindo os trabalhos que foram realizados ao longo dos anos.

No capítulo 2 são apresentadas normas e recomendações de projeto que direcionam sobre as forças devidas ao vento em edificações, além de critérios de avaliação do conforto humano.

O capítulo 3 expõe a modelagem não determinística das cargas de vento com formulações matemáticas utilizadas para simulação do mesmo, através do espectro do potência utilizado.

No quarto capítulo, o modelo estrutural investigado é apresentado com suas características físicas e geométricas, além disso, é demonstrada a modelagem numérica via método dos elementos finitos, apresentando os elementos utilizados, nós e graus de liberdade da estrutura.

No capítulo 5, a análise modal do sistema estrutural é investigada, com a obtenção de autovalores e autovetores, ou seja, frequências naturais e modos de vibração do edifício estudado.

No capítulo 6, é realizada a análise estrutural dinâmica, avaliando os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações sendo comparados com valores limites normativos e com critérios de avaliação do conforto humano.

No sétimo capítulo, são apresentadas as considerações finais do trabalho, com conclusões alcançadas durante o desenvolvimento da pesquisa, além de sugestões para a continuação deste estudo.

Finalmente no Apêndice A, são apresentados os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações referentes a resposta estrutural dinâmica do edifício das velocidades de 10 km/h à 70 km/h.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O primeiro em estudos relacionados ao vento na engenharia foi Davenport (1963), que investigou os turbilhões de vento desenvolvendo teorias relacionadas ao tema. O autor introduziu o método do fator de rajada, que tem como objetivo determinar a magnitude de pico da resposta dinâmica, incluindo os efeitos da ressonância.

Através de dados experimentais foi possível analisar as características não-determinísticas do vento, no qual apresenta flutuações em torno da velocidade média. O Método da Representação Espectral (MRE), representa numericamente um sinal com características de uma soma de números finitos de harmônicos superpostos com ângulos de fase randômicos. A amplitude de cada harmônico é definida a partir da densidade espectral e da função de coerência do fenômeno estudado (Shinozuka 1972, 1987, 1990 e Shinozuka *et al.* 1972).

Hansen (1973) realizou uma pesquisa utilizando questionários com ocupantes de dois edifícios altos após uma tempestade. De acordo com o estudo, o autor propôs um limite de $0,049 \text{ m/s}^2$ para a aceleração em RMS (root mean square), podendo ser excedida uma vez a cada 6 anos.

Irwing (1981) também contribuiu na proposição de limites de conforto humano. O autor construiu uma sala para estudar os limites de percepção humana para vibrações de baixas frequências entre $0,063 \text{ Hz}$ e 1 Hz . Os resultados obtidos por Irwing (1981) fizeram com que o autor propusesse curvas limites para as acelerações, em função de RMS, relacionadas e dependentes das frequências de excitação.

Silva (1986) tem como objetivo analisar os esforços em estruturas de edifícios altos por meio de microcomputadores de pouca quantidade de memória RAM. Para um microcomputador compatível com o APPLE II, de 48 Kbytes de memória RAM, foi utilizado neste trabalho, o modelo estrutural formado de painéis (pórtico, pilares-parede e/ou suas associações) com as lajes trabalhando como diafragmas, compatibilizando os deslocamentos horizontais. Os exemplos analisados permitiram concluir da validade do modelo adotado para o projeto da maior parte dos edifícios altos correntes e a programação desenvolvida mostrou-se ser uma excelente ferramenta para este objetivo.

Lima (1988) atesta que em especial na fase de anteprojeto, a utilização de métodos aproximados de cálculo encontra plena justificativa, uma vez que o uso de

sofisticados programas de computador com dados ainda preliminares não é indicado. Este método usa a hipótese do diafragma horizontal rígido para as lajes, e obriga que todos os elementos verticais de contraventamento tenham a mesma deflexão lateral em um único nível de laje, geralmente o último. Para a aplicação do método há a necessidade do cálculo da deflexão dos elementos de contraventamento.

Carvalho (1990) afirma que dentre a variedade de métodos para a obtenção da carga de vento, determinaram-se em uma análise de um projeto estrutural real os resultados do método de Davenport, dos métodos sugeridos da norma brasileira (NBR-1623), ou seja, o método simplificado e o método discreto desta norma e de um modelo dinâmico consistente para posterior obtenção dos níveis de vibrações para o conforto humano. Nesta análise verificou-se uma variação significativa com os resultados do método de Davenport em comparação com os demais métodos. Em relação aos referidos limites recomendáveis, a comparação não é imediata, pois se referem a níveis de percepção distintos.

Ferraro *et al.* (1990) investigaram a influência de duas abordagens semi empíricas na estimativa de acelerações induzidas devido a ação do vento em edifícios altos comparando-as com os resultados de túnel de vento.

Segundo Kasperski (1992), o aumento da demanda por projetos e construções, econômicos, têm levado a adoção de novos projetos que consideram os efeitos da não-linearidade. Todavia, segundo ele, a aplicabilidade destes projetos se limitam à sistemas lineares. Pensando nisso, o autor investigou um novo método denominado de “load-response-correlation” (LRC), que possibilita ao Engenheiro considerar uma distribuição espacial realística dos carregamentos de ventos, produzindo respostas estruturais eficientes para sistemas lineares e uma boa aproximação para os efeitos não-lineares.

Snaebjornsson e Reed (1992) exploraram o comportamento provocado devido a ação do vento em edifícios de múltiplos andares com foco em resultados obtidos a partir de instrumentações de edifícios na Islândia. Os resultados indicaram uma maior sensibilidade dos edifícios ao efeito torcional do vento.

Griffis (1993) avaliou dois importantes estados limites de utilização para estruturas altas e esbeltas em aço e mistas (aço-concreto) sob cargas de vento: a deformação e a percepção do movimento e propôs novas considerações para projetos estruturais.

Tsukagoshi *et al* (1993) realizou um estudo sobre uma técnica de simulação numérica para estimar as vibrações induzidas devido a ação do vento em edifícios altos. As forças longitudinais foram obtidas a partir do espectro de potência da parcela flutuante longitudinal do vento enquanto as forças transversais foram determinadas utilizando expressões matemáticas aproximadas baseadas em dados de ensaios em túnel de vento. As forças foram aplicadas em um modelo numérico representando um edifício com planta retangular com dimensão de 40 m e altura de 160 m e os resultados foram comparados com os resultados obtidos através de ensaio em túnel de vento apresentando boa concordância.

Franco (1993) elaborou o método do vento sintético, que tinha como base a simulação de Monte Carlo para o cálculo da parcela flutuante da velocidade do vento, através da geração de séries históricas de carregamento. Esta metodologia considerava as características aleatórias e as propriedades instáveis da carga de vento, sendo largamente utilizado em trabalhos de pesquisa e na engenharia estrutural.

Carril Júnior (2000) investigou os efeitos das forças provenientes do vento na resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas. O autor estudou a resposta ressonante, não ressonante e o fator resposta de rajada. Teve como conclusão que as respostas da estrutura às rajadas de vento são, principalmente, respostas não ressonantes nas frequências abaixo das frequências naturais da estrutura.

O vento não era problema em construções baixas e pesadas de grossas paredes, mas passou a ser, e em medida crescente, quando as construções foram se tornando mais e mais esbeltas e as estruturas usando cada vez menos quantidade de material (Blessmann, 2001).

Nascimento Neto *et al.* (2002) investigaram o comportamento global do sistema de contraventamento dos edifícios em alvenaria estrutural, submetidos ao carregamento devido ao vento. O modelo numérico utilizado consiste em uma modelagem mais precisa que as usualmente empregadas para esse tipo de estrutura, havendo a possibilidade de inclusão no comportamento global da deformabilidade por cisalhamento das paredes e os efeitos da torção do edifício.

Moreira (2002), propôs uma análise da sensibilidade estrutural de edifícios esbeltos submetidos a várias fontes de excitação dinâmicas, como por exemplo, as forças do vento incidindo sobre os modelos analisados. O autor enfatizou a necessidade de se incluir a rigidez cisalhante associada aos painéis de alvenaria,

principalmente nas concepções estruturais com componentes muito esbeltos, como forma de buscar resultados mais satisfatórios obtidos com os modelos simplificados na avaliação da sensibilidade estrutural.

Zhou *et al.* (2002) chamam a atenção para que os procedimentos existentes, como o Método de Davenport e outras técnicas experimentais não sejam usados indiscriminadamente, pois assumem formas de modos estruturais ideais, ou seja, modo de vibrações linear e torção uniforme, o que de fato não é real. Levando em consideração os efeitos da não linearidade, um estudo de vários parâmetros foi conduzido por estes autores para examinar a influência destes modos de vibração. Foram apresentados fatores de correção na estimativa dos efeitos da ação de vento nas respostas dos esforços e deslocamentos através de formulações. Concluiu-se que nos estudos de caso realizado, a influência de uma forma de modo não linear é realmente insignificante para a resposta de deslocamento e do momento de flexão da base, mas não para outros efeitos de sollicitação, por exemplo, o cisalhamento de base e a força do vento generalizada.

Thepmongkorn *et al.* (2002) investigaram os efeitos de interferência de edifícios vizinhos através de uma série de testes de modelo aerodinâmico em túnel de vento. Os resultados indicaram que as respostas do edifício principal aumentaram significativamente quando o edifício interferente estava localizado diagonalmente a montante. Um aumento mais substancial nas respostas foi evidente quando o edifício interferente estava localizado diretamente a montante do prédio principal.

Miguel (2003) expôs um estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido a ação dinâmica do vento. As respostas obtidas em túnel de vento, através de um modelo aeroelástico equivalente de dois graus de liberdade, mostraram que as respostas longitudinais determinadas através das formulações da NBR 6123 (1988) se apresentam subestimadas.

Lazanha (2003) desenvolveu um modelo numérico para a análise de estruturas planas sob excitação aleatória vento. As cargas de vento foram modeladas também baseadas na simulação de Monte Carlo, considerando a função de densidade espectral de potência para as velocidades do vento. Obtiveram os resultados através de integração numérica com o Método de Newmark e foram tratados estatisticamente.

Samali *et al.* (2004) realizaram um estudo experimental baseado em resultados obtidos em ensaios de túnel de vento da Universidade de Sydney para

determinar as forças de vento que atuam sobre um edifício de referência de 76 pavimentos e 306 m de altura.

Gu & Quan (2004) testaram quinze modelos típicos de edifícios altos em túnel de vento para determinar a resposta dinâmica transversal. Além disto, investigaram a resposta dinâmica e as características de amortecimento aerodinâmico com base em um modelo com um grau de liberdade de um edifício alto.

Lin *et al.* (2005) realizaram estudos experimentais em túnel de vento com nove modelos com diferentes seções transversais para estudar as características das forças do vento incidindo sobre edifícios altos.

Visando garantir a integridade estrutural, esse acompanhamento deve ocorrer durante toda a vida útil da edificação, conforme cita Palazzo (2005, p.1): “a garantia da vida útil é dada pelo acompanhamento e monitoração ao longo do tempo”.

Tamura *et al.* (2006) resumiu as descobertas de extensos testes de túnel de vento realizados por grupo de pesquisadores. Testes estes realizados para avaliar as ações dos carregamentos de vento em vários tipos de modelos estruturais. Foram discutidos os efeitos da altura das edificações e a razão das respostas laterais e longitudinais da carga de vento. Por fim, foi proposta um procedimento alternativo para combinação das cargas de vento para edifícios de diversas alturas, introduzindo um fator de combinação.

Burton *et al.* (2006) estudaram o efeito da variação da frequência de vibração entre 0,1 a 1 Hz na amplitude da aceleração medida na cabeça de 10 indivíduos selecionados para a pesquisa. O resultado mostrou que a amplitude se eleva com o aumento da frequência, o que pode influenciar a percepção da vibração, uma vez que a aceleração afetaria os órgãos vestibulares responsáveis por sentir o equilíbrio e posição dos indivíduos.

Mendis *et al.* (2007) apresentaram uma metodologia avançada para o desenvolvimento de projetos de edifício altos com base na norma australiana de vento com abordagens simplificadas.

Antunes (2007) afirma que a monitoração deve possuir acompanhamento dinâmico dos edifícios, com o propósito de evitar desastres e também garantir conforto e segurança do usuário.

Bashor *et al.* (2007) propuseram o uso da derivada da aceleração para avaliar conforto como uma alternativa à incerteza de usar o pico aceleração ou a raiz quadrada média.

Fu *et al.* (2008) apresentaram os resultados das medições de campo e as respostas induzidas devido a ação do vento em dois edifícios altos na China durante a passagem de tempestades de vento. Estes resultados foram comparados com os dados de ensaios de túnel de vento para adequação das técnicas experimentais utilizadas.

Chen (2008) demonstra na investigação, uma metodologia analítica no domínio da frequência para quantificar a resposta do vento longitudinal em edifícios altos quando submetidos a ventos não-estacionários.

Huang *et al.* (2009) apresentaram uma estrutura para a análise dinâmica da resposta de torção lateral induzida devido a ação do vento de edifícios altos. Para tal é utilizado um edifício assimétrico misto (aço e concreto) de 60 andares para ilustrar a resposta dinâmica do modelo de análise proposto.

Oliveira (2009) criou um equipamento denominado balança dinâmica de três graus de liberdade (BD3GDL) que permitia a obtenção da resposta de edifícios altos frente à ação do vento, a partir de ensaios em túnel de vento com modelos em escala reduzida. A coerência entre os valores obtidos com os disponíveis na literatura permitiu concluir que o equipamento simula satisfatoriamente o comportamento dinâmico de edifícios altos submetidos à ação do vento.

Ming Gu (2009) apresentou resultados de estudos referentes a ação do vento em edifícios altos. A equipe realizou testes em 27 modelos estruturais utilizando túnel de vento. Foram analisadas as características de pressão e forças do vento que atuam sobre os modelos investigados. Utilizou também resultados de dois anemômetros ultrassônicos instalados no topo do edifício Shanghai World Financial em uma altura de 492 metros. Por fim, comparou as respostas dinâmicas longitudinais e transversais, com e sem efeito de vizinhança.

Obata (2009) estudou uma maneira de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dinâmico dos ventos em estruturas. Indica um método baseado no vento sintético de acordo com a simulação de Monte Carlo para o cálculo das cargas aleatórias do vento.

Borges (2009), apurou o comportamento estrutural de um edifício de 42 pavimentos, cuidadosamente estudado de forma a apresentar um comportamento estrutural eficiente. Foram apresentados resultados de análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço, de análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, bem como do comportamento para ações dinâmicas,

incluindo a interação solo-estrutura. Como resultados, concluiu que edifícios esbeltos devem merecer tratamento especial desde a concepção arquitetônica, a ter o comportamento verificado por métodos completos incluindo análises estáticas e dinâmicas.

Franco & Medeiros (2011) apresentaram novas considerações para o método do vento sintético com a possibilidade de emprego de um grande número de harmônicos e de combinações de ângulos de fase sem a perda de precisão da resposta estrutural e a correção que existia no método original torna-se desnecessária.

Li *et al.* (2011) apresentaram os resultados de um sistema com 30 acelerômetros instalados na Torre Taipei 101, em Taiwan, onde a ocorrência terremotos e tufões é bastante comum. Os valores das frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento obtidos nestas medições foram comparados aos dados calculados a partir de modelos em elementos finitos. O desempenho sísmico da estrutura foi avaliado com base nas medições e nas análises numéricas.

Figueiredo *et al.* (2011) apontam que a monitoração das estruturas é essencial para uma avaliação estrutural quando se necessita determinar as características e as propriedades do sistema estrutural.

Tanaka *et al.* (2012) mostraram uma série de experimentos de túnel de vento realizados para determinar as forças aerodinâmicas e as pressões do vento que atuam em modelos de construção de planta quadrada com diferentes formas. Os resultados destas experiências levaram a uma compreensão abrangente das características aerodinâmicas de edifícios altos com várias configurações.

Em conformidade com os trabalhos de pesquisa da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), alguns dos autores a seguir contribuíram com relevância para o tema em estudo, reforçando a consistência da linha de pesquisa.

De acordo com Silva Filho (2012), Davenport seguiu três hipóteses principais para chegar à resposta dinâmica estrutural: a) a estrutura possui um comportamento elástico, sendo a resposta expressa em termos da equação de equilíbrio dinâmico; b) a força média do vento é a mesma para o escoamento turbulento, e suave com velocidade média constante; c) as flutuações na velocidade e na força estão relacionadas por uma transformação linear. Outrossim, o autor argumenta que os espectros de resposta procedem de duas funções de admitância: admitância

aerodinâmica, relacionada as dimensões da construção e os turbilhões incidentes; e admitância mecânica, relacionada a razão entre a resposta permanente e a excitação.

Soltys (2012) utilizou os dados de um anemômetro ultrassônico para obter os parâmetros estatísticos e as densidades espectrais do vento nas três direções. O trabalho experimental possibilitou o ajuste dos parâmetros do espectro que foi utilizado na geração de séries temporais de vento através do Método da Representação Espectral proposto por Shinozuka (1972). A comparação entre os sinais de vento gerados numericamente com os dados coletados experimentalmente exibiu boa concordância.

Devido ao Brasil ter apresentado crescimento expressivo na construção de edifícios altos, o principal objetivo dos projetistas está associado ao projeto de estruturas mais leves, no qual requer conhecimento teórico substancial para compatibilizar os requisitos arquitetônicos com as condições necessárias para a estabilidade. O objetivo de Barboza (2012) era investigar o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto com 20 pavimentos. As condições de contorno do modelo estrutural analisado no estudo não apresentaram diferença significativa entre os modelos apoiados e em balanço. A análise de vibração livre revelou que as primeiras dez frequências foram muito baixas, pois era um edifício esguio. A consideração de diafragmas rígidos na modelagem de sistemas estruturais deve ser avaliada com cautela com o projetista, pois certamente inviabiliza o projeto estrutural.

Segundo Brasil & Silva (2013), as excitações como as decorrentes de ventos, ondas do mar, sismos e outras deste gênero são, naturalmente, aleatórias. No nível atual do conhecimento, a descrição só pode ser realizada no sentido estatístico, por meio de valores médios, desvios destes valores e distribuições de probabilidade. O autor salienta que atualmente existem modelos capazes de realizar a análise estocástica de estruturas de comportamento linear sob esforços de vento de maneira bastante satisfatória. Uma rotina para análise estocástica da resposta dinâmica das estruturas é denominada “vento sintético” (Franco, 2011). Esse método pode ser encarado como algoritmo de simulação tipo Monte Carlo.

Oliveira (2014), apresenta, na dissertação de mestrado, uma série de conceitos fundamentais relacionados a ação do vento em edifícios altos, estabelecendo algumas considerações acerca da circulação do vento na camada limite atmosférica e da interação com as estruturas. Assim, é obtida a resposta

dinâmica ao longo do tempo em termos de vários parâmetros, comparando a resposta dinâmica e estática.

Holmes (2014) avaliou as respostas de um edifício alto em vários túneis de vento e as comparou com três diferentes códigos internacionais de projetos: de Hong Kong, australiano e o americano (ASCE). Os resultados mostraram que duas normas técnicas produziram valores inferiores à média dos dados obtidos em túneis de vento.

O objetivo da dissertação de Moraes (2014) foi investigar o comportamento estrutural de um edifício misto de 20 pavimentos. No núcleo interno do edifício foram utilizados e analisados três tipos de contraventamento. A resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural foi obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto. O modelo de carregamento adotado nesta análise, para avaliação do comportamento dinâmico da edificação, foi o modelo contínuo simplificado. Concluiu-se que o espectro de Kaimal era o que melhor se aplicava ao modelo investigado. A análise de vibração livre verificou que o modelo estrutural possuía frequências muito baixas e que a consideração do contraventamento vertical na secção em U do núcleo interior do edifício teve pouca influência na rigidez da estrutura.

Lamb *et al.* (2014) estudou na pesquisa, a reação de 53 ocupantes de 47 edifícios comerciais durante oito meses. Foi possível concluir durante a investigação que a vibração pode causar a perda de rendimento no trabalho através de sensações de enjoo, cansaço, baixa motivação e perda de concentração.

Barboza & Silva (2015) investigaram o comportamento estrutural de um edifício alto submetido à ação não determinística do vento considerando a interação soloestrutura. A carga devido ao vento foi simulada através do método sintético que confere um elevado grau de semelhança com o vento real (Franco, 2011). O edifício simulado apresenta 123,9 m de altura, com 42 andares, podendo ser considerado uma construção esbelta. A análise de vibração livre mostrou que o modelo tem frequências muito baixas, com a frequência fundamental na ordem de 0,22 Hz. O deslocamento máximo da estrutura à ação não determinística da carga de vento foi superior ao limite da norma brasileira NBR 6118 (2023) bem como os valores de aceleração obtidos foram superiores ao estabelecido na norma brasileira NBR 6123 (1988), concluindo-se que as acelerações de pico são incômodas aos ocupantes da edificação estudada.

O objetivo da dissertação de Teixeira (2015) foi estudar o comportamento estrutural e a avaliação do conforto humano de edifícios de concreto armado. Quatro diferentes projetos foram considerados ao longo do estudo, com alturas variando de 30 metros a 70 metros. Foi realizada uma análise de vibração livre, através do método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS (2009). O valor da frequência fundamental de cada edificação investigada, obtido por análise numérica, foi de 0,81 Hz. Todos os sistemas estruturais apresentaram um modo de vibração torcional entre os três primeiros modos de vibração. Os deslocamentos translacionais horizontais obtidos dos modelos estruturais investigados foram comparados com os limites recomendados na norma brasileira NBR 6118 (2023). O deslocamento máximo associado a um dos modelos ultrapassou o limite da norma. A frequência fundamental da estrutura está diretamente relacionada aos valores das acelerações máximas.

Projetos de edifícios altos exigem cada vez mais sistemas estruturais simples que agilizem a montagem, reduzindo custos e promovendo maior agilidade no uso dos espaços construídos. O sistema estrutural com poucas vigas pode ocasionar dois tipos de problemas: redução do sistema de contraventamento da edificação e vibrações excessivas. As conclusões a que se chegaram ao longo da investigação incidem sobre o estudo da resposta estrutural estática e dinâmica dos edifícios. Na pesquisa de Bastos (2015) foram determinados os valores dos parâmetros de instabilidade, os valores de deslocamentos e esforços, e, assim como os níveis de conforto humano de cada modelo estrutural analisado. A utilização de diversos parâmetros de sensibilidade, tendo como referência o estudo da estabilidade global das edificações, apontaram resultados semelhantes, ilustrando uma diminuição progressiva da rigidez global dos modelos.

Ponte (2015) também tinha como objetivo estudar o comportamento e a otimização do projeto estrutural de edifícios. Para tanto, foi considerado ao longo do estudo o dimensionamento de um edifício de concreto armado com 47 metros de altura e 15 pavimentos. Foram empregadas as técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS (2009). As principais conclusões foram apresentadas com base na análise de autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração), estabilidade global e estática, e também a otimização estrutural desenvolvida. Uma análise de vibração livre foi realizada a fim de caracterizar o comportamento dinâmico do edifício. Constatou-se que a estrutura

apresentava uma frequência fundamental muito baixa, em torno de 0,27 Hz, valor abaixo do valor limite de 1,0 Hz recomendado na norma brasileira.

Rios (2015) afirma que a característica dinâmica do vento provoca efeitos de vibração nas estruturas que devem ser analisados, em especial em relação ao conforto do usuário, afetado por deslocamentos e acelerações elevadas. O trabalho da autora aborda a utilização de amortecedores fluidos como forma de reduzir a resposta dinâmica das estruturas submetidas a cargas de vento, adotando o Método dos Ventos Sintéticos para definir o carregamento de vento aplicado à estrutura. Foi realizada uma análise dinâmica para a estrutura submetida ao carregamento de vento, com o objetivo de se analisar a influência dos amortecedores. Além disto, foram definidos cinco modelos estruturais, com diferentes configurações de amortecedores, de forma a encontrar a melhor distribuição na estrutura para reduzir a resposta a níveis aceitáveis de conforto para os usuários.

O aumento de edifícios altos tem levado a concepção de soluções compostas por sistemas estruturais mais flexíveis, visto que essas estruturas são mais suscetíveis aos problemas de vibrações excessivas, abertura de trincas indesejáveis e até desconforto dos ocupantes. Os resultados obtidos durante as análises numéricas realizadas na tese de Barboza (2016), em termos de valores de pico de deslocamento e aceleração, foram comparados com os valores limite estabelecidos por normas. Os resultados foram usados para avaliar criticamente os níveis de conforto humano em edifícios com e sem o uso de sistemas de controle de vibração. As forças dinâmicas geradas a partir do uso dos espectros de potência propostos por Davenport foram superiores as forças originadas através do espectro de potência de Kaimal. Não foram verificadas alterações significativas nas amplitudes modais, em relação ao comportamento físico dos edifícios, sempre com predominância de esforços de flexão.

Vieira (2016) fez um estudo experimental dos esforços solicitantes para um edifício alto devido à ação do vento, levando em conta a influência de edificações vizinhas. Foram propostas oito configurações de vizinhanças e quatro diferentes contornos, num total de trinta e duas diferentes situações. Os resultados concluíram que a presença das edificações vizinhas altera os resultados de todos os esforços estudados em uma quantidade significativa de direções consideradas. Observou-se que os parâmetros atuais estabelecidos na norma NBR 6123 (1988) para se majorar os esforços devidos aos efeitos de vizinhança, assim como a distância em que uma

edificação deve estar posicionada para ser considerada vizinha, não contemplam grande parte dos resultados obtidos nos ensaios. Os resultados sugerem uma revisão da norma, tanto da distância em que uma edificação deve estar para que os esforços na edificação de estudo sejam considerados, utilizando-se um fator específico de influência de vizinhança, como a alteração do valor do fator de vizinhança proposto na norma atualmente.

Bastos & Silva (2016) investigaram o comportamento estrutural dinâmico de um edifício alto de concreto armado, com 30 andares e altura total de 90 m, objetivando-se avaliar o conforto humano do modelo estrutural quando este é submetido à ação dinâmica não determinística das cargas de vento. A análise foi realizada por meio de modelagem em elementos finitos, em que a edificação foi submetida a diversas séries de carregamentos de vento. As conclusões tangem que as acelerações de pico encontradas são superiores as preconizadas na NBR 6123 (1998) para avaliação de conforto humano, sendo perceptíveis, mas não gerando incômodo, no que se refere à exposição humana, relativas às vibrações devidas ao carregamento não determinístico do vento.

Drummond (2017) investigou a resposta estrutural dinâmica de um edifício de concreto armado com 22 pisos e uma altura total de 63,8 metros. Os resultados obtidos durante as análises numéricas realizadas, quanto aos valores de deslocamentos máximos e picos de aceleração, foram comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas. Os modelos que simulam o efeito da interação solo-estrutura (modelagem de blocos sobre estacas, estacas de fundação e vigas de balanceamento), apresentaram menores valores de rigidez global. Quantitativamente, nos modelos estruturais em que a rigidez da alvenaria não foi considerada na análise, os valores da rigidez global apresentaram diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem das fundações. Outros modelos apresentaram valores de rigidez global consideravelmente superiores aos modelos numéricos em que não foi considerada a rigidez da alvenaria. A partir destes resultados é possível verificar o efeito da rigidez da alvenaria junto aos diferentes tipos de suportes nos modelos.

Zatti (2017) estudou o comportamento à vibração induzida devido a ação do vento utilizando o modelo de edifício padrão da CAARC e determinou as acelerações através da norma americana (ASCE 7-10), japonesa (AIJ 2010), canadense (NBCC 2004), australiana (AS/NZS 2004), europeia (Eurocode-1), além da norma brasileira

(NBR 6123, 1988). O trabalho evidenciou a importância do cálculo da aceleração transversal, que foi superior a longitudinal em todas as normas utilizadas.

O trabalho de investigação de Aguiar (2017) visava estudar o comportamento estrutural dinâmico e avaliar o conforto humano dos pisos de um edifício misto (aço-concreto) com 20 pisos. Este tipo de avaliação tornou-se necessária devido ao excesso de vibrações decorrentes do dimensionamento de sistemas estruturais cada vez mais esbeltos. As faixas de frequência das excitações associadas às atividades humanas rítmicas podem causar o efeito de ressonância. As principais conclusões alcançadas foram apresentadas com base na análise de frequências naturais e modos de vibração, análise de vibração harmônica e forçada. Deve-se notar que a resposta estrutural dinâmica dos pisos estudados viola os critérios de projeto relacionados ao conforto humano e indica níveis de vibração excessivos.

Ferrareto (2017) abordou em tese de doutorado a respeito do conforto humano em edifícios altos submetidos a ação do vento. Foi feita a investigação dos pontos com fragilidade das correntes das cargas de vento de Davenport e foram discutidos critérios relativos à avaliação das oscilações em uma edificação com grande altura (análise dinâmica, modelagem em elementos finitos, modelagem probabilística do vento e avaliação do conforto humano). Ferrareto (2017) criou a partir dos resultados, critérios confiáveis para avaliação da resposta dinâmica por meio de ensaios do túnel de vento de edifícios altos, visando a promoção de projetos mais econômicos e sustentáveis, atendendo aos critérios de conforto humano.

Silva Júnior (2017) afirma que a estabilidade global das edificações é afetada devido ao aumento dos efeitos de segunda ordem. O trabalho do autor é norteado por essa afirmação, onde busca analisar a influência da consideração dos efeitos do vento e do sismo no cálculo da estabilidade global de um edifício alto construído no município de Caruaru-PE, variando o número de pavimentos. Um dos objetivos específicos foi medir a variação da quantidade de armadura em pilares e vigas devido à consideração da ação sísmica.

Nas últimas décadas, a verticalização urbana no Brasil tem sido marcante, observando-se a construção de inúmeras edificações com altura considerável. Esse fato corroborou para que o projeto destas edificações utilize sistemas estruturais cada vez mais flexíveis. O trabalho de Silva (2018) investigou o comportamento estrutural dinâmico de um edifício em concreto armado, com 48 metros de altura. Para tanto, foram desenvolvidos modelos numéricos com diferentes características, visando uma

representação mais realista da edificação investigada. Os valores demonstraram o efeito da rigidez da alvenaria em conjunto com a modelagem das fundações do edifício. Quantitativamente, considerando os modelos estruturais sobre apoios simples, os valores de rigidez global apresentaram diferenças significativas. As diferenças são relevantes e refletem a influência do modelo de blocos e estacas de fundação nas respostas estruturais estáticas.

Chávez (2006) e Dos Santos (2018) compararam o MRE com o método discreto proposto na NBR 6123 (1988). Chávez (2006) fez a comparação utilizando um modelo numérico de um edifício em concreto armado com altura de 102 metros. Os resultados de deslocamento foram próximos com a utilização de ambos os métodos, enquanto para as acelerações a norma apresentou resultados significativamente maiores do que o MRE. Dos Santos (2018) comparou o resultado de dois modelos de edifícios em concreto armado com alturas totais de 103 e 65 metros. Os resultados permitiram concluir que os deslocamentos e as acelerações foram menores com a utilização do método da norma.

No trabalho de pesquisa de Sá (2018), apresenta uma investigação cujo objetivo principal é avaliar o comportamento estrutural estático e dinâmico. As conclusões alcançadas ao longo desta investigação demonstram a pertinência de uma modelação numérica mais realista para a representação das paredes de alvenaria. Foram obtidas dissociações dos deslocamentos translacionais horizontais máximos no topo do edifício investigado. As diagonais equivalentes influenciam significativamente a rigidez estrutural global da edificação, pois houve uma diminuição considerável nos deslocamentos máximos. A diferença nos valores de deslocamento dos modelos numéricos é da ordem de 40%. Este fato pode ser considerado positivo para o sistema estrutural, pois tende a evitar uma possível proximidade entre as frequências naturais da edificação e as frequências de excitação decorrentes da ação do vento sobre a edificação.

Vogado (2018) afirma que instruções normativas, em geral, limitam-se a prédios altos com padrões arquitetônicos regulares, afastando-se da realidade dos projetos construídos na prática, que vêm exibindo geometrias cada vez mais complexas e não convencionais. A proposta da pesquisa do autor consiste em dois estudos de caso, de edifícios construídos no Brasil e ensaiados em túnel de vento, que possuem uma geometria similar (em formato de "V"), mas com dimensões e detalhes arquitetônicos distintos. Além das ações, estudou-se o espectro do vento que

se aproxima, e determinou-se as funções de admitância aerodinâmica correspondentes. Em ambos os edifícios, verificou-se que a incidência do vento aproximadamente perpendicular a uma das abas corresponde a uma direção crítica em termos de efeitos dinâmicos: os espectros dos carregamentos globais se mostraram muito similares, apresentando picos pronunciados que indicam a possibilidade de desprendimento cadenciado de vórtices; as funções de admitância aerodinâmica também evidenciaram um formato muito semelhante.

Nos estudos de Miranda (2019) a resposta dinâmica de um edifício de aço de cinco andares construído em laboratório foi determinada com base em monitoramento experimental dinâmico e análise numérica. Os pilares de aço foram representados por elementos de pórtico tridimensionais, onde foram considerados os efeitos de torção e flexão. Uma análise de vibração forçada foi realizada e a resposta dinâmica foi comparada com a resposta estrutural real do edifício de aço. Com base na boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, as conclusões enfatizaram a relevância do monitoramento experimental dinâmico. A medição do tipo SIMO [força de excitação aplicada em um ponto da estrutura e a resposta dinâmica (saída) obtida simultaneamente em vários pontos] foi a única técnica experimental capaz de fornecer os modos de vibração da estrutura.

Barile (2019) acreditava que a concepção e construção de edifícios altos e esguios para atender o crescimento populacional gerava problemas estruturais relevantes. O autor baseava-se na utilização de ensaios experimentais em túneis de vento pois acreditava ser a forma mais confiável de avaliar a resposta estrutural dinâmica de edificações. Uma alternativa viável aos túneis de vento dizia respeito ao uso de metodologias simplificadas para estimar a resposta dinâmica. A norma de projeto americana e o Método de Representação Espectral apresentaram valores mais próximos aos obtidos em ensaios experimentais realizados em túneis de vento. O módulo DEDM-HR permitia uma forma fiável de estimar a aceleração do edifício, uma vez que considerava o efeito completo das forças do vento.

A tendência arquitetônica de projeto e construção de edifícios altos e esbeltos tem produzido sistemas estruturais flexíveis, com valores de frequência natural muito baixos e, portanto, mais suscetíveis a problemas de vibração excessiva. De acordo com esse contexto atual, é necessário que a análise estrutural no projeto destes edifícios seja realizada com mais precisão. O Método de Representação Espectral foi utilizado na tese de Bastos (2020) para caracterizar as ações dinâmicas longitudinais

do vento. Os resultados alcançados neste estudo demonstraram a relevância da modelagem da interação solo-estrutura, que contribuiu para a diminuição dos valores das frequências naturais. Também deve ser notado que na maioria das situações de projeto, as acelerações transversais têm valores mais altos.

Jaeger (2020) sustenta que as forças devidas ao vento geram solicitações que podem comprometer a estrutura, deste modo, no momento da elaboração do projeto estrutural de uma edificação é extremamente importante analisar os deslocamentos horizontais causados devido à ação do vento, definidos juntos à NBR 6123 (ABNT, 1988). A autora salienta que o efeito do vento fica mais evidenciado na análise relacionada à estabilidade, considerando que ao avaliar o quantitativo de materiais, o acréscimo de pavimentos irá incrementar as cargas verticais, além disto destaca a importância de considerar corretamente os efeitos da ação do vento no momento da concepção do projeto estrutural de uma edificação, considerando o alto impacto que a variação da velocidade irá gerar.

Conforme Deus (2022), a interação das ações do vento nas fachadas dos edifícios é importante e deve ser analisada ainda na fase de projeto, visto que atualmente há um aumento nas construções de edifícios altos com estruturas flexíveis, gerando altas vibrações devido a atuação no vento sobre fachadas. O autor investigou a resposta estrutural dinâmica e avaliou os níveis de conforto humano de um edifício de concreto armado composto por 40 pisos, com 150 metros de altura e dimensões de piso de 30 metros por 60 metros.

Prá (2023) afirmou que o vento é tido como um dos principais fatores para a análise estrutural. Deslocamentos horizontais da estrutura, provocados devido a ação do vento ou mesmo por desníveis, podem modificar a distribuição das cargas verticais. O autor comprova que o estudo da ação do vento nas estruturas é de grande importância, pois o mau dimensionamento pode prejudicar o estado limite de utilização.

Piccoli (2023) declarou que a ação do vento é uma das principais preocupações no projeto estrutural em edifícios altos, visto que gera deslocamentos significativos. O trabalho do autor estuda sobre os sistemas *outriggers*, ou seja, um sistema de contraventamento de edifícios. Este é constituído de paredes ou vigas de elevada rigidez, posicionados em determinados pavimentos, que ligam o núcleo ao pórtico exterior. Para isso, avaliou-se parâmetros que influenciam na estabilidade global, sendo: a velocidade básica do vento; a resistência característica do concreto e a

rigidez das vigas que simulam este sistema por meio da variação de suas seções. Concluiu-se que a inserção do sistema apresenta redução significativa nos deslocamentos horizontais no topo da estrutura e nos esforços de momento fletor na base do núcleo rígido. Ademais, o sistema se desempenhou melhor para os modelos com maiores valores de velocidade básica do vento e seção da viga *outrigger* e o fck intermediário de 40 MPa.

Fernandes (2023) disserta que a análise da vibração em flexão na direção do vento possui procedimento de cálculo consolidado em várias normas, como na NBR 6123/1988 com o método do modelo discreto (MMD) para o qual recente proposta de revisão foi validada frente a alguns resultados experimentais. Os objetivos do trabalho do autor eram complementar a validação das análises modais que deram origem à revisão do MMD para determinação das respostas na direção do vento e comparar os resultados de métodos semi-analíticos propostos por diferentes autores com resultados experimentais para cálculo da resposta torcional dos edifícios. Os resultados mostraram que apesar das importantes contribuições dos autores e da coerência de algumas comparações teórico-experimentais, não se identificou um método analítico completo para determinação das respostas torcionais.

Araújo (2023) reitera que nos últimos anos, a verticalização dos prédios associado a construção cada vez mais esbelta e flexível, faz com que a importância de o estudo de vento na construção civil atrair mais atenção dos engenheiros na área da estrutura. Quanto mais alto o prédio mais suscetível a ação do vento, todavia quando o prédio está situado na região urbana, o autor acarreta o fenômeno de interferência da vizinhança, isto é, quando o prédio é inserido no meio de vários prédios, o autor provoca a mudança de pressão nos edifícios vizinhos. O trabalho do autor analisou o efeito de vizinhança antes e depois de inserção do prédio analisado nos valores de pressão e velocidades.

Macedo *et al.* (2023) afirmaram que estudos sobre o escoamento do vento em edificações estão crescentemente em expansão devido a relação com os efeitos na preservação nas edificações e para estudos de eficiência energética. Os autores propuseram um estudo computacional do escoamento dos ventos na região da Universidade de Brasília - Faculdade do Gama (FGA), para identificar tipologias de escoamento e observar o comportamento de variáveis do escoamento no Campus. Foram estudados os perfis de velocidade e Energia Cinética de Turbulência no

domínio determinado para ventos oriundos da direção sul-sudeste. Os resultados obtidos mostraram a formação de zonas de recirculação em áreas do campus.

1.1 Considerações finais do capítulo

Os trabalhos pesquisados e estudados, em si, citaram a importância de avaliar a ação dinâmica do vento sobre os edifícios altos e a resposta diante dos efeitos não determinísticos. A investigação de forma experimental em túneis de vento também auxilia no melhor entendimento das consequências dinâmicas (deslocamento e aceleração). O trabalho de pesquisa priorizou o estudo de todas as dissertações de mestrado e teses de doutorado relacionadas ao comportamento dinâmico de edifícios altos e assuntos relacionados do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (PGECIV). Devido a ser um tema relevante na engenharia e um dos primeiros temas abordados neste programa, o orientador desta pesquisa possui vasta experiência no tema além de contribuir para os avanços da pesquisa em cada aluno orientado.

2 NORMAS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

2.1 Considerações iniciais do capítulo

A contemplação de procedimentos para a previsão de respostas dinâmicas em estruturas sendo excitadas principalmente devido às cargas de vento estão em muitas normas de projetos atualmente, como por exemplo a NBR 6123/88, o Eurocode 1-4/2005, o NBCC/85 no Canadá e a AS1170.2/89 da Austrália. Através destas normas, é previsto que estruturas de frequência natural de 1 Hz ou menos precisam ser avaliadas mediante análise dinâmica devido a sua flexibilidade, pois são mais passíveis de sofrer os efeitos da ressonância. De modo geral, o que as diferem são os parâmetros adotados em cada uma, ocasionando divergências nos resultados obtidos.

Este capítulo apresenta as orientações da NBR 6123 (1988) que instrui acerca das forças devidas ao vento em edificações. A metodologia desta norma baseia-se no Método do Fator de Rajada para calcular o fator de majoração na obtenção da força estática equivalente. O fator de majoração depende da utilização dos gráficos fornecidos na norma, que variam de acordo com a categoria do terreno especificada para a edificação estudada (Galindez, 1979).

Neste trabalho de pesquisa serão apresentados os conceitos para que seja possível obter as cargas de vento nas análises numéricas. A Norma considera duas metodologias de análise dinâmica das estruturas para a parcela flutuante do vento, o método simplificado, onde considera-se a contribuição apenas do modo fundamental de vibração e o método discreto, para edificações com formas modais a partir da discretização do modelo unifilar estrutural. O modelo simplificado aplica-se a edificações com altura inferior a 150 m.

2.2 Forças estáticas devido ao vento

A força de arrasto (componente da força global na direção do vento) que incide sobre as fachadas da edificação, conforme a NBR 6123 (1988), é obtida na Equação (1). O coeficiente de arrasto se aplica a corpos de seção constante ou fracamente

variável. Para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta, deve ser usado o gráfico da Figura 7 para os casos de vento de baixa turbulência ou, para o caso excepcional de vento de alta turbulência, o gráfico da Figura 8. Os coeficientes de arrasto são dados, nestas Figuras, em função das relações h/l_1 e l_1/l_2 .

$$F_a = C_a q_e A_e \quad (1)$$

Onde:

C_a - Coeficiente de arrasto

q_e - Pressão dinâmica do vento

A_e - Área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra")

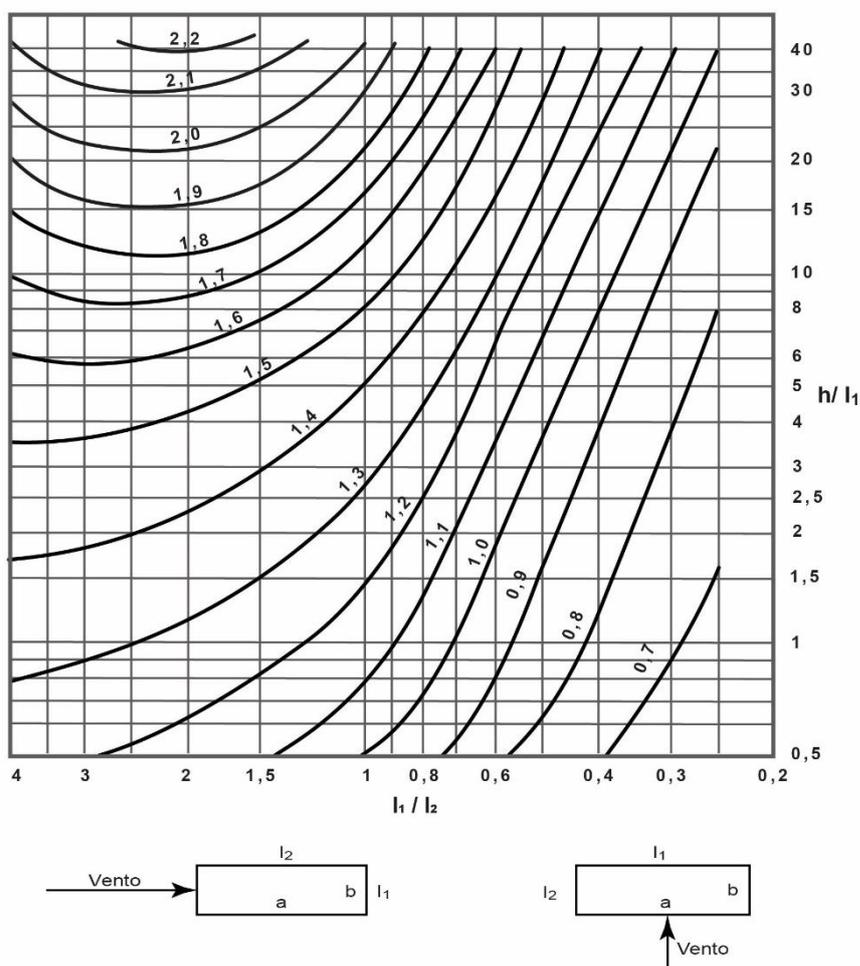


Figura 7 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedas em vento de baixa turbulência (NBR 6123, 1988)

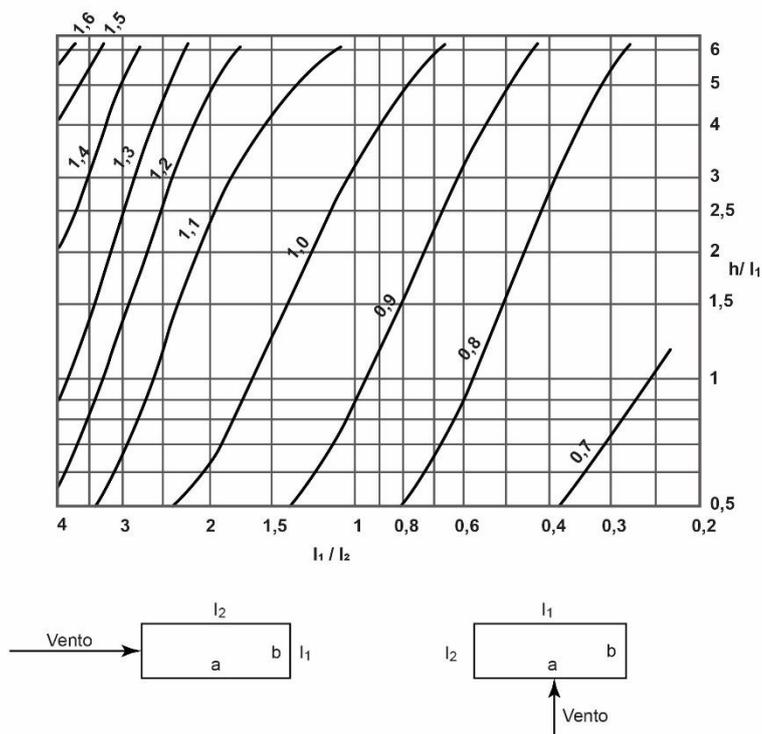


Figura 8 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedas em vento de alta turbulência (NBR 6123, 1988)

A pressão dinâmica do vento q_e , correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão e de temperatura, indicada na Equação (1) é calculada através da Equação (2), com q_e em N/m^2 e V_k em m/s . A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k , para a parte da edificação em consideração. Essa velocidade é a máxima velocidade média medida sobre 3 s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

$$q_e = 0,613 V_k^2 \quad (2)$$

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

Onde:

V_0 - Velocidade básica do vento

S_1 - Fator topográfico

S_2 - Rugosidade do terreno

S₃ - Fator estatístico

O nível de probabilidade = 0,63 (P_m) e o tempo de recorrência = 50 anos (vida útil) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. A Figura 9 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s. Como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno como plano ou fracamente acidentado ($S_1 = 1,0$), taludes e morros (S_1 em função de z) e vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção ($S_1 = 0,9$). Em taludes e morros alongados pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 10.

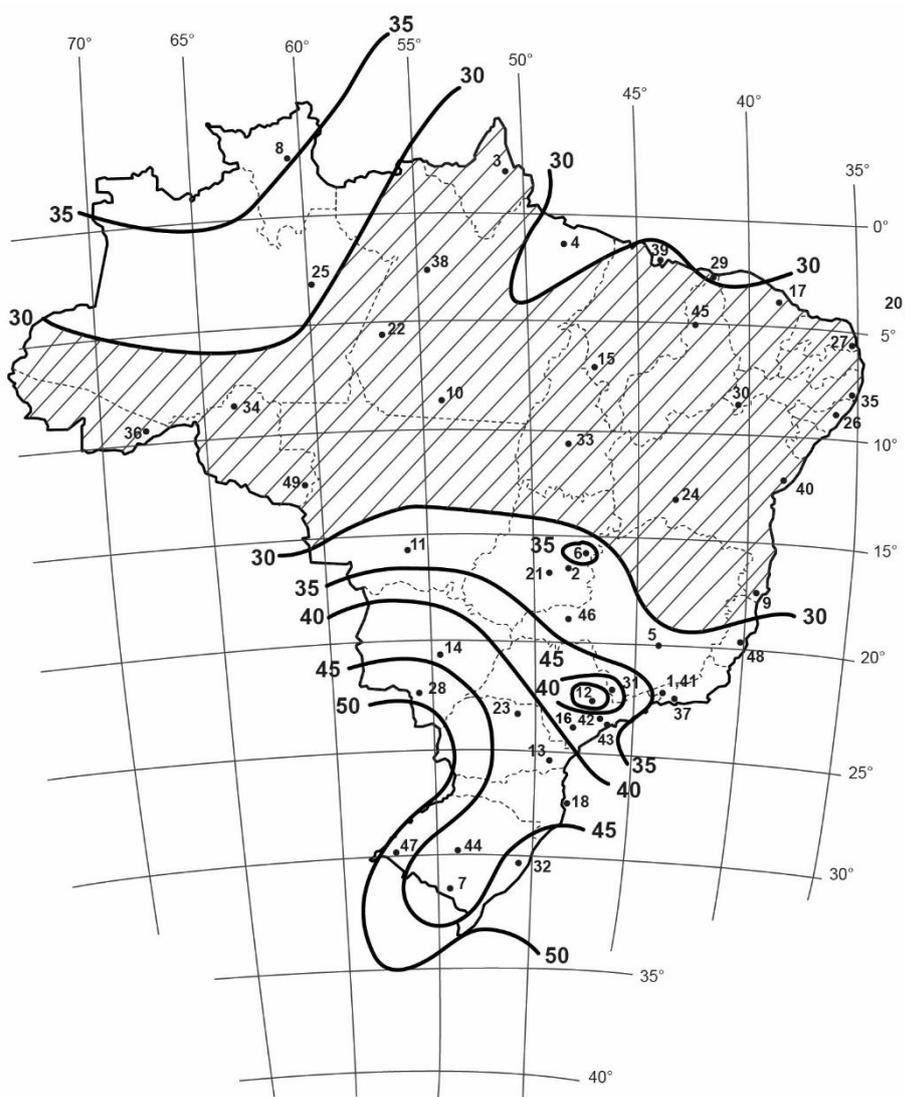


Figura 9 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) (NBR 6123, 1988)

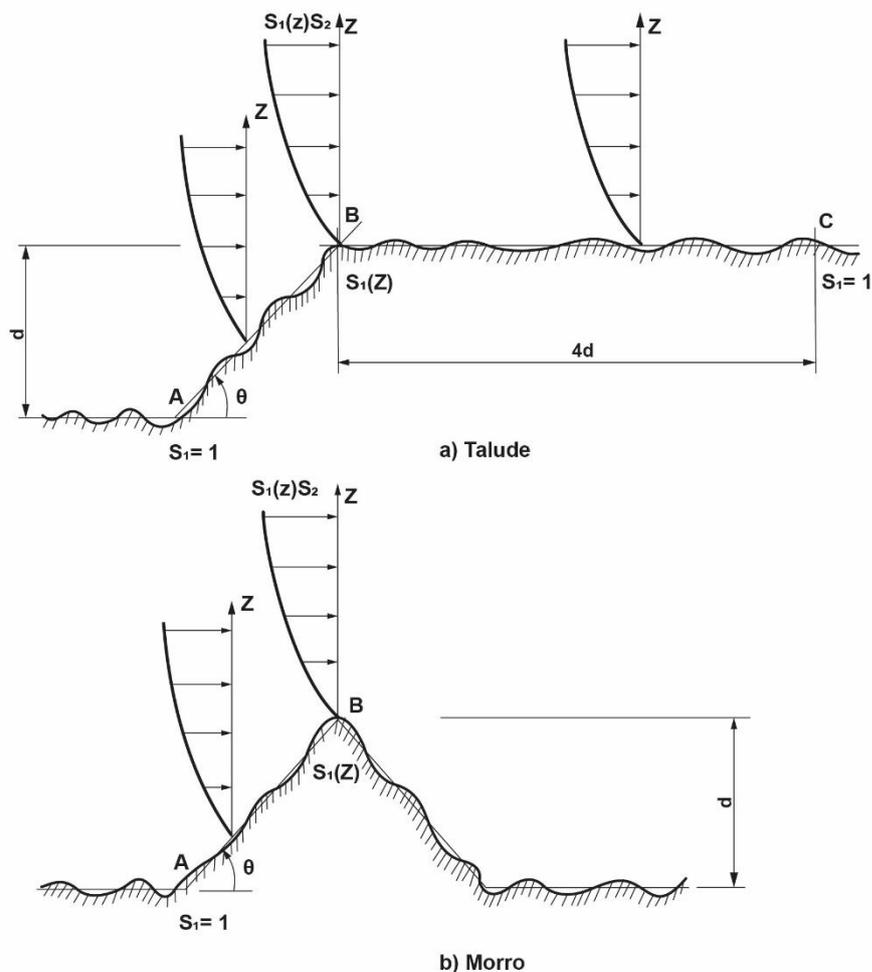


Figura 10 - Fator topográfico $S_1(z)$ (NBR 6123, 1988)

No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes) o fator topográfico $S_1 = 1,0$, para o ponto B, o fator topográfico S_1 é uma função $S_1(z)$, de acordo com as equações (4), (5) e (6). Entre A e B e entre B e C, o fator S_1 é obtido por interpolação linear para $3^\circ < \theta < 6^\circ < 17^\circ < \theta < 45^\circ$.

$$\theta \leq 3^\circ : S_1 = 1,0 \quad (4)$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ : S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (5)$$

$$\theta \geq 45^\circ : S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad (6)$$

Onde:

Z - Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

d - Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

θ - Inclinação média do talude ou encosta do morro

Se for necessário um conhecimento mais preciso da influência do relevo, ou se a aplicação destas indicações se tornar difícil devido à complexidade do relevo, é recomendado o recurso a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou a medidas anemométricas no próprio terreno. Dentre as normas e métodos considerados, a norma de projeto americana e o Método da Representação Espectral apresentaram valores das acelerações longitudinais mais próximos dos obtidos nos testes experimentais realizados em túneis de vento.

O fator S_2 considera a combinação da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. Em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior.

A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias: categoria I (superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente); categoria II (terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas); categoria III (terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas); categoria IV (terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada e; categoria V (terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados).

A consideração das características construtivas ou estruturais que dependam de pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, são necessárias, como: edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes e; edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento, e por isso, com pouca capacidade de redistribuição de cargas.

Desta forma, foram selecionadas classes de edificações, partes e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s. Classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m; classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m e; classe C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

O fator S_2 , usado no cálculo da velocidade do vento a uma altura z , acima do nível geral do terreno, é obtido na expressão da Equação (7). Após a classificação do terreno quanto a rugosidade e dimensões da edificação, é necessário determinar os parâmetros através da Tabela 1. Baseado em conceitos estatísticos, o fator estatístico S_3 , considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações, os valores mínimos do fator S_3 são indicados na Tabela 2.

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (7)$$

Onde:

b - Parâmetro meteorológico

F_r - Fator de rajada (sempre correspondente à categoria II)

p - Expoente da lei potencial de variação de S_2

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos (NBR 6123, 1988)

Categoria	Z _g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,1	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S₃ (NBR 6123, 1988)

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

2.3 Efeitos dinâmicos devido à turbulência

De acordo com a NBR 6123 (1988) também é possível calcular os deslocamentos flutuantes devido à turbulência do vento nas edificações. Essa resposta dinâmica corresponde a superposição de uma resposta média e uma resposta flutuante da ação do vento. A primeira caracteriza-se quando a velocidade média se mantém constante em um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais,

gerando efeitos puramente estáticos nas edificações, e denominam-se rajadas. Em contraposição a segunda, que podem induzir em estruturas flexíveis oscilações na direção da velocidade média, especialmente em estruturas altas e esbeltas, denominam-se resposta flutuante. A velocidade de projeto pode ser calculada através da Equação (8) e corresponde à velocidade média que atua no intervalo de 10 minutos a 10 m de altura sobre o solo.

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (8)$$

O que diferencia a velocidade média de projeto V_p , utilizada na análise dinâmica, da velocidade característica V_k , utilizada na análise estática, é o intervalo de tempo de aplicação do vento. Neste trabalho de pesquisa, o método utilizado será o simplificado, no qual a pressão dinâmica varia conforme a altura e é obtida através da Equação (9). O primeiro termo da Equação faz referência à resposta média e o segundo, a amplitude máxima da resposta flutuante. A pressão dinâmica \bar{q}_0 é calculada na Equação (10), em N/m^2 e \bar{V}_p em m/s .

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{Z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{Z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (9)$$

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (10)$$

Onde:

\bar{q}_0 - Pressão dinâmica

b - Coeficiente dependente da rugosidade do terreno

Z - Altura da edificação sobre o nível do terreno

Z_r - Altura de referência: $Z_r = 10$ m

p - Exponente dependente da rugosidade do terreno

h - Altura total da edificação

ξ - Coeficiente de amplificação dinâmica

γ - Densidade

Tabela 3 - Expoente p e parâmetro b (NBR 6123, 1988)

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

Os valores dos parâmetros citados na Tabela 3 são diferentes dos mesmos parâmetros p e b, utilizados na determinação do Fator S_2 , na determinação da força estática do vento em uma rajada de 3 s. A Tabela 4 apresenta os valores do parâmetro ζ de acordo com o tipo de edificação.

Tabela 4 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos (NBR 6123, 1988)

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1 / f_1$
Edifícios com estrutura aporricada de concreto, sem cortinas.	1,2	0,020	$0,05 + 0,015h$
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais.	1,6	0,015	$0,05 + 0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável.	2,7	0,015	0,02h
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	0,015h
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$0,29\sqrt{h}-0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	-	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,030	-

O coeficiente de amplificação dinâmica ξ , função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ζ , da frequência f (através da relação adimensional $V_p / f L$), é apresentado nos gráficos das Figuras 14 a 18 da NBR 6123 (1988), para as cinco categorias de rugosidade de terreno consideradas na Norma. Na Figura 11 tem-se o gráfico para determinação do coeficiente ξ em terrenos de categoria IV (objeto deste trabalho), com a relação $l_1 / h \geq 0,2$. A taxa de amortecimento adotada é determinada através da Tabela 4 e h é a altura total da edificação.

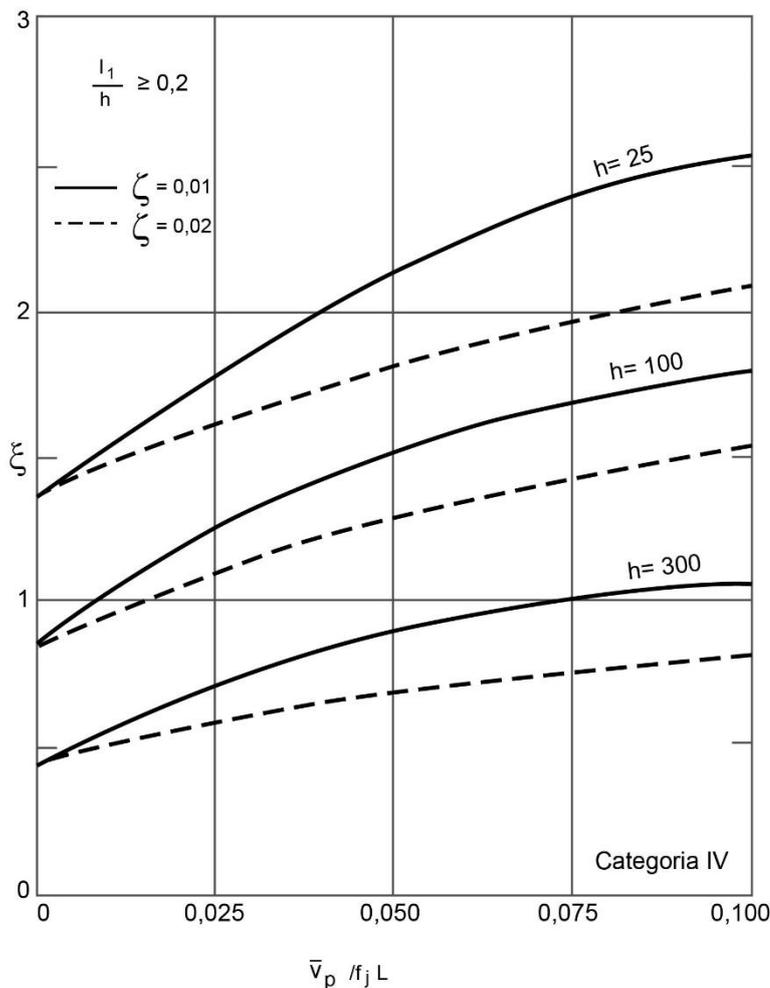


Figura 11 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria IV (NBR 6123, 1988)

2.4 Normas e recomendações internacionais de projeto

Kwon (2013) afirma que existem diferenças entre as normas em relação aos parâmetros adotados para as características do vento e a resposta dinâmica da estrutura, como o perfil vertical de velocidade, intensidade de turbulência e espectro de potência. O autor comparou os parâmetros das normas ASCE 2010 (Estados Unidos), AS/NZS 2011 (Austrália e Nova Zelândia), AIJ 2004 (Japão), CNS 2012 (China), NBCC 2010 (Canadá), Eurocode 2010 (Europa), ISO 2009 e IWC 2012 (Índia). Nas Tabelas de 5 a 8 são apresentadas as comparações para as normas ASCE 7 (2010), AS/NZS (2011) e AIJ (2004), além dos parâmetros adotados na NBR 6123 (1988), quando existentes na referida norma.

Tabela 5 - Tempos de duração e alturas de referências (Kwon, 2013)

Parâmetro	ASCE (2010)	AS/NZS (2011)	AIJ (2004)	NBR (1988)
Velocidade básica (V_0)	3 segundos	3 segundos	10 minutos	3 segundos
Resposta induzida em favor do vento	1 hora	10 minutos	10 minutos	10 minutos
Altura de referência	0,6h	h	h	10 metros

A norma americana ASCE é a única que considera um tempo de duração de uma hora, além disto a norma brasileira não apresenta uma altura de referência para o cálculo da resposta, visto que o método discreto permite o cálculo para qualquer altura da estrutura. Para as categorias de exposição dos edifícios o autor considerou seis categorias em cada norma e as agrupou na Tabela 6, são:

EC1 - centro de cidade com grande concentração de edifícios altos

EC2 - área urbana genérica

EC3 - área suburbana

EC4 - área de terreno aberto utilizada para definir a velocidade básica do vento

EC5 - lago ou área aberta com pequenas obstruções

EC6 - oceano ou área costeira

Tabela 6 - Categorias de exposição (Kwon, 2013)

Categoria	ASCE (2010)	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	NBR (1988)
EC1	-	4	V	V
EC2	A	-	IV	IV
EC3	B	3	III	III
EC4	C	2	II	II
EC5	D	1	I	I
EC6	-	-	-	-

A Equação (11) demonstra os coeficientes para a lei potencial do perfil de velocidades, estes relacionados na Tabela 7. A norma brasileira considera o perfil de velocidades de acordo com o parâmetro S_2 da Equação (12). Kwon (2013) considerou o parâmetro b como produto entre os parâmetros b e F_r e o parâmetro p igual ao parâmetro α , a fim de possibilitar a comparação.

$$V(z) = b \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha V_0 \quad (11)$$

$$V(z) = b F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p V_0 \quad (12)$$

Tabela 7 - Coeficientes para lei potencial (Kwon, 2013)

Cat.	ASCE (2010)				AIJ (2004)		NBR (1988)	
	3-s		1-h		10-min		10-min	
	α	b	α	b	α	b	α	b
EC1	-	-	-	-	-	-	0,17	0,67
EC2	0,20	0,64	0,33	0,30	0,27	0,58	0,13	0,80
EC3	0,14	0,84	0,25	0,45	0,20	0,79	0,11	0,88
EC4	0,11	1,00	0,15	0,65	0,15	1,00	0,10	0,95
EC5	0,09	1,07	0,11	0,80	0,10	1,23	0,07	1,06

A norma australiana AS/NZS (2011) utiliza a lei logarítmica para a descrição do perfil vertical utilizando os parâmetros de velocidade de fricção e comprimento de rugosidade. O autor representou graficamente as curvas de perfil vertical para as categorias EC2, EC3 E EC4, a fim de facilitar a comparação entre os parâmetros de cada norma adotados. Foi verificado através destas curvas, que a norma brasileira apresenta valores próximos dos valores da norma americana, contudo, as normas japonesa e australiana apresentam valores parecidos entre si, ainda sim maiores do que as normas americanas e brasileiras.

Tabela 8 - Velocidade de fricção e comprimento de rugosidade para a norma AS/NZS (Kwon, 2013)

Categoria	Velocidade de Fricção (u^*)	Comprimento de Rugosidade (Z_0)
EC1	0,086 - 0.102	2
EC2	-	-
EC3	0,075 - 0,083	0,2
EC4	0,064 - 0,070	0,02
EC5	0,055 - 0,061	0,002

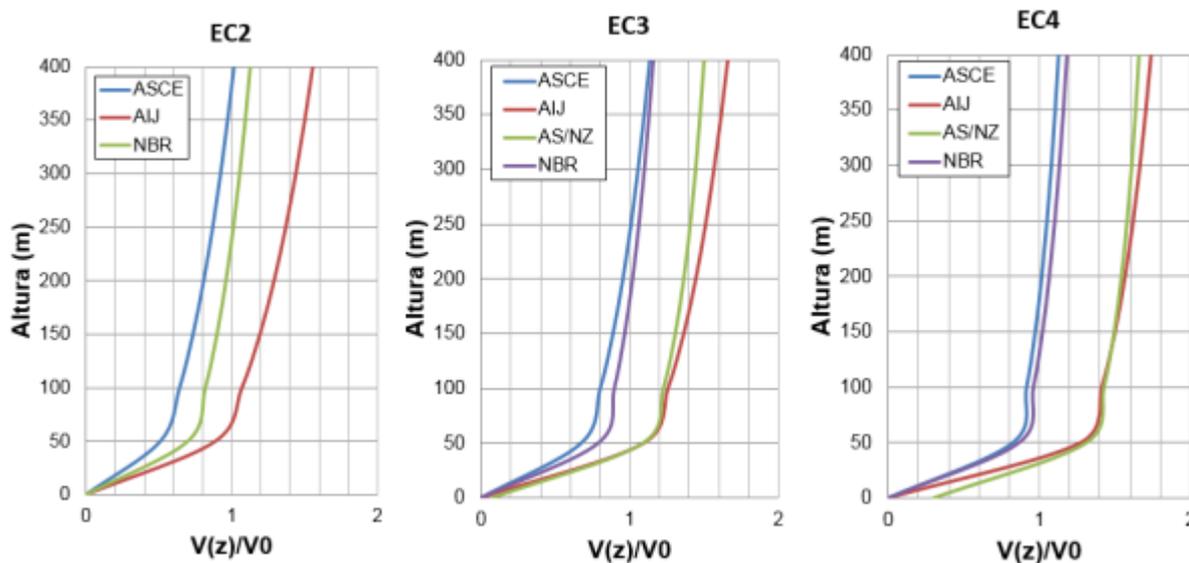


Figura 12 - Perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4 (Barile, 2019)

Lavôr (2016) afirma ser o ideal que os códigos normativos produzam previsões ligeiramente acima dos valores esperados de um teste de túnel de vento. Contudo, existem diferenças significativas nas previsões de duas normas (Hong Kong Code of Practice (2004) e American Standard (ASCE 7)), pois seus valores são inferiores à média dos dados do túnel de vento, explicados pelos baixos valores dos coeficientes de arrastos propostos de acordo com as normas e com a formulação que determina o efeito de rajada aparentemente inconsistente.

Nas pesquisas de Algaba (2016) foi possível estudar um comparativo entre normas e resultados experimentais, além da aplicação da solução modal no domínio da frequência. Tinha como objetivo avaliar as divergências entre os métodos e validar a aplicação dos procedimentos teóricos, utilizando os resultados experimentais como referência. Foi provada uma similaridade entre os resultados obtidos com o Eurocode 1-4 (2005) e solução modal, com os experimentais, enquanto que a NBR 6123 (1988) apresentou respostas subestimadas em até 50%.

Um comparativo interessante a se comentar é que o espectro de Davenport é indicado na norma norte americana ANSI A58.1 e na canadense NBCC. Porém a norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 adota o espectro de Harris em suas formulações. O espectro sugerido por ESDU é também adotado no Eurocode 1-4:2005.

2.5 Verificação do conforto humano em edifícios

De acordo com Bastos (2020), a verificação do conforto humano utilizando-se os valores das acelerações podem ser determinantes quando as mesmas apresentam elevados índices de esbeltez e frequências naturais muito baixas, sendo então sujeitas a possíveis problemas de vibrações excessivas devido às ações dinâmicas do vento.

Chang (1973) afirmou que o corpo humano se adapta fisicamente a cada variação da aceleração para conseguir manter a estabilidade do corpo. Bashor & Kareem (2007) realizaram uma pesquisa em relação ao conforto humano em edifícios altos, utilizando avaliações probabilísticas para diferentes velocidades de vento, e propuseram um procedimento de verificação do desempenho do conforto humano. O trabalho afirma que a sensação humana às vibrações pode ser classificada em duas categorias: percepção do movimento e nível de tolerância. Percepção do movimento é quando um ocupante percebe na primeira vez o movimento do edifício, e nível de tolerância é a quantidade de movimento que o ocupante está disposto a tolerar antes de reclamar.

Boggs (1997) estudou e comparou metodologias disponíveis na avaliação do conforto humano. De acordo com pesquisadores a melhor avaliação é em termos de pico de aceleração em períodos de recorrência de 20 min a 1 hora, acreditando que as pessoas se lembram apenas dos maiores picos e tem uma tendência a esquecer as intensidades menores. Outros indicam que a melhor avaliação no mesmo período são as acelerações RMS, pois um número grande de picos num período determina o grau de objeção a vibração.

Kwok *et al.* (2009) verificaram que pesquisadores afirmaram que em 2009 não existia um critério internacional amplamente aceito no que diz respeito ao conforto humano. A América do Norte utilizava acelerações de pico, até recentemente, para estabelecer a aceleração máxima permitida, entretanto pesquisadores de outras regiões utilizavam valores RMS. Mais recentemente, tanto a AIJ (Architectural Institute of Japan) quanto a ISO (International Organization for Standardization) consideraram os critérios de aceleração de pico de acordo com a frequência.

2.5.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)

Conforme a norma brasileira, em edifícios com o período fundamental T_1 igual ou inferior a 1 s, é pequena a parcela da influência da resposta flutuante, e seus efeitos foram considerados na determinação do intervalo de tempo adotado no cálculo do fato S_2 . Contudo, em edifícios com período fundamental superior a 1 s, quando o amortecimento não é preponderante, há importante resposta da direção do vento médio. O desconforto aos ocupantes pode ser gerado devido as oscilações devido às forças flutuantes em edifícios destinados à ocupação humana. A Equação (13) é utilizada para calcular a amplitude máxima da aceleração em um determinado nível da edificação.

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (13)$$

Onde:

f_j - Frequência correspondente ao modo j

u_j - Deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante do vento

No que diz respeito ao cálculo dos deslocamentos flutuantes u_j é necessário o auxílio de uma pressão de vento flutuante $q(z)_{fl}$ encontrada na Equação (14). Desta forma, é possível também calcular a força de arrasto F_{fl} na Equação (15). As equações a seguir representam apenas a parcela flutuante, sem consideração da parcela estática da expressão matemática correspondente à pressão dinâmica do vento. Como indicação geral, a amplitude máxima não deve exceder 0,1 m/s², além disto, considera-se admissível que seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

$$q(z)_{fl} = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (14)$$

$$F_{fl} = C_a q(z)_{fl} A_e \quad (15)$$

Onde:

C_a - Coeficiente de arrasto

A_e - Área frontal efetiva sobre o qual o vento atua

$q(z)_w$ - Pressão flutuante provocada devido a ação do vento

2.5.2 Critério de avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995)

De acordo com os estudos destes autores, o nível de tolerância das pessoas aos efeitos das vibrações induzidas através da ação do vento nos edifícios, pode ser determinado em função de valores limites de aceleração expostos na Tabela 9 e em função da frequência e amplitude máxima de acordo com a Figura 13.

Tabela 9 - Valores limites de aceleração (Hirsch & Bachmann, 1995)

Percepção humana	Valores limites de aceleração	em m/s^2
Imperceptível (IMP)	$a < 0,005g$	$a < 0,049$
Perceptível (P)	$0,005g < a < 0,015g$	$0,049 < a < 0,147$
Incômodo (I)	$0,015g < a < 0,05g$	$0,147 < a < 0,49$
Muito Incômodo (MI)	$0,05g < a < 0,15g$	$0,49 < a < 1,47$
Intolerável (INT)	$0,15g < a$	$1,47 < a$

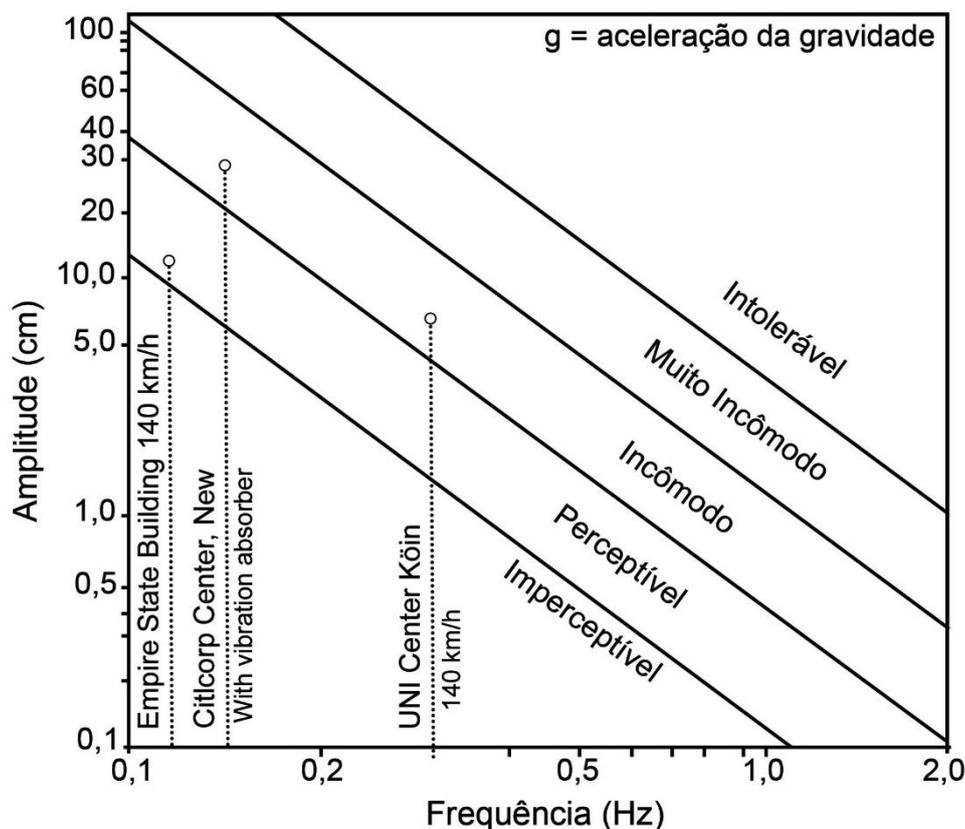


Figura 13 - Percepção humana devida aos efeitos da vibração em edifícios (Hirsch & Bachmann, 1995)

2.5.3 Critério de avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997)

A ISO 2631 (1985) recomendava evitar as faixas de frequências entre 0,5 e 0,8 Hz, a fim de evitar problemas de saúde pois se enquadrava no limite de percepção, além de faixa de frequências de 0,1 a 0,5 Hz provocarem enjojo. A norma incluía três classificações de desconforto humano: conforto reduzido (perturbação de vibrações relativas ao nível de aceleração para comer, ler ou escrever); queda de eficiência (vibrações causavam significativa ameaça de queda de eficiência nas atividades além da fadiga, sendo três vezes superior ao primeiro) e; tolerância (valor máximo de aceleração tolerável em relação à saúde e à segurança para qualquer faixa de frequência, duração e direção da vibração, sendo seis vezes superior ao conforto reduzido).

A Figura 14 corresponde ao critério para acelerações transversais relacionadas ao limite de queda de eficiência para acelerações além do tempo limite de exposição em função da frequência e da aceleração. Bastava multiplicar a aceleração por 2 para obter-se o limite de tolerância e dividir a aceleração por 3,15 para obter-se o conforto reduzido.

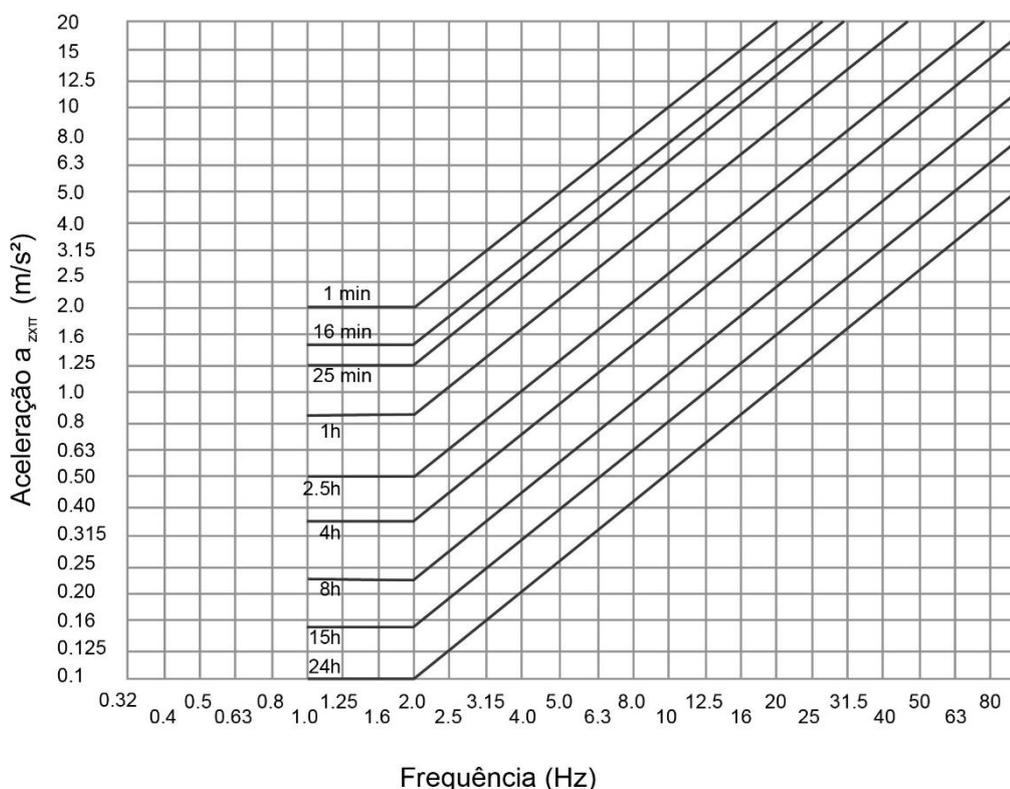


Figura 14 - Limite de exposição para aceleração na direção x e y (ISO 2631, 1985)

A ISO 2631 (1985) foi substituída sendo vigente atualmente a ISO 2631 (1997) não sendo mais apresentados os critérios do item 2.4.3 devido a conclusão exposta no prefácio em que expõe que os efeitos sobre as pessoas provocados devido ao tempo de exposição são os mesmos para diferentes situações (saúde, eficiência no trabalho e conforto), contudo essas concepções não foram comprovadas experimentalmente portanto não foram consideradas na versão atual. Foi abordado que o conforto devido às vibrações dependia de muitos outros fatores e que desta forma não havia um limite a ser considerado e sim indicações aproximadas de valores de poderiam provocar algum tipo de reação de acordo com a Tabela 10.

Tabela 10 - Critérios de avaliação do conforto (ISO 2631, 1997)

Valores limites de aceleração	Percepção humana
menor que 0,315 m/s ²	Confortável
0,315 m/s ² até 0,63 m/s ²	Pouco confortável
0,5 m/s ² até 1 m/s ²	Quase desconfortável
0,8 m/s ² até 1,6 m/s ²	Desconfortável
1,25 m/s ² até 2,5 m/s ²	Muito desconfortável
Maior que 2,5 m/s ²	Extremamente desconfortável

2.5.4 Critério de avaliação segundo ISO 10137 (2007)

Esta norma é indicada através das normas europeias como referência para avaliações de conforto humano. Os critérios de avaliação são utilizados limitando as acelerações horizontais provocadas devido a ação do vento dos edifícios com tempo de recorrência de 1 ano, podendo outros tempos de recorrência também ser considerados. O critério de avaliação considera o pico de aceleração para a primeira frequência natural. Nos ábacos são avaliadas as curvas de aceitabilidade em escritórios e residências, onde para residência é dois terços do nível de aceitação em escritórios.

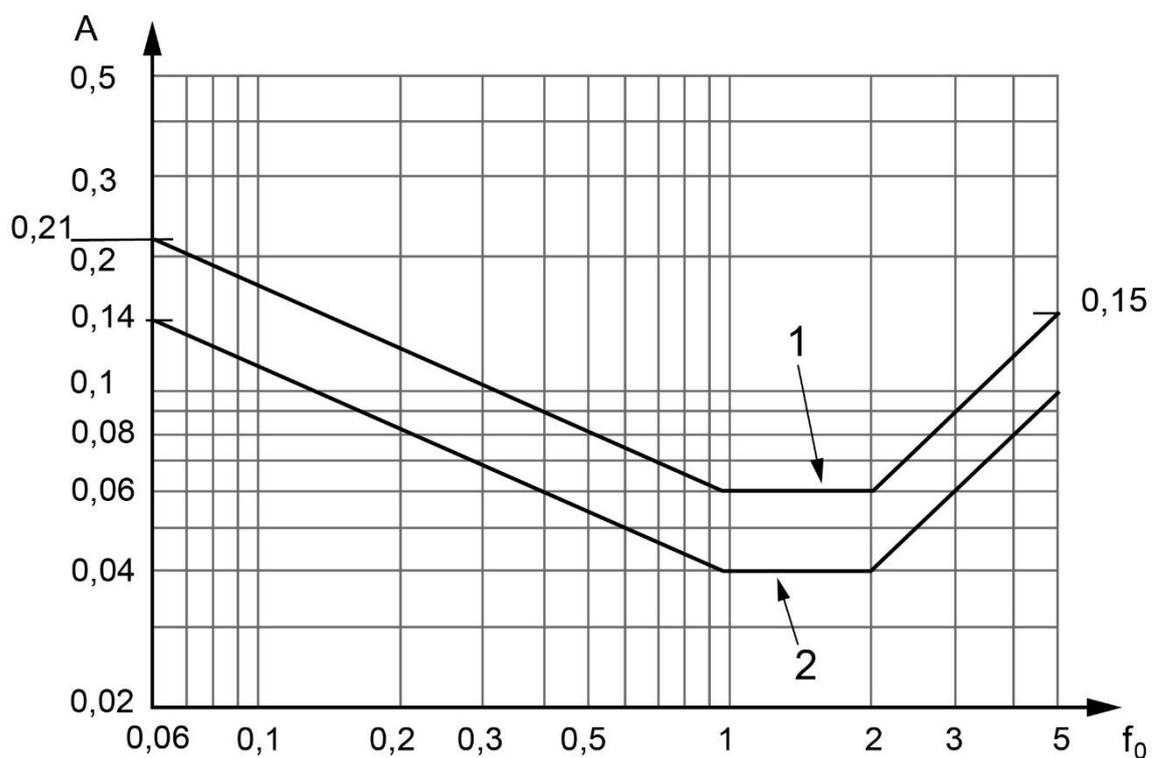


Figura 15 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas devido a ação do vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano (ISO 10137, 2007)

Onde:

A - Pico de aceleração em m/s^2

f_0 - Primeira frequência natural da estrutura

1 - Curva para escritórios

2 - Curva para residências

2.6 Escala de Beaufort

Com base na pesquisa de Camelo *et al.* (2016), esta escala trata-se de uma proposta para estimar a velocidade do vento, com base no Número de Beaufort. A escala foi inventada no século XIX por Sir Francis Beaufort (1777-1857), hidrógrafo da Marinha Real Britânica. A escala de Beaufort foi adaptada para uso em terra, estabelecendo relações com os efeitos do vento sobre a fumaça, as árvores e os edifícios. A escala vai do número 1 ao número 12 de Beaufort, sendo a primeira classificação do vento em calmaria e a última em furacão.

Tabela 11 - Escala de Beaufort (INMET, 2015)

Nº de Beaufort	Descrição	Critérios de apreciação na Terra	Velocidade do vento (km/h)
0	Calmaria	Fumaça sobe na vertical	<1
1	Aragem	Fumaça indica direção do vento	1 - 5
2	Brisa leve	As folhas das árvores movem; os moinhos começam a trabalhar	6 - 11
3	Brisa fraca	As folhas agitam-se e as bandeiras desfraldam ao vento	12 - 19
4	Brisa moderada	Poeira e pequenos papéis levantados; movem-se os galhos das árvores	20 - 28
5	Brisa forte	Movimentação de grandes galhos e árvores pequenas	29 - 38
6	Vento fresco	Movem-se os ramos das árvores; dificuldade em manter um guarda-chuva aberto; assobio em fios de postes	39 - 49
7	Vento forte	Movem-se as árvores grandes; dificuldade em andar contra o vento	50 - 61
8	Ventania	Quebram-se galhos de árvores; dificuldade em andar contra o vento; barcos permanecem nos portos	62 - 74
9	Ventania forte	Danos em árvores e pequenas construções; impossível andar contra o vento	75 - 88
10	Tempestade	Árvores arrancadas; danos estruturais em construções	89 - 102
11	Tempestade violenta	Estragos generalizados em construções	103 - 117
12	Furacão	Estragos graves e generalizados em construções	>118

2.7 Considerações finais do capítulo

As normas e recomendações de projetos estudadas, independentes do país que foram difundidas, tinham como base prever as respostas dinâmicas das estruturas excitadas devido a ação das cargas de vento. Na maior parte dos casos, se diferenciaram pelos parâmetros considerados em cada uma, gerando assim, diferença nos resultados obtidos. O vento foi analisado de forma estática, através do Método do Fator de Rajada e suas formulações matemáticas representadas na norma brasileira, além de demonstrar os conceitos para que as cargas de vento nas análises numéricas sejam obtidas. A análise do vento e seus efeitos dinâmicos devido a sua turbulência também foram observados neste capítulo. Ademais, foi apresentado a verificação do conforto humano em critérios nacionais e internacionais largamente utilizados estudando seus impactos nos ocupantes. Por fim, o vento pode ser classificado através da Escada de Beaufort que é considerada na avaliação do comportamento estrutural dinâmico deste trabalho de pesquisa.

3 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DAS CARGAS DE VENTO

3.1 Considerações iniciais do capítulo

As cargas de vento devem ser consideradas com essência não determinística, além de ser importante um adequado tratamento probabilístico dos resultados obtidos (Santos, 2018). As propriedades do vento são instáveis e variam aleatoriamente, sofrendo influência dos obstáculos e rugosidades presentes no percurso. A consideração de forma determinística torna-se, portanto, inadequada (Brasil & Silva, 2013).

3.2 Modelagem do carregamento não determinístico

A velocidade do vento é obtida por expressões matemáticas conforme a NBR 6123 (1988), sendo expressa por uma função temporal $[V_T(t)]$, formada por uma parcela média $[\bar{V}(z)]$ e uma parcela flutuante $[V(t)]$ que pode ser representada de forma simplificada através de uma única função harmônica. Estas funções podem ser geradas com base em uma série de Fourier usando o espectro de Kaimal.

$$V_T(t) = \bar{V}(z) + V(t) \quad (16)$$

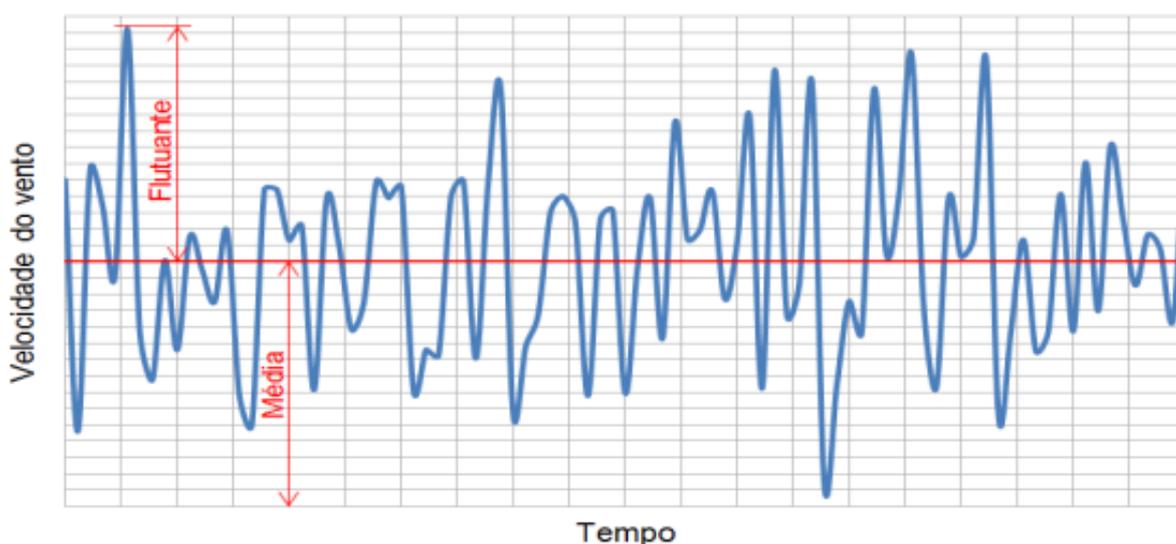


Figura 16 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo (Barboza, 2016)

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_0 \left(\frac{z}{Z_0}\right)^p \quad (17)$$

$$\bar{V}_0 = b \bar{V}_p \quad (18)$$

$$V(t) = V_0 \cos(2 \pi f t) \quad (19)$$

Onde:

Z_0 - Comprimento de rugosidade

f - Frequência

t - Tempo

Além disto, a parcela flutuante da velocidade do vento considera que esta pode ser simulada com base em um processo aleatório fracamente estacionário de segunda ordem, ergódico e gaussiano, podendo ser representada por uma integral de Fourier, sendo obtida através da superposição de ondas harmônicas (Shinozuka & Jan, 1972).

$$V(t) = \sum_{i=1}^n a_i \cos(2 \pi f_i t + \theta_i) \quad (20)$$

$$a_i = \sqrt{2 S^V(f_i) \Delta f} \quad (21)$$

Onde:

n - Número de divisões do espectro de potência utilizado na análise

S^V - Densidade espectral

f_i - Frequência

Δf - Incremento da frequência

θ_i - Ângulo fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2π

a_i - Amplitude das séries temporais

A Equação (22) calcula a pressão dinâmica do vento de acordo com os parâmetros da norma NBR 6123 (1988), sendo uma função de tempo. Em seguida, com base no coeficiente de arrasto, nas dimensões da edificação e na própria pressão, pode ser desenvolvida a expressão matemática para a carga dinâmica do vento que é reescrita com base na Equação (24).

$$q(t) = 0,613 [\bar{V}(z)+V(t)]^2 \quad (22)$$

$$F(t) = C_a L q(t) \quad (23)$$

$$F(t) = 0,613 C_a L \left[\bar{V}_0 \left(\frac{Z}{Z_0} \right)^p + \sum_{i=1}^n \sqrt{2 S^V (f_i) \Delta f} \cos (2 \pi f_i t + \theta_i) \right]^2 \quad (24)$$

Onde:

$F(t)$ - Carga dinâmica não determinística do vento variando ao longo do tempo

C_a - Coeficiente de arrasto

L - Largura da estrutura perpendicular à direção de aplicação da carga de vento

\bar{V}_0 - Velocidade básica do vento

Z - Altura do edifício

Z_0 - Comprimento de rugosidade

p - Exponente dependente da rugosidade do terreno

n - Número de divisões do espectro de potência utilizado na análise

S^V - Densidade espectral

f_i - Frequência

Δf - Incremento da frequência

t - Tempo

θ_i - Ângulo fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2π

Na literatura técnica disponível sobre o tema, existem diversos espectros de potência associados ao efeito vento em normas de projeto, guias e recomendações internacionais, tais como, ASCE 7, AS1170.2, NBCC, RLB-AIJ e Eurocode (Zhou *et al*, 2002). Neste trabalho de pesquisa, será adotado o espectro de potência de Kaimal, que considera a influência da altura da estrutura na formulação. O espectro de potência de Kaimal é dado nas Equações de (25) à (27).

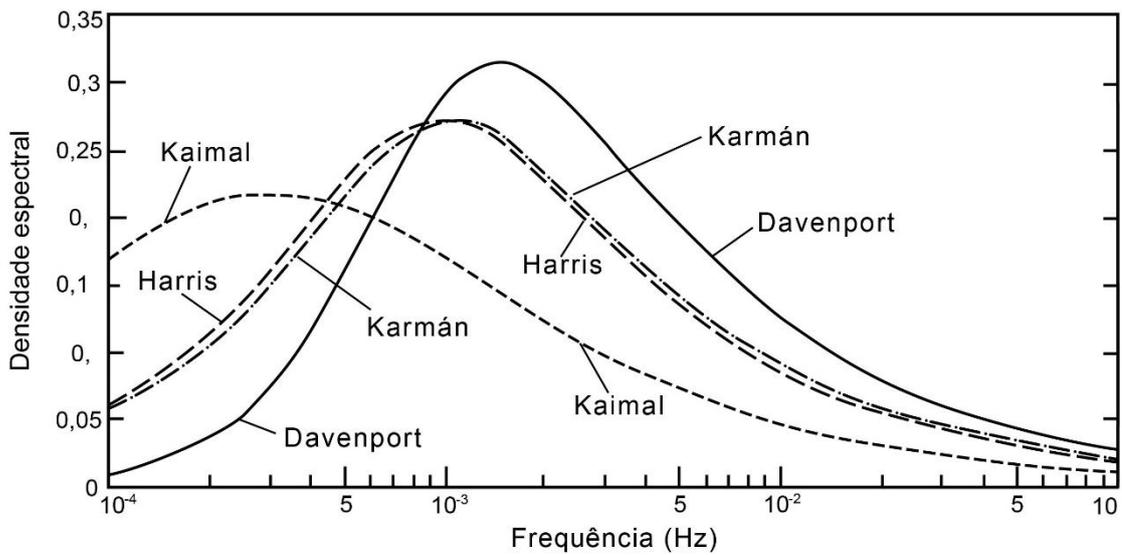


Figura 17 - Espectros de potência do vento (Adaptada de Blessmann, 2013)

$$\frac{f S^V(f,Z)}{u_*^2} = \frac{200X}{(1 + 50X)^{5/3}} \quad (25)$$

$$X(f,z) = \frac{fZ}{V_{10}} \quad (26)$$

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (27)$$

Onde:

X - Frequência adimensional

u_* - Velocidade de fricção

V_{10} - Velocidade média do vento na cota de 10 m acima do terreno

k - Constante de Kármán igual a 0,4

Neste trabalho, a ação do vento é modelada com base na geração de séries de carregamento dinâmico não determinístico e são compostas por uma amplitude que é função da densidade espectral, utilizando o espectro de potência adotado, além da função harmônica cujo ângulo de fase é randômico. Essas séries são obtidas através de rotinas com o auxílio do programa computacional MATLAB (Mathworks, 2013) considerando as propriedades da carga do vento, características geométricas e parâmetros da norma brasileira de vento. A fim de obter um adequado tratamento

estatístico em relação às respostas dinâmicas do modelo estrutural submetido ao carregamento não determinístico de vento, geraram-se 30 séries de vento.

3.3 Considerações finais do capítulo

Neste capítulo foram descritas as formulações para se obter a velocidade do vento, que é variável em função do tempo, e são geradas por séries de Fourier através do espectro de Kaimal, com a parcela flutuante sendo obtida através da superposição de ondas harmônicas. Além disto, a pressão dinâmica do vento também foi demonstrada.

4 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

4.1 Considerações iniciais do capítulo

O presente capítulo aponta as principais características referentes ao modelo estrutural do estudo. O objeto da pesquisa é um edifício alto em concreto armado de uso de escritórios comerciais, que possui 34 pavimentos com 102 m de altura total. A geometria foi retirada de Chávez (2006, p. 66). São apresentadas no item 4.2 as informações relativas à arquitetura, as propriedades das seções utilizadas, a estrutura, as características físicas e os parâmetros de projeto adotadas para a edificação. O item 4.3 apresenta o processo de modelagem numérico-computacional do sistema estrutural investigado. Este modelo em elementos finitos é necessário para avaliação do comportamento estrutural dinâmico do edifício em estudo.

4.2 Modelo estrutural em estudo

O modelo trata-se de uma edificação real situada na cidade de Belo Horizonte em Minas Gerais, Brasil, estudada por Chávez (2006). Porém a autora no trabalho fez algumas considerações na estrutura, simplificando a seção dos pilares P3 e P10, pilares-parede do elevador, além de analisar apenas metade da estrutura, visto que o projeto é simétrico e assim é reduzido o número de graus de liberdade. Contudo neste trabalho serão feitas as análises considerando a estrutura plena e sem simplificações. O prédio foi dimensionado e calculado de acordo com as normas de projeto NBR 6118 (2023) de concreto e, além disto, atende aos estados limites último e de serviço.

Na concepção do projeto arquitetônico utilizou-se lajes com espessura de 10 cm. As seções das vigas estão descritas na Tabela 12 e dos pilares, que têm suas seções reduzidas quando são internos, são descritas na Tabela 13. Todos os elementos estruturais são de concreto armado. O pé direito da edificação possui 3,0 m e suas dimensões em planta são de 28,0 m de comprimento, por 12,0 m de largura. A planta de forma é apresentada na Figura 18. O módulo de elasticidade secante (E_{cs}) é igual ao valor de $2,82E+7$ kN/m², o concreto possui resistência característica à compressão (f_{ck}) de 35 MPa, densidade (γ) de 2500 kg/m³ e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2.

Tabela 12 - Dimensões das vigas em centímetros (Cerdeira, 2022)

Vigas	b	h
V1, V2, V4 e V5	20	50
V6 e V11	30	100
V3	20	60
V7, V8, V9 e V10	20	80

Tabela 13 - Dimensões dos pilares em centímetros (Cerdeira, 2022)

Pilares	Dimensões	1° ao 12°	13° ao 24°	25° ao 34°
P2, P4, P9 e P11	b	30	30	30
	h	100	80	60
P6 e P7	b	30	30	30
	h	100	70	50
P1, P5, P8 e P12	b	30	30	30
	h	120	120	120

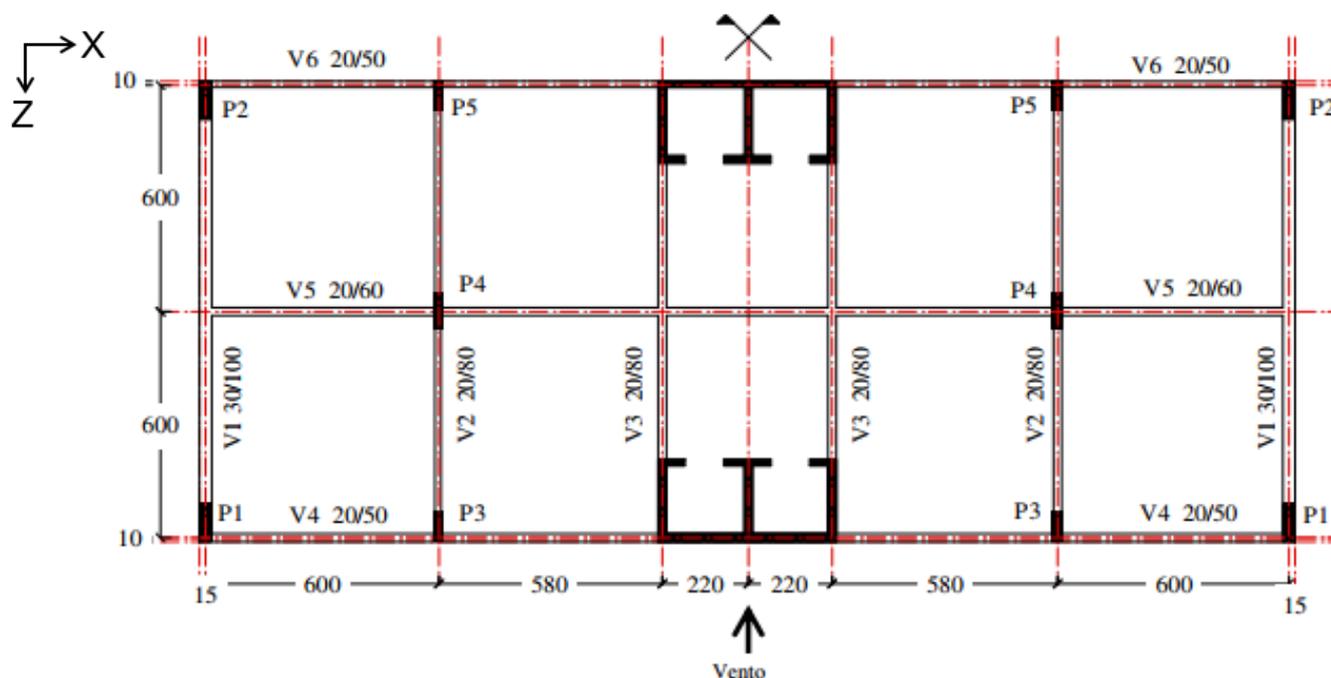


Figura 18 - Forma do andar tipo (dimensões em centímetros) (Chávez, 2006)

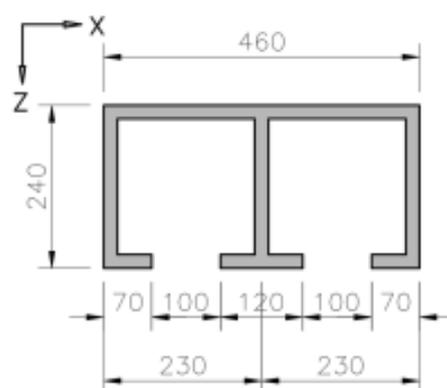


Figura 19 - Detalhamento do pilar do elevador (Cerdeira, 2022)

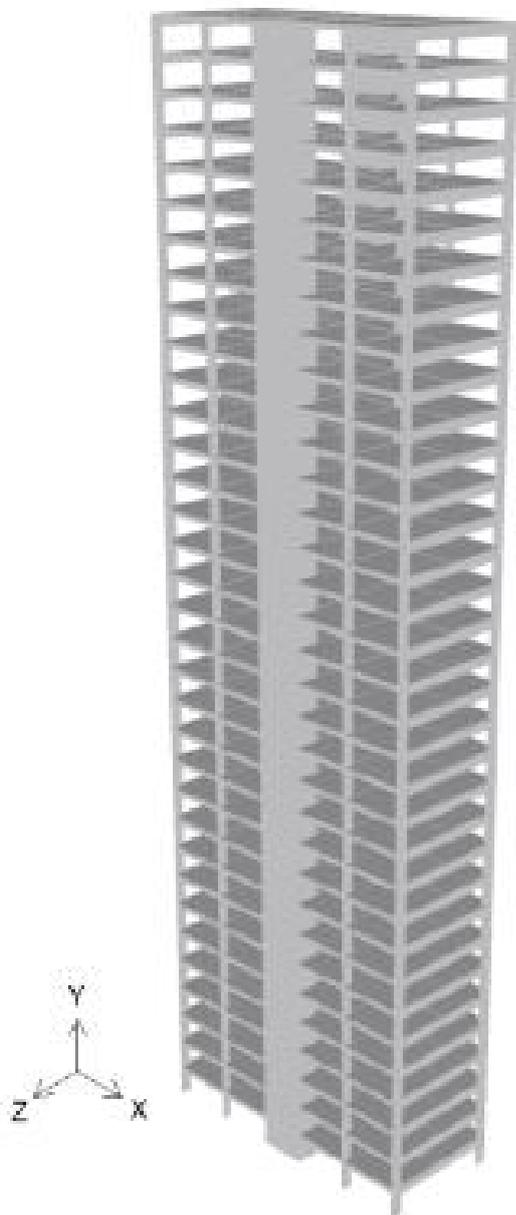


Figura 20 - Perspectiva do modelo estrutural investigado (Cerdeira, 2022)

4.3 Modelo em elementos finitos desenvolvido

Um dos métodos mais utilizados é o método dos elementos finitos (MEF), que consiste na discretização do elemento estrutural complexo em elementos mais simples cujos comportamentos podem ser descritos pelos métodos. Desta forma, em modelagem de estruturas, devido à grande quantidade de variáveis e equações envolvidas na solução, a utilização de métodos computacionais torna-se inevitável. Para isso, existem diversos softwares que aplicam o MEF para a solução de problemas estruturais, como por exemplo, o ANSYS (2009), que além de ser aplicado a projetos estruturais pode ser empregado em áreas como: transmissão de calor, mecânica dos fluidos, eletromagnetismo e acústica (Sá, 2018).

De posse das características geométricas da estrutura e das propriedades do material, a modelagem numérica do edifício é realizada através do programa computacional ANSYS (2009) que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) a partir de técnicas de discretização. A estrutura é subdividida em elementos, que são delimitados por nós que se deslocam ao impor as condições de contorno e carregamento. A precisão dos resultados varia de acordo com a subdivisão da estrutura, ainda que seja um método aproximado.

Outrossim, o programa utilizado além de modelar, também realiza as análises modal, harmônica e transiente, realizadas neste trabalho. A linguagem própria utilizada no ANSYS (2009) é o Parametric Design Language (APDL) e na biblioteca de elementos existem mais de 150 elementos divididos em modelos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Nesta pesquisa serão utilizados os elementos BEAM44 e SHELL63 para discretizar os elementos estruturais reais.

Na modelagem de vigas e de pilares foi utilizado o elemento finito BEAM44. O elemento é tridimensional, uniaxial definido por dois nós e seis graus de liberdade em cada nó, com três rotações e translações nas direções X, Y e Z. Diferentes tipos de geometria são possíveis nas extremidades opostas da barra, além do elemento considerar os efeitos de torção e flexão.

O principal diferencial deste elemento é a função “off-set”, que permite deslocar seus nós em relação aos eixos das vigas, uma vez que as vigas são posicionadas abaixo do eixo das lajes. Silva (2018) observa sobre a possível excentricidade que pode existir entre os seus nós e o eixo da viga criada por esse elemento, haja vista que as vigas e as lajes estão sobre o mesmo eixo. A não observância desta

característica pode influenciar significativamente nos resultados das frequências fundamentais dos modelos.

O elemento finito de casca SHELL63 foi utilizado para representar as lajes do modelo. O elemento é definido por quatro nós e seis graus de liberdade em cada nó, sendo três rotações e três translações nas direções X, Y e Z, sendo possível definir espessuras em seus quatro lados. Os apoios da estrutura foram restringidos nos deslocamentos rotacionais em torno de todos os eixos, permitindo apenas deslocamentos translacionais nestas direções. O modelo numérico possui 57.804 nós e 66.692 elementos, sendo 17.612 referentes aos elementos BEAM44 e 49.080 referentes aos elementos SHELL63. Além disto, a estrutura possui 346.746 graus de liberdade.

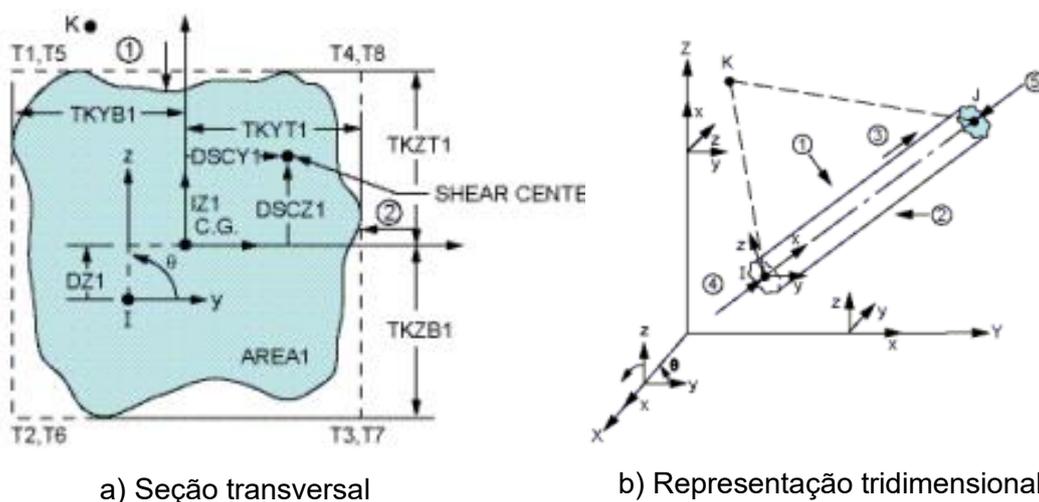


Figura 21 - Características do elemento finito BEAM44 (ANSYS, 2009)

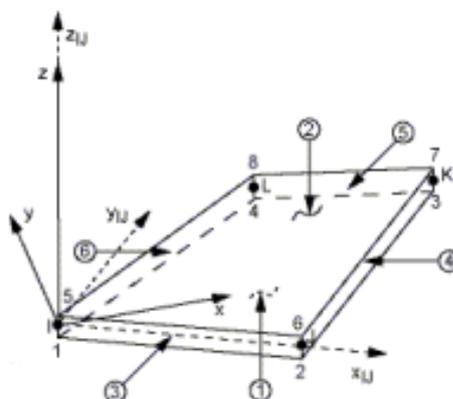


Figura 22 - Representação tridimensional do elemento finito SHELL63 (ANSYS, 2009)

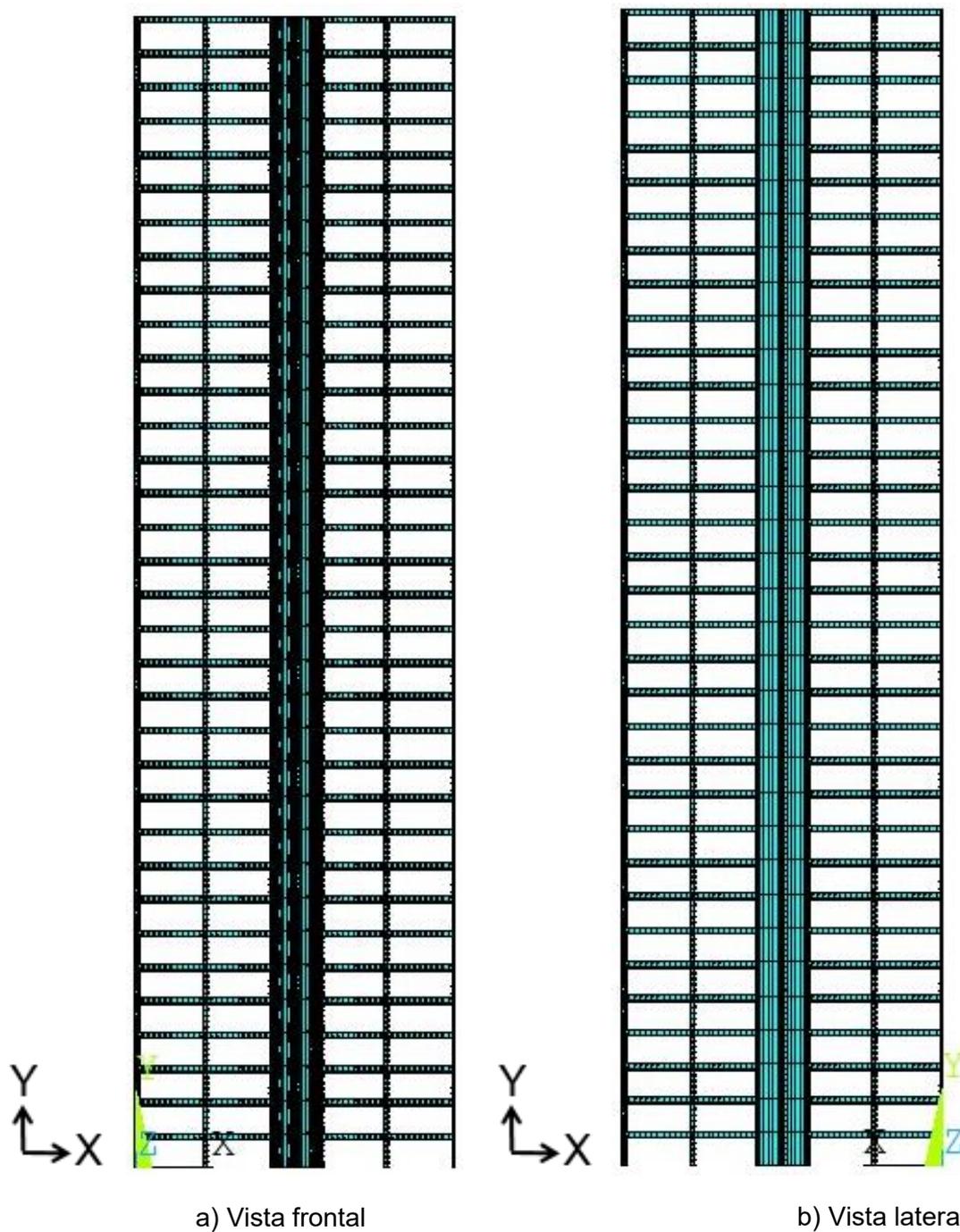


Figura 23 - Vista frontal e vista lateral do modelo em elementos finitos da edificação

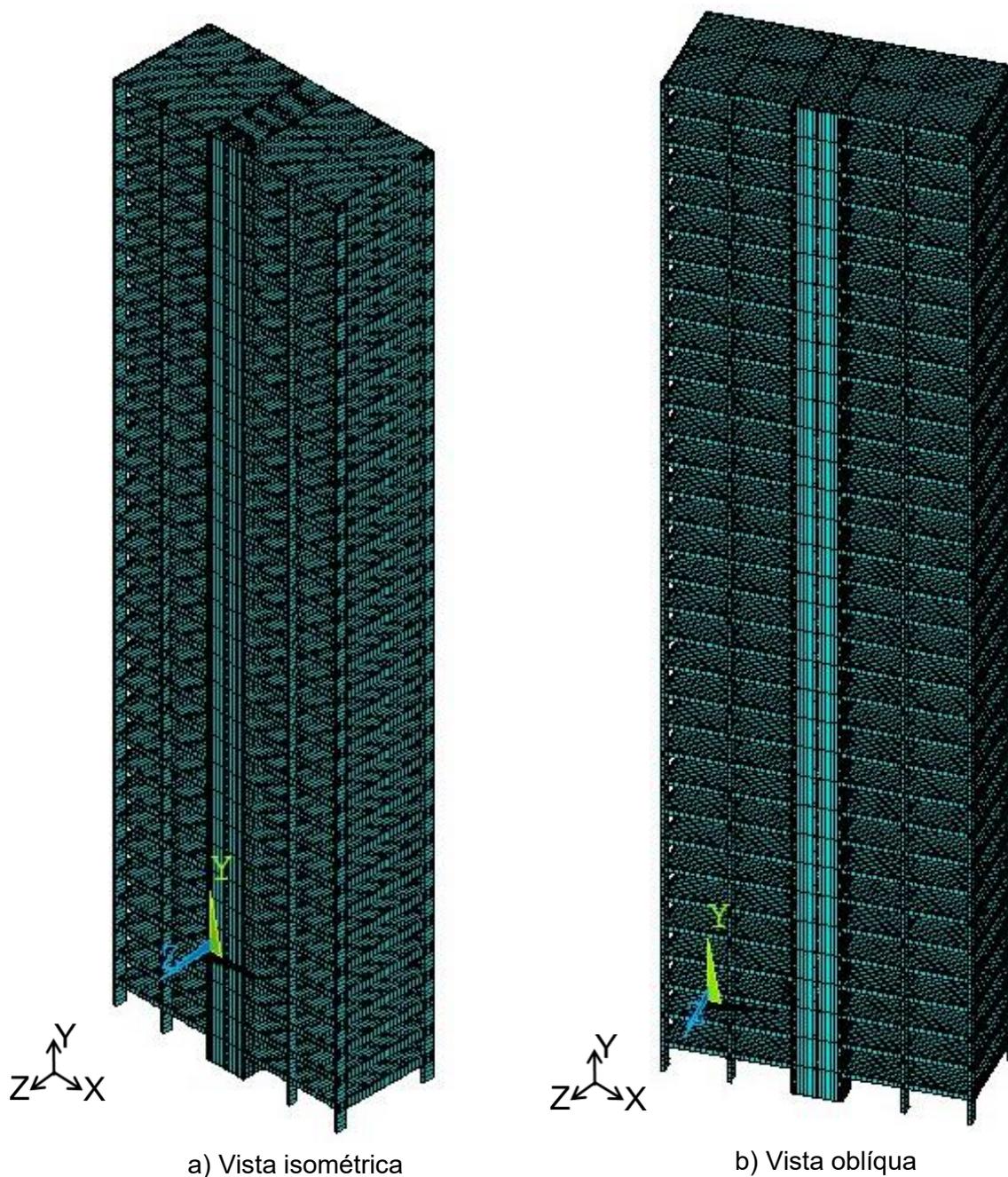


Figura 24 - Vista isométrica e vista oblúqua do modelo em elementos finitos da edificação

4.4 Considerações finais do capítulo

A estrutura considerada neste trabalho de pesquisa foi estudada inicialmente por Chávez (2006) como um edifício em Belo Horizonte/MG e calculado de forma parcial e com simplificações. Ademais, o mesmo edifício foi considerado também por Cerdeira (2022), porém situado em Belém/PA levando em conta toda a estrutura sem

reduções. Neste trabalho de pesquisa, é considerado a estrutura na localidade original assim como a análise estrutural de forma completa.

5 ANÁLISE MODAL DO SISTEMA ESTRUTURAL

5.1 Considerações iniciais do capítulo

O objetivo da análise modal é o de determinar os valores das frequências naturais da estrutura (autovalores), e os modos de vibração do modelo estrutural (autovetores). Essa análise é de grande importância, pois através desta análise é possível avaliar o comportamento do edifício em relação às excitações externas. Isso acontece quando um agente excitador fornece energia periodicamente a um sistema, fazendo coincidir a frequência de excitação com a frequência natural do sistema, amplificando o modo de vibração. Tal fenômeno é conhecido como ressonância e pode levar a estrutura ao colapso (Sá, 2018).

Desta forma, conclui-se que as frequências de excitação precisam ser mantidas em valores baixos em comparação com as frequências fundamentais da estrutura, para que essa apresente modos de deformação elástica adequados ao projeto (Sá, 2018). Neste capítulo, serão apresentados os resultados da análise de vibração livre da estrutura, determinando as frequências naturais (autovalores) e modos de vibração (autovetores). Para obtenção destas informações foi utilizado o software ANSYS (2009).

5.2 Frequências naturais

A frequência natural é uma característica própria do sistema estrutural, dependendo apenas de sua massa e rigidez. Quando a estrutura é excitada por algum agente externo, é possível que a frequência de excitação coincida com a uma das frequências naturais do sistema, quando isto ocorre, o modo natural de vibração é excitado e amplificado, fazendo com que o sistema entre em ressonância (Simões, 2020).

Através da análise numérica realizada no ANSYS (2009), foram obtidas as dez primeiras frequências naturais do modelo investigado. A NBR 6123 (1988) afirma que em edificações com período superior a 1 s ($T_0 = 1$ s; $f_0 = 1$ Hz) estas podem vir a apresentar respostas flutuantes relevantes em relação a direção do vento médio.

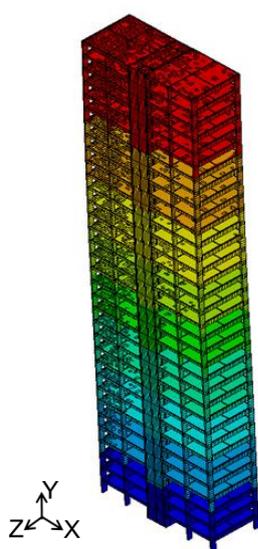
Cabe ressaltar que até a frequência natural f_{05} ($f_{05} = 1,07$ Hz) este comportamento é observado com referência ao edifício investigado neste trabalho de pesquisa.

Tabela 14 - Frequências (f) e períodos (T) da estrutura

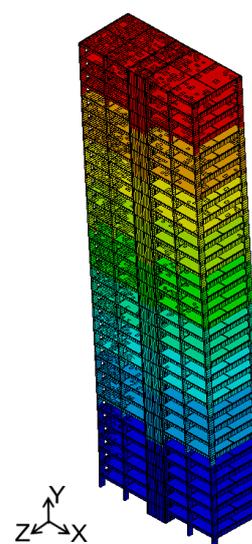
Modo de vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal (kg)	Rigidez modal (N/m)	Amortecimento modal (Ns/m)
f_{01}	0,26	3,91	2.904.620,42	7.481.623,89	206.578,31
f_{02}	0,30	3,31	2.292.794,57	8.247.579,38	173.943,61
f_{03}	0,39	2,56	1.219.476,94	7.360.989,01	106.332,62
f_{04}	0,80	1,24	2.778.504,69	70.974.248,65	494.060,17
f_{05}	1,07	0,94	2.711.782,79	122.246.667,30	728.288,97
f_{06}	1,18	0,85	1.308.358,93	71.704.380,67	410.484,82
f_{07}	1,50	0,66	2.911.798,63	260.186.264,30	1.380.891,78
f_{08}	2,11	0,47	2.496.143,74	438.023.117,20	2.182.409,08
f_{09}	2,13	0,47	1.281.323,79	230.242.323,60	1.145.341,84
f_{10}	2,27	0,44	3.143.199,05	642.182.042,10	3.169.065,31

5.3 Modos de vibração

Na sequência do estudo, as Figuras 25 a 27 apresentam os dez primeiros modos de vibração investigados nesta estrutura que estão relacionados com as dez primeiras frequências naturais demonstradas no item 5.2.



a) 1º modo de vibração ($f_{01} = 0,26$ Hz) com preponderância de flexão em torno do eixo Z



b) 2º modo de vibração ($f_{02} = 0,30$ Hz) com preponderância de flexão em torno do eixo X

Figura 25 - Modos de vibração da estrutura (1º e 2º modos)

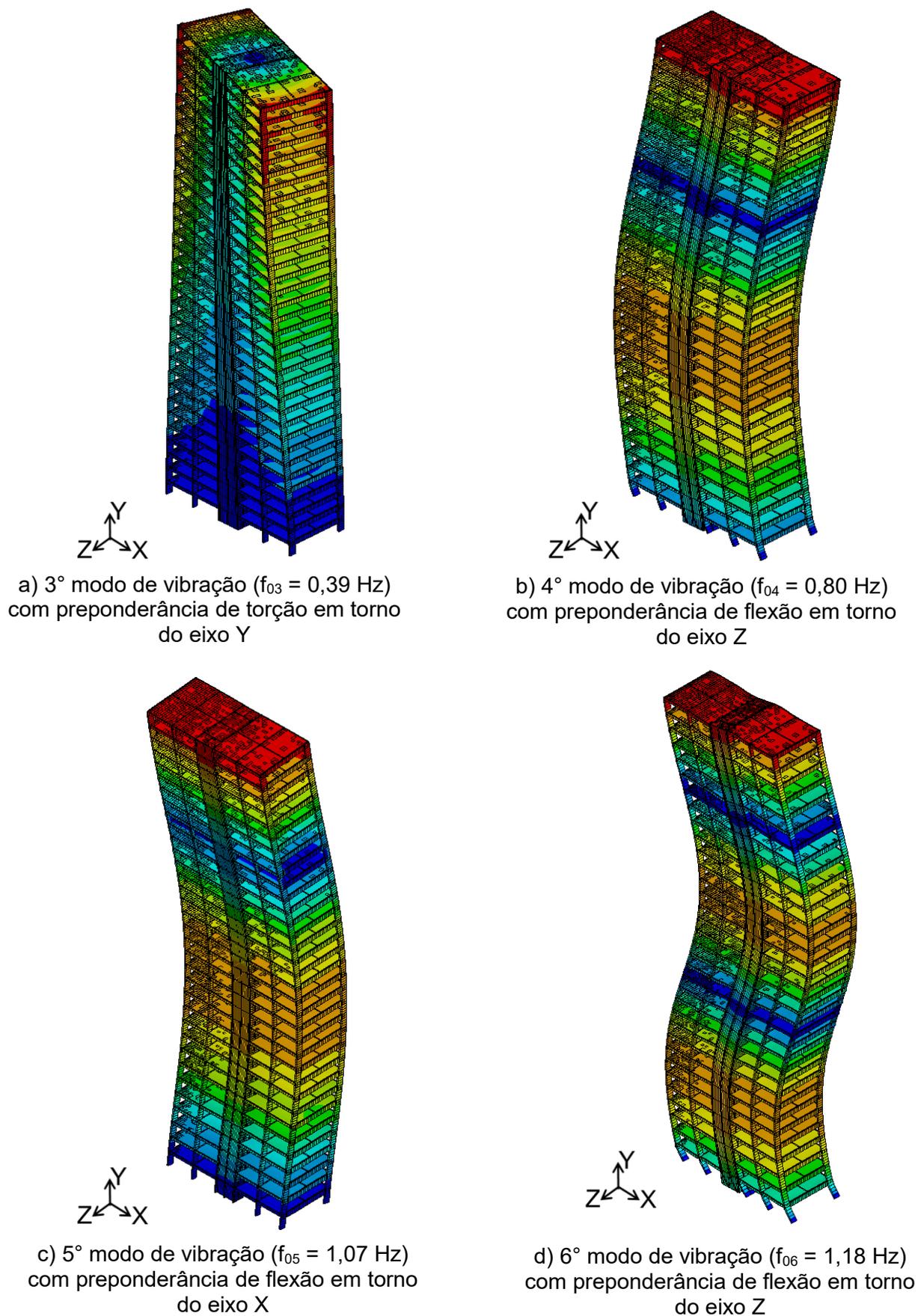
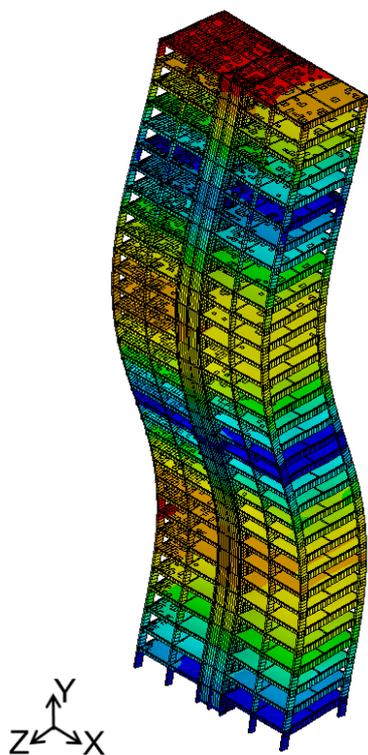
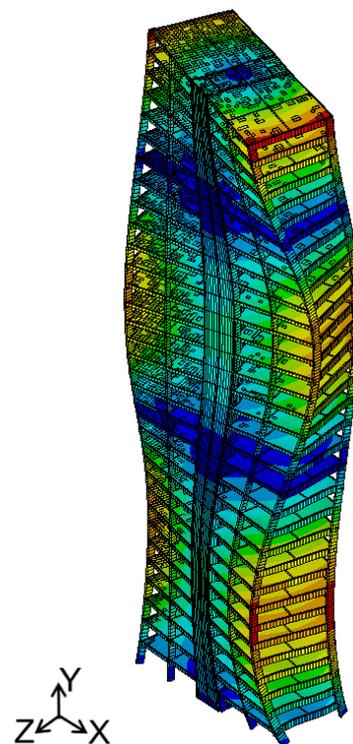


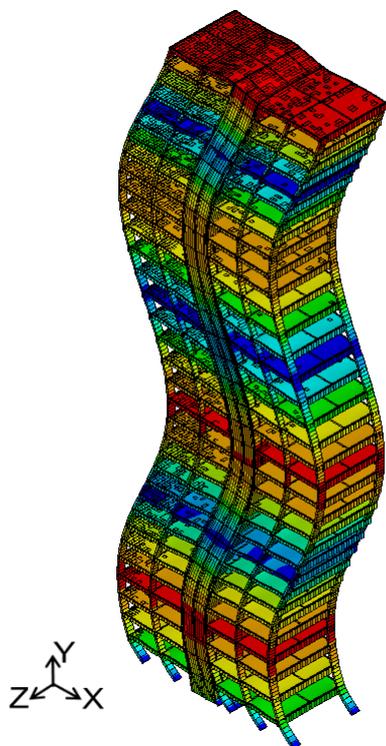
Figura 26 - Modos de vibração da estrutura (3° ao 6° modo)



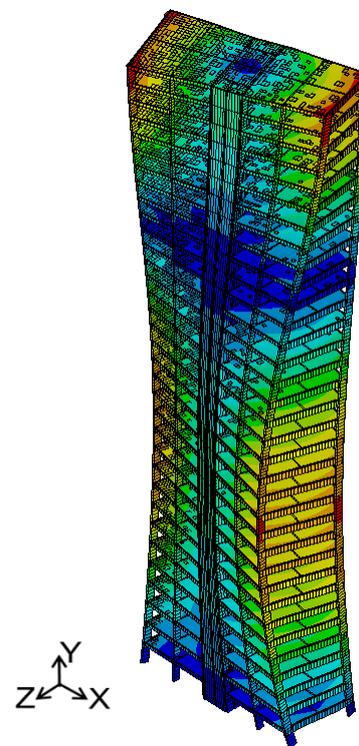
a) 7° modo de vibração ($f_{07} = 1,50$ Hz)
com preponderância de flexão em torno
do eixo X



b) 8° modo de vibração ($f_{08} = 2,11$ Hz)
com preponderância de torção em torno
do eixo Y



c) 9° modo de vibração ($f_{09} = 2,13$ Hz)
com preponderância de flexão em torno
do eixo Z



d) 10° modo de vibração ($f_{10} = 2,27$ Hz)
com preponderância de flexão em torno
do eixo X

Figura 27 - Modos de vibração da estrutura (7° ao 10° modo)

5.4 Considerações finais do capítulo

As dez primeiras frequências naturais (autovalores) da estrutura foram obtidas e avaliados os seus respectivos modos de vibração (autovetores), que na maioria dos casos apresenta o fenômeno físico com preponderância de flexão. De posse destas informações, é possível verificar o conforto humano, de acordo com a NBR 6123 (1998), com base nas frequências inferiores a 1 Hz [$f_{01} = 0,26$ Hz; $f_{02} = 0,30$ Hz; $f_{03} = 0,39$ Hz e $f_{04} = 0,80$ Hz]. Os valores abaixo desse limite, representam uma tendência à ocorrência de vibração excessivas devido a ação do vento sobre o edifício em conformidade com sua a velocidade atingida.

6 ANÁLISE ESTRUTURAL DINÂMICA

6.1 Considerações iniciais do capítulo

Neste capítulo serão consideradas as análises estruturais dinâmicas de vibração forçada que contribuem para a avaliação dos níveis de transmissão de energia da resposta dinâmica da estrutura mediante utilização da análise harmônica. Além disto, são realizadas 360 análises dinâmicas não determinísticas do vento de maneira a avaliar o conforto humano do edifício investigado e proceder ao tratamento estatístico da resposta para 12 velocidades variando na faixa de 10 km/h à 126 km/h, ou seja, limitando-se ao valor retirado do mapa de isopletas da velocidade básica de acordo com a região estudada. Finalmente, com base em recomendações de normas técnicas de projeto avalia-se o conforto humano da edificação no que tange a vibrações excessivas.

6.2 Amortecimento estrutural

O amortecimento estrutural é um fenômeno em que ocorre dissipação interna ou transmissão para fora do sistema da energia mecânica causada devido à vibração da estrutura. Neste trabalho de pesquisa, a modelagem do amortecimento foi considerada de acordo com a formulação que define a matriz de amortecimento (C) em função de parâmetros α , para a matriz de massa (M) e β , para a matriz de rigidez (K), que estão em função do coeficiente modal de amortecimento (Clough & Penzien, 1993).

Drummond (2017) afirma que a determinação dos coeficientes da matriz de amortecimento diretamente a partir das dimensões estruturais, tamanho dos elementos estruturais e propriedades de amortecimento dos materiais estruturais utilizados é impossível de ser feita. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais, que muitas vezes se tornam de difícil realização devido ao alto custo e tempo demandados.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (28)$$

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (29)$$

Onde:

ω_{0i} - frequência natural circular em rad/s;

α - parâmetro que considera a contribuição da matriz de massa

β - parâmetro que considera a contribuição da matriz de rigidez

ζ_i - é a taxa do i-ésimo modo de vibração

Ao considerar as duas frequências mais importantes (ω_{01} e ω_{02}) e isolando-se os parâmetros α e β das equações acima, tem-se:

$$\alpha = 2 \zeta_1 \omega_{01} - \beta \omega_{01} \quad (30)$$

$$\beta = \frac{2 (\zeta_2 \omega_{02} - \zeta_1 \omega_{01})}{\omega_{02} \omega_{02} - \omega_{01} \omega_{01}} \quad (31)$$

Os parâmetros α e β , podem ser calculados por meio dos valores de duas frequências naturais de vibração relevantes para a resposta estrutural dinâmica do sistema investigado. Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural, ou a frequência fundamental da estrutura, e ω_{02} como a segunda frequência mais importante do carregamento (Clough & Penzien, 1993).

O coeficiente de amortecimento modal considerado foi de 2% ($\zeta = 0,02$) de acordo com a NBR 6123 (1988), que apresenta valores recomendados para diversos tipos de estruturas. Bachmann (1995) sugere para edifícios mistos taxa de amortecimento (ζ) entre 1% e 2% e de 1% a 4% para edifícios em concreto armado. Com referência ao desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, após a determinação das frequências naturais e modos de vibração no capítulo 5, faz-se necessário agora a avaliação dos parâmetros de amortecimento α e β para avaliação do amortecimento do edifício em estudo de maneira a viabilizar a modelagem da matriz de amortecimento do edifício de acordo com a Expressão (28) para as análises harmônica e de vibração forçada.

Tabela 15 - Parâmetros de amortecimento α e β para o vento na direção Z

f_{02}	0,30	Hz
f_{05}	1,07	Hz
ω_{02}	1,90	rad/s
ω_{05}	6,71	rad/s
α	0,05915538	-
β	0,00464530	-

Tabela 16 - Parâmetros de amortecimento α e β para o vento na direção X

f_{01}	0,25	Hz
f_{04}	0,80	Hz
ω_{01}	1,60	rad/s
ω_{04}	5,05	rad/s
α	0,04872438	-
β	0,00600687	-

6.3 Análise harmônica

O objetivo da análise harmônica é o de identificar os picos de frequência responsáveis pelos principais níveis de transferência de energia da resposta do sistema. Ao iniciar a análise harmônica, foi aplicada uma carga dinâmica horizontal harmônica de 10.000 N sobre o pilar P3 que se encontra localizado na fachada na seção central. Esta carga foi aplicada nesta seção estrutural na fachada do edifício pois este ponto possui maior amplitude modal devido a se encontrar no topo da edificação. Assim sendo, foi considerado no modelo numérico em elementos finitos o nó de número 15.984, referente a direção Z. Em seguida, foi considerada uma análise na direção X considerando-se o nó de número 16.312.

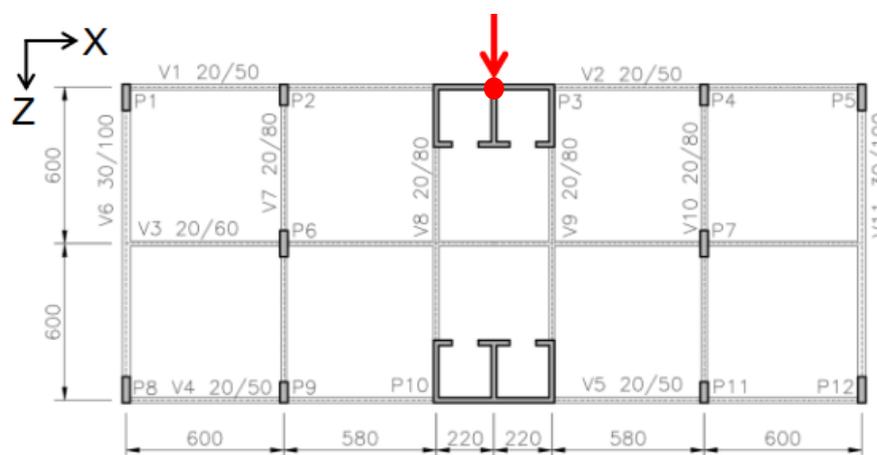


Figura 28 - Seção estrutural em planta baixa para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção Z

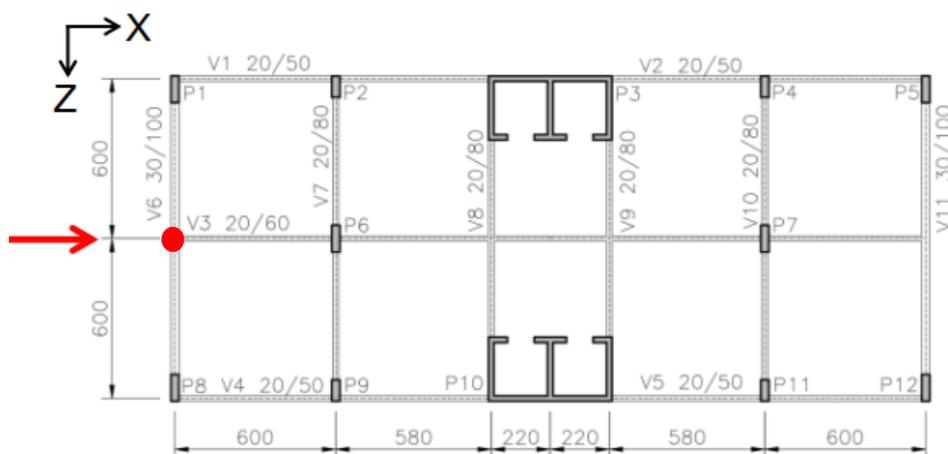


Figura 29 - Seção estrutural em planta baixa para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção X

A análise harmônica foi feita via programa ANSYS (2009) sendo obtidos os deslocamentos no domínio das frequências de excitação a seguir. Nota-se que os picos que representam os deslocamentos são máximos quando as frequências de excitação coincidem com as frequências naturais da estrutura. Essas frequências de pico geram maiores deslocamentos nos edifícios ocasionando ruptura de materiais e fadiga na estrutura, sendo assim requerem uma maior atenção dos projetistas.

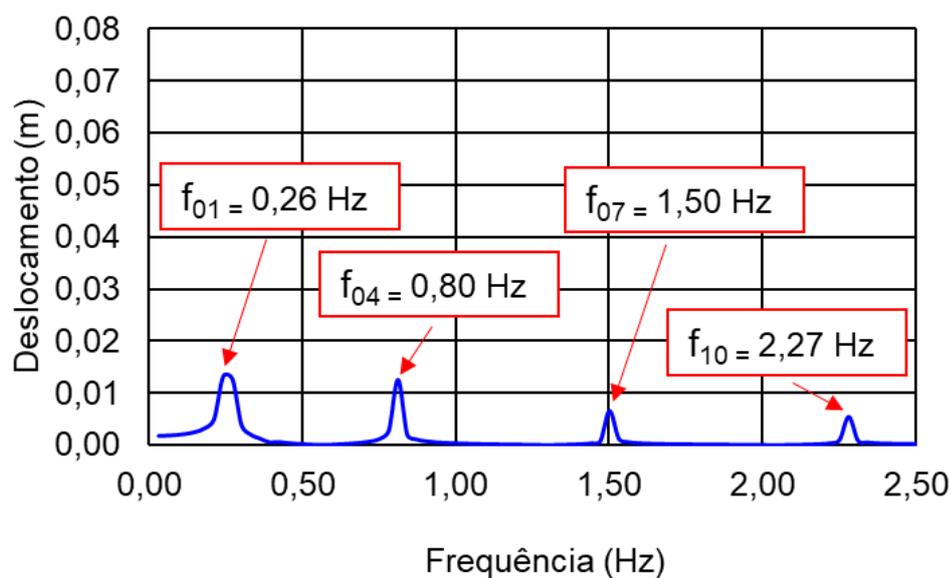


Figura 30 - Espectro de resposta da análise harmônica na direção X

Através do gráfico apresentado na Figura 30 torna-se possível identificar os picos de transferência de energia principais para a carga de vento na direção X, em

que os modos de vibração ocorrem em torno do eixo Z. A primeira e a segunda frequências apresentadas são a primeira e quarta frequência da estrutura ($f_{01} = 0,26$ Hz e $f_{04} = 0,80$ Hz) as quais apresentam modo de vibração com preponderância de flexão em torno do eixo Z, conforme ilustrado nas Figuras 25 e 26. As demais frequências que aparecem no gráfico, sendo f_{07} ($f_{07} = 1,50$ Hz) e f_{10} ($f_{10} = 2,27$ Hz), possuem o modo de vibração com preponderância de flexão em torno do eixo X, ou seja, a carga de vento incide na direção Z, conforme ilustrado na Figura 27.

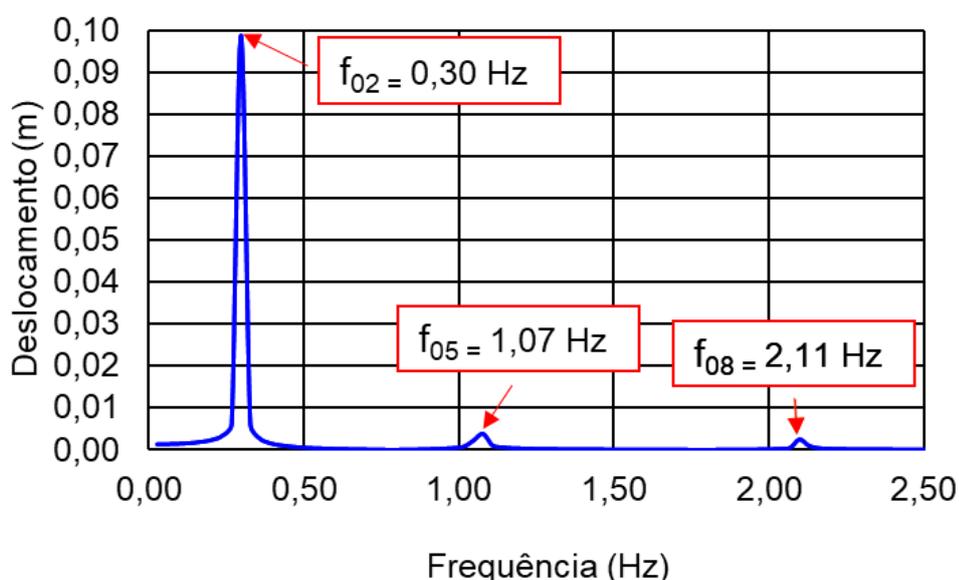


Figura 31 - Espectro de resposta da análise harmônica na direção Z

De igual modo, no gráfico apresentado na Figura 31 torna-se possível identificar os picos de transferência de energia principais para a carga de vento na direção Z, em que os modos de vibração ocorrem em torno do eixo X. A primeira e a segunda frequências apresentadas são a segunda e quinta frequência da estrutura ($f_{02} = 0,30$ Hz e $f_{05} = 1,07$ Hz) as quais possuem o modo de vibração com preponderância de flexão em torno do eixo X, conforme ilustrado nas Figuras 25 e 26, sendo o principal o da frequência f_{02} ($f_{02} = 0,30$ Hz). Ainda assim, a frequência f_{08} ($f_{08} = 2,11$ Hz) também é representada com base no modo de vibração com preponderância de torção em torno do eixo Y, conforme ilustrado na Figura 27.

6.4 Análise estrutural dinâmica não determinística

O objetivo desta análise é avaliar a resposta estrutural dinâmica quando submetidos ao carregamento não determinístico devido às cargas de vento com o auxílio do programa ANSYS (2009). Foram aplicadas sobre as fachadas nas direções X e Z, as cargas de vento para o estudo. Ainda assim, serão aplicadas as cargas permanentes e acidentais de projeto no modelo. Para o estudo dos deslocamentos máximos translacionais horizontais, são considerados os nós do último pavimento do edifício (topo) a 102 metros de altura e para o estudo das acelerações máximas longitudinais de pico, são considerados os nós do último pavimento do edifício a 99 metros de altura, conforme ilustrado nas Figuras 32 e 33.

Os resultados determinados estão associados aos valores máximos médios de deslocamentos translacionais horizontais e dos valores máximos médios das acelerações de pico, além dos valores máximos médios das acelerações RMS. Estes valores são comparados com valores normativos limite visando a avaliação dos estados limite de serviço referentes ao conforto humano da estrutura em estudo neste trabalho de pesquisa.

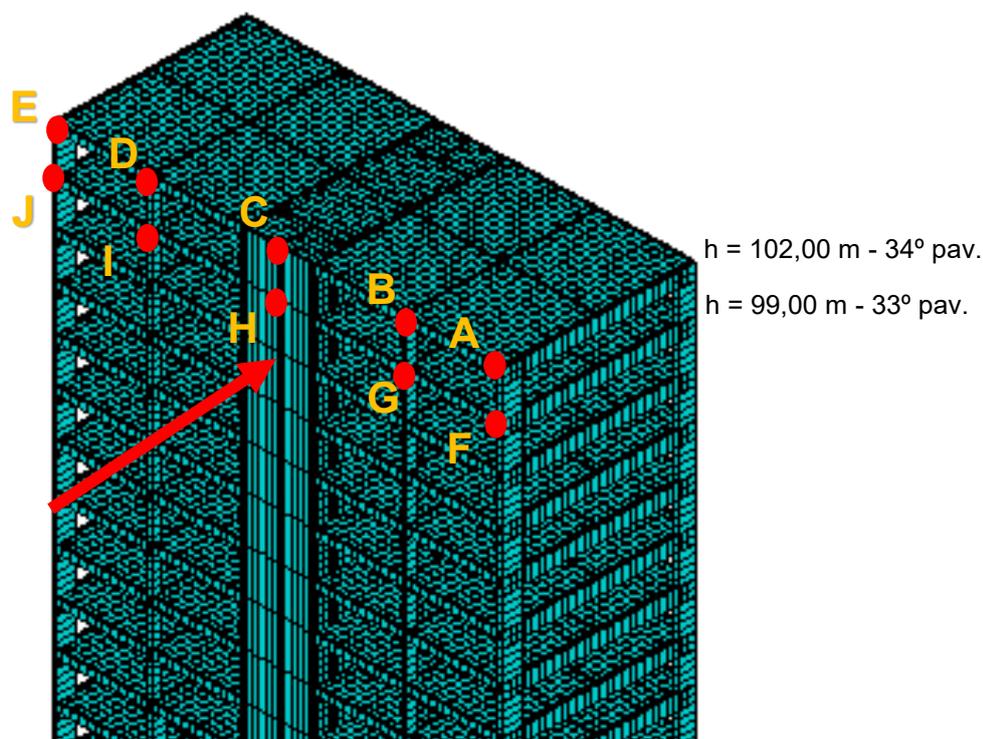


Figura 32 - Seção estrutural em perspectiva para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção Z

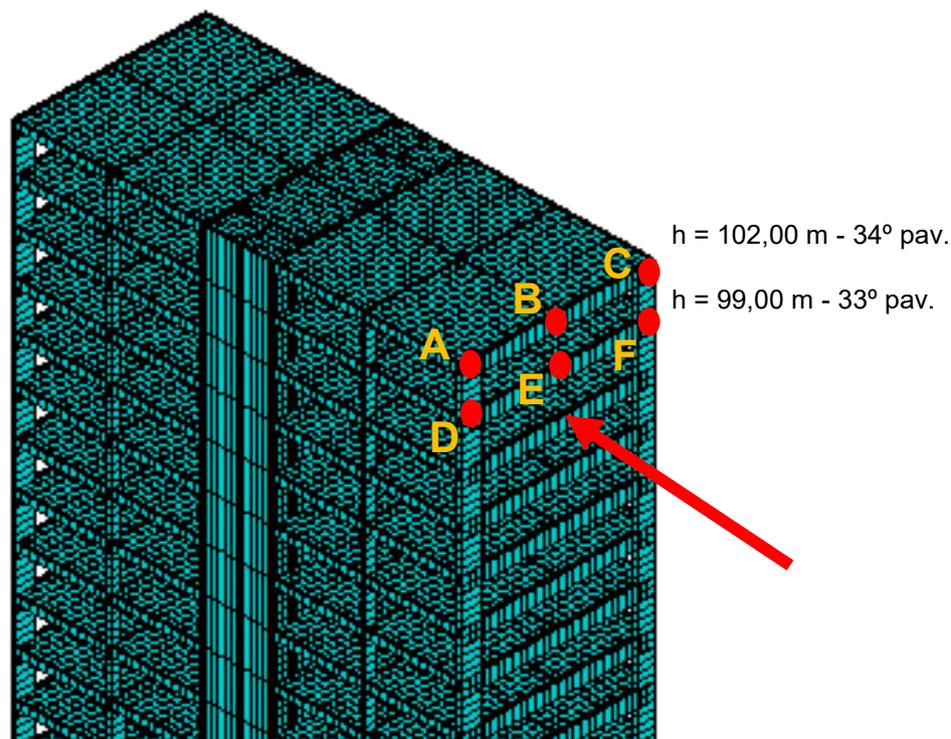


Figura 33 - Seção estrutural em perspectiva para avaliação da resposta dinâmica segundo a direção X

Tabela 17 - Identificação dos nós da seção estrutural segundo a direção Z

Identificação	Número do nó
A	15.966
B	15.972
C	15.984
D	15.996
E	16.002
F	15.483
G	15.489
H	15.501
I	15.513
J	15.519

Tabela 18 - Identificação dos nós da seção estrutural segundo a direção X

Identificação	Número do nó
A	15.966
B	16.312
C	16.080
D	15.483
E	15.829
F	15.597

Com referência à modelagem numérica das ações das cargas de vento dinâmicas não determinísticas foram geradas 30 séries de carregamento dinâmico. Desta forma, foi necessário criar rotinas para o uso do programa MATLAB, que tem como embasamento utilizar a característica aleatória e instável do vento e leva em consideração os critérios da NBR 6123 (1988).

O modelo de espectro de potência do vento utilizado para a realização do carregamento dinâmico não determinístico foi o de Kaimal e a velocidade básica do vento considera um tempo de recorrência de 10 anos. Ainda que até o momento tenha-se realizado a análise para ambas as direções X e Z, a incidência do vento sobre a fachada na direção Z é mais preponderante e importante para o estudo, devido ao deslocamento nesta direção ser maior. Sendo assim, o tratamento estatístico das 30 séries de carregamento dinâmico geradas através do emprego do programa MATLAB levam em consideração apenas a direção Z, com o intuito de obter uma maior confiabilidade dos dados. Em seguida, deve-se ressaltar que a combinação de carregamento adotada ao longo deste estudo é a combinação do tipo 1, que investiga o Estado Limite de Serviço (ELS) sendo que seus coeficientes se encontram detalhados na Tabela 19.

Tabela 19 - Combinação com coeficientes finais adotados (Bastos, 2020)

Combinação 1 ELS	$\gamma_f \cdot \text{Cargas permanentes} + \gamma_f \cdot \psi_2 \text{ Cargas acidentais} + \gamma_f \cdot \psi_1 \cdot \text{Vento}$ 1,0 Cargas Permanentes + 0,3 Cargas Acidentais + 0,3 Vento com $\gamma_f = 1,0$; $\psi_2 = 0,3$; $\psi_1 = 0,3$
---------------------	---

A Equação (32) é utilizada neste estudo para o tratamento estatístico dos resultados. A referida Equação apresenta o valor característico ($R_{95\%}$) em que apenas 5% dos resultados obtidos possuem probabilidade de serem excedidos, desta maneira o tratamento estatístico em questão possui confiabilidade de 95% (Chávez, 2006).

$$R_{95\%} = 1,96 \sigma + \mu \quad (32)$$

Onde:

$R_{95\%}$ - valor característico da resposta dinâmica da estrutura (deslocamentos e acelerações)

σ - desvio padrão

μ - valor médio da resposta

A velocidade básica do vento (V_0), de acordo com a NBR 6123 (1988), é de 35 m/s ($V_0 = 126$ km/h) para a cidade de Belo Horizonte, em Minas Gerais. A categoria para região é a IV caracterizada por um terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados. Definida a categoria é possível determinar os parâmetros para o cálculo do fator S_2 , indicador da variação da velocidade de acordo com a altura e rugosidade do terreno. O fator topográfico S_1 , que indica a situação do terreno em plano e pouco desigual, o valor é 1 e para o fator probabilístico S_3 , que indica o período de reincidência do vento de 10 anos com probabilidade de ocorrência de 63%, também tem valor de 1. O tempo de duração de 600 segundos é adotado para estudar os efeitos do vento em estruturas.

Em relação à convergência dos resultados numéricos, pode-se ilustrar os deslocamentos e acelerações características, calculados ao longo dos resultados de cada série, sendo um ponto de importância ao se aplicar o número adequado de séries para obtenção de um resultado consistente. O número de séries para cada situação, para a velocidade de 35 m/s ($V_0 = 126$ km/h), começa a convergir em 30 séries, conferindo então que é o número adequado para o tratamento estatístico.

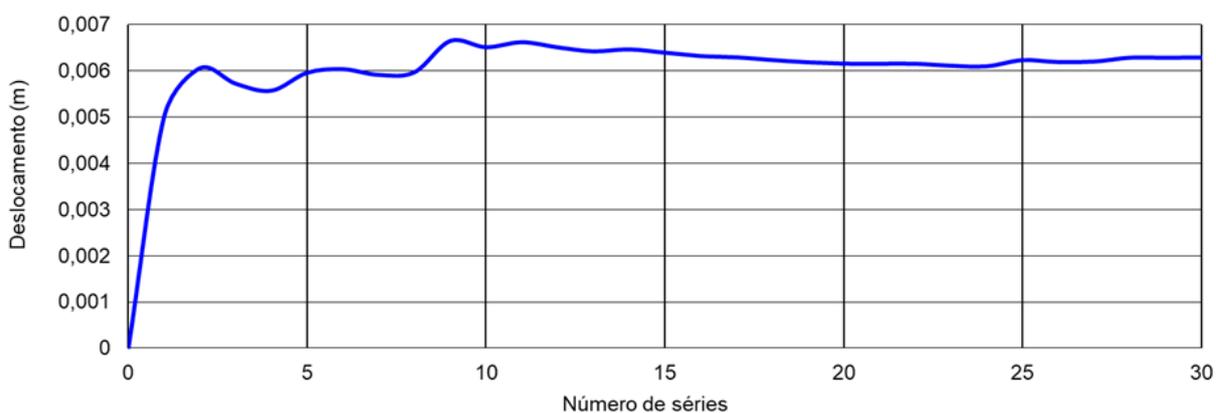


Figura 34 - Deslocamento característico para a direção X

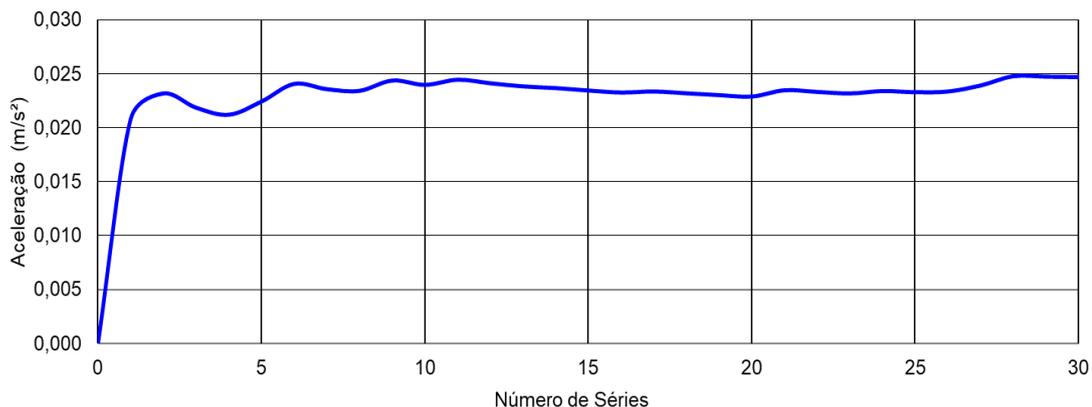


Figura 35 - Aceleração característica para a direção X

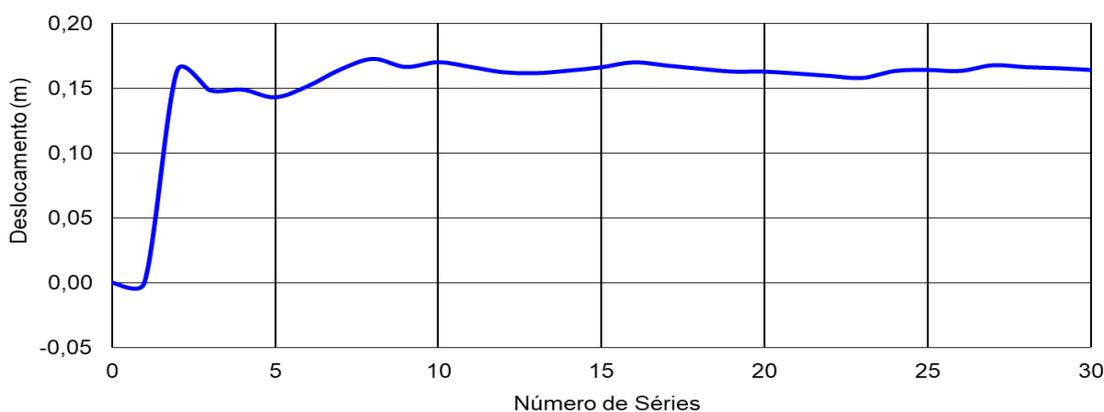


Figura 36 - Deslocamento característico para a direção Z

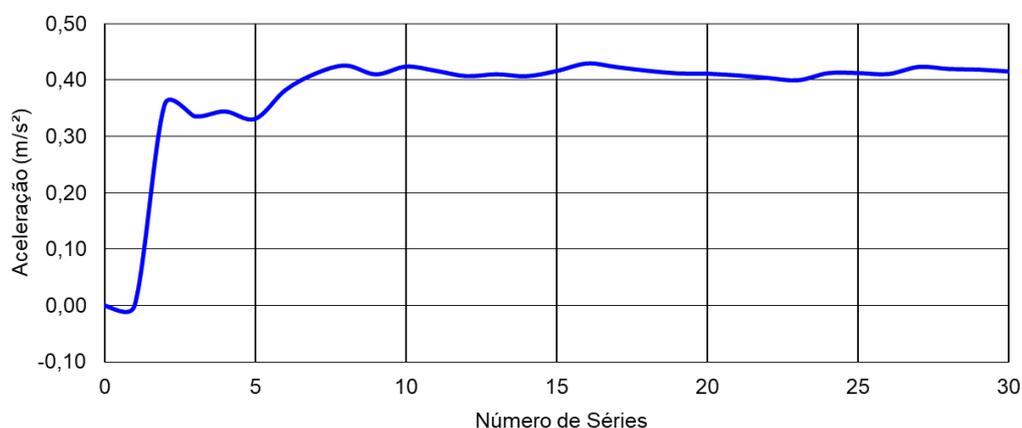


Figura 37 - Aceleração característica para a direção Z

Os gráficos das Figuras 34 a 37 representam os deslocamentos característicos e as acelerações características nas direções X e Z para a velocidade de 35 m/s ($V_0 = 126$ km/h). Esta velocidade refere-se à velocidade de projeto, que foi analisada de forma preliminar, ademais, em seguida, será realizado um estudo paramétrico com outras velocidades fundamentadas na Escala de Beaufort como: 10 km/h, 20 km/h, 30 km/h, 40 km/h, 50 km/h, 60 km/h, 70 km/h, 80 km/h, 90 km/h, 100 km/h e 110 km/h.

Tabela 20 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento

Propriedades do carregamento	Direção X	Direção Z
Velocidade básica do vento (V_0)	35 m/s ($V_0 = 126$ km/h)	
Tempo de recorrência	10 anos	
Duração da análise (Tempo total)	600 segundos (10 minutos)	
Coefficiente de arrasto (C_a)	1,05	1,48
Coefficiente de rugosidade (Z_0)	1,00	
Terreno	Plano ou fracamente acidentado	
Classe	C - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m	
Grupo 2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	
Fator topográfico (S_1)	1,00	
Categoria do terreno (S_2)	IV - Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados	
Fator de rajada (F_r)	0,95	
Parâmetro meteorológico (b)	0,84	
Coefficiente exponencial (p)	0,135	
Fator estatístico (S_3)	1	

Os resultados da análise dinâmica obtidos através da análise numérica realizada são apresentados a seguir. Os valores médios de deslocamentos translacionais horizontais máximos e acelerações horizontais máximas são comparados com os limites estabelecidos nas normas e recomendações de projeto na verificação dos estados limites de serviço e avaliação do conforto humano. A Tabela 21 apresenta os valores médios para a direção Z dos deslocamentos máximos através do nó 15.984, localizado no último pavimento ($h = 102$ m) e das acelerações máximas através do nó 15.501, localizado no penúltimo pavimento ($h = 99$ m).

Tabela 21 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	46,07	92,93	122,81	329,11
3	47,35	100,10	150,93	365,63
4	46,82	98,83	137,29	340,46
5	47,57	100,30	143,86	413,73
6	44,56	89,23	130,41	339,75
7	43,28	85,30	114,11	259,84
8	42,63	89,99	151,31	437,99
9	44,00	87,81	128,48	300,02
10	43,47	85,58	137,06	383,50
11	46,08	94,60	132,31	388,60
12	47,30	97,40	159,00	363,58
13	46,19	94,88	160,17	341,50
14	43,95	88,19	138,66	283,59
15	43,00	91,63	140,18	361,98
16	40,27	83,53	116,02	323,61
17	45,01	87,15	119,51	361,05
18	46,89	97,13	156,83	392,45
19	44,75	96,73	131,14	405,31
20	45,80	94,13	124,51	307,72
21	44,26	86,48	127,30	306,51
22	46,11	94,23	140,18	352,48
23	46,06	94,27	122,13	330,01
24	39,87	86,42	106,66	323,86
25	43,29	87,79	122,36	313,64
26	44,80	93,44	115,22	294,64
27	43,48	88,73	167,98	433,12
28	47,72	103,56	153,65	376,62
29	46,32	100,10	145,78	385,55
30	44,23	94,40	150,69	399,93
μ	43,37	89,50	131,55	340,53
σ	8,42	17,70	29,35	78,07
$R_{z95\%}$	59,88	124,19	189,08	493,54

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 21, pode-se destacar que para a velocidade de 35 m/s [Escala de Beaufort: furacão ($V_0 = 126$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 59,88 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 189,09 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 124,19 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 493,54 mm/s².

Em seguida, a Figura 38 demonstra o deslocamento máximo de pico e a Figura 39 a aceleração máxima de pico, ambos no domínio do tempo, bem como a aceleração máxima de pico, no domínio da frequência na Figura 40, obtido por transformada rápida de Fourier. Importante destacar que o comportamento dos gráficos é aleatório.

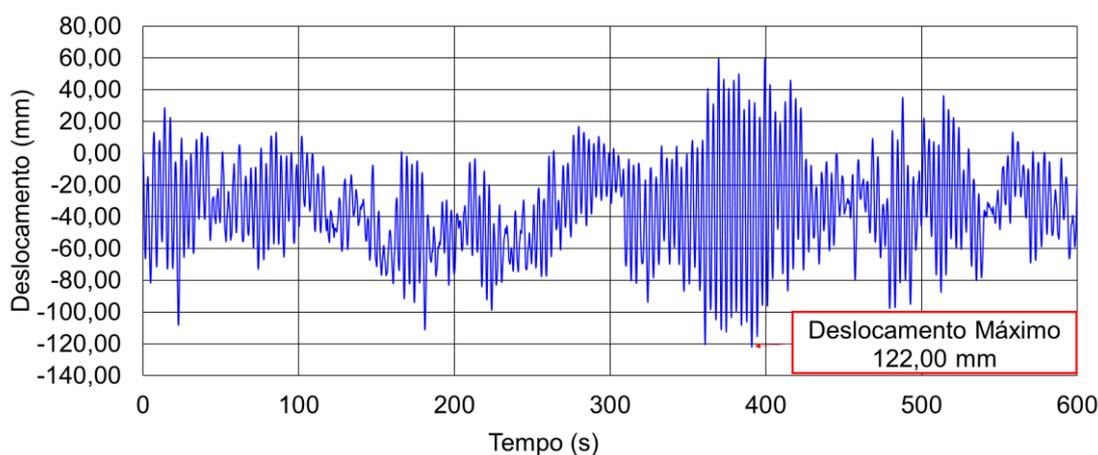


Figura 38 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)

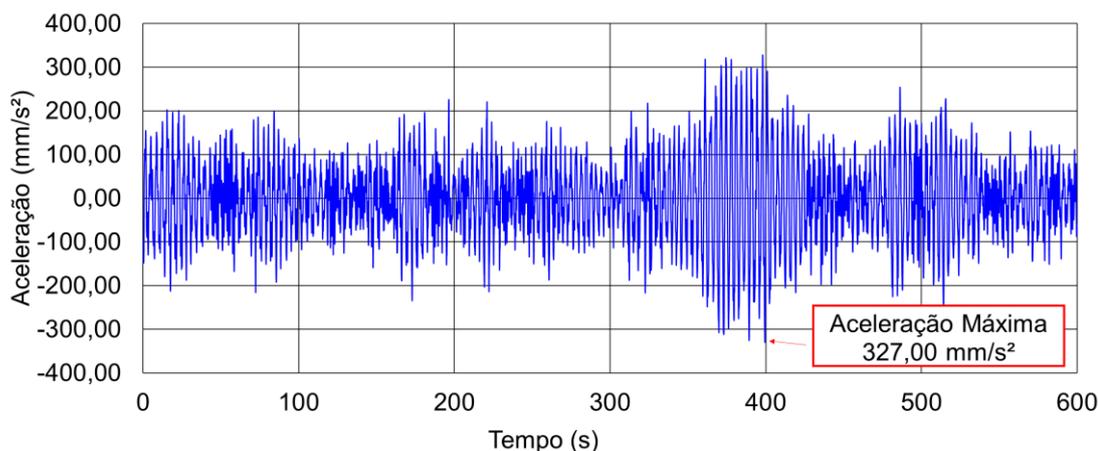


Figura 39 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)

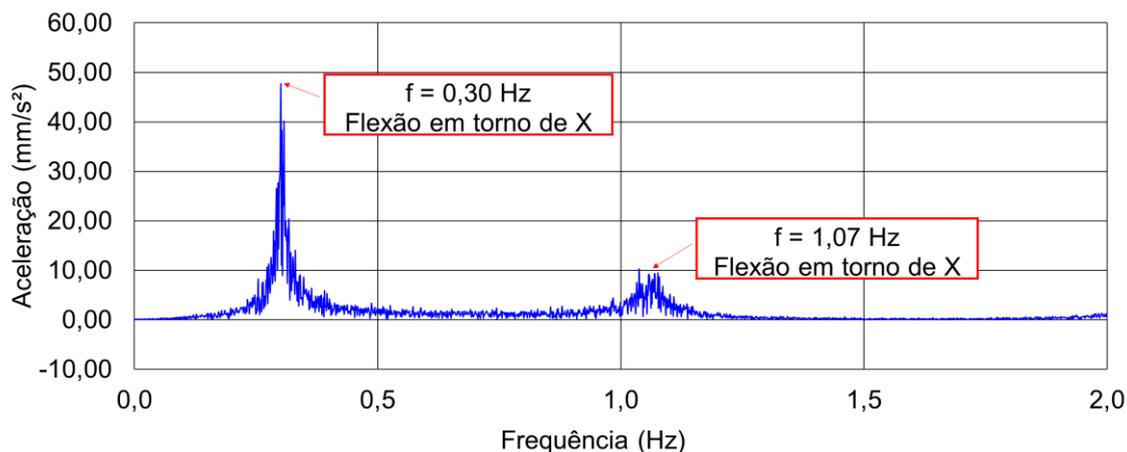


Figura 40 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)

A partir da análise das Figuras 38 e 39, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,12 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,32 m/s² na direção Z. A partir da Figura 40 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido à sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

De acordo com os resultados obtidos de deslocamentos e acelerações máximas médias para a velocidade do vento de 35 m/s ($V_0 = 126$ km/h), sendo esta a velocidade que a norma NBR 6123 (1988) recomenda, deve-se realizar o comparativo com os valores limite normativos. Para o deslocamento limite, utiliza-se a Equação (33) estabelecido na NBR 6118 (2023).

$$U_{\text{lim}} = \frac{H}{1700} \quad (33)$$

Onde:

H - Altura total do edifício

Considerando-se que o valor do deslocamento translacional horizontal máximo é da ordem de 0,12 m, para a velocidade de 35 m/s ($V_0 = 126$ km/h) e que o valor limite para esse deslocamento é da ordem de 0,06 m, cabe destacar que este valor supera o limite normativo, o que seria indicativo de problema de vibração excessiva na estrutura. Em relação ao valor da aceleração máxima média de 0,32 m/s², para a velocidade de 35 m/s ($V_0 = 126$ km/h), e o valor limite de deslocamento máximo recomendado na NBR 6123 (1988) sendo 0,10 m/s², o valor supera ao normativo e viola o critério de conforto humano. Para o critério de avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995), a aceleração é classificada como incômodo ($0,147 < a < 0,49$). Entretanto, em relação ao critério de avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997), a aceleração é classificado como pouco confortável ($0,315$ m/s² até $0,63$ m/s²).

À vista disto, para um estudo mais aprofundado a despeito da incidência dos ventos neste edifício, foi realizada uma análise paramétrica de acordo com a Escala Beaufort. As velocidades de vento consideradas foram inferiores à velocidade normativa retirada do mapa de isopletas da velocidade básica [35 m/s ($V_0 = 126$ km/h) de acordo com a NBR 6123 (1988)] avaliada no primeiro momento. Considerando-se

as velocidades de 10 km/h, 20 km/h, 30 km/h, 40 km/h, 50 km/h, 60 km/h, 70 km/h, 80 km/h, 90 km/h, 100 km/h e 110 km/h, totalizaram 360 análises dinâmicas de vibração forçada. Consequente, foram obtidos os resultados das 30 séries de carregamento para as 11 velocidades distintas e também comparadas com os valores normativos de deslocamento e aceleração.

Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que as tabelas e os gráficos das velocidades de 10 km/h, 20 km/h, 30 km/h, 40 km/h, 50 km/h, 60 km/h e 70 km/h estão localizadas no apêndice deste trabalho de pesquisa e as velocidades de 80 km/h, 90 km/h, 100 km/h, 110 km/h e 126 km/h estão localizadas no volume, dentro deste capítulo.

Tabela 22 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	17,53	33,03	51,68	132,02
2	17,80	33,37	47,40	114,07
3	17,27	32,72	47,70	125,84
4	18,02	34,83	46,44	124,70
5	17,22	32,77	54,43	109,41
6	17,54	31,43	51,26	102,04
7	17,43	34,27	45,00	108,64
8	18,27	36,91	63,61	162,79
9	18,10	33,38	50,47	130,76
10	17,12	30,52	44,16	94,18
11	16,76	30,25	58,67	149,62
12	18,17	34,31	48,08	133,94
13	17,10	33,89	49,70	128,67
14	17,18	32,72	47,33	109,70
15	17,52	33,59	55,85	126,24
16	17,97	33,69	48,55	112,11
17	17,46	33,39	53,94	132,14
18	15,99	29,29	55,00	110,40
19	17,66	33,13	53,12	111,94
20	16,26	30,09	54,77	121,67
21	17,35	32,76	48,19	109,02
22	17,43	32,48	54,35	104,96
23	17,47	32,87	46,73	110,43
24	17,05	30,32	44,68	96,55
25	16,77	31,00	39,98	93,10
26	18,29	34,39	58,80	130,32
27	17,54	32,07	57,56	135,14
28	15,74	30,38	51,19	117,32
29	17,22	32,81	47,26	118,24
30	17,25	32,07	51,71	108,45
μ	17,35	32,62	50,92	118,81
σ	0,61	1,67	5,16	15,78
$R_{z95\%}$	18,55	35,89	61,03	149,75

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 22, pode-se destacar que para a velocidade de 22,22 m/s [Escala de Beaufort: ventania forte ($V_0 = 80$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 18,55 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 61,03 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 35,89 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 149,75 mm/s².

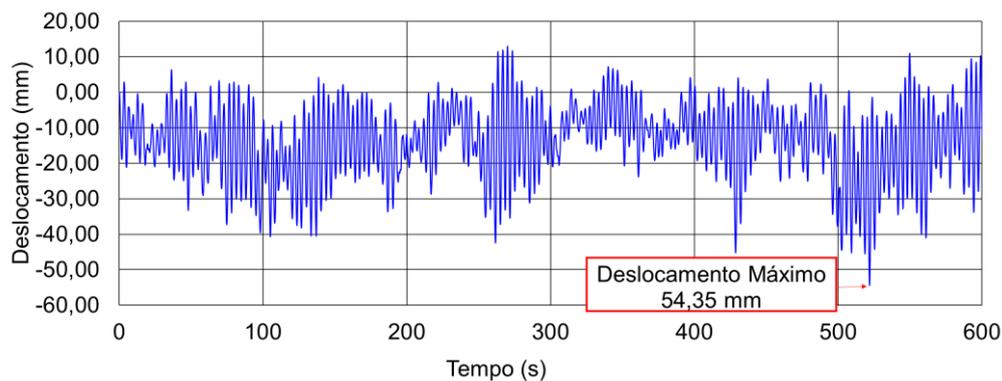


Figura 41 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)

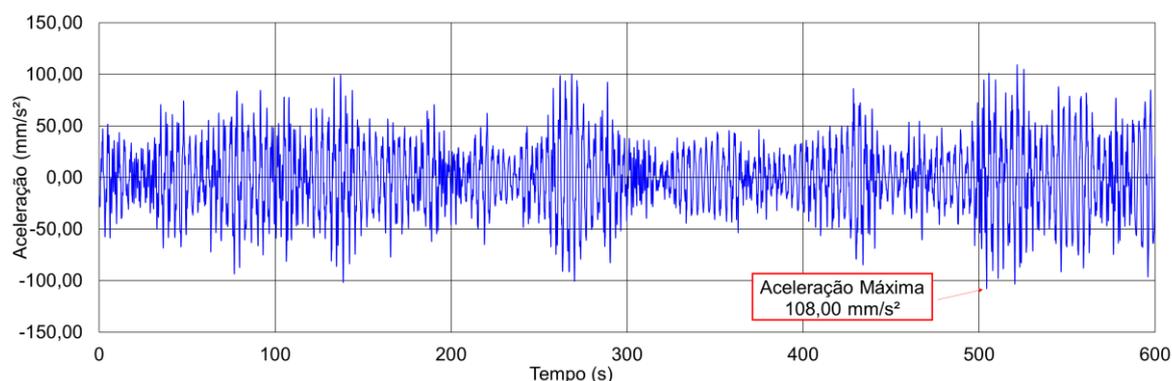


Figura 42 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)

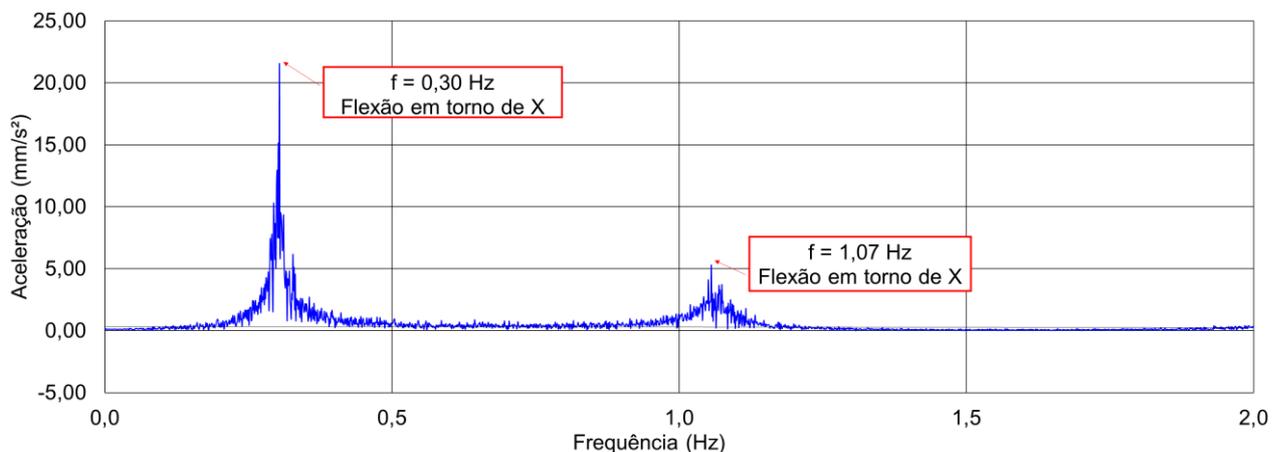


Figura 43 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 22,22$ m/s (80 km/h)

A partir da análise das Figuras 41 e 42, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,05 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a $0,11$ m/s² na direção Z. A partir da Figura 43 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 23 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	21,96	39,98	63,60	152,37
2	23,38	46,23	68,03	157,94
3	22,55	42,20	67,61	162,72
4	22,50	42,58	60,71	140,93
5	21,38	41,97	56,83	136,34
6	21,88	45,13	58,79	155,79
7	21,83	43,47	61,72	146,36
8	22,81	44,49	61,56	153,62
9	21,76	41,33	65,07	157,90
10	22,83	45,64	66,56	166,24
11	22,19	46,27	70,39	170,24
12	23,88	46,30	72,37	151,83
13	23,51	45,22	71,57	150,71
14	21,98	43,40	69,50	143,38
15	23,65	44,44	62,20	160,15
16	23,01	44,45	62,63	162,81
17	22,23	42,97	64,15	141,28
18	23,02	43,36	74,73	148,59
19	22,62	44,21	64,92	154,48
20	21,91	44,83	60,53	142,45
21	21,91	42,28	68,60	172,36
22	23,14	44,10	58,11	164,71
23	21,37	39,72	56,72	153,55
24	22,73	43,76	67,59	160,54
25	20,56	39,50	63,31	157,12
26	22,44	41,13	63,45	152,90
27	22,53	42,49	66,48	160,50
28	22,96	43,56	66,45	153,53
29	23,78	46,22	69,45	159,38
30	22,76	43,29	60,32	161,22
μ	22,50	43,48	64,80	155,06
σ	0,77	1,92	4,65	8,77
$R_{z95\%}$	24,01	47,25	73,92	172,26

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 23, pode-se destacar que para a velocidade de 25 m/s [Escala de Beaufort: tempestade ($V_0 = 90$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 24,01 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 73,92 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 47,25 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 172,26 mm/s².

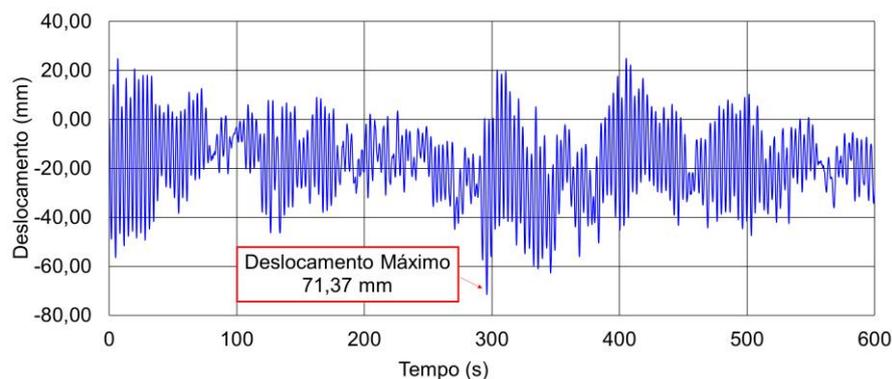


Figura 44 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)

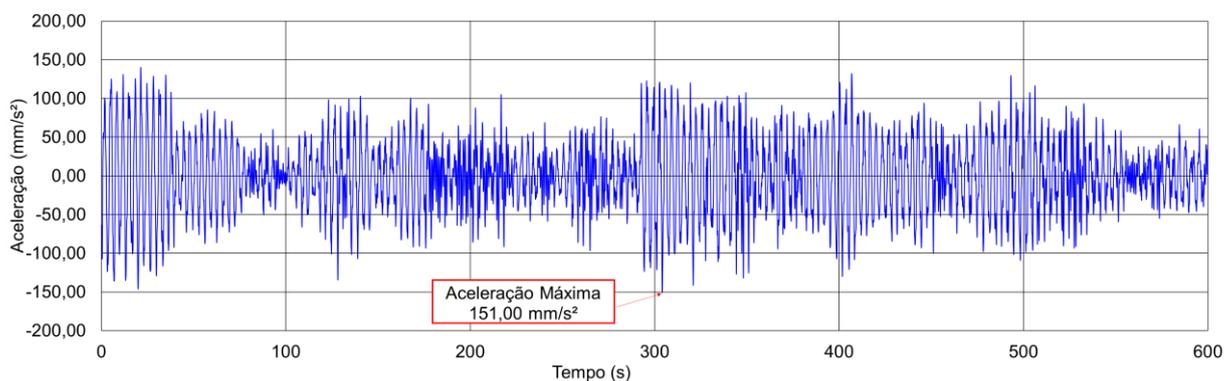


Figura 45 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)

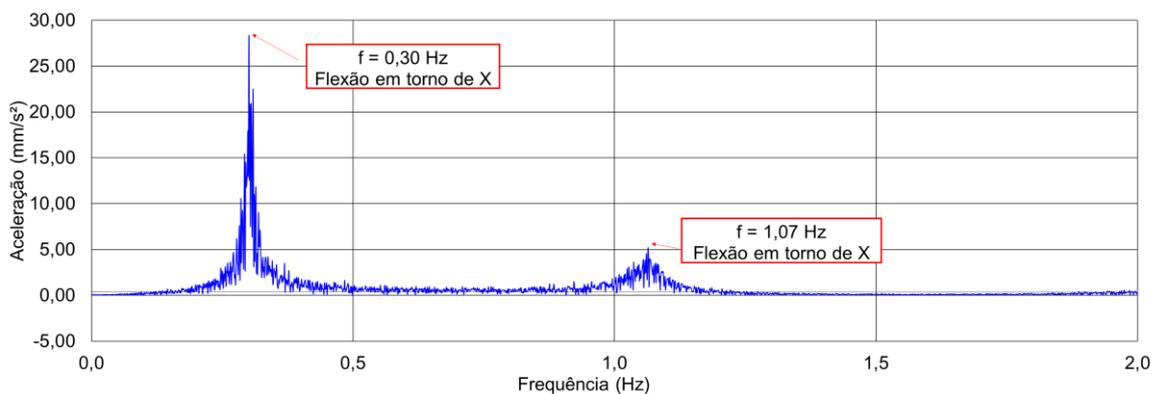


Figura 46 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)

A partir da análise das Figuras 44 e 45, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,07 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a $0,15$ m/s² na direção Z. A partir da Figura 46 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 24 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 27,78$ m/s (100 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	25,50	49,03	78,86	184,61
2	27,46	53,71	84,75	210,95
3	27,71	55,10	78,03	197,14
4	25,32	48,93	79,16	213,11
5	25,32	48,93	79,16	213,11
6	25,61	50,90	72,43	171,00
7	26,80	54,22	84,97	193,89
8	24,71	43,79	77,69	175,43
9	27,73	55,52	93,31	196,80
10	27,63	55,09	85,57	199,29
11	28,03	56,42	79,06	219,85
12	27,11	53,40	70,02	185,73
13	26,94	52,39	73,96	170,09
14	25,89	48,88	77,53	199,57
15	26,72	51,72	72,82	208,25
16	24,93	50,65	61,96	184,26
17	25,66	50,67	73,03	163,58
18	24,85	51,72	72,76	177,30
19	25,26	48,42	73,02	180,96
20	25,50	49,22	74,80	177,86
21	26,85	53,78	76,41	179,72
22	27,38	52,97	87,30	224,42
23	25,65	52,02	83,61	177,36
24	26,53	53,43	98,09	221,11
25	27,55	53,52	77,39	184,47
26	26,16	49,45	71,48	199,01
27	25,64	46,68	73,32	185,64
28	27,34	52,76	70,35	191,50
29	27,12	55,54	89,68	235,93
30	27,55	53,02	65,63	195,78
μ	26,41	51,73	77,87	193,92
σ	1,02	2,92	7,90	18,00
$R_{z95\%}$	28,42	57,45	93,36	229,20

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 24, pode-se destacar que para a velocidade de 27,78 m/s [Escala de Beaufort: tempestade ($V_0 = 100$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 28,42 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 93,36 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 57,45 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 229,20 mm/s².

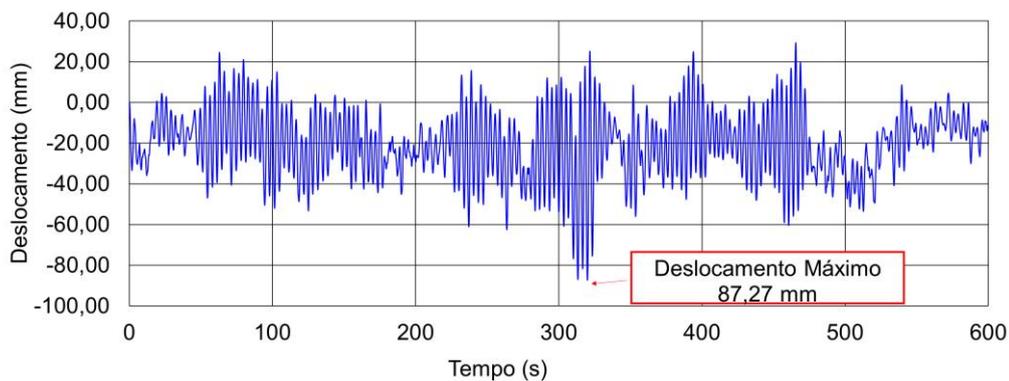


Figura 47 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 27,78$ m/s (100 km/h)

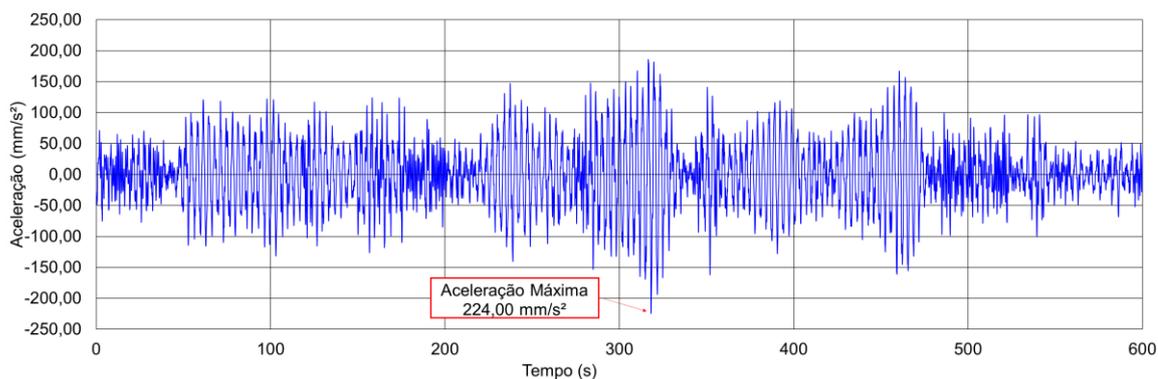


Figura 48 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 27,78$ m/s (100 km/h)

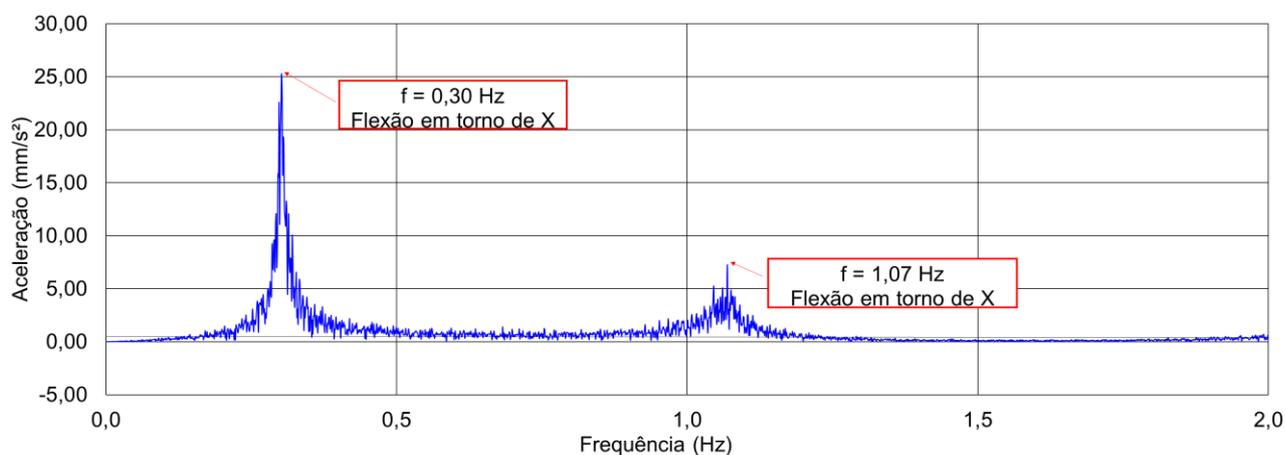


Figura 49 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 27,78$ m/s (100 km/h)

A partir da análise das Figuras 47 e 48, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,09 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a $0,22$ m/s² na direção Z. A partir da Figura 49 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 25 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 30,55$ m/s (110 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	35,44	76,16	130,65	384,38
2	30,49	60,80	94,24	217,07
3	33,72	65,36	86,64	221,21
4	34,12	71,27	106,27	233,66
5	33,71	68,46	100,96	272,88
6	32,05	64,25	98,14	212,78
7	31,94	66,24	100,31	214,50
8	33,21	65,25	104,32	207,60
9	32,45	65,08	87,94	226,31
10	30,35	63,56	94,59	250,39
11	32,48	64,97	126,63	331,22
12	32,16	66,04	112,10	288,26
13	30,48	55,43	78,74	191,71
14	34,15	68,01	102,90	254,73
15	34,26	72,66	111,38	309,33
16	32,05	64,48	122,22	392,50
17	33,58	69,87	95,52	268,17
18	31,99	66,83	98,25	272,83
19	34,50	69,99	89,57	228,69
20	33,85	66,28	115,29	249,10
21	32,10	68,75	118,82	263,01
22	34,20	72,85	103,10	266,28
23	32,55	66,75	90,96	234,12
24	30,79	59,75	91,23	254,63
25	32,66	66,05	94,57	229,61
26	32,70	61,58	107,37	251,86
27	32,06	66,12	89,21	243,11
28	32,29	68,25	87,81	231,21
29	31,43	64,20	90,86	262,79
30	31,24	65,51	94,84	239,59
μ	32,63	66,36	100,85	256,78
σ	1,31	4,10	12,67	46,53
$R_{z95\%}$	35,20	74,40	125,67	347,99

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 25, pode-se destacar que para a velocidade de 30,55 m/s [Escala de Beaufort: brisa forte ($V_0 = 110$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 35,20 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 125,67 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima

média RMS é de $74,40 \text{ mm/s}^2$ e a aceleração máxima média de pico é de $347,99 \text{ mm/s}^2$.

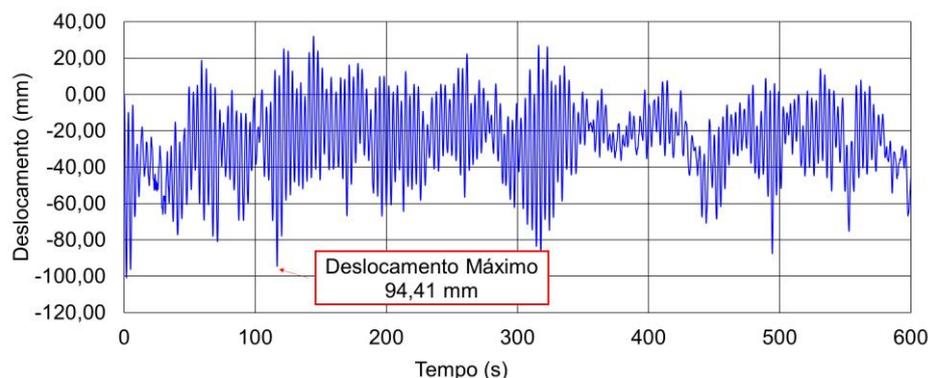


Figura 50 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 30,55 \text{ m/s}$ (110 km/h)

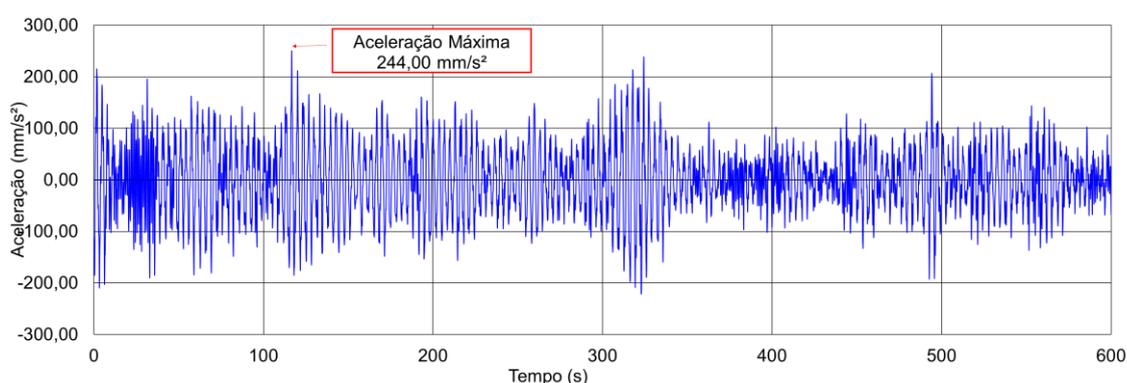


Figura 51 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 30,55 \text{ m/s}$ (110 km/h)

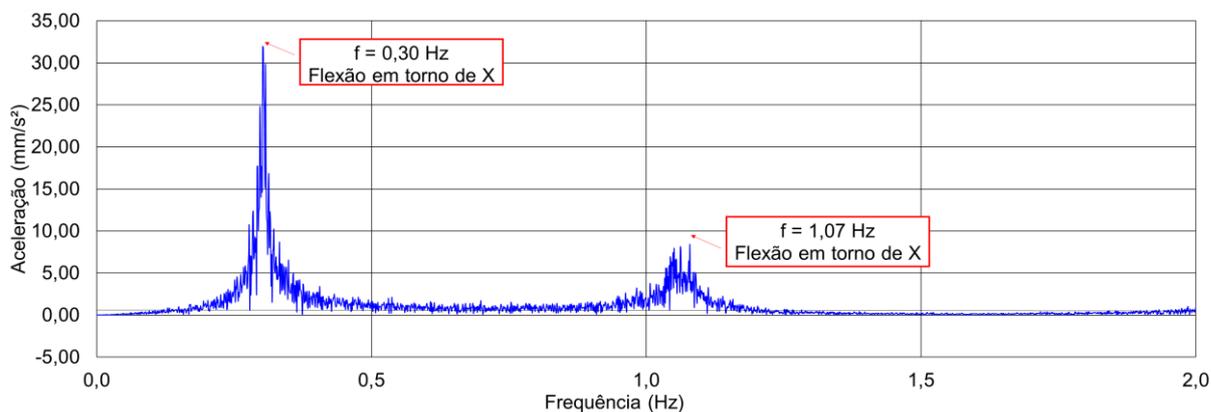


Figura 52 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 30,55 \text{ m/s}$ (110 km/h)

A partir da análise das Figuras 50 e 51, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de $0,09 \text{ m}$ na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a $0,24 \text{ m/s}^2$ na direção Z. A partir da Figura 52 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30 \text{ Hz}$, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Com base no tratamento estatístico de 11 velocidades de vento, esta seção da dissertação irá investigar os valores máximos médios dos deslocamentos e acelerações baseados nos valores normativos estabelecidos via recomendações de projeto, mediante apresentação das Tabelas 26 e 27.

Tabela 26 - Valores máximos médios de deslocamento: comparações normativas

Velocidade do vento (km/h)	Resultados obtidos (pico)	Norma e recomendação de projeto
	Deslocamento máximo (mm)	NBR 6118 (2023) (H/1700=60 mm)
10	0,32	Atende
20	2,61	Atende
30	6,83	Atende
40	13,52	Atende
50	19,56	Atende
60	32,21	Atende
70	45,44	Atende
80	61,03	Não atende
90	73,92	Não atende
100	93,36	Não atende
110	125,67	Não atende
126	189,08	Não atende

Tabela 27 - Valores máximos médios de aceleração: comparações normativas

Velocidade do vento (km/h)	Resultados obtidos (pico)	Normas e recomendações de projeto		
	Aceleração máxima (mm/s ²)	NBR 6123 (1988) (100 mm/s ²)	Hirsch & Bachmann (1995)	ISO 2631 (1985) ISO 2631 (1997)
10	0,56	Atende	Imperceptível	Confortável
20	5,16	Atende	Imperceptível	Confortável
30	14,81	Atende	Imperceptível	Confortável
40	33,83	Atende	Imperceptível	Confortável
50	43,12	Atende	Imperceptível	Confortável
60	70,73	Atende	Perceptível	Confortável
70	110,58	Não atende	Perceptível	Confortável
80	149,75	Não atende	Incômodo	Confortável
90	172,26	Não atende	Incômodo	Confortável
100	229,20	Não atende	Incômodo	Confortável
110	347,99	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
126	493,54	Não atende	Muito incômodo	Pouco confortável

Além das acelerações médias de pico comparadas com os valores normativos, é possível também realizar essa comparação para a aceleração RMS limite através da ISO 6897 (1984), que equivale a Irwin's E2 curve (1986) de acordo com o gráfico da Figura 53.

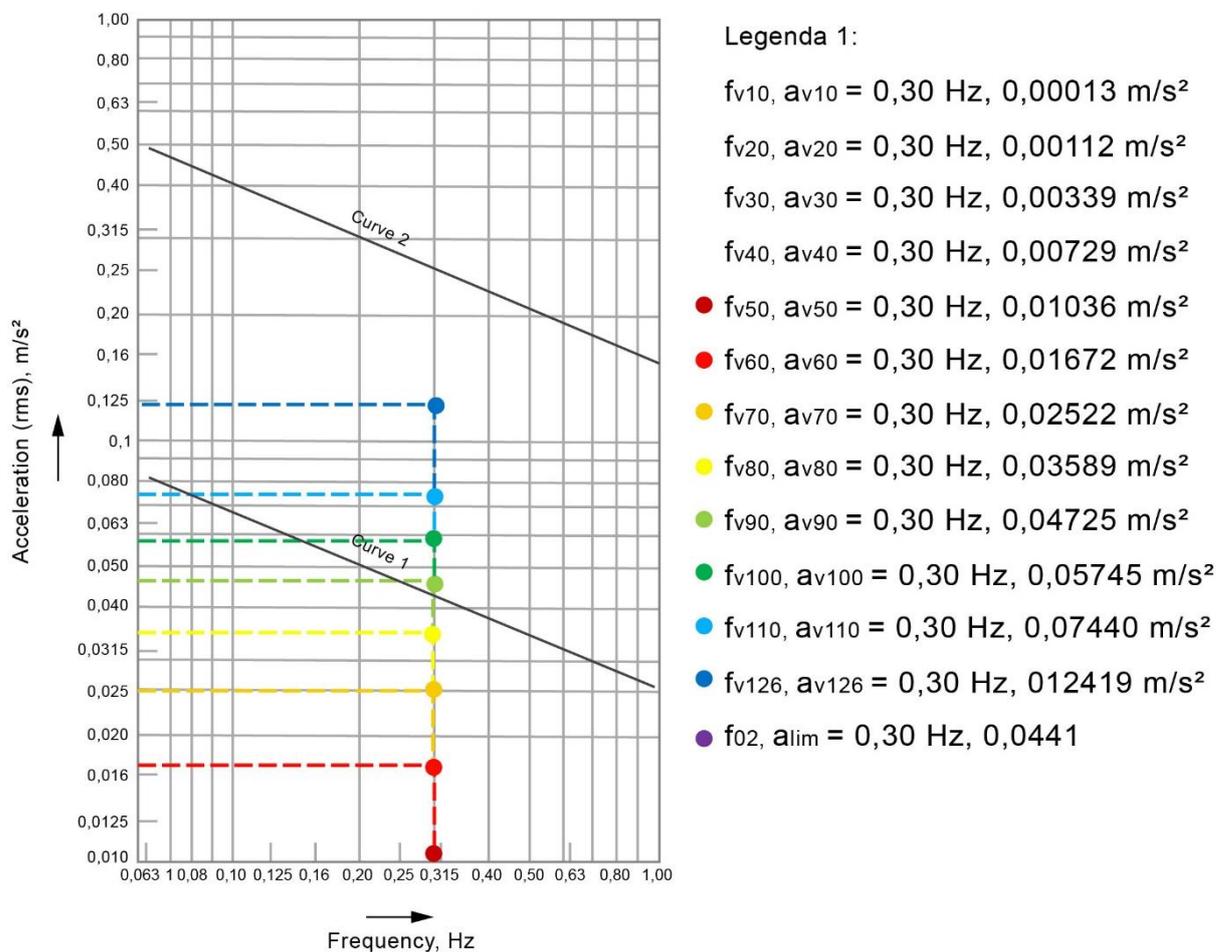


Figura 53 - Magnitudes satisfatórias sugeridas de movimento horizontal de edifícios utilizados para fins gerais (curva 1) e de estruturas fixas offshore (curva 2) adaptado (ISO 6897, 1984)

A Figura 53 ilustra os pares de abscissas e ordenadas referentes a todas as velocidades de vento avaliadas ao longo deste trabalho de pesquisa, com base na realização de um extenso estudo paramétrico. Em relação as velocidades de 10 km/h [Escala de Beaufort: brisa leve ($V_0 = 2,78 \text{ m/s}$)] à 40 km/h [Escala de Beaufort: vento fresco ($V_0 = 11,11 \text{ m/s}$)] que não estão contempladas na ilustração, estão representadas na legenda 1, devido a sua aceleração de pico ser inferior a $0,01 \text{ m/s}^2$. As velocidades de 50 km/h [Escala de Beaufort: vento forte ($V_0 = 18,89 \text{ m/s}$)] à 80

km/h [Escala de Beaufort: ventania forte ($V_0 = 13,89$ m/s)] estão localizadas abaixo da curva 1, ou seja, estão dentro da faixa de magnitudes satisfatórias sugeridas para o movimento horizontal de edifícios utilizados para fins gerais, entretanto a partir da velocidade de 90 km/h [Escala de Beaufort: tempestade ($V_0 = 25$ m/s)] nota-se que as acelerações de pico ultrapassam o limite [$a_{lim} = 0,0441$ m/s²] para a finalidade proposta, sendo assim, não atendem ao critério da ISO 6897 (1984).

Recentemente muito se tem falado sobre a norma japonesa e sua contribuição para a avaliação do conforto humano de edifícios altos. Os autores tem conhecimento que a norma japonesa dentro em breve virá a substituir o limite atual de conforto humano da atual NBR 6123 (1998). Sendo a aceleração limite na faixa de frequências entre 0,06 Hz a 1,00 Hz dada através da Equação (34) em m/s².

$$a_{lim} = 0,01 k_c f^{-0,445} \quad (34)$$

Onde:

k_c - 6,12 para edifícios comerciais/escritórios ou 4,08 para edifícios residenciais

f - frequência

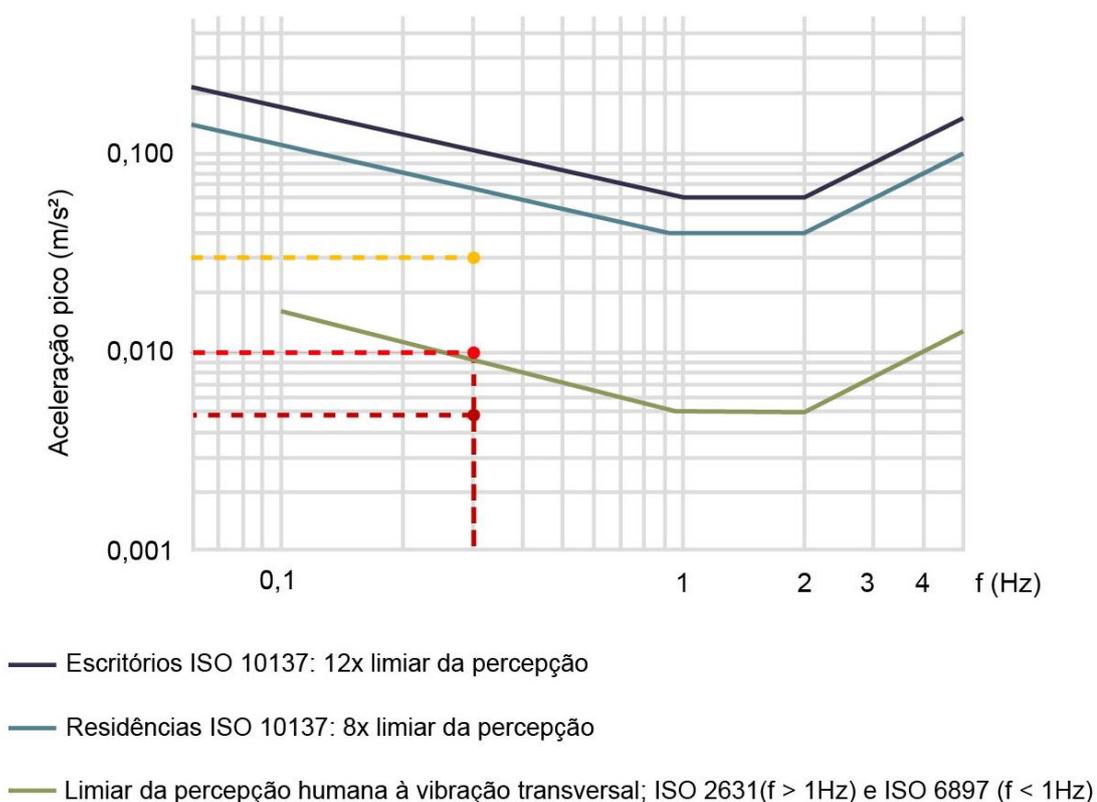


Figura 54 - Limites para acelerações de pico: critérios da norma japonesa adaptado

Legenda 2:

- $f_{V10}, a_{V10} = 0,30 \text{ Hz}, 0,00056 \text{ m/s}^2$
- $f_{V20}, a_{V20} = 0,30 \text{ Hz}, 0,00516 \text{ m/s}^2$
- $f_{V30}, a_{V30} = 0,30 \text{ Hz}, 0,01481 \text{ m/s}^2$
- $f_{V40}, a_{V40} = 0,30 \text{ Hz}, 0,03383 \text{ m/s}^2$
- $f_{V50}, a_{V50} = 0,30 \text{ Hz}, 0,04312 \text{ m/s}^2$
- $f_{V60}, a_{V60} = 0,30 \text{ Hz}, 0,07073 \text{ m/s}^2$
- $f_{V70}, a_{V70} = 0,30 \text{ Hz}, 0,11058 \text{ m/s}^2$
- $f_{V80}, a_{V80} = 0,30 \text{ Hz}, 0,14975 \text{ m/s}^2$
- $f_{V90}, a_{V90} = 0,30 \text{ Hz}, 0,17226 \text{ m/s}^2$
- $f_{V100}, a_{V100} = 0,30 \text{ Hz}, 0,2292 \text{ m/s}^2$
- $f_{V110}, a_{V110} = 0,30 \text{ Hz}, 0,34799 \text{ m/s}^2$
- $f_{V126}, a_{V126} = 0,30 \text{ Hz}, 0,4934 \text{ m/s}^2$
- $f_{02}, a_{lim} = 0,30 \text{ Hz}, 0,10 \text{ m/s}^2$

A Figura 54 ilustra os pares de abscissas e ordenadas referentes a todas as velocidades de vento avaliadas ao longo deste trabalho de pesquisa, agora, neste caso considerando-se os limites para acelerações de pico de acordo com os critérios da norma japonesa. Em relação a velocidade de 10 km/h [Escala de Beaufort: brisa leve ($V_0 = 2,78 \text{ m/s}$)] que não está contemplada na ilustração, está representada na legenda em seguida, devido a sua aceleração de pico ser inferior a $0,001 \text{ m/s}^2$. No que diz respeito as velocidades a partir de 80 km/h [Escala de Beaufort: ventania forte ($V_0 = 22,22 \text{ m/s}$)], que possuem acelerações de pico superiores a $0,13 \text{ m/s}^2$ [violando o conforto humano do edifício ($a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$)], também não estão localizadas na Figura 54, devido a ilustração representar apenas uma parte do gráfico da referida norma japonesa. As velocidades de 20 km/h [Escala de Beaufort: brisa moderada ($V_0 = 5,55 \text{ m/s}$)] e 30 km/h [Escala de Beaufort: brisa forte ($V_0 = 8,33 \text{ m/s}$)] estão localizadas abaixo da curva verde, ou seja, estão dentro da faixa limite de percepção humana à vibração transversal, entretanto a partir da velocidade de 70 km/h [Escala de Beaufort: ventania ($V_0 = 19,44 \text{ m/s}$)] nota-se que as acelerações de pico ultrapassam o limite da percepção em 12 vezes para o caso de escritórios, que se enquadra para o edifício estudado, sendo assim, não atendem ao critério da norma japonesa.

6.5 Considerações finais do capítulo

Neste capítulo foi exposto todo o estudo acerca dos efeitos causados devido a ação do vento no edifício investigado, ou seja, deslocamentos máximos médios e acelerações máximas médias. Ainda assim, não somente avaliada a velocidade de projeto normativa de 35 m/s ($V_0 = 126$ km/h) retirada a partir do Isopletas da velocidade básica, como também outras velocidades inferiores a esse valor, a fim de se obter o comportamento dinâmico da estrutura a partir da velocidade do vento. Em seguida, esses valores foram comparados com as normas e recomendações de projeto dispostas no capítulo 2 deste trabalho de pesquisa para verificação de limites do atendimento aos critérios de conforto humano.

Com base nos valores máximos médios de deslocamentos, utilizando-se como referência a NBR 6118 (2023), foi verificado que a partir de 80 km/h [Escala de Beaufort: ventania forte ($V_0 = 22,22$ m/s)] a velocidade não atende aos critérios da referida norma. Baseado nos valores máximos médios de acelerações, utilizando-se como referência a NBR 6123 (1988), foi verificado que a partir de 70 km/h [Escala de Beaufort: ventania ($V_0 = 19,44$ m/s)] a velocidade não atende aos critérios da referida norma. Ademais, utilizando-se como referência Hirsch & Bachmann (1995), foi verificado que a partir de 60 km/h [Escala de Beaufort: vento forte ($V_0 = 16,67$ m/s)] é possível perceber os efeitos da aceleração para os usuários. A ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997) também foram consideradas para o comparativo, sendo verificado que a partir de 110 km/h [Escala de Beaufort: tempestade violenta ($V_0 = 30,55$ m/s)] os usuários do edifício se sentiriam pouco confortáveis.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Aspectos gerais

O desenvolvimento deste trabalho de pesquisa objetivou investigar a resposta estrutural dinâmica não determinística e avaliar o conforto humano de edifícios, quando submetidos às ações das cargas de vento. Para tal, ao longo do estudo foi considerado o projeto estrutural de um edifício de concreto armado destinado para uso de escritórios comerciais, composto por 34 pavimentos e altura total de 102 m, localizado na cidade de Belo Horizonte/MG. O modelo estrutural foi modelado numericamente com base no emprego programa ANSYS (2009), considerando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). Ao longo da pesquisa, a resposta dinâmica do edifício foi investigada com base no emprego de cargas não determinísticas de vento, mediante emprego do espectro de potência de Kaimal. Em seguida, com base no tratamento estatístico da resposta da estrutura (deslocamentos e acelerações), os níveis de conforto humano foram verificados com base na utilização de normas e recomendações de normas de projeto.

7.2 Análise modal

Com base no desenvolvimento da análise modal para o cálculo dos autovalores (frequências naturais) e dos autovetores (modos de vibração) do edifício em estudo, foram determinadas as dez primeiras frequências naturais da estrutura e seus respectivos modos de vibração. Tendo em mente a verificação do conforto humano dos usuários da edificação, destaca-se que as primeiras frequências naturais do modelo estrutural, associadas aos modos de vibração com maior capacidade de transferência de energia para a resposta do sistema, são inferiores ao valor de 1 Hz [NBR 6123 (1988)] [$f_{01} = 0,26$ Hz; $f_{02} = 0,30$ Hz; $f_{03} = 0,39$ Hz e $f_{04} = 0,80$ Hz], o que pode ser indicativo da ocorrência de vibrações excessivas para determinadas faixas de velocidades de vento atuantes sobre as fachadas do edifício.

7.3 Análise harmônica

Inicialmente, ressalta-se que os picos referentes aos principais níveis de transferência de energia da resposta estrutural dinâmica do edifício foram determinados com base na carga harmônica aplicada em relação à direção global horizontal Z (direção perpendicular ao eixo global horizontal X). Estes picos de transferência de energia estão associados às frequências naturais da edificação, em especial as frequências naturais com valores inferiores a 1 Hz [NBR 6123 (1988)], que podem vir a ocasionar vibrações excessivas. Os picos de transferência de energia mais significativos encontrados na análise harmônica correspondem, ao 2º, 5º e 8º modos de vibração, respectivamente: $f_{02} = 0,30$ Hz (flexão em torno do eixo global horizontal X); $f_{05} = 1,07$ Hz (flexão em torno do eixo global horizontal X); $f_{08} = 2,11$ Hz (torção em torno do eixo global vertical Y).

7.4 Análise de vibração forçada e avaliação do conforto humano

Objetivando o desenvolvimento das análises de vibração forçada visando posterior avaliação das vibrações excessivas e níveis de conforto humano do edifício, foram consideradas neste trabalho de pesquisa 30 séries de cargas dinâmicas não determinísticas de vento, aplicadas de acordo com a direção Z global da estrutura (níveis de transferência de energia máximos da resposta), considerando-se uma faixa de variação de velocidades de vento de 10 km/h até 126 km/h [velocidade de projeto de acordo com a NBR 6123 (1988)], considerando-se para tal a Escala de Beaufort. No total, ao longo do estudo, foram realizadas 360 análises dinâmicas de vibração forçada.

Tendo em mente o tratamento estatístico e posterior avaliação dos valores máximos médios dos deslocamentos translacionais horizontais, determinados no topo do edifício, e dos valores das acelerações máximas médias, calculadas na última laje de piso da estrutura, destaca-se que a partir da velocidade de vento de 80 km/h (Escala de Beaufort: ventania forte), o valor do deslocamento máximo médio ($U_z = 61,03$ mm) ultrapassa o limite da norma ($U_{lim} = 60$ mm) [NBR 6118 (2023)].

Por outro lado, com referência às comparações associadas aos valores máximos médios das acelerações de pico, a partir da velocidade de vento de 60 km/h

($a_z = 70,73 \text{ mm/s}^2$) (Escala de Beaufort: vento forte), levando-se em conta o critério de projeto de Hirsch & Bachmann (1995), os efeitos de vibrações excessivas começam a ser perceptíveis para os usuários do edifício. Contudo, este valor máximo médio de aceleração ($a_z = 70,73 \text{ mm/s}^2$) está de acordo com a NBR 6123 (1988) que recomenda o limite de 100 mm/s^2 ($a_{\text{lim}} = 100 \text{ mm/s}^2$), e em consonância ao critério da norma ISO 2631 (1997), que classifica este valor de aceleração ainda como sendo confortável. Destaca-se que somente a partir da velocidade de vento de 70 km/h ($a_z = 110,58 \text{ mm/s}^2$) (Escala de Beaufort: ventania), que o valor da aceleração ultrapassa o limite da norma brasileira [$a_{\text{lim}} = 100 \text{ mm/s}^2$ NBR 6123 (1988)], porém destaca-se que tal valor de aceleração ainda é classificado como confortável de acordo com a norma ISO 2631 (1997).

Considerando-se, agora, valores mais elevados para as velocidades de vento, ressalta-se que a partir de 110 km/h ($a_z = 347,99 \text{ mm/s}^2$) (Escala de Beaufort: tempestade violenta), a norma ISO 2631 (1997) considera este valor de aceleração pouco confortável para o usuário, e de acordo com as recomendações de projeto de Hirsch & Bachmann (1995), os efeitos de vibrações excessivas são incômodos para os usuários do edifício. No entanto, deve-se mencionar que para os autores Hirsch & Bachmann (1995), de maneira distinta da norma ISO 2631 (1997), estes efeitos seriam considerados como sendo incômodos a partir da velocidade de 80 km/h ($a_z = 149,75 \text{ mm/s}^2$).

Levando-se em conta, agora, os valores das acelerações RMS (valores máximos médios), pode-se utilizar como referência de estudo a norma de projeto ISO 6897 (1984), ou o gráfico de Irwin (1986), o qual considera o valor da frequência da estrutura para determinar o valor da aceleração limite a ser analisada. Assim sendo, considerando-se a frequência da estrutura em análise [$f_{02} = 0,30 \text{ Hz}$ (flexão em torno do eixo global horizontal X)], o valor limite obtido foi de $44,10 \text{ mm/s}^2$ [$a_{\text{lim}} = 44,10 \text{ mm/s}^2$], tendo sido ultrapassado somente a partir da velocidade de vento de 90 km/h ($a_{z\text{RMS}} = 47,25 \text{ mm/s}^2$).

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho de pesquisa também foram considerados os critérios de projeto da norma japonesa, que utiliza a mesma referência de Irwin (1986), em um gráfico não linear da aceleração em função da frequência natural da estrutura. Considerando-se a curva de projeto proposta pela norma japonesa para edifícios comerciais (escritórios), foi verificado que para a frequência do edifício em estudo [$f_{02} = 0,30 \text{ Hz}$ (flexão em torno do eixo global

horizontal X)], o valor limite coincide com aquele proposto pela norma brasileira NBR 6123 (1988) ($a_{lim} = 100 \text{ mm/s}^2$); e, portanto, as análises e conclusões seriam exatamente as mesmas estabelecidas na referida norma.

Ressalta-se que o atendimento ao estado limite de serviço de edifícios altos (vibrações excessivas), tomando-se como base apenas os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos calculados no topo da estrutura mediante análise estática pode não ser suficiente para uma avaliação de projeto mais realista acerca do problema em questão. Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que a avaliação do estado limite de serviço de edifícios altos (vibrações excessivas), para edifícios com valores baixos das frequências naturais (inferiores a 1 Hz) deve ser feito mediante análise estrutural dinâmica não determinística (vibração forçada), através do tratamento estatístico da resposta do sistema, e mediante a avaliação dos valores máximos médios das acelerações.

Como conclusão final deste trabalho de pesquisa, destaca-se que com base nas recomendações de projeto da norma brasileira atualmente vigente [$a_{lim} = 100 \text{ mm/s}^2$, NBR 6123 (1988)], o edifício investigado neste estudo não atende ao critério de conforto humano para a velocidade de vento de projeto estabelecida pela referida norma [$V_0 = 126 \text{ km/h}$; $a_z = 493,54 \text{ mm/s}^2$], sendo que este valor máximo médio calculado para a aceleração de pico da estrutura é classificado como sendo muito incômodo por Hirsch & Bachmann (1995) e pouco confortável pela norma de projeto ISO 2631 (1997).

7.5 Sugestão para trabalhos futuros

- a) Considerar ao longo do desenvolvimento da pesquisa outros projetos de edifícios reais, com alturas, geometrias e materiais diferentes (sistemas estruturais em aço ou aço-concreto), de maneira a avaliar o conforto humano destas edificações;
- b) Considerar o efeito da interação solo-estrutura sobre a resposta dinâmica global, através da modelagem numérica das fundações do edifício;

- c) Considerar a modelagem numérica das alvenarias, visando avaliar esta influência sobre os valores da resposta dinâmica dos edifícios (deslocamentos e acelerações);
- d) Realizar ensaios experimentais com base no emprego de túneis de vento didáticos, objetivando avaliar os resultados destes testes sob o ponto de vista qualitativo;
- e) Realizar a modelagem com a alvenaria, reavaliando o impacto do comportamento dinâmico. Pode-se modelar a alvenaria com modelo simplificado de diagonal;
- f) Realizar o estudo e a concepção do atenuador de massa sincronizada em coluna líquida;
- g) Realizar ensaios experimentais com estruturas reais para uma melhor visualização e entendimento a respeito do comportamento dinâmico.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, Jefferson Viana. *Modelagem do comportamento estrutural dinâmico e avaliação dos critérios de projeto para conforto humano de edifícios submetidos a ações humanas rítmicas sobre os pisos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

ALGABA, F. G. *Avaliação de Métodos Teóricos para Estimativa do Comportamento de Edifícios Altos Sob Ação de Vento Turbulento*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING STANDARD. ASCE: *Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures*. Virginia, 2010.

ANTUNES, P. F. C. *Análise dinâmica de estruturas com sensores de Bragg*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Física, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 97f, 2007.

ARAÚJO, Sérgio da Silva. *Variação de pressão do vento em nova edificação considerando o efeito da vizinhança via software CFD*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Sergipe. Sergipe, 2023.

ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN. AIJ-GEH: *Guidelines for the Evaluation of Habitability*. Tokyo, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.

AUSTRALIAN/NEW ZELAND. AS/NZS 1170: *Structural Design Actions – Part 2: Wind Actions*. Sidney, 2011.

BACHMANN, H., *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Birkäuser. Berlin, 1995.

BARBOZA, R. R. *Análise do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2016.

BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S. *Análise de conforto humano em edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento*. XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-18, 2015.

BARBOZA, Rafael Rangel. *Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos submetidos à ação do vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

BARILE, Alan. *Avaliação da resposta estrutural dinâmica de edifícios submetidos à ação do vento com base na comparação entre metodologias distintas para estimativa das acelerações*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

BASHOR, R. KAREEM, A. *Probabilistic Performance Evaluation of Buildings: Na Occupant Comfort Perspective*. 12th International Conference on Wind Engineering, Australia, July 1-6, 2007.

BASTOS, L. de S. *Avaliação do comportamento estrutural dinâmico não determinístico de edifícios altos considerando-se o efeito da ação transversal do vento e a modelagem da interação solo-estrutura*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

BASTOS, L. S., SILVA, J. G. S. S. *Modelagem numérica do comportamento estrutural dinâmico e análise de conforto humano de edifícios altos submetidos à ação de cargas de vento não determinísticas*. XXXVII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-19. Brasília, 2016.

BASTOS, Leonardo de Souza. *Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

BLESSMANN, J. *Acidentes causados pelo vento*. 4ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2001.

BOGGS, D. W. *Acceleration indexes for human comfort in tall buildings - peak or RMS?* Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1997.

BORGES, A. C. L. *Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2009.

BRASIL, R. & SILVA, M. *Introdução à dinâmica das estruturas para engenharia civil*. 1ª edição. Editora Blucher, São Paulo, 2013.

BURTON, M. D., KWOK, K. C. S., HITCHCOCK, P. A., DENOON R. O. *Frequency Dependence Of Human Response To Wind-Induced Building Motion*. Journal of Structural Engineering, pp. 296-303, 2006.

CAMELO, Henrique do Nascimento; LUCIO, Paulo Sérgio; GOMES, Oseas Machado; LEAL JUNIOR, João Bosco Verçosa. *Utilização de análise de correspondência para classificação da velocidade do vento no nordeste brasileiro*. Revista Principia, João Pessoa, nº 31, p. (24-30), dezembro, 2016. Disponível em: <https://periodicos.ifpb.edu.br/index.php/principia/article/download/642/563>. Acesso em: 24/04/2023.

CARRIL JUNIOR, C. F. *Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

CARVALHO, Marcelo Meirelles de. *Conforto humano em edifícios altos devido ao efeito do vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

CERDEIRA, Carolina Martins dos Santos. *Análise Estrutural Dinâmica de Edifícios Submetidos à Ação de Cargas Não Determinísticas de Vento*. Projeto de Graduação I-B do Departamento de Estruturas e Fundações, ESTR, da Faculdade de Engenharia, FEN, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

CHANG, F. et al. *Human Response to Motions in Tall Buildings*. Journal of the Structural Division, v. 99, Issue 6, pp. 1259-1272, New York, 1973.

CHÁVEZ. E. S. *Análise Estrutural De Edifício Alto Submetido Às Pressões Flutuantes Induzidas Pela Ação Do Vento*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

CHEN, X. *Analysis of alongwind tall building response to transient nonstationary winds*. Journal of Structural Engineering. v.134, n. 5, p. 782-791, maio 2008.

CLOGH, R. W; PENZIEN, J. *Dynamic of Structures*; McGraw-Hill, 634p. 1993.

DAVENPORT, A.G. *Buffeting of Structures by Gusts*. Symposium N.16, *Wind Effects on Buildings and Structures*, Teddington/ England, v.01, Paper 09, 357-391, 1963.

DEUS, Leandro de Andrade de. *Análise de vibrações e avaliação do conforto humano de edifícios submetidos a cargas de vento via utilização de técnicas de CFD e bases de dados aerodinâmicos com testes em túnel de vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

DRUMMOND, Rodrigo C. O. *Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo estrutura*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

FERNANDES, Carolina Ribeiro. *Vibração de edifícios em flexão e em torção induzida pelo vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

FERRARETO, J. A. *Human Comfort in tall buildings subjected to wind-induced motion*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2017.

FERRARO, V.; IRWIN, P. A.; STONE, G. K. *Wind induced Building accelerations*. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Amsterdam, v. 36, p. 757-767, 1990.

FIGUEIREDO, E., PARK, G., FARAR, C. R., WONDEN, K., FIGUEIRAS, J. *Machine learning algorithms for damage detection under operational and environmental variability*. *Int. J. Struct. Health Monit.* 2011, 10, 559-572.

FRANCO, M. *Direct along-wind dynamics analysis of tall structures*. Boletim Técnico da Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

FRANCO, M., MEDEIROS, S. R. P. *O método do “vento sintético” - Novas considerações*. *Revista TQS News*. n 33, pp. 38-46, 2011.

FU, J. Y., LI, Q. S., WU, J. R., XIAO, Y. Q., SONG, L. L. *Field measurements of boundary layer wind characteristics and wind-induced responses of super-tall buildings*. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 96, n. 8-9, pp. 1332-1358, 2008.

GALINDEZ, E. E. *Resposta Dinâmica de Estruturas na Direção da Velocidade Média do Vento*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1979.

GOTO, T. *Studies On Wind-Induced Motion Of Tall Buildings Based On Occupants Reactions*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 13, pp. 241-252, 1983.

GRIFFIS, L. G. *Serviceability limit states under wind load*. Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, v. 30, n. 1, pp. 1-16, 1993.

GU, M., QUAN, Y. *Across-wind loads of typical tall buildings*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 92, n. 13, pp. 1147-1165, 2004.

HANSEN, R. J., REED J. W., VANMARCKE, E. H. *Human Response to Wind-Induced Motion of Buildings*. Journal of Structural Division, ASCE, v. 99, July 1973.

HIRSCH & BACHMANN. *Wind-induced vibrations*. In: BACHMANN et al. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Boston, Belim: Birkhäuser, 1995.

HOLMES, J. D. *Along- and cross-wind response of a generic tall building: Comparison of wind-tunnel data with codes and standards*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 132, pp. 136-141, 2014.

HUANG, M. F., CHAN, C. M., KWOK, K., HITCHCOCK, P. *Cross correlations of modal responses of tall buildings in wind-Induced lateral-torsional motion*. Engineering Mechanics, v. 135, n. 8, pp. 802-812, 2009.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*, Switzerland, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements*, Switzerland, 1985.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 6897: Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz)*, Switzerland, 1984.

IRWING, A. W. *Perception, Comfort and Performance Criteria For Human Beings Exposed To Whole Body Pure Yaw Vibration and Vibration Containing Yaw And Translational Components*. *Journal of Sound and Vibration*, v. 76, n. 4, pp. 481-497, 1981.

JAEGER, Paula Camila. *Análise comparativa dos efeitos da força do vento em edifícios altos*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Vale do Taquari Univates. Lajeado, 2020.

KASPERSKI, M. *Extreme wind load distributions for linear and nonlinear design*. *Engineering Structures*, Bochum, v. 14, n. 1, p. 27-34, 1992.

KWOK, K. C. S., HITCHCOCK, P. A., BURTON, M. *Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings*. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 97, pp. 368-380, 2009.

KWON, D. K., KAREEM, A. *Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings*. *Engineering Structures*, v. 51, pp. 23-35, 2013.

KWON, D. K., KAREEM, A. *Multiple Database-Enabled Design Module with Embedded Features of International Codes and Standards*. *International Journal of High-Rise Buildings*, v. 3, pp. 257-269, 2013.

LAMB, S., KWOK, K. C. S., WALTON, D. *A longitudinal field study of the effects of wind-induced building motion on occupant wellbeing and work performance*. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 133, pp. 39-51, 2014.

LAVÔR, L. *Conforto Humano em Edifícios Altos Excitados pelo Vento: Metodologias de Determinação das Acelerações e Critérios de Conforto*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

LAZANHA, E.C. *Análise dinâmica elastoplástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória do vento*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2003.

LI, Q. S., ZHI, L. H., TUAN, A. Y., KAO, C. S., SU, S. C., WU, C. F. *Dynamic behavior of Taipei 101 tower: field measurement and numerical analysis*. Structural Engineering, v. 137, n. 1, pp. 143-155, 2011.

LIMA, Silvio de Souza. *Cálculo aproximado da deflexão lateral em edifícios altos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LIN, N., LETCHFORD, C., TAMURA, Y., LIANG, B. *Characteristics of wind forces acting on tall building*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 93, n. 3, pp. 217-242, 2005.

MACEDO, Isabela Rocha; VALADARES, Mylena Araújo; SOARES, Giovanna Fujimura; NOLETO, Luciano Gonçalves. *Ação do Vento no Campus Gama da Universidade de Brasília - Um Estudo de Dinâmica dos Fluidos Computacional*. RIPE NCC, Brasília, vol. 9, nº 1, p. (1-10), setembro, 2023. Disponível em: <https://periodicos.unb.br/index.php/ripe/article/view/50546>. Acesso em: 22/10/2023.

MENDIS, P., NGO, T., HARITOS, N., HIRA, A., SAMALI, B., CHEUNG, J. *Wind loading on tall buildings*. Electronic Journal of Structural Engineering, Loading on Structures, 2007.

MIGUEL, L. F. F., *Estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido à ação dinâmica do vento*. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2003.

MING GU. *Study on wind loads and responses of tall buildings and structures*. The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Taipei, Taiwan, 2009.

MIRANDA, Leonardo Ferreira de. *Avaliação da resposta estrutural dinâmica de edifícios em aço com base em monitoração experimental e modelagem numérica*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, 2019.

MORAIS, Vinícius Calazans. *Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MOREIRA, T. V. *Análise da sensibilidade de edifícios com estruturas esbeltas*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

NASCIMENTO NETO, et al. (2002). *Análise tridimensional de edifícios em alvenaria estrutural submetidos à ação do vento*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n.19, p.81-100, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC São Paulo, Brasil.

OBATA, S. H. *Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas*. Exacta, 7 (1): 77-85, São Paulo, 2009.

OLIVEIRA, B. D. C. *Efeito do Vento como Ação Dinâmica em Edifícios Altos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2014.

OLIVEIRA, M. G. K. *Desenvolvimento de Uma Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade para Estudo dos Efeitos de Flexo-Torção em Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

PALAZZO, D. R.; SANTOS FILHO, M. L.; MOREIRA, A. R. *A Utilização de Técnicas Geodésicas no Monitoramento de Estruturas pré-moldadas*. In: Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Armado, 1. 2005. São Carlos. Resumo...Curitiba: UFPR, 2005.

PICCOLI, Vitória da Cunha. *Análise da influência do sistema de outrigger no projeto de edifícios altos em concreto armado no Brasil*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2023.

PONTE, Davi de Souza da. *Estudo do comportamento e otimização do projeto estrutural de edifícios de concreto armado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

PRÁ, Felipe Dal. *Ação do vento e do desaprumo: estudo de caso em uma edificação*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade de Caxias do Sul. Caxias do Sul, 2023.

RIOS, Marina Polónia. *Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2015.

SÁ, Luiz Daniel Silva de. *Estudo do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e Análise de Conforto Humano de Edifícios Considerando-se o Efeito dos Painéis das Alvenarias de Vedação*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

SAMALI, B., KWOK, K., WOOD, G., YANG, J. *Wind tunnel tests for wind-excited benchmark building*. *Engineering Mechanics*, v. 130, pp. 447-450, 2004.

SANTOS, V. H. *Comparação Do Método Discreto Da NBR 6123 E Do Método Do Vento Sintético Para Edificações Em Concreto Armado De Múltiplos Pavimentos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

SHINOZUKA, M. *Monte Carlo Solution Of Structural Dynamics*. *Computers & Structures*, v. 2, pp. 855-784, 1972.

SHINOZUKA, M. *Stochastic Fields And Their Digital Simulation*. *Mechanics: Dynamical Systems*, pp. 102-142, 1987.

SHINOZUKA, M., JAM, C. M. *Digital simulation of random process and its applications*. *Journal of Sound and Vibration*, v. 25, n. 1, pp. 111-118, 1972.

SHINOZUKA, M., JAN, C. M. *Digital Simulation Of Random Processes And Its Applications*. *Journal of Sound and Vibration*, v. 25, n. 1, pp. 111-128, 1972.

SHINOZUKA, M., YUN, C. B., SEYA, H. *Stochastics Methods in Wind Engineering*. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 36, pp. 829-843, 1990.

SILVA FILHO, G. *Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (açoconcreto) submetidos à ação não determinística do vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

SILVA JÚNIOR, Heleno José da. *Avaliação da estabilidade global de edifícios altos no município de Caruaru com consideração da ação do vento e de sismo*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2017.

SILVA, Jean Carlos Mota. *Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito dos painéis das alvenarias de vedação e a influência da interação soloestrutura*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

SILVA, Jorge Luiz. *Análise aproximada de edifícios altos em microcomputadores*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1986.

SIMOES, Rodrigo Guedes. *Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de torres de aço para suporte de turbinas eólicas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

SNAEBJORNSSON, J. T.; REED, D. A. *Full-scale results of wind-induced motion in multi-story buildings*. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 42, n. 1-3, p. 1113-1123, out. 1992.

SOLTYS, R., TOMKO, M., KMET, S. *Study Of Local Turbulent Wind Characteristics And Wind Velocity Simulations*. *Building Research Journal*, v. 60, pp. 31-50, 2012.

TAMURA, Y. KAWANA, S., NAKAMURA, O., KANDA, J., NAKATA, S. *Evaluation perception of wind-induced vibration in buildings*. *Structures and Buildings*, v. 159, n. 5, pp. 283-293, 2006.

TANAKA, H., TAMURA, Y., OHTAKE, K., NAKAI, M., KIM, Y. C. *Experimental investigation of aerodynamic forces and wind pressures acting on tall buildings with various unconventional configurations*. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 107-108, pp. 179-191, 2012.

TEIXEIRA, Fabio Paiva. *Modelagem do comportamento estrutural estático e dinâmico e avaliação de conforto humano de edifícios de concreto armado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

THEPMONGKOM, S., WOOD, G. S. KWOK, K. C. S. *Interference effects on windinduced coupled motion of a tall building*. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 90, n. 12-15, pp. 1807-1815, 2002.

TOZAN, S., GULER, K., ERKUS, B. *Wind Comfort Assessment of a Tall Building According to Various Structural Codes*. Second Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, 2013.

TSUKAGOSHI, H., TAMURA, Y., SASAKI, A., KANAI, H. *Response analyses on along-wind and cross-wind vibrations of tall buildings in time domain*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 46 & 47, pp. 497-506, 1993.

VIEIRA, G. S. *Estudo experimental dos esforços solicitantes em um edifício alto devidos à ação do vento considerando a influência de edificações vizinhas*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília. Brasília, 2016.

VOGADO, Monique Wesz. *Caracterização aerodinâmica de edifícios altos com planta em formato de 'V' através de análise espectral*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2018.

ZATTI, T. F. A. *Análise Dinâmica Do Modelo Padrão De Edifício Alto Sob Ação Do Vento*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2017.

ZHOU, Y., A. Kareem e M. Gu. *Mode Shape Corrections for Wind Load Effects*. Em: Journal of engineering mechanics v.128.n.1, pp. 15-23, 2002.

APÊNDICE A - VALORES MÁXIMOS MÉDIOS DA RESPOSTA DINÂMICA

O objetivo deste apêndice é o de apresentar os valores da resposta dinâmica da estrutura em estudo (valores máximos médios de deslocamento translacionais horizontais no topo do edifício e valores máximos médios de acelerações de pico e das acelerações RMS).

Cabe ressaltar que serão apresentadas as Tabela 28 e Figuras de 55 a 57 que se referem a velocidade de 10 km/h, a Tabela 29 e Figuras de 58 a 60 que se referem a velocidade de 20 km/h, a Tabela 30 e Figuras de 61 a 63 que se referem a velocidade de 30 km/h, a Tabela 31 e Figuras de 64 a 66 que se referem a velocidade de 40 km/h, a Tabela 32 e Figuras de 67 a 69 que se referem a velocidade de 50 km/h, a Tabela 33 e Figuras de 70 a 72 que se referem a velocidade de 60 km/h, e por fim a Tabela 34 e Figuras de 72 a 75 que se referem a velocidade de 70 km/h, concluindo as velocidades analisadas neste trabalho de pesquisa.

Tabela 28 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	0,12	0,13	0,34	0,56
2	0,11	0,12	0,23	0,38
3	0,11	0,13	0,28	0,49
4	0,11	0,12	0,26	0,50
5	0,11	0,12	0,23	0,42
6	0,11	0,12	0,26	0,45
7	0,10	0,10	0,22	0,37
8	0,11	0,12	0,27	0,48
9	0,10	0,12	0,23	0,43
10	0,11	0,12	0,28	0,38
11	0,11	0,12	0,22	0,44
12	0,12	0,12	0,27	0,48
13	0,11	0,12	0,29	0,46
14	0,11	0,12	0,25	0,43
15	0,11	0,12	0,33	0,48
16	0,11	0,12	0,27	0,46
17	0,12	0,12	0,26	0,47
18	0,12	0,13	0,28	0,44
19	0,10	0,12	0,26	0,59
20	0,11	0,12	0,24	0,45
21	0,12	0,12	0,29	0,52
22	0,11	0,11	0,27	0,39
23	0,11	0,13	0,27	0,53
24	0,11	0,12	0,24	0,43
25	0,11	0,11	0,28	0,38
26	0,12	0,13	0,26	0,42
27	0,11	0,11	0,25	0,38
28	0,12	0,12	0,26	0,46
29	0,10	0,12	0,22	0,45
30	0,12	0,13	0,29	0,44
μ	0,11	0,12	0,26	0,45
σ	0,01	0,01	0,03	0,05
$R_{z95\%}$	0,12	0,13	0,32	0,56

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 28, pode-se destacar que para a velocidade de 2,78 m/s [Escala de Beaufort: brisa leve ($V_0 = 10$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 0,12 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 0,32 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 0,13 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 0,56 mm/s².

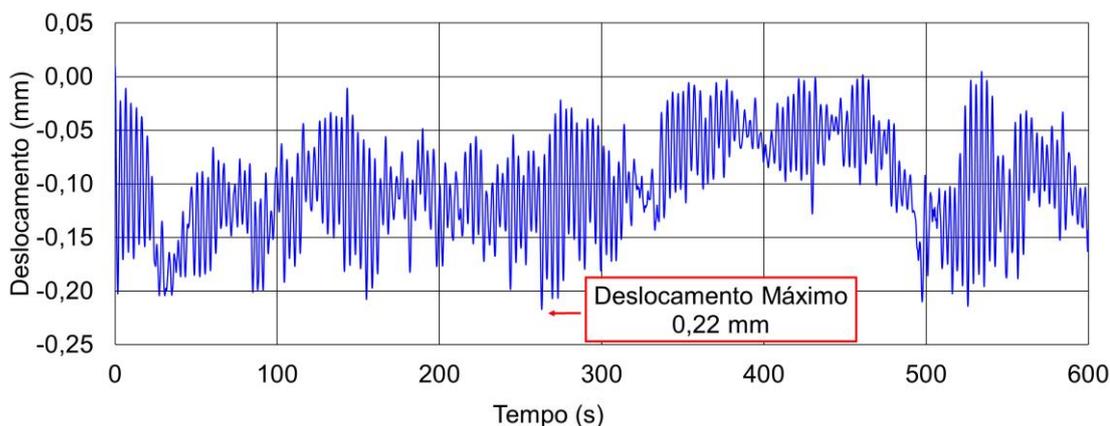


Figura 55 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)

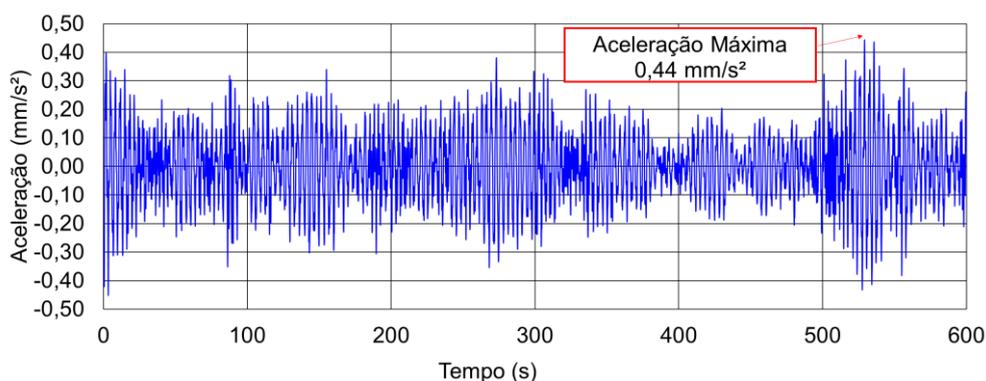


Figura 56 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)

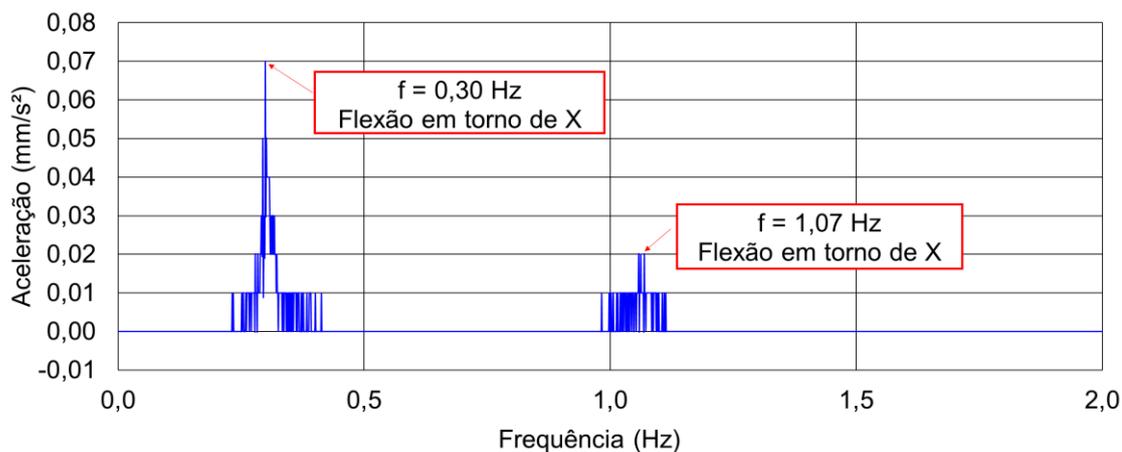


Figura 57 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 2,78$ m/s (10 km/h)

A partir da análise das Figuras 55 e 56, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,0002 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,0004 m/s² na direção Z. A partir da Figura 57 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 29 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	0,79	1,05	2,54	4,32
2	0,74	0,92	1,80	3,50
3	0,82	1,08	1,76	4,36
4	0,77	0,99	2,02	3,83
5	0,81	1,07	2,27	5,36
6	0,81	0,99	2,43	5,37
7	0,73	1,02	2,02	3,95
8	0,76	0,97	1,97	3,95
9	0,79	0,98	1,69	3,56
10	0,71	1,02	1,92	3,68
11	0,81	1,03	2,40	4,08
12	0,81	1,01	2,02	3,80
13	0,83	1,09	2,44	4,88
14	0,79	1,01	2,24	3,46
15	0,80	0,95	1,83	3,37
16	0,75	1,04	1,92	3,48
17	0,76	0,99	1,94	3,42
18	0,82	1,00	1,95	3,61
19	0,79	0,97	2,18	4,23
20	0,81	1,03	1,86	3,58
21	0,84	1,07	1,87	3,81
22	0,74	0,99	2,46	4,82
23	0,80	1,02	1,85	3,37
24	0,78	1,04	2,46	4,81
25	0,82	1,06	2,13	4,51
26	0,82	1,13	2,14	4,36
27	0,77	1,02	2,66	4,29
28	0,82	1,06	1,84	3,65
29	0,80	1,10	2,06	4,17
30	0,76	1,01	1,75	3,96
μ	0,79	1,02	2,08	4,05
σ	0,03	0,05	0,27	0,57
$R_{z95\%}$	0,85	1,12	2,61	5,16

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 29, pode-se destacar que para a velocidade de 5,55 m/s [Escala de Beaufort: brisa moderada ($V_0 = 20$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 0,85 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 2,61 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 1,12 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 5,16 mm/s².

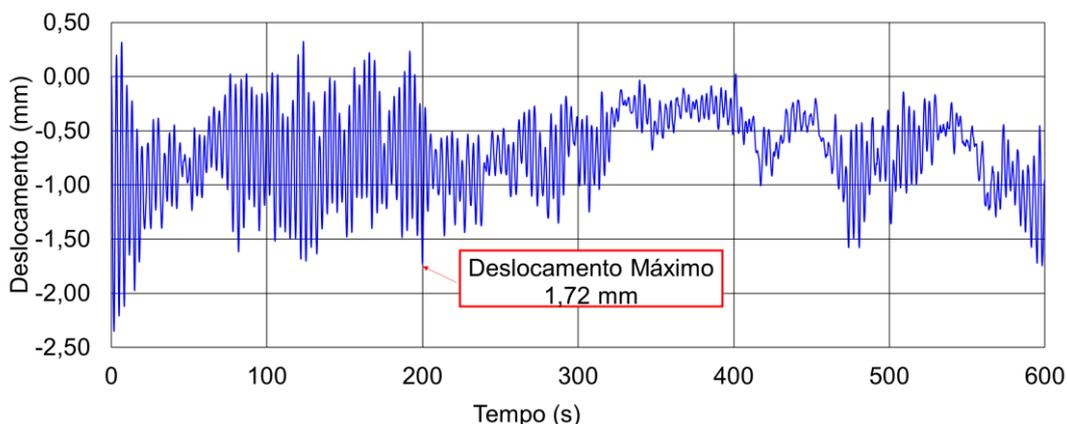


Figura 58 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)

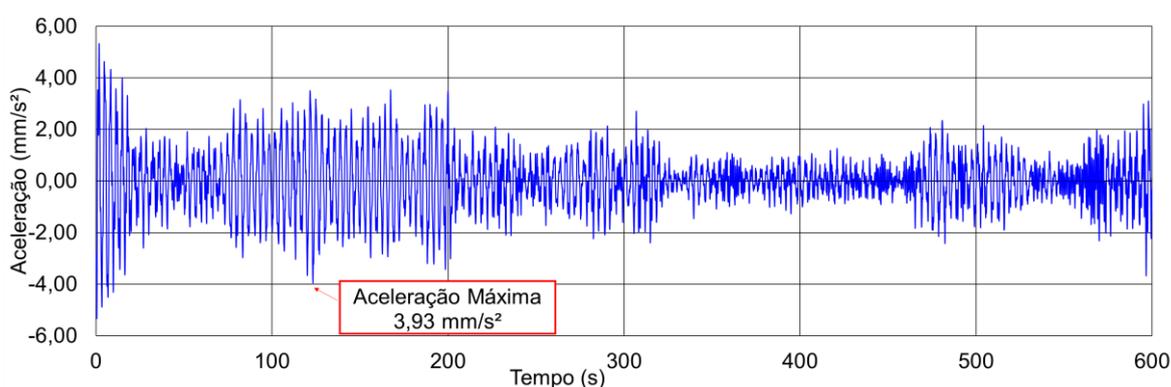


Figura 59 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)

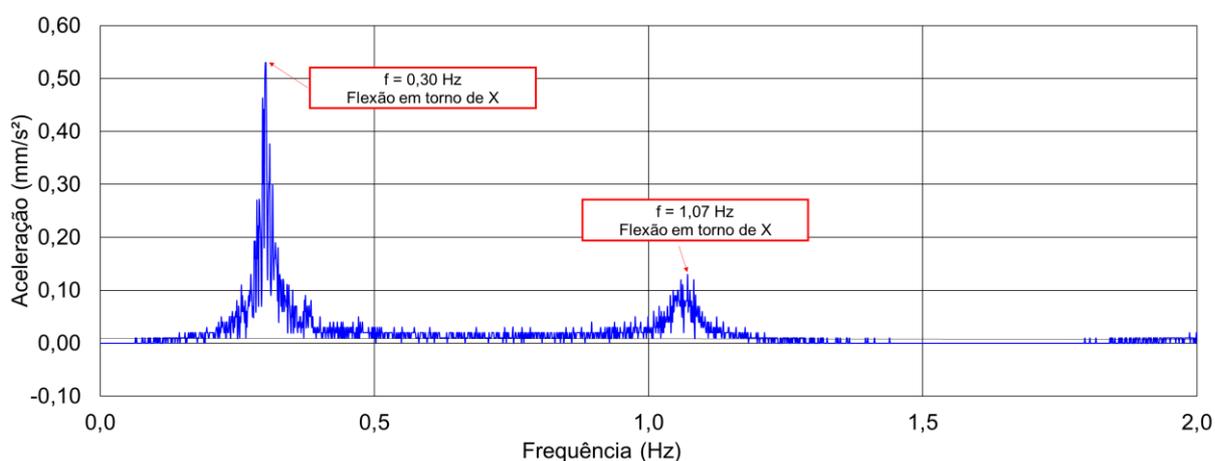


Figura 60 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 5,55$ m/s (20 km/h)

A partir da análise das Figuras 58 e 59, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,002 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,004 m/s² na direção Z. A partir da Figura 60 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 30 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 8,33$ m/s (30 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	2,17	3,19	5,99	11,04
2	2,07	2,78	6,99	12,23
3	2,16	3,10	5,27	11,83
4	2,02	2,89	4,90	10,05
5	2,17	3,21	5,99	12,89
6	2,14	3,37	6,09	12,02
7	2,05	2,84	5,49	11,27
8	2,19	3,09	5,52	11,35
9	2,12	3,01	5,22	9,90
10	2,10	2,97	5,46	10,05
11	2,18	3,25	5,86	13,35
12	2,05	3,13	5,91	10,94
13	2,18	3,06	5,62	12,84
14	2,12	3,22	5,59	11,50
15	2,07	3,00	5,50	9,94
16	2,02	2,99	6,04	12,32
17	1,98	2,98	5,66	12,89
18	2,15	3,24	6,08	11,21
19	2,20	3,18	6,05	11,20
20	2,22	3,42	6,15	14,66
21	2,11	3,26	6,70	12,14
22	2,00	2,89	5,03	10,59
23	2,05	2,88	5,76	11,60
24	1,97	3,00	6,25	10,39
25	1,95	3,05	6,81	16,19
26	2,06	2,76	6,26	10,48
27	2,08	3,00	4,93	9,39
28	2,09	3,22	6,15	13,80
29	2,19	3,00	5,46	13,91
30	2,03	3,08	5,19	11,34
μ	2,10	3,07	5,80	11,78
σ	0,08	0,16	0,53	1,55
$R_{z95\%}$	2,24	3,39	6,83	14,81

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 30, pode-se destacar que para a velocidade de 8,33 m/s [Escala de Beaufort: brisa forte ($V_0 = 30$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 2,24 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 6,83 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 3,39 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 14,81 mm/s².

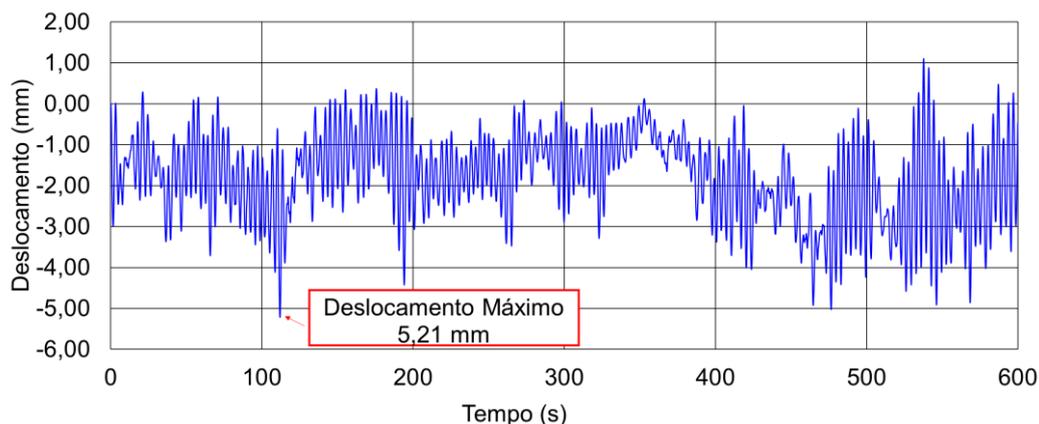


Figura 61 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 8,33 \text{ m/s}$ (30 km/h)

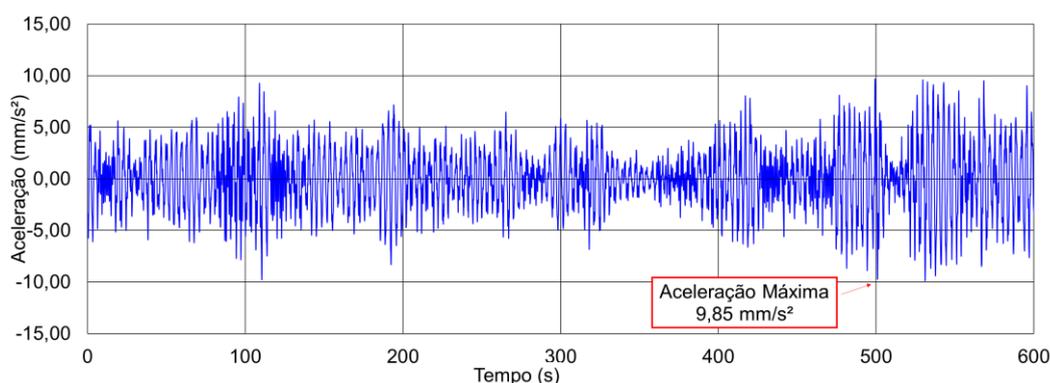


Figura 62 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 8,33 \text{ m/s}$ (30 km/h)

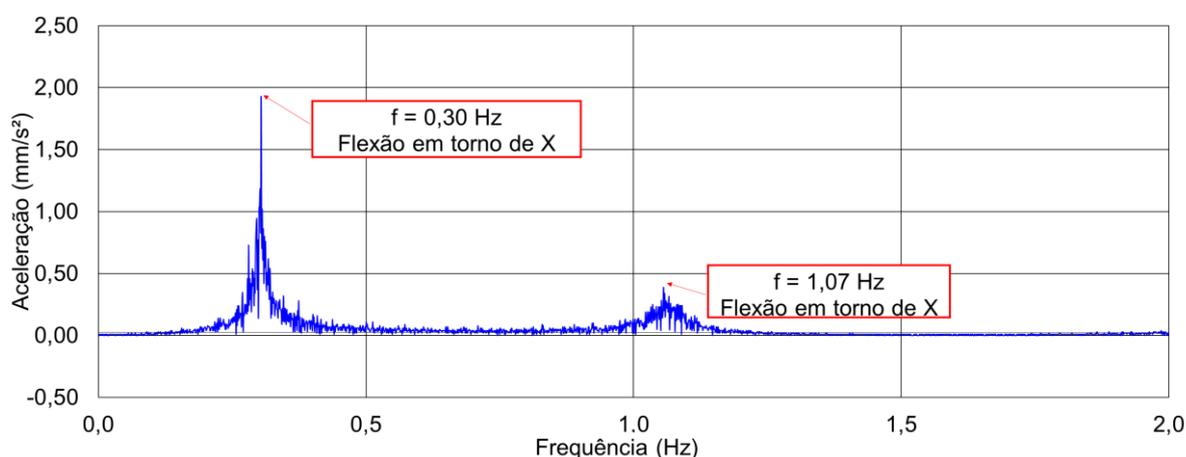


Figura 63 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 8,33 \text{ m/s}$ (30 km/h)

A partir da análise das Figuras 61 e 62, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,005 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,001 m/s² na direção Z. A partir da Figura 63 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30 \text{ Hz}$, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 31 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	4,14	6,46	11,14	25,94
2	4,04	5,93	10,24	19,45
3	4,29	6,71	11,91	23,18
4	3,74	6,05	10,30	28,09
5	4,30	6,83	10,31	22,01
6	3,91	5,53	9,62	19,12
7	4,26	6,65	12,32	26,77
8	4,10	6,81	10,57	24,47
9	4,04	6,55	9,80	22,74
10	4,19	6,81	12,04	31,75
11	4,06	6,24	12,52	26,67
12	3,99	6,62	10,48	24,64
13	3,96	6,43	11,57	23,10
14	4,22	6,41	11,29	20,49
15	4,25	6,75	11,29	27,66
16	4,09	6,79	11,33	22,09
17	4,09	6,63	11,60	28,67
18	4,19	6,00	10,46	20,21
19	3,59	5,49	9,92	22,40
20	4,20	6,68	12,36	28,48
21	4,22	7,19	13,40	37,01
22	3,81	5,84	9,80	20,02
23	4,15	6,65	14,10	35,99
24	4,24	6,44	10,19	22,22
25	4,10	6,47	11,69	21,62
26	3,93	6,23	11,30	23,86
27	4,07	6,21	11,67	23,80
28	4,28	7,17	12,27	28,89
29	3,98	6,03	10,74	23,39
30	4,28	6,92	13,04	27,79
μ	4,09	6,45	11,31	25,08
σ	0,17	0,43	1,13	4,46
$R_{z95\%}$	4,43	7,29	13,52	33,83

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 31, pode-se destacar que para a velocidade de 11,11 m/s [Escala de Beaufort: vento fresco ($V_0 = 40$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 4,43 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 13,52 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 7,29 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 33,83 mm/s².

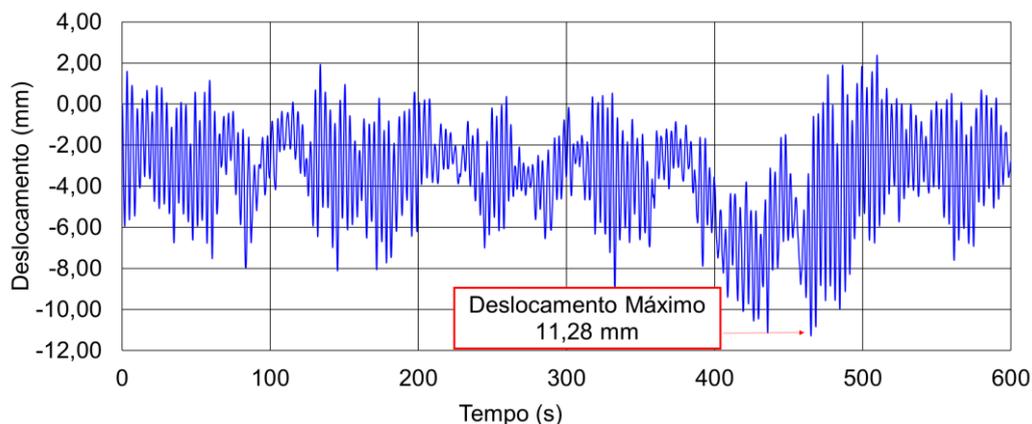


Figura 64 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)

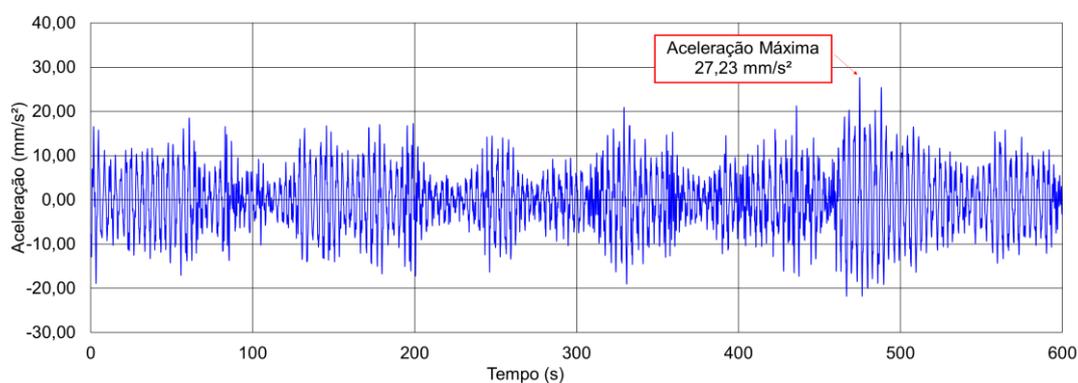


Figura 65 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)

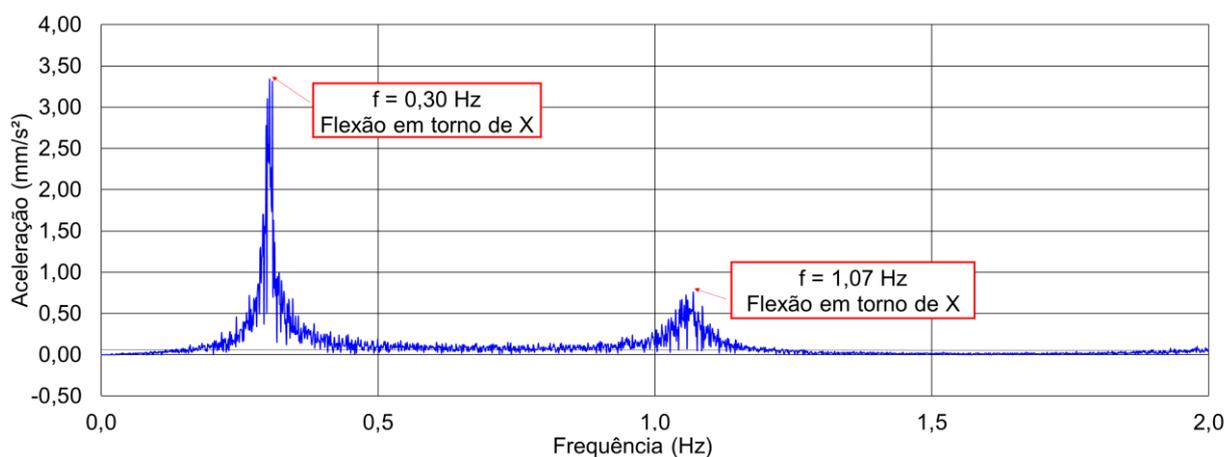


Figura 66 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 11,11$ m/s (40 km/h)

A partir da análise das Figuras 64 e 65, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,01 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,03 m/s² na direção Z. A partir da Figura 66 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 32 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	5,74	8,67	16,02	30,57
2	5,73	9,08	16,36	36,06
3	5,60	8,87	13,73	29,92
4	5,88	9,89	15,59	35,70
5	5,81	9,41	20,13	39,91
6	5,61	9,39	14,88	37,06
7	5,53	8,47	14,20	30,61
8	5,79	9,31	15,46	33,78
9	5,24	8,65	13,21	32,53
10	5,54	9,84	15,55	36,38
11	5,71	8,98	13,87	31,27
12	5,77	8,87	15,98	32,05
13	5,74	9,39	15,30	39,18
14	5,84	10,26	17,91	45,69
15	5,96	9,93	15,93	36,30
16	5,46	8,79	14,73	37,47
17	6,08	10,13	18,20	42,79
18	5,63	9,54	17,08	32,70
19	5,44	9,33	13,76	29,46
20	5,76	9,20	15,40	31,83
21	5,57	9,54	14,70	29,15
22	6,08	9,94	18,04	33,84
23	5,82	10,03	20,52	42,08
24	5,71	9,06	14,17	35,67
25	6,01	9,86	16,23	32,32
26	6,04	9,57	17,79	37,90
27	5,66	9,16	14,39	33,71
28	6,01	9,91	17,44	36,39
29	5,57	8,51	13,43	29,70
30	5,91	9,57	16,81	35,78
μ	5,74	9,37	15,89	34,93
σ	0,20	0,51	1,87	4,18
$R_{z95\%}$	6,14	10,36	19,56	43,12

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 32, pode-se destacar que para a velocidade de 13,89 m/s [Escala de Beaufort: vento forte ($V_0 = 50$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 6,14 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 19,56 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 10,36 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 43,12 mm/s².

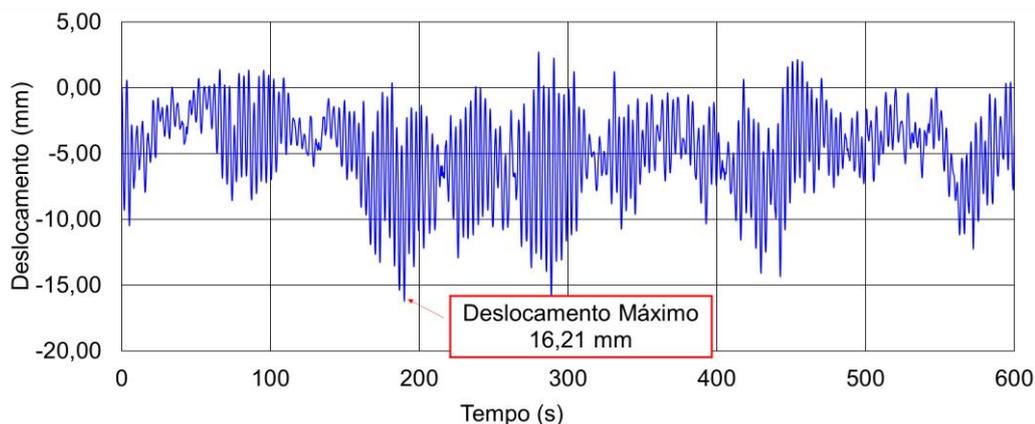


Figura 67 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)

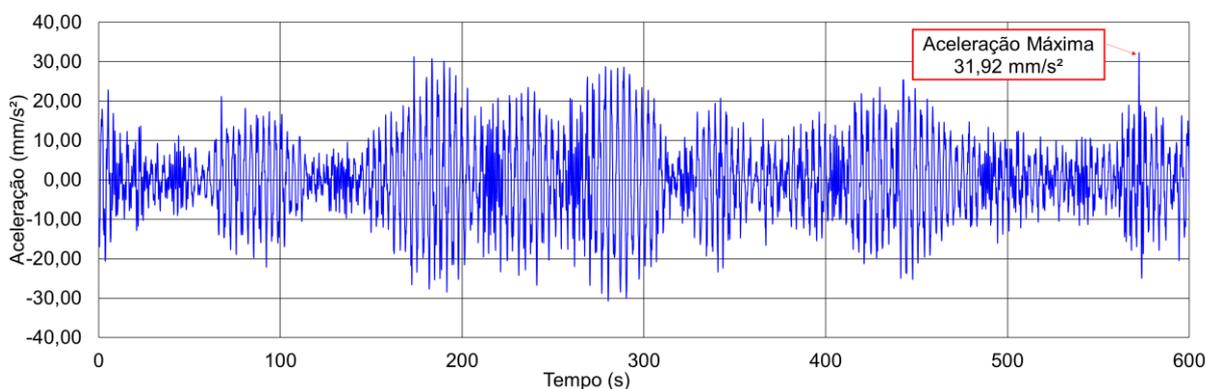


Figura 68 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)

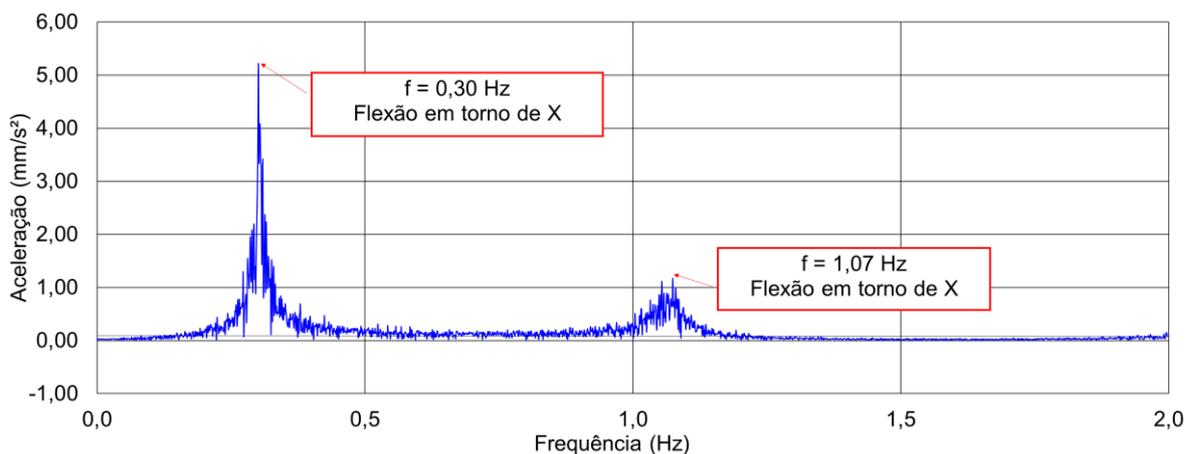


Figura 69 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 13,89$ m/s (50 km/h)

A partir da análise das Figuras 67 e 68, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,01 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,03 m/s² na direção Z. A partir da Figura 69 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 33 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	9,14	16,12	26,21	59,67
2	8,34	14,65	21,31	53,73
3	9,11	16,13	22,97	48,39
4	8,33	14,41	21,48	58,22
5	8,94	15,25	22,29	56,10
6	8,49	15,76	22,40	49,26
7	8,99	15,84	28,92	63,47
8	8,62	15,32	20,69	58,18
9	8,91	15,10	21,85	62,32
10	9,04	14,93	28,54	67,35
11	8,93	16,20	23,93	60,17
12	9,03	15,80	27,30	67,40
13	8,92	15,68	29,38	67,64
14	9,02	16,44	30,26	58,72
15	9,02	15,17	22,26	59,60
16	9,03	15,59	24,80	52,77
17	8,04	14,96	22,38	46,92
18	8,83	15,15	22,41	57,48
19	9,14	16,37	29,24	54,62
20	9,18	15,67	29,67	51,45
21	9,12	15,59	24,77	53,95
22	9,22	16,34	29,67	61,60
23	9,13	15,28	27,45	52,81
24	9,28	15,77	30,77	65,09
25	8,69	14,01	21,94	54,21
26	9,15	15,64	27,49	72,39
27	9,15	16,00	25,82	53,59
28	8,57	15,96	22,36	66,03
29	9,00	15,84	31,87	62,16
30	9,08	15,98	23,59	56,09
μ	8,92	15,56	25,47	58,38
σ	0,30	0,59	3,44	6,30
$R_{z95\%}$	9,51	16,72	32,21	70,73

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 33, pode-se destacar que para a velocidade de 16,67 m/s [Escala de Beaufort: vento forte ($V_0 = 60$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 9,51 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 32,21 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 16,72 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 70,73 mm/s².

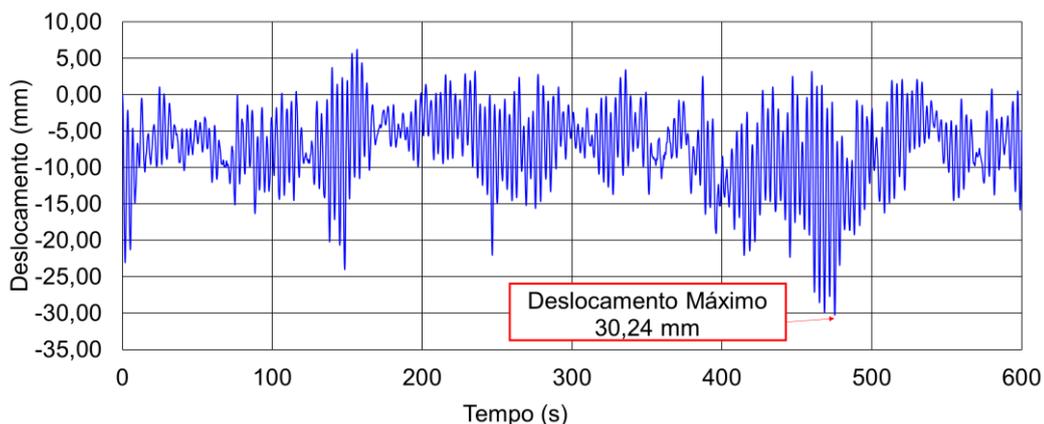


Figura 70 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)

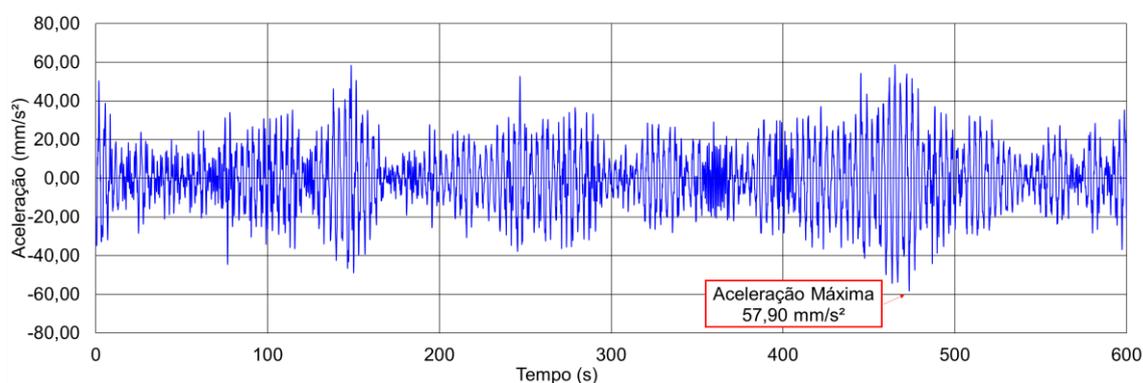


Figura 71 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)

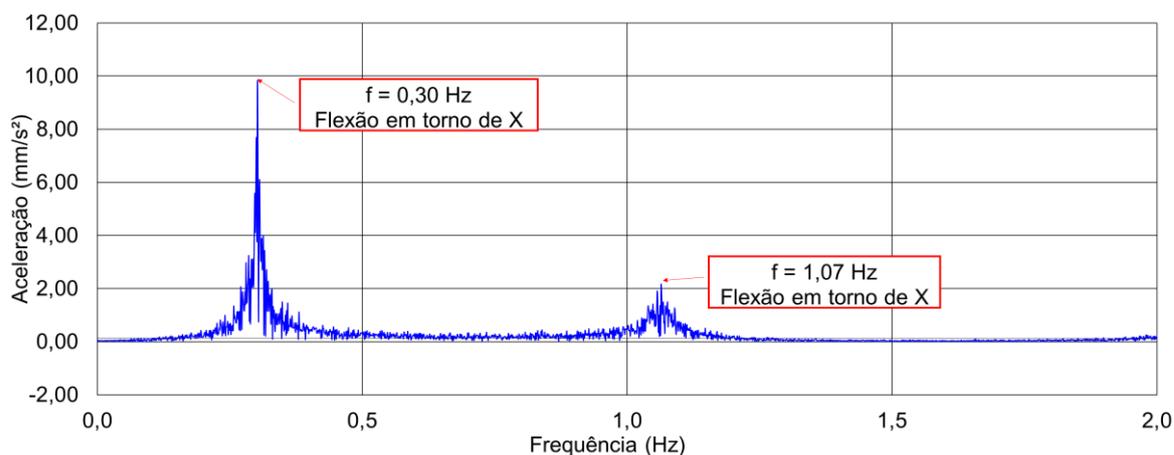


Figura 72 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 16,67$ m/s (60 km/h)

A partir da análise das Figuras 70 e 71, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,03 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,06 m/s² na direção Z. A partir da Figura 72 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.

Tabela 34 - Valores dos deslocamentos e acelerações máximas médias: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)

Séries	RMS		Pico	
	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)	U_z (mm)	a_z (mm/s ²)
1	13,45	24,48	35,60	87,80
2	12,94	22,65	35,69	88,72
3	11,76	21,16	30,43	74,31
4	12,34	23,21	34,51	72,83
5	11,80	21,37	32,07	71,75
6	12,84	22,12	34,63	94,25
7	13,18	24,38	45,23	120,45
8	13,50	24,69	38,48	94,18
9	12,66	23,06	34,56	89,95
10	12,58	20,91	30,48	72,41
11	12,69	23,16	36,87	97,71
12	12,29	21,54	32,96	79,41
13	12,82	22,83	37,62	79,50
14	12,11	23,59	35,95	92,58
15	13,37	24,98	37,17	98,58
16	12,53	21,14	33,73	81,75
17	12,89	21,53	42,28	82,82
18	11,77	21,66	44,26	92,58
19	13,21	24,13	42,93	98,00
20	13,18	23,46	37,07	85,80
21	12,96	22,49	32,99	85,06
22	13,47	25,14	43,53	93,97
23	12,51	22,54	30,50	81,23
24	12,08	22,65	35,89	88,02
25	12,88	21,64	33,12	74,98
26	12,57	22,93	38,95	96,54
27	13,22	24,24	37,82	80,43
28	12,89	22,44	32,27	84,52
29	12,73	22,99	40,68	111,76
30	12,83	22,61	45,02	99,58
μ	12,74	22,86	36,78	88,38
σ	0,50	1,20	4,42	11,33
$R_{z95\%}$	13,71	25,22	45,44	110,58

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 34, pode-se destacar que para a velocidade de 19,44 m/s [Escala de Beaufort: ventania ($V_0 = 70$ km/h)], o valor do deslocamento máximo médio RMS é de 13,71 mm e o deslocamento máximo médio de pico é de 45,44 mm, outrossim, o valor da aceleração máxima média RMS é de 25,22 mm/s² e a aceleração máxima média de pico é de 110,58 mm/s².

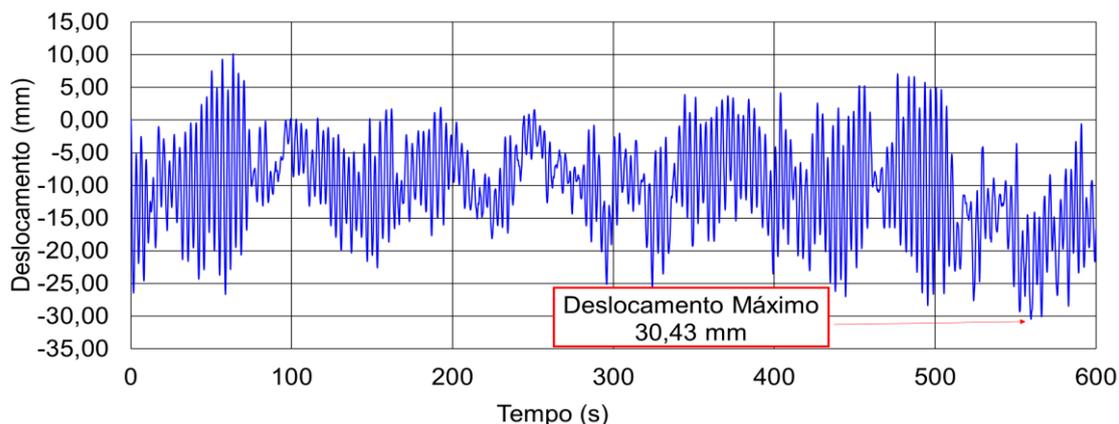


Figura 73 - Deslocamento no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)

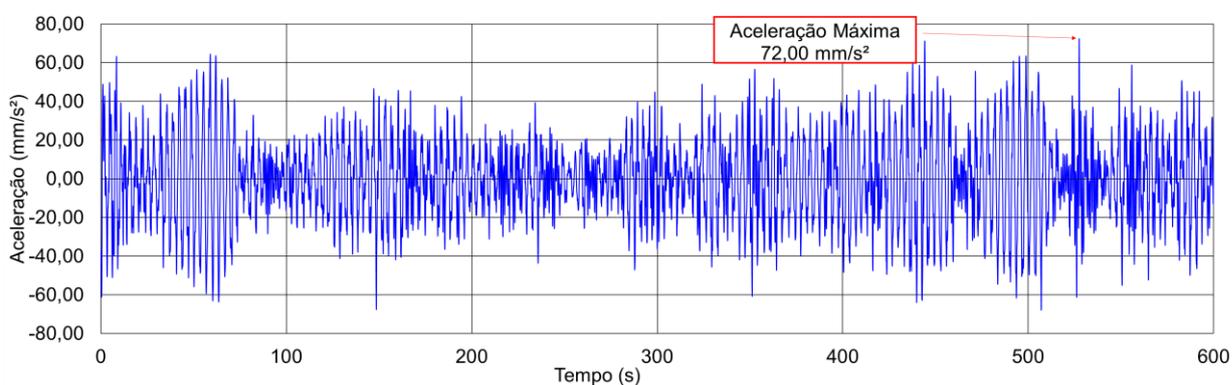


Figura 74 - Aceleração no domínio do tempo para a direção Z: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)

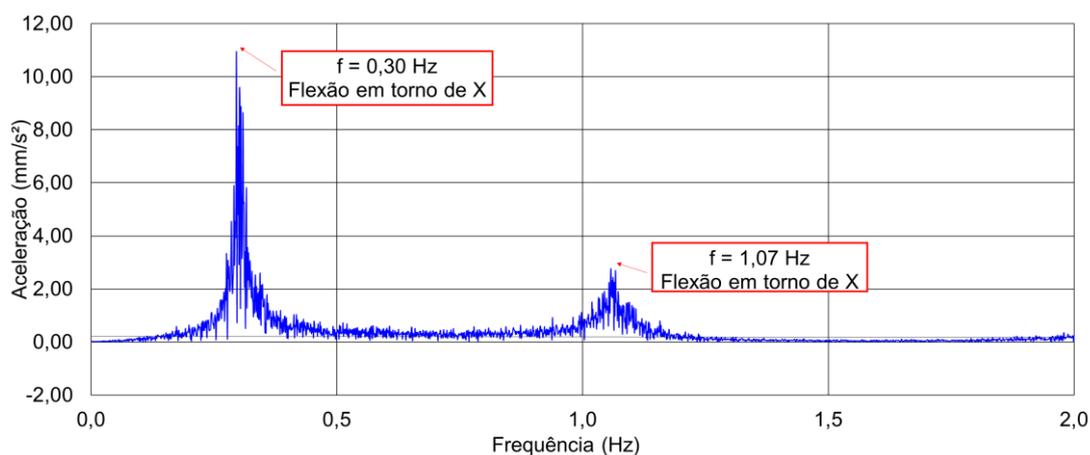


Figura 75 - Aceleração no domínio da frequência para a direção Z: $V_0 = 19,44$ m/s (70 km/h)

A partir da análise das Figuras 73 e 74, pode-se observar que o resultado do deslocamento translacional horizontal máximo é de 0,03 m na direção Z e que o valor de aceleração máxima é igual a 0,07 m/s² na direção Z. A partir da Figura 75 verifica-se a influência do 2º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado devido a sua transmissão de energia: $f_{02} = 0,30$ Hz, com preponderância de flexão em torno de X, quando o vento é aplicado na direção Z.