Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Alan Barile

Avaliação da resposta estrutural dinâmica de edifícios submetidos à ação do vento com base na comparação entre metodologias distintas para estimativa das acelerações

Rio de Janeiro
2019

Alan Barile

Avaliação da resposta estrutural dinâmica de edifícios submetidos à ação do vento com base na comparação entre metodologias distintas para estimativa das acelerações

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

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

B252 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 / Alan Barile. – 2019.
188f.

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

1. Engenharia civil - Teses. 2. Edifícios - Teses. 3. Ventos - Teses. 4. Conforto humano - Teses. 5. Análise estrutural (Engenharia) - 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 624.04

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

Alan Barile

Avaliação da resposta estrutural dinâmica de edifícios submetidos à ação do vento com base na comparação entre metodologias distintas para estimativa das acelerações

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.

Aprovada em: 17 de maio de 2019.

Banca Examinadora:

Prof. José Guilherme Santos da Silva – Presidente/ Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ

Profa. Maria Fernanda Figueiredo de Oliveira
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Wendell Diniz Varela
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo – FAU / UFRJ

Prof. Gilvan Lunz Debona
Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro - UFRRJ

Rio de Janeiro

2019

DEDICATÓRIA

À minha família, pelo apoio, incentivo, paciência e carinho.

AGRADECIMENTOS

Deixo aqui meu agradecimento a todos os que contribuíram de alguma forma ao período em que estive no mestrado.

Aos meus pais, Alessandro Barile e Rutmi Sassaki Barile, às minhas irmãs, Ivi Barile e Wendy Barile, e ao meu cunhado Bruno May por todo apoio e companheirismo.

Ao meu orientador, Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, pela orientação e conhecimentos passados.

Aos professores, Prof. Dr. André Tenchini da Silva, Prof. Dr. Francisco José Cunha Soeiro, Profª. Dra. Maria Elizabeth Tavares, Profª. Dra. Maria Fernanda Figueiredo de Oliveira, Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos, pelas aulas e ensinamentos no decorrer desse período.

Ao meu excelentíssimo amigo, professor, engenheiro, empresário e surfista nas horas vagas, Leonardo de Souza Bastos, por toda imensurável ajuda e conhecimento compartilhados.

Aos amigos do mestrado, Alexander Cavalcanti, Ali Golbini, Daniel Coelho, Felipe Coutinho, Iuri Gianini, Juan Villar, Kelvin de Paula, Leandro Machado e Vinícius Baptista, pelo companheirismo durante todo o curso.

Ao meu amigo Edison Ramalho, companheiro de tantas horas de estudo e de momentos de descontração, e sua noiva, Nathalia Nazaretto, pela prontidão em ajudar na escolha do modelo estrutural utilizado durante o trabalho.

Aos meus amigos da Calculus Projetos Estruturas de Engenharia Ltda, Felipe Braunstein e Rodrigo Drummond, e do escritório, Evandro Xavier e Marcelo Donas, pelo convívio e discussões sobre cálculo estrutural.

À CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO

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.* 2019. 188f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

Atualmente, o projeto e a construção de edifícios altos e esbeltos para atender ao crescimento populacional, bem como a redução dos espaços livres disponíveis em áreas urbanas, têm originado problemas estruturais relevantes causados pela ação dinâmica do vento e associados a vibrações excessivas e desconforto humano. A utilização de testes experimentais em túneis de vento ainda é a forma mais confiável de avaliar a resposta estrutural dinâmica de edifícios. Todavia, tal metodologia pode gerar atrasos e, ainda, crescimento dos custos na fase de projeto de um edifício. Uma alternativa viável ao emprego dos túneis de vento diz respeito à utilização de metodologias simplificadas para se estimar a resposta dinâmica. Dentro desse contexto, destacam-se os métodos normativos que geralmente são baseados no Método do Fator de Rajada de Davenport, os Métodos Assistidos por Base de Dados, que consideram os dados obtidos em ensaios realizados em túneis de vento, considerando-se geometrias padronizadas para o cálculo das respostas, e o Método da Representação Espectral, utilizado para gerar o carregamento de vento considerando suas características dinâmicas. Assim sendo, objetivando comparar as metodologias mencionadas, esta dissertação de mestrado considera quatro modelos de edificações, a saber: dois modelos simplificados, o primeiro com dimensões de 40 m x 40 m x 200 m e o segundo com dimensões de 30 m x 45 m x 180 m, ambos com características fornecidas em artigos pertinentes ao assunto abordado no trabalho; além de dois modelos estruturais de edifícios reais, sendo a primeira edificação em concreto armado com dimensões de 20,24 m x 29,19 m e altura total da ordem de 70 m e o segundo edifício em estrutura mista aço-concreto com dimensões de 32 m x 45 m e altura total de 172,80 m. As comparações foram realizadas com base nos valores máximos das acelerações longitudinal e transversal, respectivamente, calculadas no topo dos edifícios com a utilização de todos os métodos estudados. No que tange aos edifícios reais, foi realizada uma avaliação do conforto humano. Dentre as normas e métodos considerados, a norma de projeto americana e o Método da Representação Espectral apresentaram valores das acelerações longitudinais mais próximos daqueles obtidos nos testes experimentais realizados em túneis de vento. Considerando-se os valores das acelerações transversais, nenhuma norma de projeto estudada apresentou resultados satisfatórios. Contudo, apesar das diferenças encontradas, essa investigação mostra com clareza a importância da consideração da aceleração transversal que, na maioria dos casos, apresentou valor mais elevado ao longo das análises, sendo, portanto, um fator determinante para a verificação do conforto humano.

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

ABSTRACT

BARILE, Alan. *Evaluation of the dynamic structural response of buildings subjected to wind action based on the comparison between different methodologies for estimation the accelerations*. 2019. 188f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

Nowadays, the design and construction of tall and slender buildings to attend the demand of population growth; and, as well as, the reduction of free spaces available in urban areas, have resulted in relevant structural problems related to excessive vibrations and human discomfort caused by the dynamic characteristics of the wind loadings. The use of experimental tests in wind tunnels is still the most reliable way of evaluating the dynamic structural response of buildings. However, such methodology may lead to delays; and, furthermore, cost growth in the design phase of a building. A viable alternative to the use of wind tunnels is the use of simplified methodologies to estimate the dynamic response. Within this context, stand out the normative methods that are generally based on the Davenport Gust Factor Method, the Database Assisted Methods, which consider the data obtained in tests performed in wind tunnels, considering standardized geometries for the calculation of the responses, and the Spectral Representation Method, used to generate the wind load considering its dynamic characteristics. Thus, in order to compare the mentioned methodologies, this master's thesis considers four models of buildings, namely: two simplified models, the first with dimensions of 40 mx 40 mx 200 m and second with dimensions of 30 mx 45 mx 180 m, both with characteristics provided in articles pertinent to the subject addressed in this work; in addition to two structural models of real buildings, the first building in reinforced concrete with dimensions of 20,24 mx 29,19 m and total height of the order of 70 m and the second building in steel-concrete composite structure with dimensions of 32 mx 45 m and height total of 172,80 m. The comparisons were made based on the maximum values of the longitudinal and transverse accelerations, respectively, calculated at the top of the buildings with the use of all methods studied. Regarding real buildings, an evaluation of human comfort was carried out. Among the standards and methods considered, the American design standard and the Spectral Representation Method presented values of the along-wind accelerations closer to those obtained in the experimental tests carried out in wind tunnels. Considering the values of the across-wind accelerations, none of the standards presented satisfactory results. However, in spite of the differences found, this research clearly shows the importance of considering the across-wind acceleration, which, in the majority of cases, presented a higher value throughout the analyzes, being, therefore, a determining factor for the human comfort assessment.

Keywords: Tall buildings; Nondeterministic wind actions; Human comfort; Finite element modelling; Structural behaviour.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de amostra para um processo não determinístico.....32
Figura 2 – Exemplo para um conjunto de amostras de velocidade de vento 33
Figura 3 – Exemplo de média e desvio padrão para um sinal não determinístico.....34
Figura 4 – Representação da densidade espectral.....37
Figura 5 – Camada limite atmosférica.....42
Figura 6 – Exemplo de ajuste de curva para a densidade espectral da velocidade do vento 46
Figura 7 – Exemplo de ajuste de curva para a função de coerência para velocidades em diferentes pontos do espaço 48
Figura 8 – Aerodinâmica de um corpo rombudo 49
Figura 9 – Curvas de densidade espectral para o momento transversal 53
Figura 10 – Representação gráfica da Equação 3.2 55
Figura 11 – Etapas utilizadas no Método do Fator de Rajada.....56
Figura 12 – Representação de um sistema com um grau de liberdade 57
Figura 13 – Figura ilustrativa da densidade espectral da resposta mostrando a parcela sub-ressonante e ressonante.....60
Figura 14 – Ábaco para obtenção do fator de amplificação para a categoria I da norma NBR 6123 (1988) 67
Figura 15 – Perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4.....70
Figura 16 – Intensidade de Turbulência para as categorias EC2, EC3 e EC4.....72
Figura 17 – Gráfico para determinação do coeficiente C_{fs} para geometria 3:1:1.....77
Figura 18 – Balança aerodinâmica.....78
Figura 19 – Método do Fator de Rajada adaptado para Momento.....79
Figura 20 – Modelo reduzido instrumentado para medição das pressões 82
Figura 21 – Entrada dos dados da geometria e características do vento.....84
Figura 22 – Entrada dos parâmetros modais e demais características da estrutura.85
Figura 23 – Resumo dos dados de entrada fornecidos pelo módulo DEDM-HR.....87
Figura 24 – Curvas de densidades espectrais para os momentos medidos na base do modelo aerodinâmico.....88
Figura 25 – Tempo de recorrência e velocidades de referência utilizadas para a determinação das respostas 88

Figura 26 – Parâmetros utilizados para o cálculo dos momentos 89
Figura 27 – Exemplo de resultado fornecido pelo módulo DEDM-HR.....90
Figura 28 – Página inicial para escolha da geometria e perfil vertical.....92
Figura 29 – Página de resultados.....93
Figura 30 – Localização dos pontos instrumentados 94
Figura 31 – Arquivos de dados contendo as pressões normalizadas medidas para ângulos de incidência variando entre 0° e 50°. 95
Figura 32 – Exemplo para localização do ponto de número 10.....96
Figura 33 – Dados de medição de pressão para o ponto 3.....97
Figura 34 – Exemplo para o cálculo da força atuando no ponto 22 98
Figura 35 – Força calculada para o ponto 22.....99
Figura 36 – Exemplo de espectro de potência para um ponto qualquer considerando a média das 20 séries 103
Figura 37 – Exemplo de correlação espacial entre pontos diferentes na estrutura considerando a média das 20 séries.....103
Figura 38 – Exemplo de velocidades do vento para as alturas de 24, 27 e 60 metros para o mesmo alinhamento horizontal 104
Figura 39 – Exemplo de velocidades do vento para as posições horizontais de 0, 6,28 e 21,54 metros para o mesmo alinhamento vertical.....104
Figura 40 – Exemplo de força gerada utilizando o MRE 105
Figura 41 – Modelos numéricos desenvolvidos para os Modelos 1 e 2 108
Figura 42 – Vista da região rígida na base do modelo simplificado 108
Figura 43 – Modelo exemplo apresentando a simbologia adotada para cálculo dos momentos de inércia de massa.....109
Figura 44 – Modos de vibração para o Modelo 1 112
Figura 45 – Modos de vibração para o Modelo 2 112
Figura 46 – Ábaco para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria III 115
Figura 47 – Ângulos de incidência utilizados para o vento.....116
Figura 48 – Forma de aplicação do carregamento utilizado nas análises.....117
Figura 49 – Exemplo de verificação da convergência 119
Figura 50 – Modelo 1 – Resultado da comparação para a aceleração longitudinal 121
Figura 51 – Modelo 1 – Resultado da comparação para a aceleração transversal.122

Figura 52 – Modelo 2 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 0°).....124
Figura 53 – Modelo 2 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 0°).....125
Figura 54 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 90°) 126
Figura 55 – Modelo 2 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 90°).....127
Figura 56 – Acelerações resultantes para o modelo 2 (Vento a 0°) 128
Figura 57 – Acelerações resultantes para o modelo 2 (Vento a 90°) 129
Figura 58 – Dados de entrada para o Modelo 3 133
Figura 59 – Espectros de momento fornecidos para a geometria escolhida.....134
Figura 60 – Parâmetros utilizados para o cálculo das repostas 134
Figura 61 – Gráfico da norma NBR 6123 (1988) utilizado para o cálculo do coeficiente de arrasto 136
Figura 62 – Curvas limites para a percepção da vibração 137
Figura 63 – Vista em planta do edifício em estrutura mista.....139
Figura 64 – Sistema de travamento lateral – Vista frontal.....140
Figura 65 – Vistas do modelo numérico para o edifício em aço-concreto 141
Figura 66 – Modos de vibração do modelo 3 142
Figura 67 – Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 0°).....145
Figura 68 – Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 0°).....146
Figura 69 – Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 90°).....147
Figura 70 - Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 90°).....147
Figura 71 – Modelo 3 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração longitudinal.....148
Figura 72 – Modelo 3 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração transversal. 149
Figura 73 – Foto do edifício em concreto armado construído. 150
Figura 74 – Vistas frontal e lateral do edifício em concreto armado.....151
Figura 75 – Vista em perspectiva do pavimento tipo.....152

Figura 76 – Vista em perspectiva do pavimento de garagem. 152
Figura 77 – Vistas do modelo numérico em elementos finitos 153
Figura 78 – 1° e 2° Modos de vibração para o modelo 4 154
Figura 79 – 3° Modo de vibração para o modelo 4.....154
Figura 80 – Modelo 4 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração longitudinal.....158
Figura 81 – Modelo 4 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração transversal. 159
Figura 82 – Modelo 1 – Deslocamento para a série 2.....172
Figura 83 – Modelo 1 – Aceleração para a série 2.....172
Figura 84 – Modelo 1 – Aceleração no domínio da frequência para a série 12 173
Figura 85 – Modelo 2 – Deslocamento para a série 4 na direção Z.....174
Figura 86 – Modelo 2 – Aceleração para a série 4 na direção Z.....174
Figura 87 – Modelo 2 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção Z.....175
Figura 88 – Modelo 2 – Deslocamento para a série 17 na direção X.....176
Figura 89 – Modelo 2 – Aceleração para a série 17 na direção X.....176
Figura 90 – Modelo 2 – Aceleração no domínio da frequência para a série 17 na direção X.....177
Figura 91 – Modelo 3 – Deslocamento para a série 15 na direção Z.....178
Figura 92 – Modelo 3 – Aceleração para a série 15 na direção Z.....178
Figura 93 – Modelo 3 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção Z.....179
Figura 94 – Modelo 3 – Deslocamento para a série 15 na direção X.....180
Figura 95 – Modelo 3 – Aceleração para a série 15 na direção X.....180
Figura 96 – Modelo 3 – Aceleração no domínio da frequência para a série 17 na direção X.....181
Figura 97 – Modelo 4 – Deslocamento para a série 17 na direção Z.....182
Figura 98 – Modelo 4 – Aceleração para a série 17 na direção Z.....182
Figura 99 – Modelo 4 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção Z.....183
Figura 100 – Modelo 4 Deslocamento para a série 4 na direção X.....184
Figura 101 – Modelo 4 – Aceleração para a série 4 na direção X.....184

Figura 102 – Modelo 4 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção X 184
Figura 103 – Planta de forma do pavimento de garagem 186
Figura 104 – Planta de forma para o pavimento tipo 187
Figura 105 – Planta de forma da cobertura 188

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros utilizados para os espectros de turbulência 46
Tabela 2 – Geometrias utilizadas para obtenção da resposta transversal (medidas em polegadas).....53
Tabela 3 – Tempos de duração e alturas de referências 68
Tabela 4 – Categorias de exposição 69
Tabela 5 – Coeficientes para lei potencial.....69
Tabela 6 – Velocidade de fricção e comprimento de rugosidade para a norma AS/NZS 70
Tabela 7 – Fatores de pico e outros parâmetros.....71
Tabela 8 – Parâmetros para intensidade de turbulência.....71
Tabela 9 – Parâmetros para o comprimento de turbulência.....72
Tabela 10 – Fator da resposta sub-ressonante (B).....73
Tabela 11 – Fator de redução (S) 73
Tabela 12 – Fator de Energia (E).....74
Tabela 13 – Parâmetros para aceleração longitudinal 74
Tabela 14 – Parâmetros para aceleração transversal.....75
Tabela 15 – Descrição dos parâmetros de entrada utilizados pelo módulo DEDM-HR 86
Tabela 16 – Dados contidos no arquivo T115_4_000_1.mat 95
Tabela 17 – Dados dos modelos retirados de artigos 107
Tabela 18 – Valores de rigidez rotacional para os modelos 1 e 2.....110
Tabela 19 – Exemplo de verificação de convergência 111
Tabela 20 – Frequências naturais e comportamento físico dos modelos 1 e 2.....111
Tabela 21 – Razão de amortecimento crítico em função do tipo de edificação 113
Tabela 22 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada para os Modelo 1 e 2 114
Tabela 23 – Modelo 1 – Parâmetros utilizados para o cálculo das acelerações 118
Tabela 24 – Modelo 2 – Parâmetros utilizados para a determinação das acelerações através dos métodos normativos.....118
Tabela 25 – Descrição das legendas utilizadas para apresentação dos resultados120
Tabela 26 – Resultados para o modelo 1 – Acelerações em mg 120

Tabela 27 – Modelo 2 – Comparação entre resultados alcançados com a utilização de diferentes relações de geometria – Acelerações em mg.....122
Tabela 28 – Resultados para o modelo 2 – Vento a 0º – Acelerações em mg.....123
Tabela 29 – Resultados para o modelo 2 – Vento a 90º – Acelerações em mg.....125
Tabela 30 – Dados dos modelos baseados em edifícios reais 132
Tabela 31 – Parâmetros calculados para o tempo de recorrência de 1 ano 135
Tabela 32 – Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural 139
Tabela 33 – Frequências naturais e comportamento físico do modelo 3 142
Tabela 34 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelo 3 143
Tabela 35 – Modelo 3 – Parâmetros utilizados para o cálculo das acelerações 143
Tabela 36 – Modelo 3 – Coeficiente de amplificação dinâmico.....143
Tabela 37 – Resultados para o modelo 3 – Vento a 0º – Acelerações em mg.....144
Tabela 38 – Resultados para o modelo 3 – Vento a 90º – Acelerações em mg.....144
Tabela 39 – Frequências naturais e comportamento físico do modelo 4 153
Tabela 40 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelo 4 155
Tabela 41 – Valores médios adotados para a utilização das normas 155
Tabela 42 – Modelo 4 – Parâmetros utilizados para a determinação das acelerações através dos métodos normativos.....156
Tabela 43 – Modelo 3 – Coeficiente de amplificação dinâmico.....156
Tabela 44 – Acelerações obtidas com diferentes condições de carregamento de vento 156
Tabela 45 – Resultados para o modelo 4 – Vento a 0º – Acelerações em mg.....157
Tabela 46 – Resultados para o modelo 4 – Vento a 90º – Acelerações em mg.....157
Tabela 47 – Modelo 1 – Resultados de deslocamento e aceleração 171
Tabela 48 – Modelo 2 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção Z...173
Tabela 49 – Modelo 2 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção X ..175
Tabela 50 – Modelo 3 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção Z...177
Tabela 51 – Modelo 3 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção X ..179
Tabela 52 – Modelo 4 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção Z...181
Tabela 53 – Modelo 4 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção X ..183

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	*Swanson Analysis Systems*
AIJ	*Architectural Institute of Japan*
ASCE	*American Society of Civil Engineering*
AS/NZS	*Australian/New Zealand Standard*
CAARC	*Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council Coordinators*
DEDM-HR	*Database-enabled Design Module – High Rise*
DGLF	*Displacement Gust Loading Factor*
GLF	*Gust Loading Factor*
HFBB	*High Frequency Base Balance*
HFPI	*High Frequency Pressure Integration*
ISO	*International Organization for Standardization*
MATLAB	*MATHWORKS Inc.*
MEF	Método dos Elementos Finitos
MGLF	*Moment Gust Loading Factor*
MRE	Método da Representação Espectral
NBR	Norma Brasileira
RMS	*Root Mean Square* (Valor Quadrático Médio)
PSD	*Power Spectral Density*
TPU-DB	*Tokyo Polytechnic University Aerodynamic Database*

LISTA DE SÍMBOLOS

A_f	área de influência
a_n	coeficiente da função cosseno da Série de Fourier
B	fator para a resposta sub-ressonante
b_n	coeficiente da função seno da Série de Fourier
c	amortecimento
c_n	amortecimento generalizado para o modo de vibração n
C_p	coeficiente de pressão na superfície da edificação
$\overline{C_p}$	coeficiente de pressão médio na superfície da edificação
R	fator para a resposta ressonante
E	fator de energia
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço
f	frequência
f_1	frequência natural
f_{ck}	tensão característica do concreto à compressão
$F_{eq}(z)$	força estática equivalente em função da altura
F(t)	força em função do tempo
$\overline{F(z)}$	força média em função da altura
$F(\omega)$	força em função da frequência
f_n	força generalizada para o modo de vibração n
f_r	frequência reduzida
f_y	tensão de escoamento do aço
g	fator de pico
G	fator de rajada
$G(f_n)$	espectro de potência para a frequência f_n
g_B	fator de pico para a parcela sub-ressonante
g_R	fator de pico para a parcela ressonante
$H(\omega)$	função de transferência
I(z)	intensidade de turbulência em função da altura

I_m	momento de inércia de massa
I_{mX}	momento de inércia de massa em relação ao eixo X
I_{mY}	momento de inércia de massa em relação ao eixo Y
I_{mZ}	momento de inércia de massa em relação ao eixo Z
k	rigidez
k_n	rigidez generalizada para o modo de vibração n
K_θ	rigidez rotacional
$K_{\theta x}$	rigidez rotacional em relação ao eixo x
$K_{\theta y}$	rigidez rotacional em relação ao eixo y
$K_{\theta z}$	rigidez rotacional em relação ao eixo z
L(z)	comprimento de turbulência em função da altura
m	massa
m_n	massa generalizada para o modo de vibração n
$\widehat{M}$	momento máximo
$\overline{M}$	momento médio
$\mathrm{p(t)}$	pressão em função do tempo
p	pressão
$\mathrm{p_0}$	pressão fora da influência da edificação
$\mathrm{p_{ar}}$	pressão de ar
R_x	função de autocorrelação
R_{xy}	função de correlação cruzada
S	fator de escala
S_1	fator de relevo da NBR 6123 (1988)
S_3	fator de probabilidade da NBR 6123 (1988)
S_F	densidade espectral de força
S_M	densidade espectral do momento
S_y	densidade espectral do deslocamento
S_v	densidade espectral de velocidade
$S(f_n)$	densidade espectral de potência para a frequência f_n
S_{xy}	densidade espectral de potência
t	variável tempo
T	período

U	velocidade média longitudinal
U_0	velocidade média fora da influência da edificação
u_n	deslocamento para o modo de vibração n
u^*	velocidade de fricção
V_0	velocidade básica
$\bar{V}(z)$	velocidade média na direção longitudinal
$v(z,t)$	parcela flutuante do vento na direção longitudinal
$\overline{V_p}$	velocidade de projeto
$\overline{V_{ref}}$	velocidade média de referência
$V(z,t)$	velocidade em função da altura e do tempo
$V_1(z,t)$	componente na direção 1 da velocidade
$V_2(z,t)$	componente na direção 2 da velocidade
$V_3(z,t)$	componente na direção 3 da velocidade
x_i	amplitude no instante i para a função discreta x
$\overline{x(t)}$	valor médio da função x(t)
$\ddot{x}$	segunda derivada da função x
$\dot{x}$	primeira derivada da função x
$X(\omega)$	resposta em função da frequência
$\bar{y}$	deslocamento médio
y_n	fator de resposta para o modo de vibração n
y_{max}	deslocamento máximo
z	altura
z_0	comprimento de rugosidade
z_{ref}	altura de referência
α	expoente para o perfil vertical de velocidade
γ	coeficiente para o modo de vibração
γ_c	peso específico do concreto
γ_s	peso específico do aço
γ_{ij}	função de coerência para os nós i e j
γ_{xy}	função de coerência
ζ	taxa de amortecimento crítico
ζ_n	taxa de amortecimento crítico para o modo de vibração n

κ	constante de Kármán
λ_L	fator de escala para geometria
λ_v	fator de escala para velocidade
λ_t	fator de escala para o tempo
ν	coeficiente de Poisson
ξ	fator de amplificação da NBR 6123 (1988)
ρ	densidade da edificação
σ_M	desvio padrão do momento
σ_v	desvio padrão da parcela flutuante do vento longitudinal
σ_x	desvio padrão da função x(t)
σ_y	desvio padrão do deslocamento
$\phi(z)$	modo de vibração em função da altura
χ_m	admitância mecânica
χ_a	admitância aerodinâmica
ω	frequência angular
ω_n	frequência angular n
Δ_y	diferença entre distâncias na horizontal
Δ_z	diferença entre distâncias na vertical

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **22**
1 PROCESSOS RANDÔMICOS **32**
1.1 Média e Média Quadrática no Tempo **33**
1.2 Variância e Desvio Padrão **34**
1.3 Função de Correlação **35**
1.4 Espectro de Potência e Densidade Espectral de Potência **35**
1.4.1 Espectro de Potência 35
1.4.2 Densidade Espectral de Potência 37
1.5 Função de Coerência **38**
1.6 Relação entre a Variância e a Densidade Espectral **39**
1.7 Relação entre a Função de Transferência e o Espectro de Potência **40**
2 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL **42**
2.1 Perfil Vertical de Velocidade Média **43**
2.1.1 Lei Potencial 43
2.1.2 Lei Logarítmica 44
2.2 Parcela Flutuante **44**
2.2.1 Intensidade de Turbulência 45
2.2.2 Escala Espacial de Turbulência 45
2.2.3 Espectro de Turbulência 45
2.2.4 Correlação Espacial 47
2.3 Forças do Vento nas Estruturas **48**
3 MÉTODOS NORMATIVOS **54**
3.1 Método do Fator de Rajada **54**
3.2 Método da NBR 6123 (1988) **61**
3.3 Comparação entre os parâmetros adotados pelas normas **68**
4 MÉTODO ASSISTIDO POR BASE DE DADOS **78**
4.1 O Módulo DEDM-HR **83**
4.2 Base de Dados da Universidade Politécnica de Tokyo **91**
5 MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL **100**
6 AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS **106**
6.1 Considerações Iniciais **106**

6.1.1 Hipóteses Simplificadoras 106
6.2 Modelos Estruturais 106
6.3 Modelos Numéricos em Elementos Finitos 107
6.4 Frequências naturais e modos de vibração de interesse 111
6.5 Amortecimento Estrutural 113
6.6 Carregamento de Vento 114
6.7 Extração dos Resultados 118
6.8 Análise dos Resultados 120
7 ESTUDOS DE CASO: AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO 131
7.1 Considerações Iniciais 131
7.1.1 Hipóteses Simplificadoras 131
7.1.2 Modelos Numéricos 131
7.1.3 Amortecimento Estrutural 133
7.1.4 Carregamento de Vento 133
7.1.5 Extração dos Resultados 136
7.2 Verificação do Conforto Humano 136
7.3 Edifício em Estrutura Mista Aço-Concreto 138
7.3.1 Modelo Estrutural 138
7.3.2 Modelo Numérico em Elementos Finitos 141
7.3.3 Frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento . 141
7.3.4 Carregamento de Vento 143
7.3.5 Análise dos Resultados 144
7.4 Edifício em Concreto Armado 149
7.4.1 Modelo Estrutural 149
7.4.2 Modelo Numérico em Elementos Finitos 151
7.4.3 Frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento . 153
7.4.4 Carregamento de Vento 155
7.4.5 Análise dos Resultados 156
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS 160
8.1 Conclusões 160
8.1.1 Métodos Normativos 160
8.1.2 Métodos Assistidos por Base de Dados 161
8.1.3 Método da Representação Espectral 162
8.1.4 Avaliação do Conforto Humano 162

REFERÊNCIAS.....164
APÊNDICE A – RESULTADOS DO MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL PARA AS 20 SÉRIES CONSIDERADAS 171
A.1 Modelo 1 – Modelo simplificado do artigo de Zhou (2003) 171
A.2 Modelo 2 – Modelo simplificado do artigo de Holmes (2014) 173
A.3 Modelo 3 – Edifício em Estrutura Mista Aço-Concreto.....177
A.4 Modelo 4 – Edifício em Concreto Armado 181
APÊNDICE B – PLANTAS DE FORMA UTILIZADAS PARA O MODELO 4 (EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO) 186

INTRODUÇÃO

Atualmente, a construção de edifícios altos e esbeltos para atender ao crescimento populacional e à redução dos espaços livres disponíveis em áreas urbanas têm resultado em relevantes problemas estruturais relacionados a vibrações excessivas e desconforto humano causados pelas características dinâmicas do vento. Edifícios com frequências naturais menores que 1 Hz estão sujeitos a vibrações induzidas pelo vento que, apesar de não representarem risco de danos estruturais na maioria dos casos, podem causar desconforto nos ocupantes da edificação. Por esse motivo, a verificação do conforto humano passou a fazer parte das verificações em estado de limite de serviço dos projetos estruturais, onde, geralmente, a aceleração no topo da edificação é comparada com limites normativos.

Ensaios em túnel de vento representam a maneira mais confiável de se estudar o comportamento dos edifícios submetidos à carga de vento, porém podem representar aumento da duração e dos custos na fase de projeto quando a solução estrutural ainda está sendo estudada e está sujeita a modificações constantes. Durante a fase de projeto, uma maneira alternativa é a utilização de métodos simplificados que visam a estimar a resposta estrutural da edificação. Dentre os métodos podemos citar os Métodos Normativos baseados no Método do Fator de Rajada proposto por Davenport e utilizado por diversas normas internacionais, o Método Assistido por Base de Dados, que para obtenção da resposta faz uso dos dados previamente armazenados de ensaios em túnel de vento para geometrias padronizadas, e o Método da Representação Espectral, que consiste em gerar séries de carregamento baseados na densidade espectral do vento.

Dessa forma, neste trabalho de pesquisa foram utilizados quatro modelos numéricos para a comparação dos métodos mencionados. Os dois primeiros modelos foram retirados de artigos encontrados na literatura sobre o assunto, o primeiro é mencionado no artigo de Zhou (2003) e possui dimensões de 40 m x 40 m x 200 m e o segundo aparece no artigo de Holmes (2014) e representa o modelo de edifício básico com dimensões de 30 m x 45 m x 180 m.

A verificação do conforto humano foi realizada comparando a aceleração máxima no topo com os limites propostos pela ISO 10137 (2007) para dois modelos que representam edifícios reais, sendo um de concreto armado com dimensões em

planta de 20,24 m por 29,19 m e altura total de aproximadamente 70 m e o outro, um edifício em estrutura mista aço-concreto, com dimensões em planta de 32 m por 45 m e altura total de 172,80 m.

Com relação às metodologias para o cálculo das respostas, para os Métodos Normativos foram utilizadas as normas americana (ASCE 7, 2010), a japonesa (AIJ, 2004) e a australiana (AS/NZS, 2011), para o Método Assistido por Base de Dados recorreu-se à plataforma VORTEX-Winds e à base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo e para o Método da Representação Espectral adotou-se a metodologia proposta por Shinozuka (1987).

As conclusões alcançadas durante a investigação mostraram que, dentre as normas e métodos considerados, a norma americana e o Método da Representação Espectral apresentaram valores de aceleração longitudinal mais próximos dos obtidos em ensaios em túnel de vento. Considerando as acelerações transversais, nenhuma norma apresentou resultado satisfatório. Apesar das diferenças encontradas, o estudo mostra a importância da consideração da aceleração transversal que, na maioria dos casos, apresentou o maior valor e seria o fator determinante para uma verificação do conforto humano.

Finalmente, a utilização dos Métodos Assistidos por Base de Dados se apresenta como uma forma confiável de estudar a resposta dinâmica das edificações, entretanto o número de modelos padronizados de forma a atender as geometrias das edificações reais ainda é reduzido.

Revisão Bibliográfica

Ação do Vento Em Edifícios

Por mais de três décadas é reconhecido que a ação do vento em edifícios altos pode causar desconforto em seus habitantes. Em 1972, Hansen (1973) realizou uma pesquisa com ocupantes de dois edifícios altos utilizando questionários após uma tempestade. Através do estudo, Hansen propôs um limite de 0,049 m/s² para a aceleração em rms (*root mean square*) que pode ser excedida uma vez a cada 6 anos.

No Japão, em 1979 após um tufão, Goto (1983) estudou a reação dos ocupantes de seis edifícios altos e constatou que 90% dos ocupantes foram capazes de sentir a vibração causada pelo vento e 40% aceitariam que isso ocorresse apenas

uma vez em 10 anos. Em 1982, após mais um caso de tufão, Goto pôde estudar além da reação dos ocupantes a aceleração de três edifícios altos, em que ao final foi possível relacionar a percepção dos ocupantes com a aceleração medida. Através do experimento foi possível constatar que os ocupantes do edifício sentiram a vibração com acelerações da ordem de 0,05 m/s² e que 0,8 m/s² deve ser considerado como limite para não haver situações de desconforto extremo, como enjoo, dificuldade em andar e problemas que afetam a realização de tarefas no trabalho.

Estudos foram realizados para identificar se existe uma relação entre a frequência da vibração com a amplitude limite da aceleração para percepção da vibração. Tamura *et al.* (2006) realizaram ensaios em salas de teste montadas sob atuadores eletro-hidráulicos com seis graus de liberdade, onde foi possível controlar a amplitude, a frequência e a forma do sinal (harmônico, randômico, uniaxial ou composto). Através dos resultados alcançados, foi possível identificar que a percepção da vibração depende da frequência, contudo devido ao caráter subjetivo dessa percepção, que varia de acordo com o sexo, a idade e a posição da pessoa, foram propostas curvas para limite de percepção considerando a frequência e a amplitude da vibração. Foram propostas 5 curvas (H-10, H-30, H-50, H-70 e H-90) que variam de acordo com o percentual de indivíduos que atenderam ao limite de percepção proposto. A amplitude é considerada com o seu valor de pico considerando o tempo de recorrência de 1 ano.

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 pela sensação de equilíbrio e posição dos indivíduos.

Os efeitos causados pelas vibrações induzidas pelo vento em edifícios foram estudados por Lamb *et al*. (2014). No seu trabalho de pesquisa, Lamb estudou a reação de 53 ocupantes de 47 edifícios comerciais durante 8 meses. Durante a investigação foi possível concluir que a vibração pode causar a perda de rendimento no trabalho através de sensações de enjoos, cansaço, baixa motivação e perda de concentração. O estudo alerta para o tempo de duração da vibração, que pode fazer com que o limite para a percepção ocorra para amplitude de acelerações menores.

Métodos para Estimativa da Aceleração

Existem normas internacionais que propõem formas simplificadas para o cálculo da aceleração longitudinal, transversal e torsional de uma edificação. Kwon (2013) comparou as considerações do carregamento de vento e seus efeitos nas edificações utilizando as recomendações de oito normas e códigos internacionais, ASCE 2010 (EUA), 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), além da plataforma online NatHaz. O trabalho menciona as diferenças entre considerações das diversas normas, apontando como principal fator influenciador da diferença entre resultados a definição do perfil vertical do vento utilizado. Os resultados mostraram boa concordância para a aceleração longitudinal, contudo as acelerações transversais apresentaram diferenças significativas. Por fim, o autor recomenda a utilização da plataforma online NatHaz, uma vez que a resposta é calculada diretamente dos resultados armazenados de ensaios em túnel de vento.

A norma brasileira “Forças devidas ao vento em edificações”, NBR 6123 (1988), apresenta dois métodos para a consideração da parcela flutuante do vento, o método simplificado e o método discreto. A metodologia proposta na NBR 6123 (1988) baseia-se no Método do Fator de Rajada para o cálculo do fator de majoração utilizado para obtenção da força estática equivalente, mas sem separar em duas parcelas, sub-ressonante e ressonante. O fator de majoração depende da utilização dos gráficos fornecidos pela norma, que variam de acordo com a categoria do terreno especificada para a edificação estudada (Galindez, 1979).

O método discreto da NBR 6123 (1988) foi estudado nos trabalhos de Cardoso (2011), de Carvalho (2015), e de Algaba (2016). Cardoso (2015), em seu trabalho de pesquisa, desenvolveu o programa F-Turb para o cálculo do deslocamento máximo provável utilizando o método discreto da referida norma. O programa foi aplicado para o estudo de três exemplos de estruturas, uma torre de reservatório de água, uma chaminé com 180 metros de altura e um edifício com 50 metros de altura. Os resultados encontrados foram próximos dos encontrados com a utilização da solução modal no domínio da frequência. Carvalho (2015) comparou o método discreto da NBR 6123 (1988) com o Método do Fator de Rajada mostrando que os métodos apresentam respostas próximas. Através do trabalho foi possível verificar a importância da consideração da correlação espacial entre velocidades para

edificações alargadas e a influência da utilização de um maior número de modos de vibração para a estimativa das respostas.

Algaba (2016) comparou os resultados alcançados com a utilização do método discreto da NBR 6123 (1988) e do método pelo Eurocode 1-4/2005 com resultados obtidos experimentalmente para os modelos de edifício padrão da CAARC (*Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council*) e do projeto "*International HFBB Comparison Project"*. Os resultados da NBR 6123 (1988) ficaram em média 50% menores do que os resultados experimentais. No trabalho, foi apresentada uma revisão dos ábacos utilizados da NBR 6123 (1988) para o cálculo do fator de amplificação dinâmica. Os resultados da utilização dos ábacos revisados apresentaram boa concordância com os resultados obtidos através do método no domínio da frequência.

Zatti (2016) estudou o comportamento à vibração induzida pelo vento utilizando o modelo de edifício padrão da CAARC e determinou as acelerações através das normas 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 à longitudinal em todas as normas utilizadas.

O Método do Fator de Rajada de Davenport (1967) e os métodos propostos pela NBR 6123/88 e pelo Eurocode 1-4 (2005) foram comparados com resultados de ensaios em túnel de vento por Lavôr (2017). Para as análises, Lavôr utilizou o edifício padrão CAARC e o edifício básico do projeto "*International HFBB Comparison Project"*. As comparações entre resultados de deslocamentos mostrou uma diferença de 15% para o vento atuando perpendicular à maior dimensão do modelo. As normas brasileira e europeia apresentaram resultados semelhantes ao método de Davenport. O trabalho apresentou a influência da intensidade de turbulência do vento, parâmetro utilizado nos três métodos analíticos, que produz diferenças significativas nas respostas.

Em 1969, a CAARC propôs um modelo de edifício padrão com dimensões em planta de 100 pés por 150 pés e altura total de 600 pés, o que corresponderia a 30,48 m por 45,72 m e altura total de 183,88 m. O modelo serviria para a comparação entre técnicas utilizadas em túneis de vento. Melbourne (1980) comparou os resultados alcançados por seis instituições internacionais que utilizaram o edifício padrão em ensaios de túnel de vento. O estudo mostrou uma diferença entre os resultados de

aproximadamente 15% causada pelas diferenças entre as densidades espectrais do vento utilizadas por cada instituição.

Zhou *et al.* (2001) e Kareem *et al.* (2003) apresentaram uma modificação no Método do Fator de Rajada para considerar os momentos na base obtidos em ensaios em túnel de vento. A modificação permite a determinação das respostas longitudinal, transversal e torsional para edificações sujeitas à carga de vento. Os autores apresentam como principais vantagens do método: a simulação do carregamento de vento de maneira mais realista, a equivalência entre o novo método com o anterior para modos de vibração lineares, a possibilidade de se trabalhar com modos de vibração não-lineares e a perspectiva para o desenvolvimento de um método para geração do carregamento estático equivalente para as três direções.

As normas de projeto geralmente apresentam fórmulas analíticas apenas para o cálculo da resposta longitudinal causada pelo vento. Entretanto, existem casos em que a resposta transversal e a torsional podem exceder a longitudinal em uma edificação. Zhou *et al.* (2003) apresentam a plataforma online NatHaz, onde, através da utilização de resultados de ensaios em túnel de vento com a técnica *High Frequency Base Balance* (HFBB) para diversas condições de geometria retangular e características do vento, é possível a obtenção da resposta longitudinal, transversal e torsional dos edifícios. A título de exemplificação da utilização da base de dados, o trabalho apresenta o resultado para um edifício com dimensões em planta de 40 m x 40 m e altura total de 200 m.

Dragoiescu *et al.* (2006) compararam os resultados dos dois métodos mais utilizados em túneis de vento para modelos rígidos: o *High Frequency Force Balance* (HFFB) e o *High Frequency Pressure Integration* (HFPI). Para a investigação, foi escolhido o modelo de edifício padrão CAARC e os resultados levaram à conclusão de que os dois métodos não apresentam diferenças significativas podendo ambos serem empregados no estudo da ação do vento em edificações.

O método HFBB foi utilizado por Kayisoglu (2011) para o estudo do comportamento dinâmico de um edifício com dimensões em planta de 60 m x 80 m e altura total de 200 m. Os resultados do ensaio foram comparados com as normas americanas ASCE 7-05 (2005), a norma europeia Eurocode-1 (2005), a norma turca IYBRY (2009) e os resultados fornecidos pela base de dados NatHaz. O trabalho, dentre outros resultados, mostrou que a obtenção do perfil vertical e da intensidade de turbulência no túnel de vento influenciam a resposta, sendo necessário que as

características atendam ao local da edificação estudada e tendo em vista que a resposta transversal pode exceder a longitudinal e deve ser considerada para a verificação do conforto humano.

Yeo (2010) desenvolveu um programa para auxiliar no projeto de edifícios em concreto armado considerando a resposta dinâmica causada pelas cargas de vento. Para a consideração do carregamento de vento, o programa permite a entrada dos dados provenientes de ensaios em túnel de vento com a utilização do método HFPI. O trabalho apresenta um estudo de caso em que se apresenta a aplicação do programa utilizando o edifício padrão CAARC e dados de pressão obtidos em ensaio de túnel de vento realizados no *Inter University Research Center on Building Aerodynamics and Wind Engineering Boundary Layer Wind Tunnel,* em Prato, na Itália. O estudo permitiu verificar a resposta estrutural do modelo para diferentes ângulos de incidência, com variações entre 0° a 360° com incrementos de 10°.

O método HFPI foi utilizado por Aly (2013) para estudar um edifício com dimensões em planta de 22 m x 57.6 m e altura total de 209 metros a fim de, a partir das pressões adquiridas, obter o carregamento dinâmico a ser aplicado no modelo numérico em elementos finitos. O estudo mostrou que a resposta longitudinal ficou próxima das respostas calculadas por fórmulas analíticas propostas pelas normas americana (ASCE 7, 2010) e europeia (Eurocode 1). Entretanto, como a resposta transversal não é tratada nas normas, a sua determinação foi possível através da utilização do método. O autor indica a importância de se utilizar um maior número de modos de vibração na análise.

Holmes *et al.* (2014a e 2014b) confrontaram os resultados de sete instituições de ensino que utilizaram ensaios em túnel de vento com o método HFBB em dois modelos de edifícios propostos, modelo A com dimensões em planta de 24 m x 72 m e 240 m de altura e modelo B com dimensões em planta de 30 m x 45 m e 180 m de altura. A pesquisa tinha como objetivo propor os dois modelos como padrões a serem utilizados para comparar técnicas estudadas em túnel de vento. Os resultados para o modelo B foram comparados com resultados calculados através de fórmulas analíticas das normas americana e australiana e da norma adotada por Hong Kong verificando uma boa concordância entre os resultados.

O Método da Representação Espectral (MRE) consiste na representação numérica de um sinal com características não determinísticas através do somatório de um número finito 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).

Na análise dinâmica de estruturas submetidas à carga de vento, o MRE geralmente é utilizado para a geração de séries de carregamento de vento e obtenção da resposta estrutural no tempo. A resposta final é determinada através de tratamento estatístico do resultado de cada uma das séries. Franco (1993) e Franco *et al.* (2011) propuseram uma metodologia para avaliação da resposta dinâmica de estruturas utilizando o MRE para geração do carregamento de vento. Os autores julgaram que a correlação espacial vertical varia linearmente e a divisão do espectro deve conter uma ou mais frequências naturais da estrutura estudada a fim de considerar o efeito da ressonância.

O Método da Representação Espectral foi utilizado por Rios (2015) e por Barboza (2016) para estudar a ação dinâmica do vento em edifícios altos. Rios (2015) comparou os resultados alcançados com o modelo numérico de um edifício em aço com dimensões em planta de 32 m x 45 m e altura total de 172,80 m. O trabalho comparou o deslocamento e a aceleração com e sem a utilização de amortecedores. Os resultados apresentaram uma significativa diminuição das respostas com a utilização dos amortecedores. O mesmo modelo de edifício foi utilizado por Barboza (2016), que considerou a interação solo-estrutura para a comparação da resposta dinâmica. A análise dos resultados permitiu concluir que a consideração da fundação torna o modelo mais flexível levando ao aumento da resposta dinâmica.

Chávez (2006) e Dos Santos (2018) compararam o MRE com o método discreto proposto pela NBR 6123/88. 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. 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.

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 exibiram boa concordância.

Os resultados alcançados através da aplicação do método MRE foram confrontados com resultados de túnel de vento por Castro *et al*. (2015a e 2015b). Em seu trabalho, Castro comparou o deslocamento no topo do edifício padrão CAARC com a aplicação do vento incidindo a 0° e 90°. Os resultados da pesquisa apresentaram boa concordância para o vento incidindo a 0°, contudo para o vento a 90° os resultados divergiram em até 10 vezes.

Estrutura da dissertação

O primeiro capítulo apresenta os principais parâmetros estatísticos utilizados no tratamento de processos randômicos que serão utilizados pelos métodos estudados para a estimativa da aceleração.

O segundo capítulo aborda as características e os principais fatores que influenciam na consideração do vento como carregamento nas edificações.

O terceiro capítulo apresenta o Método do Fator de Rajada e o Método Discreto adotado pela norma brasileira NBR 6123 (1988) para consideração dos efeitos dinâmicos em edifícios submetidos à carga de vento.

O quarto capítulo aborda os Métodos Assistidos por Base de Dados investigados no presente estudo, o *Database-enabled Design Module – High Rise* (DEDM-HR) e a base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo (TPU-DB).

O quinto capítulo apresenta o Método da Representação Espectral utilizado para gerar séries de carregamento de vento em função do tempo.

O sexto capítulo trata das análises desenvolvidas para dois modelos numéricos em elementos finitos que serão utilizados para a comparação da aplicação dos métodos estudados. São apresentados as características e os resultados alcançados para cada um dos modelos.

O sétimo capítulo aborda a avaliação do conforto humano considerando dois modelos numéricos baseados em edifícios reais, um edifício em estrutura mista aço-concreto e um edifício em concreto armado. A aceleração máxima no topo dos

modelos foi obtida utilizando todos os métodos e comparada com o limite proposto pela ISO 10137 (2007).

O último capítulo apresenta as conclusões alcançadas durante o desenvolvimento do trabalho, além de considerações e de sugestões para a continuação deste estudo.

1 PROCESSOS RANDÔMICOS

O presente capítulo tem como objetivo apresentar alguns conceitos fundamentais relacionados ao estudo de processos randômicos que serão utilizados no estudo dos métodos para a estimativa da aceleração. Todas as equações apresentadas e mais informações podem ser encontradas nas referências Thomson (1995) e Kelly (2012).

Conforme Thomson (1995), em contraste com uma função determinística na qual uma expressão matemática pode ser desenvolvida para determinar seus valores instantâneos em qualquer instante de tempo, existem fenômenos físicos resultantes de dados não determinísticos nos quais os valores não podem ser previstos em qualquer instante de tempo. Ainda que não seja possível um tratamento determinístico, muitos desses fenômenos apresentam alguma regularidade estatística que pode ser utilizada na engenharia.

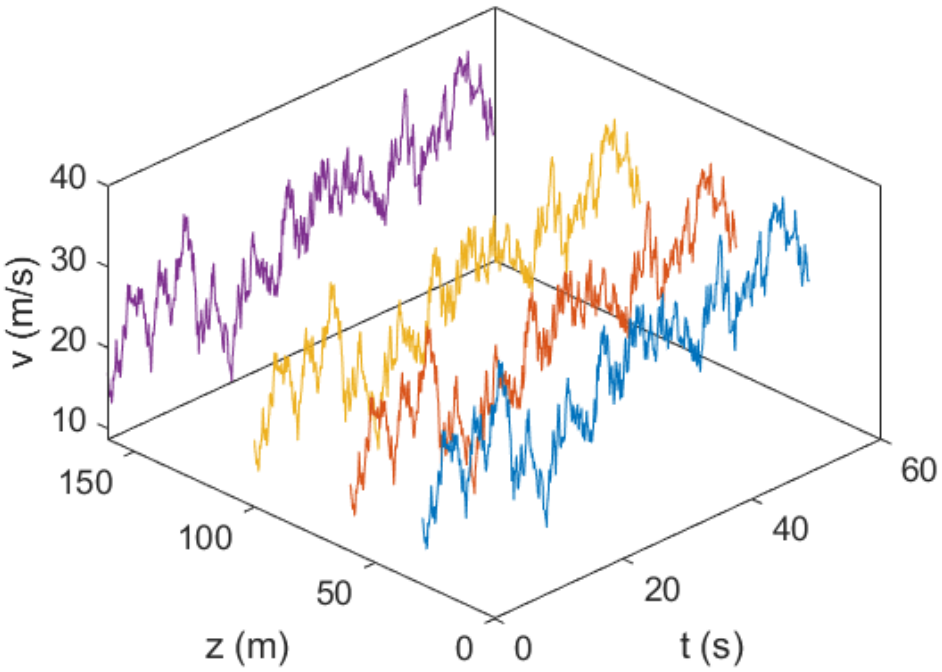
Para uma análise confiável dos dados através do tratamento estatístico é necessária uma grande quantidade de dados, sendo cada dado conhecido como amostra (Figura 1) e o total de dados conhecido como um conjunto (Figura 2).

Caso as médias estatísticas, em qualquer instante de tempo e considerando todas as amostras, não apresentem diferença, o processo randômico é dito estacionário. Se as médias forem realizadas no tempo e o resultado de cada amostra e do conjunto forem o mesmo, o processo randômico é conhecido como ergódico. A consideração de um processo randômico como ergódico possibilita o seu estudo através do tratamento estatístico de uma única amostra.

Figura 1 – Exemplo de amostra para um processo não determinístico

Fonte: Thomson, 1995

Figura 2 – Exemplo para um conjunto de amostras de velocidade de vento



Fonte: O Autor, 2019

1.1 Média e Média Quadrática no Tempo

A média no tempo, $\bar{x}$, de uma função contínua *x(t)* com período *T*, pode ser calculada através da Equação 1.1:

$$\bar{x} = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_0^{\infty} x(t)dt \qquad (1.1)$$

A média quadrática $\overline{x^2}$, representa a média do quadrado da função *x(t)*, e pode ser calculada através da Equação 1.2.

$$\overline{x^2} = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_0^{\infty} x^2(t)dt \qquad (1.2)$$

1.2 Variância e Desvio Padrão

O desvio padrão representa uma medida da variação, ou flutuação, dos valores máximos e mínimos em torno do valor médio de uma função (Figura 3) e pode ser determinado através da raiz quadrada da variância, calculada de acordo com a Equação 1.3.

$$\sigma_x{}^2 = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_0^{\infty} (x(t) - \bar{x})^2 dt \qquad (1.3)$$

Sendo,

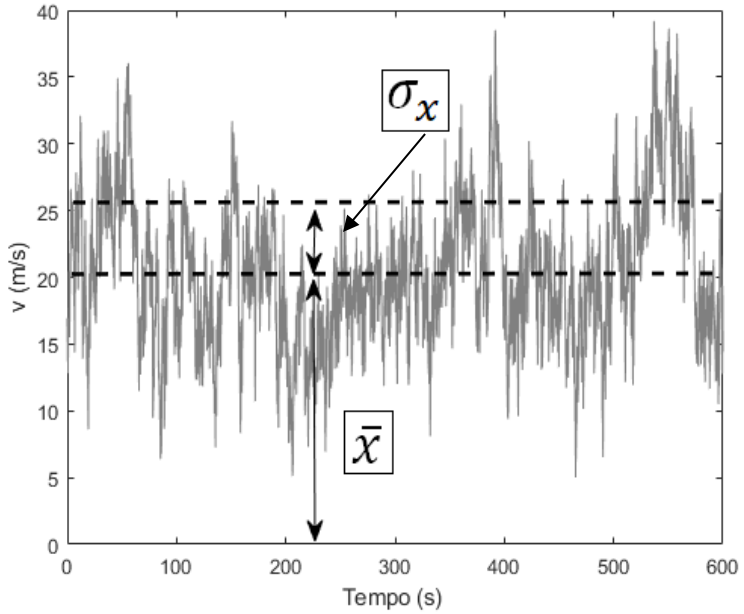
σ_x – desvio padrão

x(t) –função qualquer que varia ao longo do tempo

$\bar{x}$ – média da função x(t)

T – período da função x(t)

Figura 3 – Exemplo de média e desvio padrão para um sinal não determinístico



Fonte: O Autor, 2019

1.3 Função de Correlação

A correlação mede a similaridade entre dois sinais ao longo do tempo. Quando a correlação é calculada para o mesmo sinal, temos a autocorrelação determinada através da Equação 1.4, onde τ representa o atraso no tempo escolhido.

$$R_x(\tau) = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t)x(t+\tau)dt \quad (1.4)$$

Onde,

R_x – correlação da função x(t)

x(t) – função qualquer que varia ao longo do tempo

T – período da função x(t)

τ – atraso no tempo

A Equação 1.5 mostra que, para um atraso nulo, a correlação torna-se igual à variância de um sinal com média nula.

$$R_x(0) = {\sigma_x}^2 = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x^2(t)dt \quad (1.5)$$

Considerando sinais diferentes, temos a correlação cruzada determinada através da Equação 1.6.

$$R_{xy}(\tau) = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t)y(t+\tau)dt \quad (1.6)$$

Onde,

R_{xy} – correlação cruzada da função x(t) com a função y(t)

x(t) – função qualquer que varia ao longo do tempo

y(t) – função qualquer que varia ao longo do tempo

1.4 Espectro de Potência e Densidade Espectral de Potência

1.4.1 Espectro de Potência

Uma função periódica *x(t)* pode ser descrita através da Série de Fourier Complexa (Equação 1.7).

$$x(t) = Re\sum_{n=1}^{\infty} C_n e^{in\omega_n t} = \frac{1}{2}\sum_{n=1}^{\infty}\left(C_n e^{in\omega_n t} + {C_n}^* e^{-in\omega_n t}\right) \quad (1.7)$$

Sendo,

n – número do harmônico

C_n – amplitude complexa do harmônico n

ω_n – frequência angular do harmônico n

t - tempo

O coeficiente C_n é determinado com a utilização da Equação 1.8 na qual *T* é o período.

$$C_n = \frac{2}{T}\int_{-T/2}^{T/2} x(t)e^{-in\omega_n t}dt \quad (1.8)$$

O valor médio quadrático, $\overline{x^2}$, da função *x(t)* pode ser obtido substituindo a Equação 1.7 na Equação 1.2.

$$\overline{x^2} = \lim_{T\to\infty}\frac{1}{T}\int_0^T \frac{1}{4}\sum_{n=1}^{\infty}\left(C_n e^{in\omega_n t} + {C_n}^* e^{-in\omega_n t}\right)^2 dt = \sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{2}C_n {C_n}^* \quad (1.\ 9)$$

O espectro de potência $G(f_n)$ (Equação 1.10) representa a contribuição de um harmônico para o valor médio quadrático do sinal *x(t)* para um intervalo de frequência *Δf*.

$$G_x(f_n) = \frac{1}{2}C_n {C_n}^* \quad (1.10)$$

Onde,

n – número do harmônico

G_x – valor do espectro de potência para o harmônico n

f_n – frequência do harmônico n

C_n – amplitude complexa do harmônico n

Logo, a Equação 1.9 pode ser reescrita de acordo com a Equação 1.10.

$$\overline{x^2} = \sum_{n=1}^{\infty} G_x(f_n) \tag{1.11}$$

1.4.2 Densidade Espectral de Potência

A densidade espectral de potência pode ser encontrada dividindo-se o espectro de potência pelo intervalo de frequência adotado de acordo com a Equação 1.12. A representação gráfica da densidade espectral pode ser observada na Figura 4.

$$S_x(f_n) = \frac{G_x(f_n)}{\Delta f} \tag{1.12}$$

Onde,

n – número do harmônico

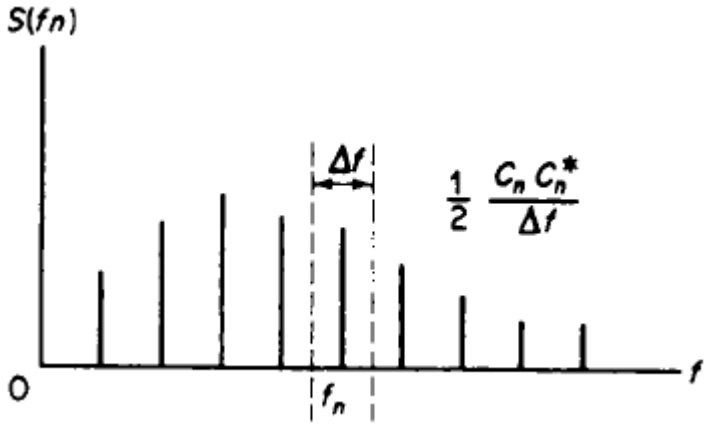
S_x – densidade espectral de potência

G_x – espectro de potência do harmônico n

f_n – frequência do harmônico n

Δf – intervalo de frequência

Figura 4 – Representação da densidade espectral



Fonte: Thomson, 1995

Outra forma de se calcular a densidade espectral de potência é através da utilização das equações de Wiener-Khintchine (Equações 1.13 e 1.14), que relacionam a densidade espectral com a função de correlação através de um par de Transformadas de Fourier.

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(f) e^{i2\pi f\tau} df \quad (1.13)$$

$$S_x(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (1.14)$$

Considerando as Equações 1.13 e 1.14, temos que:

R_x – função de correlação

S_x – densidade espectral de potência

τ – atraso no tempo

t – tempo

f – frequência

As mesmas equações podem ser utilizadas para calcular a densidade espectral cruzada entre dois sinais, conforme as Equações 1.15 e 1.16.

$$R_{xy}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xy}(f) e^{i2\pi f\tau} df \quad (1.15)$$

$$S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xy}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (1.16)$$

Onde,

R_{xy} – função de correlação cruzada

S_{xy} – densidade espectral cruzada

τ – atraso no tempo

t – tempo

f – frequência

1.5 Função de Coerência

A função de coerência γ_{xy} indica o grau de similitude entre dois sinais no domínio da frequência. A função é calculada através da razão entre a densidade espectral cruzada entre dois sinais S_{xy} pela raiz quadrada do produto da densidade espectral de cada um, S_x e S_y.

$$\gamma_{xy} = \frac{\left|S_{xy}(f)\right|^2}{S_x(f)S_y(f)} \tag{1.17}$$

1.6 Relação entre a Variância e a Densidade Espectral

Substituindo a Equação 1.12 na Equação 1.11 é possível encontrar uma relação entre a densidade espectral com o valor médio quadrático para uma função.

$$\overline{x^2} = \sum_{n=1}^{\infty} S_x(f_n)\Delta f \tag{1.18}$$

Sendo,

n – número do harmônico

$\overline{x^2}$ – valor médio quadrático de uma função x(t)

S_x – densidade espectral de potência da função x(t)

f_n – frequência do harmônico n

Δf – intervalo de frequência

Caso a função de densidade espectral fosse contínua no tempo, teríamos:

$$\overline{x^2} = \int_0^{\infty} S_x(f)df \tag{1.19}$$

Para uma função periódica com média nula, a variância é igual ao valor médio quadrático, que pode ser obtido através da integral indicada pela Equação 1.20:

$$\sigma_x{}^2 = \int_0^{\infty} S_x(f)df \tag{1.20}$$

Onde,

$\sigma_x{}^2$ – variância

S_x – densidade espectral de potência

f – frequência

1.7 Relação entre a Função de Transferência e o Espectro de Potência

A Função de Transferência representa a razão entre a resposta e a excitação para um sistema linear no domínio da frequência.

$$H(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)} \tag{1.21}$$

Sendo,
H – função de transferência
X – resposta do sistema
F – excitação do sistema
ω – frequência angular

A Identidade de Parseval mostra que o quadrado da Transformada de Fourier de uma função é igual ao quadrado da própria função no domínio do tempo, ou seja:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} x^2(t)dt = \frac{1}{2\pi}\int_{\infty}^{\infty} X(\omega)X^*(\omega)d\omega \tag{1.22}$$

Onde,
t - tempo
x – função no tempo
X – função x no domínio da frequência

Substituindo a Equação 1.22 na Equação 1.2, temos:

$$\overline{x^2} = \lim_{T\to\infty}\frac{1}{T}\int_0^{\infty}\frac{1}{2\pi}X(\omega)X^*(\omega)d\omega = \frac{1}{2\pi}\int_0^{\infty}\lim_{T\to\infty}\frac{1}{T}X(\omega)X^*(\omega)\,d\omega \tag{1.23}$$

Considerando a Equação 1.21 e multiplicando ambos os lados da equação pelo complexo conjugado da função de transferência, temos:

$$H(\omega)H^*(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)}\frac{X^*(\omega)}{F^*(\omega)} \tag{1.24}$$

Isolando o termo X(ω), temos:

$$X(\omega)X^*(\omega) = |H(\omega)|^2F(\omega)F^*(\omega) \tag{1.25}$$

Igualando as Equações 1.19 e 1.22, temos:

$$\overline{x^2} = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} X(\omega) X^*(\omega)\, d\omega \tag{1.26}$$

Substituindo a Equação 1.25 em 1.26:

$$\overline{x^2} = \int_{-\infty}^{\infty} \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} |H(\omega)|^2 F(\omega) F^*(\omega)\, d\omega \tag{1.27}$$

$$\overline{x^2} = \int_{-\infty}^{\infty} |H(\omega)|^2 \lim_{T\to\infty} F(\omega) F^*(\omega)\, d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} |H(\omega)|^2 S_F(\omega) d\omega \tag{1.28}$$

Comparando as Equações 1.28 e 1.19, temos:

$$\overline{x^2} = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} |H(\omega)|^2 S_F(\omega) d\omega \tag{1.29}$$

Dessa forma obtemos a Equação 1.29, que relaciona a densidade espectral da resposta com a densidade espectral da força através da função de transferência do sistema.

$$S_x(\omega) = |H(\omega)|^2 S_F(\omega) \tag{1.30}$$

Onde,

S_x – densidade espectral da resposta

H – função de transferência

S_F – densidade espectral da força

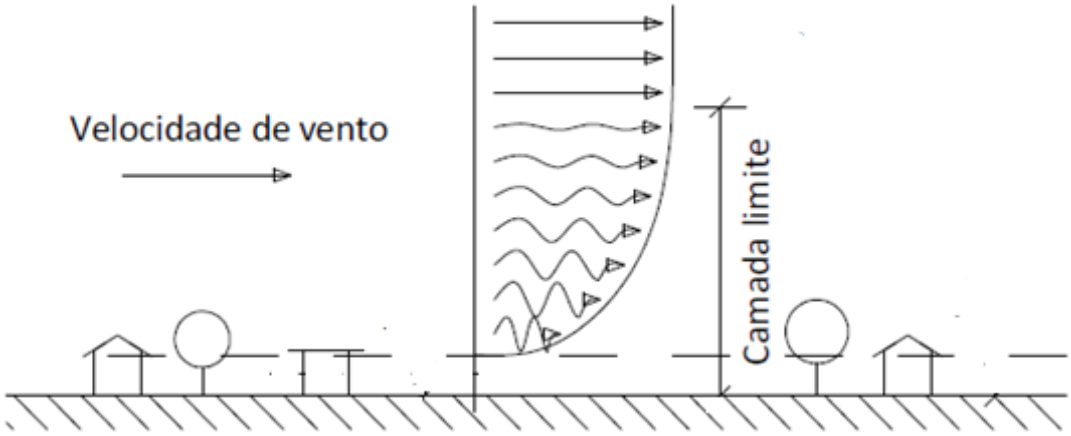
ω – frequência angular

2 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL

O vento é o movimento de massas de ar em decorrência das variações de aquecimento delas pelo sol. O movimento está relacionado à diferença de densidade do ar que ao ser aquecido pelo sol torna-se mais leve, dando origem à dinâmica de massas de ar quente que sobem dando lugar a massas de ar mais frias.

A velocidade do vento não se apresenta de forma constante ao longo da altura, pois sofre a influência dos obstáculos, rugosidades, presentes no seu percurso. A Camada Limite Atmosférica é representada pela altura gradiente que separa a região em que a velocidade do vento não sofre a influência das características do terreno e a velocidade é constante alcançando a velocidade gradiente como mostrado na Figura 5.

Figura 5 – Camada limite atmosférica



Fonte: Adaptado de Algaba, 2016

A velocidade do vento é formada pelas componentes que indicam a velocidade do vento em cada uma das direções cartesianas x, y e z conforme indicado pela Equação 2.1.

$$V_v(z,t) = V_1(z,t) + V_2(z,t) + V_3(z,t) \quad (2.1)$$

Onde,

V_v – velocidade do vento

V_1 – componente longitudinal

V_2 – componente transversal

V_3 – componente vertical

z – altura

t - tempo

Tendo em mente que a componente longitudinal é a principal responsável pelas pressões nas edificações, o presente trabalho irá se restringir ao seu estudo. Para simplificar as expressões será omitido o índice 1.

A influência da rugosidade do terreno torna o vento turbulento na região compreendida pela camada limite, desta forma, a velocidade pode ser representada como o somatório entre uma parcela média e uma parcela flutuante que representa a turbulência como indicado pela Equação 2.2.

$$V(z,t) = \bar{V}(z) + \hat{V}(z,t) \tag{2.2}$$

Onde,

$\overline{V}$ – velocidade média na altura considerada

$\widehat{V}$ – parcela flutuante

z – altura

t – tempo

2.1 Perfil Vertical de Velocidade Média

A velocidade média do vento varia ao longo da altura de acordo com a rugosidade do terreno. Existem duas formas de se caracterizar essa variação que são conhecidas como lei potencial e lei logarítmica.

2.1.1 Lei Potencial

Segundo Holmes (2004) a lei potencial (Equação 2.3) não possui base teórica porém é utilizada pela facilidade de integração ao longo da altura o que representa uma vantagem quando se deseja calcular os momentos na base da estrutura.

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_{ref}\left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{\eta} \quad (2.3)$$

Onde,

$\bar{V}_{ref}$ – velocidade média na altura de referência

z – altura considerada

z_{ref} – altura de referência

η – coeficiente que depende da categoria do terreno

2.1.2 Lei Logarítmica

A lei logarítmica (Equação 2.4) é a expressão matemática que melhor representa a variação da velocidade média com a altura. A função foi desenvolvida em ensaios de placa submetidos a escoamento turbulento por Prandtl, porém é válida para regiões próximas à superfície terrestre (Holmes, 2004).

$$\bar{V}(z) = \frac{u^*}{\kappa} ln\left(\frac{z}{z_0}\right) V_0 \quad (2.4)$$

Onde,

z_0 – comprimento de rugosidade

κ – constante de Kárman. $\kappa = 0{,}4$

u^* – velocidade de fricção

V_0 – velocidade básica

2.2 Parcela Flutuante

A parcela flutuante da velocidade do vento apresenta características não determinísticas e, dessa forma, para sua representação são utilizados os parâmetros estatísticos como a média, desvio padrão, função de autocorrelação, função de densidade espectral, que são utilizados na determinação dos parâmetros característicos da turbulência do vento, como a intensidade, a escala espacial e o espectro de turbulência, além da correlação espacial entre velocidades.

2.2.1 Intensidade de Turbulência

A intensidade de turbulência (Equação 2.5) é definida pelo quociente entre o desvio padrão (σ_v) da parcela flutuante da velocidade do vento e a velocidade média de referência ($\overline{V}_{ref}$).

$$I = \frac{\sigma_v}{\overline{V}_{ref}} \tag{2.5}$$

2.2.2 Escala Espacial de Turbulência

A escala espacial de turbulência representa uma forma de medir o tamanho da turbulência gerada pelo vento. Os métodos analíticos das normas pressupõem que o tamanho de turbulência seja maior que a altura total da edificação de forma a tratar o efeito global do vento na edificação.

A escala de turbulência, *L*, é calculada com a Equação 2.6, na qual os parâmetros l_1 e l_2 dependem da categoria do terreno e os parâmetros *z* e z_{ref} representam a altura considerada e a altura de referência, respectivamente.

$$L(z) = l_1 \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{l_2} \tag{2.6}$$

2.2.3 Espectro de Turbulência

O espectro de turbulência ou densidade espectral de potência representa a distribuição de energia nas diversas frequências que compõem a parcela flutuante da velocidade do vento. Alguns autores propuseram fórmulas analíticas para a curva que melhor se ajusta aos dados alcançados experimentalmente para representação do espectro de turbulência.

Conforme Blessmann (2005), os espectros de turbulência presentes na literatura podem ser representados por uma expressão única de acordo com a Equação 2.7. A Tabela 1 apresenta os parâmetros de acordo com cada autor.

$$\frac{fS_v(f)}{{\sigma_v}^2} = \frac{A_1 {f_r}^{A_4}}{(A_2 + A_3 X^{A_6})^{A_5}}; f_r = \frac{fL}{\overline{V(z)}} \tag{2.7}$$

Sendo,

f – frequência

S_v – densidade espectral de potência da parcela flutuante da velocidade do vento

σ_v – desvio padrão da parcela flutuante da velocidade do vento

L – escala de turbulência

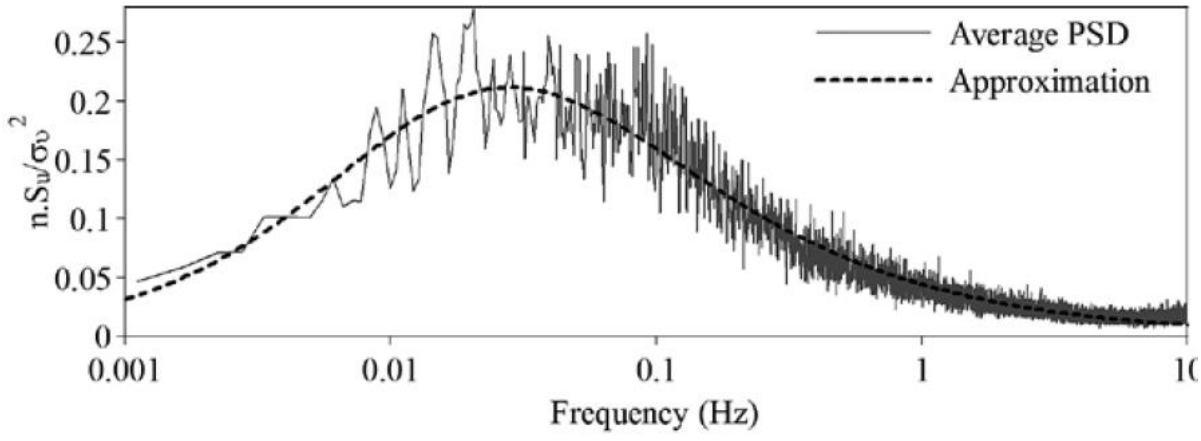
$\overline{V(z)}$ – velocidade média na altura z

A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, – coeficientes determinados de acordo com resultados experimentais

Tabela 1 – Parâmetros utilizados para os espectros de turbulência

Autor	Parâmetros numéricos						L para z = 100 m	Notas
	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6		
Davenport	2/3	1	1	2	4/3	2	1200	(1)
Harris	0,6	2	1	1	5/6	2	1800	(1)
Kármán	4	1	70,78	1	5/6	2	139	(2)
Kaimal	100/3	1	50	1	5/3	1	100	(3)
(1) independente de z (2) L = $L(z) = 25z^{0,35}{z_0}^{-0,063}; z_0 = 0{,}20\ m\ (Categoria\ III)$ (3) L = z								
Fonte: Adaptado de Blessmann, 2005								

Figura 6 – Exemplo de ajuste de curva para a densidade espectral da velocidade do vento



Fonte: Soltys, 2012

A Figura 6 apresenta um exemplo de determinação dos coeficientes da equação 2.7 utilizando os resultados obtidos experimentalmente. Considerando o gráfico, n é a frequência, S_u e σ_u representam a densidade espectral de potência e o desvio padrão para a parcela flutuante da velocidade longitudinal, respectivamente.

2.2.4 Correlação Espacial

A correlação espacial é considerada utilizando uma função de coerência para representar a diferença na composição do espectro das velocidades medidas em diferentes pontos do espaço.

Da mesma forma que para a densidade espectral de potências, alguns autores estudaram a correlação espacial e propuseram fórmulas analíticas para curvas que representassem os dados experimentais. A Equação 2.8 é a função de coerência proposta por Davenport, normalmente utilizada para edificações e a Equação 2.9 é a função de coerência encontrada no trabalho de Cheynet (2016).

$$\gamma_{ij}(\Delta_y, \Delta_z, f) = e^{-n}, n = \frac{f\sqrt{{C_y}^2{\Delta_y}^2 + {C_z}^2{\Delta_z}^2}}{\frac{1}{2}(\overline{V_i} + \overline{V_j})} \tag{2.8}$$

$$\gamma_{ij}(\Delta_y, f) = e^{-n}, n = \left[\frac{\Delta_y}{\overline{V_z}}\sqrt{c_1 f^2 + c_2^2}\right]^{c_3} . cos\left(c_4 \frac{\Delta_y f}{\overline{V_z}}\right) \tag{2.9}$$

Sendo,

i,j – pontos considerados da estrutura

γ_{ij} – correlação entre as parcelas flutuantes da velocidade do vento medidas nos pontos i, j

Δ_y – incremento na distância horizontal

Δ_z – incremento na distância vertical

f – frequência

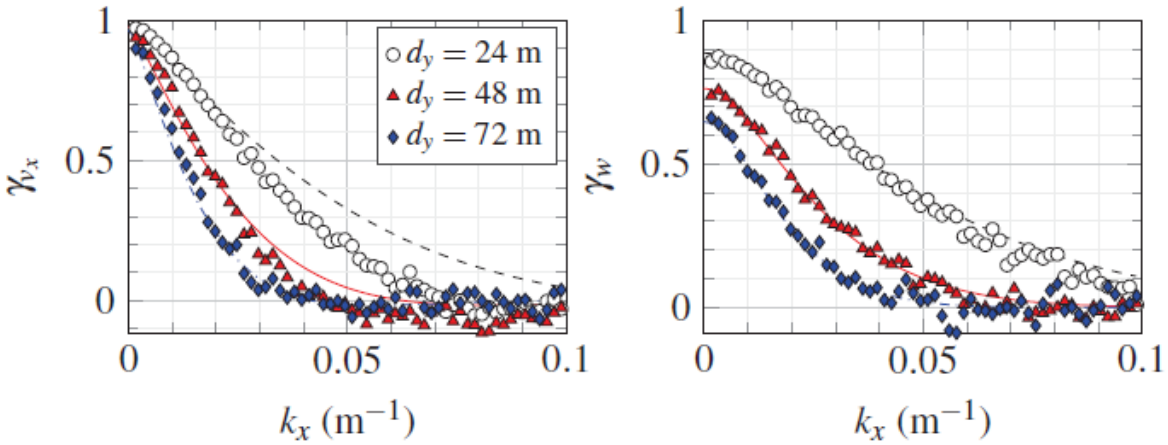
C_y,C_z – coeficientes determinados de acordo com resultados experimentais

$\overline{V_i}$,$\overline{V_j}$ – velocidade média nos pontos i, j

$\overline{V_z}$ – velocidade média na altura z

c_1,c_2,c_3,c_4 – coeficientes determinados de acordo com resultados experimentais

Figura 7 – Exemplo de ajuste de curva para a função de coerência para velocidades em diferentes pontos do espaço



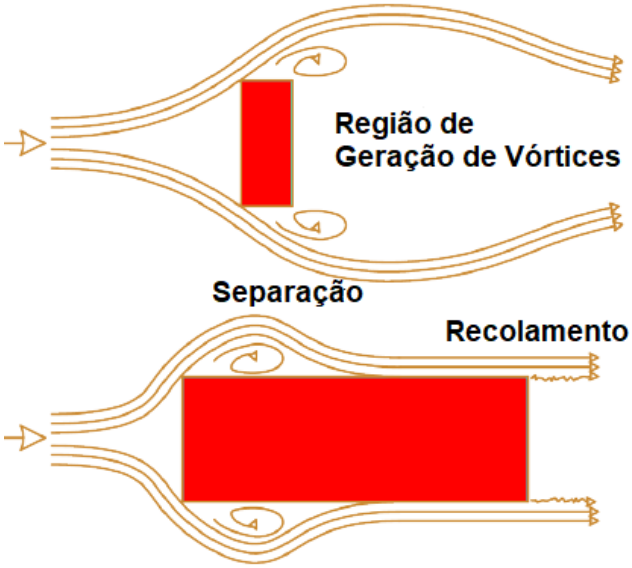
Fonte: Cheynet, 2016

A Figura 7 mostra um exemplo de obtenção dos coeficientes para a Equação 2.9 a partir dos resultados experimentais. Nos gráficos, γ_{v_x} e γ_w representam o valor da coerência para a velocidade longitudinal e transversal considerando pontos distantes de um incremento d_y , respectivamente. O eixo das abscissas, é fornecido em função do número de onda k_x calculado como $k_x = 2\pi f/\bar{V}_x$ onde f é a frequência e $\bar{V}_x$ a velocidade média obtida na monitoração experimental.

2.3 Forças do Vento nas Estruturas

As forças atuantes em edifícios com geometria retangular submetidos a carregamento de vento são estudadas através do comportamento de um corpo rombudo submetido ao fluxo do vento. Um corpo rombudo é caracterizado por possuir uma região frontal reta e larga em contraste com um corpo com formato aerodinâmico que apresenta uma forma mais suave e curvilínea.

Figura 8 – Aerodinâmica de um corpo rombudo



Fonte: Adaptado de Ierimonti, 2018

Como pode ser observado na Figura 8, os vértices retos do edifício causam a separação do fluxo do vento frontal, levando à formação de vórtices, que são turbulências com movimento circular. A separação dá origem a duas regiões, uma região externa, onde o escoamento é contínuo, e uma região interna, junto às faces da edificação, onde existe a formação dos vórtices (Holmes, 2004).

O desprendimento de vórtices não ocorre em sincronia nas faces laterais sendo responsável pelo carregamento transversal atuando na estrutura. No caso de edificações alongadas existe a possibilidade de uma nova aderência do fluxo nas laterais, ocasionando a formação de vórtices junto as faces, fenômeno que pode originar carregamentos transversais com amplitudes significativas. A geração dos vórtices é um fenômeno bastante complexo que depende das características do fluxo do vento e das características da estrutura (Ierimonti, 2018).

A resposta longitudinal, paralela à direção do vento, pode ser determinada conhecendo-se as características da edificação e do vento atuante e geralmente é calculada considerando-se um comportamento quase-estacionário do vento.

A pressão e a velocidade do vento atuando na vizinhança de um corpo se relacionam através da Equação de Bernoulli (Equação 2.10), considerando o vento atuando a mesma altura:

$$p + \frac{1}{2}\rho_{ar}U^2 = c^{te} \quad (2.10)$$

Onde,

p – pressão do vento na vizinhança do corpo

ρ_{ar} – densidade do ar

U – velocidade do vento na vizinhança do corpo

Considerando a pressão e a velocidade fora da vizinhança do corpo, região em que o vento não é mais influenciado pelo corpo, temos:

$$p + \frac{1}{2}\rho_{ar}U^2 = p_0 + \frac{1}{2}\rho_{ar}{U_0}^2 \quad (2.11)$$

$$p - p_0 = \frac{1}{2}\rho_{ar}\left({U_0}^2 - U^2\right) \quad (2.12)$$

Onde,

p – pressão do vento na vizinhança do corpo

p_0 – pressão do vento fora da vizinhança do corpo

ρ_{ar} – densidade do ar

U – velocidade do vento na vizinhança do corpo

U_0 – velocidade do vento fora da vizinhança do corpo

Em geral, as normas adotam um coeficiente de pressão na superfície da edificação adimensional dado pela Equação 2.13:

$$C_p = \frac{\frac{1}{2}\rho_{ar}({U_0}^2 - U^2)}{\frac{1}{2}\rho_{ar}{U_0}^2} \quad (2.13)$$

Onde,

C_p – coeficiente de pressão na superfície da edificação

Substituindo a Equação 2.13 na Equação 2.12, temos:

$$p(t) = C_p \frac{1}{2} \rho_{ar} {U_0}^2 \quad (2.14)$$

Conforme Holmes (2004), assumindo um comportamento quase-estacionário, esse adotado pela maioria das normas de projeto, a pressão flutuante *p(t)* em uma estrutura segue as variações da velocidade longitudinal *V(t)*. Logo, podemos reescrever a Equação 2.14 como:

$$p(t) = \overline{C_p} \frac{1}{2} \rho_{ar} V(t)^2 \quad (2.15)$$

Sendo,

p – pressão do vento

$\overline{C_p}$ – coeficiente de pressão médio

ρ_{ar} – densidade do ar

V – velocidade longitudinal do vento

t – tempo

Podemos separar a velocidade do vento em uma parcela média e uma parcela flutuante:

$$V(t) = \bar{V} + \hat{V}(t) \quad (2.16)$$

Onde,

V – velocidade longitudinal do vento

$\overline{V}$ – velocidade longitudinal média do vento

$\widehat{V}$ – parcela flutuante da velocidade longitudinal do vento

Substituindo a Equação 2.16 na Equação 2.15, temos:

$$p(t) = \overline{C_p} \frac{1}{2} \rho_{ar} \left(\bar{V} + \hat{V}(t)\right)^2 = \overline{C_p} \frac{1}{2} \rho_{ar} \left(\bar{V}^2 + 2\bar{V}\hat{V}(t) + \hat{V}^2(t)\right) \quad (2.17)$$

Segundo Holmes (2004), a parcela $\hat{V}^2(t)$ é muito menor que as outras duas, logo é possível simplificar a Equação 2.17 na forma:

$$p(t) = \bar{P} + \hat{P}(t) \quad (2.18)$$

Na Equação 2.18, $\bar{P}$ representa a parcela estática da pressão do vento (Equação 2.19) e $\hat{P}(t)$, a parcela flutuante da pressão (Equação 2.20).

$$\bar{P} = \overline{C_p}\frac{1}{2}\rho_{ar}\bar{V}^2 \tag{2.19}$$

$$\hat{P}(t) = \overline{C_p}\rho_{ar}\bar{V}\hat{V}(t) \tag{2.20}$$

Considerando a pressão atuando em uma área A_f, as forças médias $\bar{F}$ e flutuante $\hat{F}$ podem ser obtidas com as Equações 2.19 e 2.20, respectivamente.

$$\bar{F} = A_f\bar{P} = A_f\overline{C_p}\frac{1}{2}\rho_{ar}\bar{V}^2 \tag{2.21}$$

$$\hat{F}(t) = A_f\hat{P}(t) = A_f\overline{C_p}\rho_{ar}\bar{V}\hat{V}(t) \tag{2.22}$$

As normas de projeto utilizam a Equação 2.21 para o cálculo da resposta estática longitudinal devido ao vento atuando na estrutura. A parcela flutuante indicada pela Equação 2.22, responsável pela resposta dinâmica da estrutura, pode ser considerada através do Método do Fator de Rajada, que apresenta um fator de majoração para o carregamento estático de forma a considerar a parcela dinâmica, discutido no Capítulo 3 ou pelo Método da Representação Espectral, que apresenta uma metodologia para gerar o carregamento em função do tempo e será discutido no Capítulo 5.

A resposta transversal, perpendicular à direção do vento, não pode ser determinada da mesma maneira, uma vez que está relacionada ao fenômeno de desprendimento dos vórtices, não sendo possível a obtenção de uma fórmula que atenda a todas as geometrias de edificação e características de vento.

As normas australiana (AS/NZS, 2011) e japonesa (AIJ, 2004), discutidas no próximo capítulo, oferecem maneiras simplificadas para o cálculo da resposta transversal considerando curvas aproximadas para a densidade espectral do momento, contudo resultam em respostas diferentes dos resultados obtidos em túnel de vento. Os Métodos Assistidos por Base de Dados, que serão apresentados no Capítulo 5, permitem uma maneira confiável para o cálculo da resposta transversal, uma vez que utilizam os resultados de ensaios em túnel de vento.

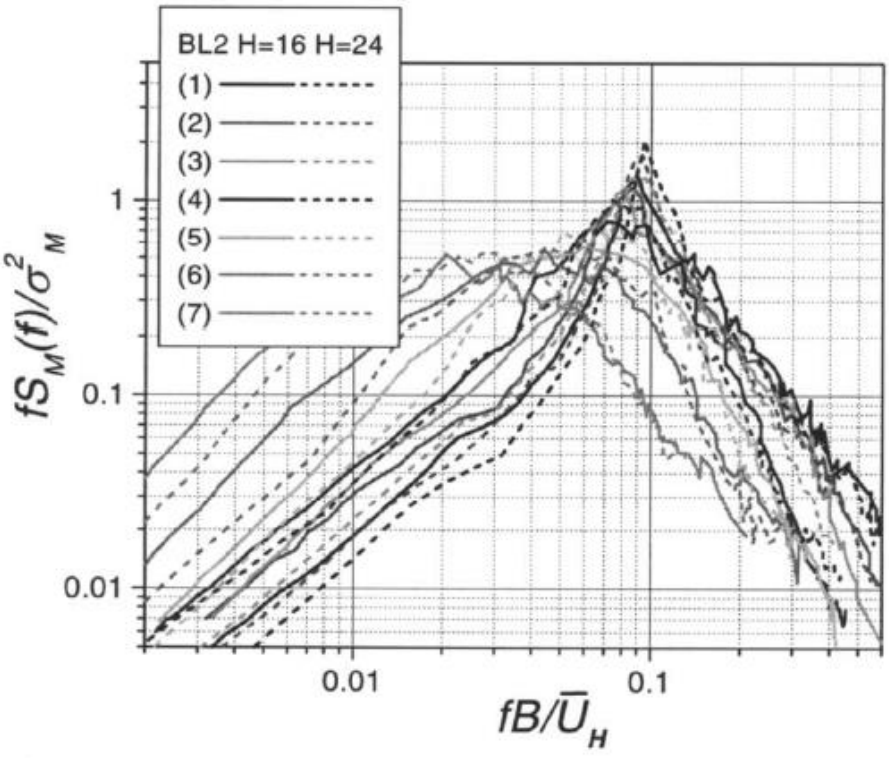
A Figura 9 apresenta as densidades espectrais dos momentos obtidos em ensaio de túnel de vento presentes no trabalho de Zhou (2003). Os espectros foram

obtidos para 7 tipos de geometrias caracterizadas pela relação entre as medidas em planta D e B do modelo, conforme apresentado na Tabela 2. Para os ensaios foram utilizadas alturas de 16 e 20 polegadas. No gráfico, f é a frequência, S_M e σ_M são a densidade espectral e o desvio padrão do momento medido na base na direção transversal. O eixo das abscissas é dado em função da frequência reduzida onde B é o comprimento na direção perpendicular ao vento e $\overline{U}_H$ é a velocidade média medida no topo do modelo. Como pode ser observado, a resposta transversal depende significativamente das dimensões do modelo.

Tabela 2 – Geometrias utilizadas para obtenção da resposta transversal (medidas em polegadas)

Número	1	2	3	4	5	6	7
D:B	2:6	3:6	4:6	4:4	6:4	6:3	6:2

Figura 9 – Curvas de densidade espectral para o momento transversal



Fonte: Zhou (2003)

3 MÉTODOS NORMATIVOS

As normas de projeto que apresentam fórmulas para a ação do vento em edificações considerando o seu aspecto dinâmico, de uma forma geral, são baseadas no Método do Fator de Rajada proposto por Davenport (1967).

3.1 Método do Fator de Rajada

O método consiste na determinação de uma carga estática equivalente no qual o efeito dinâmico provocado pela parcela turbulenta do vento é considerado através de um fator de majoração para a carga estática, conhecido como Fator de Rajada.

$$F_{eq}(z) = G\bar{F}(z) \tag{3.1}$$

Onde,

F_{eq} – força estática equivalente

$\bar{F}$ – força estática

G – fator de majoração (Fator de Rajada)

Davenport (1967) propôs a determinação do fator de rajada através do resultado em deslocamento considerando que a estrutura apresenta o seu comportamento determinado pelo modo de vibração fundamental. Como o vento é um fenômeno natural com características não determinísticas, a resposta máxima provável é calculada através do conhecimento dos parâmetros estatísticos do vento, como média, desvio padrão e espectro de potência.

O valor máximo (y_{max}) é obtido conhecendo-se a média ($\bar{y}$) e o desvio padrão (σ_y) do deslocamento. O fator g_p representa um coeficiente que está relacionado ao valor máximo provável considerando que a velocidade do vento apresenta uma distribuição de probabilidade gaussiana (Blessmann, 2005).

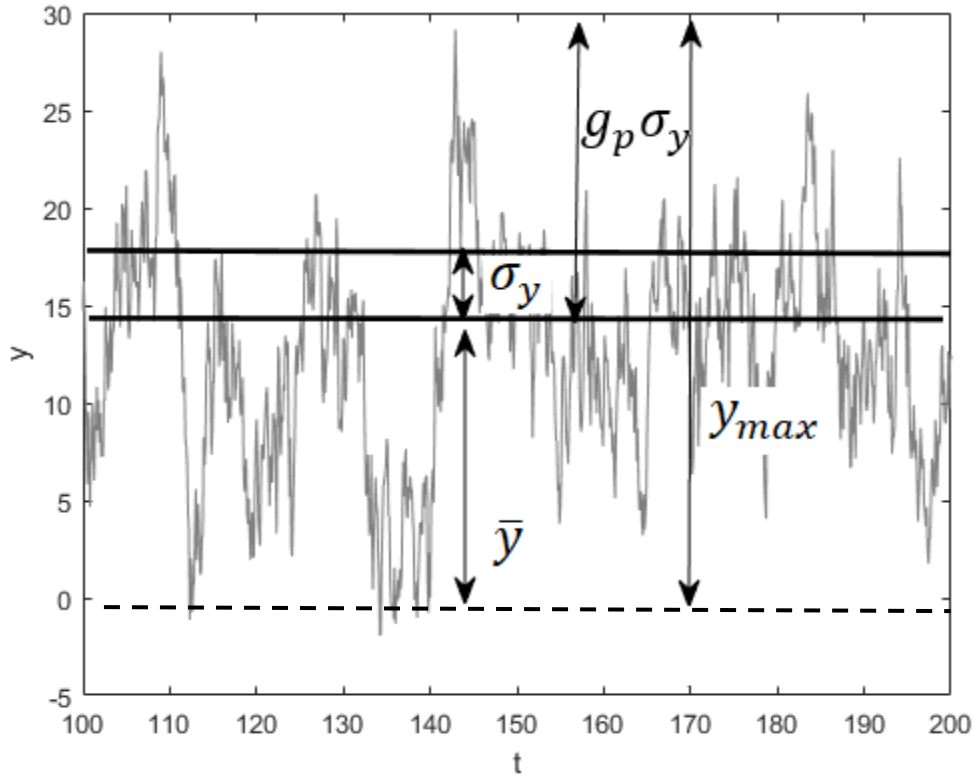
$$y_{max} = \bar{y} + g_p\sigma_y \tag{3.2}$$

O fator de pico g_p (Equação 3.3) foi determinado por Davenport (1963) através do estudo de velocidades de vento para a obtenção do maior valor provável em função da duração da amostra (T) e da frequência fundamental (f), considerando que

a mesma apresenta uma distribuição normal. A Figura 10 apresenta graficamente o conceito de valor máximo provável na qual é possível perceber que o valor máximo da parcela flutuante depende do fator de pico e do desvio padrão.

$$g_p = \sqrt{2ln(fT)} + \frac{0{,}5772}{\sqrt{2ln(fT)}} \tag{3.3}$$

Figura 10 – Representação gráfica da Equação 3.2



Fonte: O Autor, 2019

Como o fator de rajada (*G*) representa um coeficiente de majoração para o deslocamento estático ($\bar{y}$) no cálculo do deslocamento máximo provável (y_{max}), podemos reescrever a Equação 3.2 na forma:

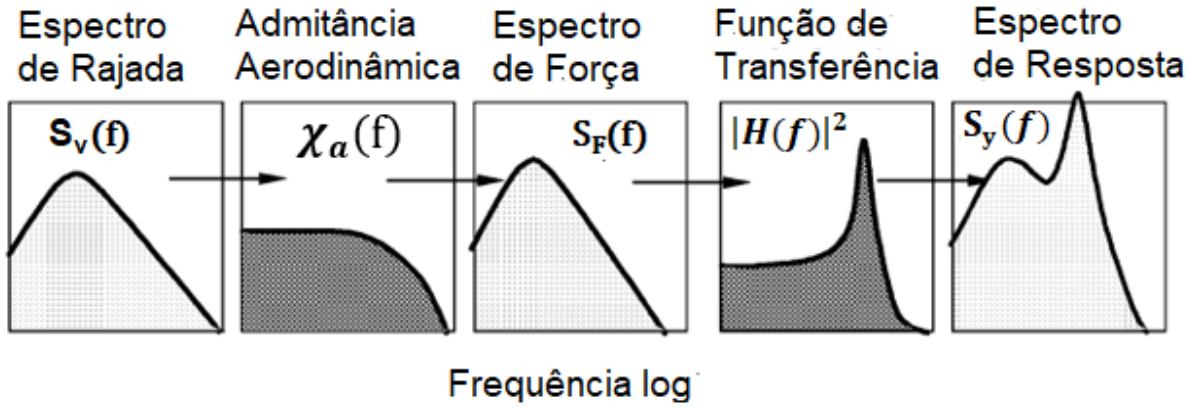
$$y_{max} = G\bar{y} \tag{3.4}$$

$$G = 1 + g_p \frac{\sigma_y}{\bar{y}} \tag{3.5}$$

O desvio padrão (σ_y) da Equação 3.5 pode ser calculado conhecendo-se o espectro da resposta (S_y) para a parcela flutuante do vento, que depende do espectro de rajadas, da admitância aerodinâmica e da admitância mecânica.

$$\sigma_y^2 = \int S_y(f)df \tag{3.6}$$

Figura 11 – Etapas utilizadas no Método do Fator de Rajada



Fonte: Adaptado de Kareem, 2003

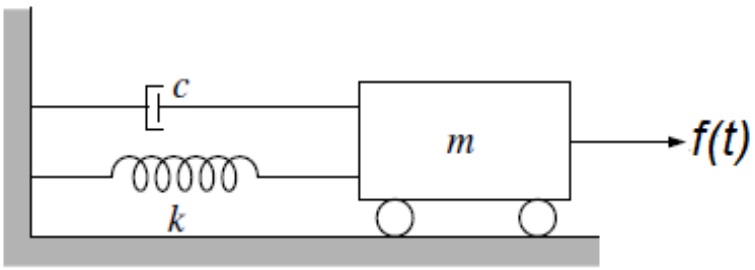
A Figura 11 mostra as etapas necessárias para a obtenção do espectro da resposta $S_y(f)$, que é determinado a partir do espectro de força $S_F(f)$ e admitância mecânica (χ_m).

$$S_y(f) = |H(f)|^2 S_F(f) \tag{3.7}$$

$$S_y(f) = \frac{\chi_m^2}{k} S_F(f) \tag{3.8}$$

A admitância mecânica é obtida resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico descrita pela Equação 3.9 para um sistema com um grau de liberdade (Figura 12) no domínio da frequência com rigidez *k*, massa *m,* frequência natural f_1 e taxa de amortecimento crítico ζ.

Figura 12 – Representação de um sistema com um grau de liberdade



Fonte: O Autor, 2019

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \tag{3.9}$$

Onde as variáveis da equação de equilíbrio dinâmico, são:

m – massa

c – amortecimento

k – rigidez

x – deslocamento

ẋ – velocidade

ẍ – aceleração

f – força

t – tempo

Aplicando a Transformada de Fourier nos dois lados da Equação 3.9, temos:

$$m\mathcal{F}\{\ddot{x}\} + c\mathcal{F}\{\dot{x}\} + k\mathcal{F}\{x\} = F(\omega) \tag{3.10}$$

$$-m\omega^2 X(\omega) + ic\omega X(\omega) + kX(\omega) = F(\omega) \tag{3.11}$$

Resolvendo a Equação 3.11 para *X(ω)*, encontramos:

$$X(\omega) = \frac{F(\omega)}{-m\omega^2 + ic\omega + k} \tag{3.12}$$

Logo, a Função de Transferência *H(ω)* é fornecida pela Equação 3.13.

$$H(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)} = \frac{1}{-m\omega^2 + ic\omega + k} \tag{3.13}$$

Dividindo a expressão pela rigidez *k* e substituindo a expressão para a taxa de amortecimento crítico ζ dada pela Equação 3.14 na Equação 3.13, temos:

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_1} \tag{3.14}$$

$$H(\omega) = \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2\right) + i2\zeta\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2} \tag{3.15}$$

Considerando as Equações de 3.10 até 3.15, temos:

X – deslocamento no domínio da frequência

F – força no domínio da frequência

H – função de transferência

ζ – taxa de amortecimento crítico

ω – frequência angular

ω_1 – frequência angular fundamental

A função de densidade espectral da força (S_F) pode ser calculada através da função de densidade espectral da parcela flutuante da velocidade longitudinal (S_v) do vento a partir da Equação 3.16.

$$S_F(f) = 4\left(\frac{\bar{F}}{\bar{V}}\right)^2 \chi_a^2 S_v(f) \tag{3.16}$$

Onde:

S_F – densidade espectral de força

$\bar{F}$ – força média

$\bar{V}$ – velocidade média

χ_a – admitância aerodinâmica

S_v – densidade espectral da velocidade longitudinal

A admitância aerodinâmica relaciona as dimensões dos turbilhões de vento em relação às dimensões da estrutura, considerando o fato de que para estruturas largas as flutuações de velocidade não ocorrem simultaneamente em toda a face frontal. A função foi proposta por Davenport (1969) a partir de resultados experimentais e teóricos.

$$\chi_a = \frac{1}{1 + \left(\frac{2f\sqrt{A}}{\bar{V}}\right)^{4/3}} \tag{3.17}$$

Onde,

χ_a – admitância aerodinâmica

f – frequência

A – área

$\overline{V}$ – velocidade média

Substituindo as Equações de 3.8 a 3.17 na Equação 3.6, temos:

$$\sigma_y^2 = \frac{4}{k}\left(\frac{\bar{F}}{\bar{V}}\right)^2 \int_0^\infty \chi_m^2 \chi_a^2 S_v(f) df \tag{3.18}$$

Sabendo que:

$$\bar{y} = \frac{\bar{F}}{k} \tag{3.19}$$

$$S_v(f) = \sigma_v^2 S_v'(f) \tag{3.20}$$

Substituindo as Equações 3.19 e 3.20 em 3.18, temos:

$$\frac{\sigma_y^2}{\bar{y}^2} = \frac{4\sigma_v^2}{\bar{V}^2} \int_0^\infty \chi_m^2 \chi_a^2 S_v'(f) df \tag{3.21}$$

Considerando as Equações 3.18 até 3.21, temos:

$\boldsymbol{\sigma_y}$ – desvio padrão do deslocamento

$\bar{y}$ – valor médio do deslocamento

$\boldsymbol{\sigma_v}$ – desvio padrão da parcela flutuante da velocidade do vento

S_v' – densidade espectral da parcela flutuante da velocidade do vento

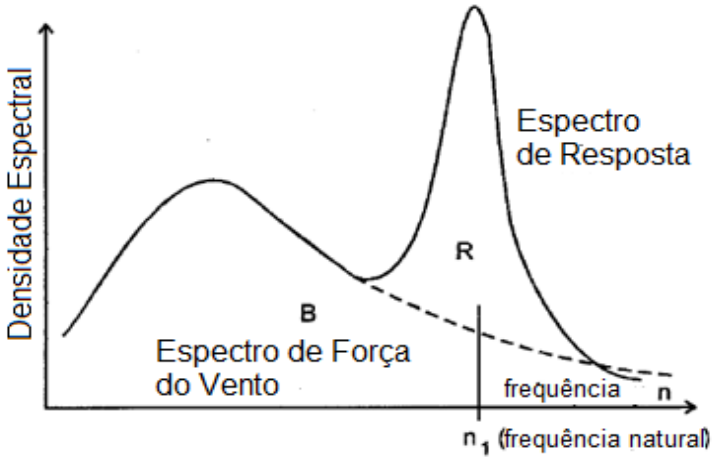
$\boldsymbol{\chi_m}$ – admitância mecânica

$\boldsymbol{\chi_a}$ – admitância aerodinâmica

$\bar{V}$ – velocidade média

f – frequência

Figura 13 – Figura ilustrativa da densidade espectral da resposta mostrando a parcela sub-ressonante e ressonante



Fonte: Adaptado de Holmes, 2004

Observando a densidade espectral da resposta apresentada na Figura 13, geralmente a integral da Equação 3.21 é dividida em uma parcela sub-ressonante (*B*) e uma parcela ressonante (*R*).

$$\frac{\sigma_y}{\bar{y}} = \frac{2\sigma_v}{\bar{V}}\sqrt{B+R} \tag{3.22}$$

Onde,

B – o fator para a resposta sub-ressonante, determinado através da Equação 3.23:

$$B \approx \int_0^{\infty} \chi_a^2 S_v'(f)df \tag{3.23}$$

R – o fator para a resposta ressonante, obtido através da Equação 3.24:

$$R \approx \chi_a^2 S_v'(f_1)\frac{\pi f_1}{4\zeta} \tag{3.24}$$

O fator R, pode ser reescrito na forma:

$$R = \frac{\pi SE}{4\zeta} \tag{3.25}$$

Onde,

$$S = \chi_a^2 \tag{3.26}$$

$$E = S_v'(f_1)f_1 \tag{3.27}$$

Conforme comentado por Holmes (2004), a aproximação adotada na Equação 3.22 é baseada na suposição de que na região de ressonância a função de admitância aerodinâmica (χ_a) e a função de densidade espectral do vento longitudinal ($S_v^{'}$) apresentam valores constantes de $\chi_a(f_1)$ e $S_v^{'}(f_1)$.

Substituindo a Equação 3.25 em 3.22, temos:

$$\frac{\sigma_y}{\bar{y}} = \frac{2\sigma_v}{\bar{V}}\sqrt{B + \frac{\pi SE}{4\zeta}} \tag{3.28}$$

Finalmente, o fator de rajada (*G*) pode ser calculado substituindo a Equação 3.28 na Equação 3.5:

$$G = 1 + \frac{2g_p\sigma_v}{\bar{V}}\sqrt{B + R} \tag{3.29}$$

3.2 Método da NBR 6123 (1988)

A norma brasileira, NBR 6123 (1988) “Forças devidas ao vento em edificações”, apresenta dois métodos para o cálculo da resposta considerando a parcela flutuante do vento: o método simplificado e o método discreto.

Os métodos apresentam considerações semelhantes às adotadas pelo Método do Fator de Rajada para a determinação da força estática equivalente F_{eq} considerando o somatório da parcela média de força $\bar{F}$ com uma parcela flutuante, $\hat{F}$. A parcela flutuante é obtida considerando o método da superposição modal em conjunto com o tratamento da densidade espectral da resposta.

$$F_{eq} = \bar{F} + \hat{F} \tag{3.30}$$

A parcela média é calculada considerando a velocidade média de projeto $\overline{V_p}$, e os fatores de topografia S_1 e de probabilidade S_3. O coeficiente de 0,69 corresponde à categoria de terreno 2 e um período de análise de 10 minutos.

$$\overline{V_p} = 0{,}69V_0S_1S_3 \tag{3.31}$$

A força média a ser aplicada em cada posição *i* da estrutura é determinada através do cálculo da pressão estática $\overline{q_0}$, do coeficente de arrasto *Ca*, da área de

influência A_f e da variação da velocidade do vento com a altura calculada a partir de uma altura de referência z_r pelos parâmetros específicos da categoria do terreno, b e p.

$$\overline{q_0} = 0{,}613\overline{V_p} \tag{3.32}$$

$$\bar{F}_i = \overline{q_0} b^2 C_{a_i} A_{f_i} \left(\frac{z}{z_r}\right)^{2p} \tag{3.33}$$

A parcela flutuante é calculada considerando-se os modos de vibração ϕ da estrutura e o coeficiente de amplificação dinâmico ξ.

$$\hat{F}_i = F_H \psi_i \phi_i \tag{3.34}$$

Onde,

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \tag{3.35}$$

$$F_H = \overline{q_0} b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^{N} \Omega_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{N} \psi_i \phi_i^2} \xi \tag{3.36}$$

$$\Omega_i = C_{a_i} \frac{A_{f_i}}{A_0} \left(\frac{z}{z_r}\right)^p \tag{3.37}$$

Considerando as Equações 3.34-3.37, m_i é a massa na posição considerada, m_0 é uma massa adotada como referência e A_0 uma área adotada como referência.

Caso seja adotado um modo de vibração com a forma dada pela Equação 3.38, a Equação 3.34 pode ser reescrita na forma:

$$\phi = \left(\frac{z}{H}\right)^{\gamma} \tag{3.38}$$

$$\hat{F}_i = \overline{q_0} b^2 \left(\frac{h}{z_r}\right)^p \left(\frac{z}{H}\right)^{\gamma} \left(\frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p}\right) \xi \tag{3.39}$$

O trabalho de Galindez (1979) apresenta a metodologia utilizada para a determinação da Equação 3.34 e do fator de amplificação ξ conforme será apresentado a seguir.

Utilizando o método da superposição modal, a solução da equação do equilíbrio dinâmico para um sistema com múltiplos graus de liberdade (Equação 3.40) pode ser obtida com a superposição das soluções da equação de equilíbrio considerando um sistema com um grau de liberdade (Equação 3.41).

$$[M]\ddot{y} + [C]\dot{y} + [K]y = \{F(t)\} \tag{3.40}$$

Onde,
[M] – matriz de massa
[C] – matriz de amortecimento
[K] – matriz de rigidez
{F(t)} – vetor de forças nodais
y – função deslocamento

A superposição modal permite separar a equação de equilíbrio dinâmico em um conjunto de n equações independentes.

$$m_n\ddot{y}_n + c_n\ddot{y}_n + k_n y_n = f_n(t) \tag{3.41}$$

Sendo,
m_n – massa generalizada para o modo de vibração n
c_n – amortecimento generalizado para o modo de vibração n
k_n – rigidez generalizada para o modo de vibração n
$f_n(t)$ – força generalizada para o modo de vibração n
y_n – fator de participação para o modo de vibração n

Onde,

$$m_n = \{\phi_n\}^T[M]\{\phi_n\} \tag{3.42}$$

$$c_n = \{\phi_n\}^T[C]\{\phi_n\} \tag{3.43}$$

$$k_n = \{\phi_n\}^T[K]\{\phi_n\} \tag{3.44}$$

$$f_n(t) = \{\phi_n\}^T\{F(t)\} \tag{3.45}$$

Dividindo todos os membros da Equação 3.41 pela massa generalizada, a equação pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\ddot{y}_n + 2\zeta_n\omega_n\ddot{y}_n + \omega_n^2 y_n = f_n(t)/m_n \tag{3.46}$$

Onde ζ_n é a taxa de amortecimento crítico calculada através da Equação 3.47.

$$\zeta_n = \frac{c_n}{2m_n\omega_n} \tag{3.47}$$

Resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico, Equação 3.41, o deslocamento é calculado através do produto do fator de participação $y_n(t)$ pelo autovetor ϕ_n para o modo de vibrar *n*.

$$\{u_n(t)\} = y_n(t)\{\phi_n\} \tag{3.48}$$

Considerando a maior resposta provável devido à parcela flutuante da velocidade de vento, o fator de participação pode ser representado através da Equação 3.49.

$$y_{MAX_n} = g_p\sigma_{y_n} \tag{3.49}$$

Calculando o fator de pico g e a variância do fator de participação σ_{y_n}, o deslocamento máximo provável é calculado a partir da Equação 3.50.

$$\{u_{MAX}\} = g_p\sigma_{y_n}\{\phi_n\} \tag{3.50}$$

Lembrando que a força pode ser determinada conhecendo-se a rigidez e o deslocamento do sistema, temos:

$$f_n = k_n u_n \tag{3.51}$$

A frequência natural para o modo *n* é determinada conhecendo-se a rigidez e massa generalizadas para este modo.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k_n}{m_n}} \tag{3.52}$$

Substituindo a Equação 3.51 na Equação 3.50 obtemos a Equação 3.53, que representa a força generalizada necessária para o cálculo do maior valor de deslocamento provável.

$$f_n = g_p\sigma_{y_n}\omega_n^2 m_n\{\phi_n\} \tag{3.53}$$

O desvio padrão (σ_{y_n}) é determinado considerando apenas a força causada pela parcela flutuante da velocidade do vento $\hat{F}(t)$ (Equação 2.22). Calculando a força generalizada, temos:

$$\hat{F}_n(t) = \frac{f_n(t)}{m_n} = \sum_{k=1}^{N} \frac{\phi_{nk}\hat{F}_k(t)}{m_n} \tag{3.54}$$

A função de autocorrelação da força, R_{F_n}, é dada pela Equação 3.55:

$$R_{F_n}(\tau) = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_0^T \sum_{k=1}^{N} \frac{\phi_{nk}\hat{F}_k(t)}{m_n} \sum_{l=1}^{N} \frac{\phi_{nl}\hat{F}_l(t-\tau)}{m_n} dt \tag{3.55}$$

A Equação 3.55 pode ser reescrita na forma dada pela Equação 3.56.

$$R_{F_n}(\tau) = \sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N} \frac{\phi_{ni}\phi_{nj}}{m_n^2} R_{ij} \tag{3.56}$$

Onde,

$$R_{ij} = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_0^T \hat{F}_k(t)\hat{F}_l(t-\tau)\, dt \tag{3.57}$$

Substituindo a parcela da força flutuante na Equação 3.57, temos:

$$R_{ij} = \rho_{ar}{}^2 A_{f_i} A_{f_j} C_{a_i} C_{a_j} \overline{V}_l \overline{V}_j \left[\lim_{T\to\infty} \frac{1}{T} \int_0^T \hat{V}_i(t)\hat{V}_j(t+\tau)\, dt \right] \tag{3.58}$$

Considerando o par de equações de Wiener-Khintchine na Equação 3.58, chegamos à Equação 3.59.

$$S_{C_{ij}} = \rho_{ar}{}^2 A_{f_i} A_{f_j} C_{a_i} C_{a_j} \overline{V}_l \overline{V}_J (S_v)_{ij} \tag{3.59}$$

Verificando a Equação 3.59, $(S_v)_{ij}$ representa a densidade espectral cruzada entre as parcelas flutuantes de vento considerando todos os pontos da estrutura nos quais a força de vento está atuando.

A partir da Equação 3.59 é possível determinar uma relação entre as densidades espectrais de força, conforme Equação 3.60:

$$S_{F_n}(f) = \sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N}\frac{\phi_{ni}\phi_{nj}}{m_n^2}S_{C_{ij}} \tag{3.60}$$

A densidade espectral da resposta pode ser obtida conhecendo-se a admitância mecânica da estrutura.

$$S_{y_n}(f) = |H(f)|^2 S_{F_n}(f) \tag{3.61}$$

A variância σ_{y_n} é determinada da mesma maneira proposta no Método do Fator de Rajada, que resolve o sistema de equilíbrio dinâmico no domínio da frequência para obtenção da densidade espectral de resposta $S_{y_n}(f)$.

$$\sigma_{y_n}^2 = \int_0^\infty S_{y_n}(f)df \tag{3.62}$$

$$\sigma_{y_n}^2 = \int_0^\infty |H(f)|^2 \sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N}\frac{\phi_{n_i}\phi_{n_j}}{m_n}\rho_{ar}{}^2 A_{f_i}A_{f_j}C_{a_i}C_{a_j}\overline{V_i}\overline{V_j}\chi_i\chi_j(S_v)_{ij}\,df \tag{3.63}$$

No trabalho de Galindez (1979) é adotado o espectro de Harris, que não apresenta variação com a altura. Logo, a Equação 3.63 é reescrita na forma:

$$\sigma_{y_n}^2 = \overline{q_0}^2 A_0^2 \sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N}\frac{\phi_{n_i}\phi_{n_j}}{m_n}\Omega_i\Omega_j\,\gamma_{ij}^2 \tag{3.64}$$

Sendo,

$$\gamma_{ij}^2 = 4\int_0^\infty |H(f)|^2 \left(\frac{S_v}{\overline{V_p}^2}\right)\gamma(\Delta_y,\Delta_z,f)\chi_i\chi_j df \tag{3.65}$$

$$\Omega_i = \frac{A_{f_i}C_{a_i}\overline{V_i}}{A_0\overline{V_p}} \tag{3.66}$$

A fim de simplificar o cálculo, Galindez (1979) propõe a utilização de um valor médio para o coeficiente γ_{ij} de forma a não depender da geometria da estrutura, representada pelos índices *i* e *j*. Portanto, o novo coeficiente é determinado com a utilização da Equação 3.67:

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N}\phi_i\phi_j\Omega_i\Omega_j\gamma_{ij}^2}{\sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N}\phi_i\phi_j\Omega_i\Omega_j} \quad (3.67)$$

Tendo em mente o coeficiente γ, Galindez (1979) propôs um fator de amplificação ξ dado pela Equação 3.68. Em seu trabalho e na norma NBR 6123 (1988), o fator é calculado através do uso de ábacos onde o eixo das abscissas é a frequência reduzida definida pela Equação 3.69 e considerando uma escala de turbulência *L* com o valor de 1800.

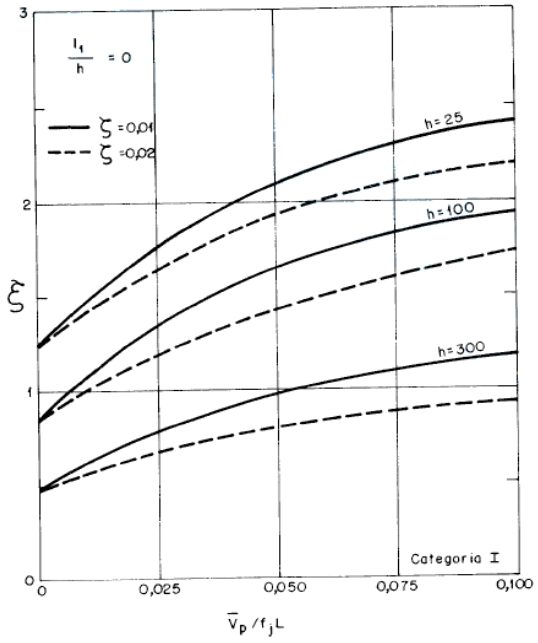
Os ábacos foram obtidos considerando as quatro categorias de terrenos da NBR 6123 (1988), taxas de amortecimento crítico de 0,1 e 0,2, relação entre largura e altura de 0 e maior ou igual a 2 e alturas de edificações com os valores de 25, 100 e 300 metros.

$$\xi = g_p\omega^2\gamma \quad (3.68)$$

$$f_r = \frac{f\overline{V_p}}{L} \quad (3.69)$$

A Figura 14 mostra um exemplo de ábaco presente na NBR 6123 (1988) para o terreno de categoria I.

Figura 14 – Ábaco para obtenção do fator de amplificação para a categoria I da norma NBR 6123 (1988)



Fonte: NBR 6123, 1988

3.3 Comparação entre os parâmetros adotados pelas normas

Conforme o trabalho de Kwon (2013), a despeito da utilização do mesmo método, existem diferenças entre as normas quanto aos parâmetros que definem as características do vento e à resposta dinâmica da estrutura, como: perfil vertical de velocidade, intensidade de turbulência e espectro de potência. Kwon (2013) comparou os parâmetros para as 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 3 a 14 são apresentadas as comparações para as normas ASCE 7 (2010), AS/NZS (2011) e AIJ (2004), e foram acrescentados os parâmetros adotados pela NBR 6123 (1988), quando existentes na referida norma.

Os tempos de duração para as análises e as alturas de referências podem ser conferidos na Tabela 3. Dentre as quatro normas selecionadas para o estudo, a norma americana ASCE é a única a considerar um tempo de duração de uma hora. A norma brasileira não apresenta uma altura de referência para o cálculo da resposta, o método discreto permite o cálculo para qualquer altura da estrutura.

Tabela 3 – Tempos de duração e alturas de referências

Parâmetro	ASCE	AS/NZS	AIJ	NBR
Velocidade básica (V_0)	3 segundos	3 segundos	10 minutos	3 segundos
Resposta induzida pelo vento	1 hora	10 minutos	10 minutos	10 minutos
Altura de Referência	0,6h	h	h	-
Fonte: Adaptado de Kwon, 2013				

Kwon (2013) considerou seis categorias de exposição para comparação entre as categorias propostas em cada norma:

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

Considerando a descrição de cada categoria, as categorias de cada norma foram agrupadas de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 – Categorias de exposição

Categoria	ASCE	AS/NZ	AIJ	NBR
EC1	-	4	V	V
EC2	A	-	IV	IV
EC3	B	3	III	III
EC4	C	2	II	II
EC5	D	1	I	I
EC6	-	-	-	-
Fonte: Adaptado de Kwon, 2013				

Os coeficientes para a lei potencial para o perfil de velocidades, Equação 3.70, são apresentados na Tabela 5. A NBR 6123 (1988) considera o perfil de velocidades através do parâmetro S_2 de acordo com a Equação 3.71. Para possibilitar a comparação, foi considerado o parâmetro b como o produto entre os parâmetros *b* e *Fr* e o parâmetro p igual ao parâmetro α.

$$V(z) = b\left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} V_0 \tag{3.70}$$

$$V(z) = bF_r\left(\frac{z}{10}\right)^{p} V_0 \tag{3.71}$$

Tabela 5 – Coeficientes para lei potencial

Cat.	ASCE				AIJ		NBR	
	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
Fonte: Adaptado de Kwon, 2013								

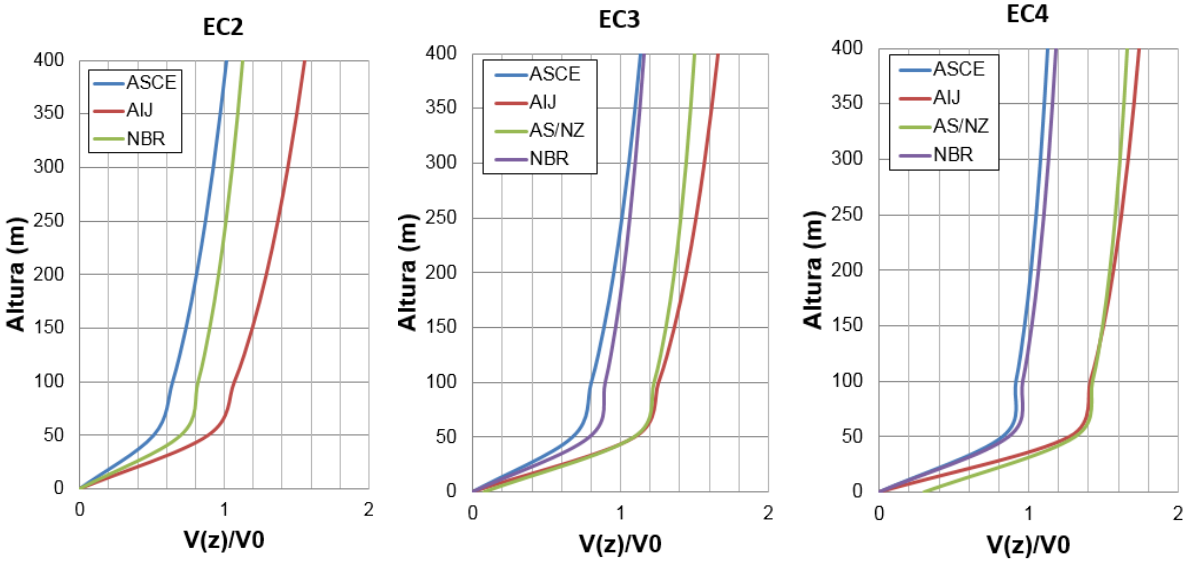
A norma australiana AS/NZS (2011) utiliza a lei logarítmica para a descrição do perfil vertical utilizando os parâmetros descritos na Tabela 6.

Tabela 6 – Velocidade de fricção e comprimento de rugosidade para a norma AS/NZS

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
Fonte: Kwon, 2013		

A fim de facilitar a comparação entre os parâmetros adotados por cada norma, foram representadas graficamente as curvas de perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4 na Figura 15. Verificando as curvas, é possível perceber que a norma brasileira apresenta valores próximos dos valores da norma americana, enquanto as normas japonesa e australiana apresentam valores similares entre si, entretanto com valores maiores do que as normas americanas e brasileiras.

Figura 15 – Perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4



Fonte: O Autor, 2019

As equações adotadas para os fatores de pico para a parcela ressonante g_R, sub-ressonante g_B e da velocidade do vento g_V, e os valores dos parâmetros relacionados como duração T e frequência ν podem ser conferidos na Tabela 7. Como

mencionado no Item 3.2, a norma brasileira não faz a separação em parcelas ressonante e sub-ressonante, é adotado um fator de pico único de 4, conforme mencionado no trabalho de Galindez (1979).

Tabela 7 – Fatores de pico e outros parâmetros

Norma	g_R	g_B	g_V	T(s)	ν
ASCE	$\sqrt{2ln(\nu T)} + 0.577/\sqrt{2ln(\nu T)}$	3,4	3,4	3600	f_0
AS/NZS	$\sqrt{2ln(\nu T)}$	3,7	3,7	600	f_0
AIJ	$\sqrt{2\,ln(\nu T) + 1{,}2}$	g_R	-	600	f_0
Fonte: Kwon, 2013					

Kwon (2013) considera uma fórmula geral para o cálculo da Intensidade de Turbulência dada pela Equação 3.72. Os parâmetros utilizados por cada norma são apresentados na Tabela 8. A norma brasileira não apresenta uma formulação própria para o cálculo da intensidade de turbulência.

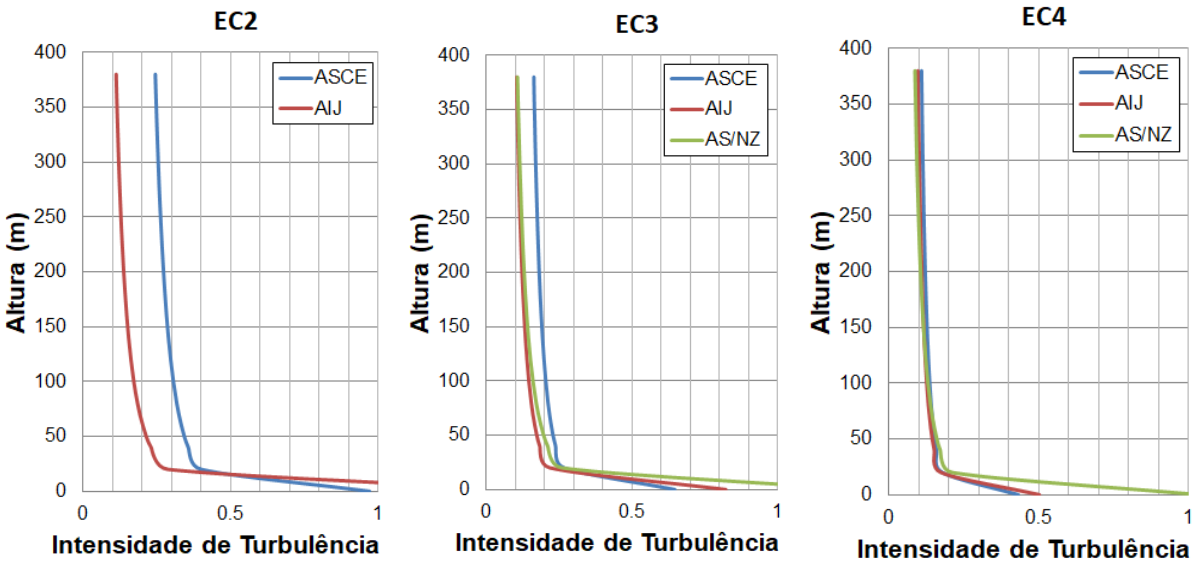
$$I_z = c\left(\frac{10}{z}\right)^d \tag{3.72}$$

Tabela 8 – Parâmetros para intensidade de turbulência

EC	ASCE		AS/NZ		AIJ	
	c	d	c	d	c	d
1	-	-	0,45	0,30	0,53	0,40
2	0,45	0,167	-	-	0,36	0,32
3	0,30	0,167	0,32	0,30	0,26	0,25
4	0,20	0,167	0,26	0,30	0,20	0,20
5	0,15	0,167	0,19	0,30	0,16	0,15
6	-	-	-	-	-	-
Fonte: Kwon, 2013						

O resultado da aplicação dos parâmetros da Tabela 8 podem ser visualizados nos gráficos da Figura 16, onde é possível perceber que para a categoria EC4 as três normas apresentam curvas similares.

Figura 16 – Intensidade de Turbulência para as categorias EC2, EC3 e EC4



Fonte: O Autor, 2019

A comparação para o cálculo do Comprimento de Turbulência é feita considerando uma fórmula geral dada pela Equação 3.73 e os parâmetros da fórmula são apresentados na Tabela 9. A norma americana apresenta os parâmetros de acordo com a categoria do terreno, enquanto as normas australiana e japonesa adotam um único par de valores para todas as categorias.

$$L = l\left(\frac{h}{10}\right)^{\bar{\varepsilon}} \tag{3.73}$$

Tabela 9 – Parâmetros para o comprimento de turbulência

EC	ASCE		AS/NZ		AIJ	
	l(m)	$\bar{\varepsilon}$	l(m)	$\bar{\varepsilon}$	l(m)	$\bar{\varepsilon}$
1	55	0,50	85	0,25	58	0,5
2	95	0,33				
3	152	0,20				
4	198	0,13				
5	-	-				
Fonte: Kwon, 2013						

Na Tabela 10 é possível verificar como cada norma calcula o fator sub-ressonante *B*. Nas equações apresentadas, *b* e *h* representam a largura e a altura da edificação, L_{href} é a escala de turbulência na altura de referência e α é o parâmetro adotado no perfil vertical de velocidades.

Tabela 10 – Fator da resposta sub-ressonante (B)

ASCE	$\frac{1}{1+0{,}63\left(\frac{b+h}{L_{href}}\right)^{0{,}63}}$
AS/NZ	$\frac{1}{1+\frac{[0{,}26h^2+0{,}46b^2]^{0{,}5}}{L_{href}}}$
AIJ	$\frac{4(0{,}49-0{,}14\alpha)^2}{1+\frac{0{,}63(\sqrt{bh}/L_{href})^{0{,}56}}{(h/b)^k}}$ $k=\begin{cases}0{,}07, h/b \geq 1\\ 0{,}15, h/b < 1\end{cases}$
Fonte: Kwon, 2013	

O fator de ressonância é calculado através da Equação 3.25 e os fatores de redução de tamanho e de energia são apresentados nas Tabela 11 e 12.

Considerando as equações apresentadas, os parâmetros *b*, *d* e *h* são as dimensões em planta e a altura total da edificação, V_{href} é a velocidade média na altura de referência, L_{href} é a escala de turbulência na altura de turbulência, f_0 é a frequência natural da edificação e ζ é a taxa de amortecimento crítico.

Tabela 11 – Fator de redução (S)

Norma	Fator de Redução de Tamanho	Frequência Reduzida
ASCE	$S=R_hR_b(0{,}53+0{,}47R_d)$ $R_h=\frac{1}{\eta h}-\frac{(1-e^{2\eta h})}{2(\eta h)^2}$ $R_b=\frac{1}{\eta h}-\frac{(1-e^{2\eta b})}{2(\eta b)^2}$ $R_d=\frac{1}{3{,}348\eta d}-\frac{(1-e^{6{,}696\eta b})}{2(3{,}348\eta b)^2}$	$\eta=\frac{4{,}6f_0}{V_{href}}$
AS/NZS	$S=\frac{1}{(1+3{,}5\eta h)(1+4\eta b)}$	$\eta=\frac{f_0(1+g_V I_{href})}{V_{href}}$
AIJ	$S=\left(0{,}57-0{,}35\alpha+2R_B\sqrt{0{,}053-0{,}042\alpha}\right)S_D$ $S_D=\frac{0{,}9}{(1+6\eta^2h^2)^{0{,}5}(1+3\eta b)}$ $R_B=\frac{1}{1+20b\eta}$	$\eta=\frac{f_0}{V_{href}}$
Fonte: Kwon, 2013		

Tabela 12 – Fator de Energia (E)

Norma	Fator de Energia	Frequência Reduzida
ASCE	$E=\frac{9,51N}{(1+10,3N)^{5/3}}$ (Kaimal)	$N=\frac{f_0 L_{href}}{V_{href}}$
AS/NZS	$E=\frac{4N}{(1+70,8N^2)^{5/6}}$ (Kármán)	$N=\frac{f_0 L_{href}(1+g_V I_{href})}{V_{href}}$
AIJ	$E=\frac{4N}{(1+71,8N^2)^{5/6}}$ (Kármán)	$N=\frac{f_0 L_{href}}{V_{href}}$
Fonte: Kwon, 2013		

A Tabela 13 apresenta os parâmetros para o cálculo da aceleração longitudinal. As normas adotam a mesma formulação para a pressão na altura de referência q_{href}, porém apresentam diferenças para o cálculo do fator de rajada G_R e no fator de forma K.

Tabela 13 – Parâmetros para aceleração longitudinal

Norma	q_{href}	G_R	K
ASCE	$\frac{1}{2}\rho_{ar}\bar{V}_{href}^2$	$1,7 g_R I_{href}\sqrt{R}$	$\frac{1,65^{\alpha}}{\hat{\alpha}+k+1}$
AS/NZ	$\frac{1}{2}\rho_{ar}\bar{V}_{href}^2$	$\frac{2g_R I_{href}\sqrt{R}}{(1+2g_V I_{href})}$	$\frac{\int_0^h V^2(z)zdz}{V_h^2 h^2}$
AIJ	$\frac{1}{2}\rho_{ar}\bar{V}_{href}^2$	$g_R I_{href}\sqrt{R}$	$1-0,4lnk$
Fonte: Kwon, 2013			

Kwon (2013) apresenta uma fórmula geral para aceleração longitudinal (Equação 3.74) e transversal (Equação 3.75) baseada na força de inércia. Considerando os parâmetros da equação, C_a é o coeficiente de arrasto e m_1 é a massa generalizada para o modo de vibração da estrutura.

$$\ddot{x}(z)=\frac{q_{href}G_R C_a b h K_f}{m_1}\phi_1(z) \tag{3.74}$$

$$\ddot{y}(z)=\frac{\widehat{M}_R K_y}{m_0 h^2}\varphi_1(z) \tag{3.75}$$

A definição dos parâmetros utilizados na equação da aceleração transversal aparece na Tabela 14 e é complementado pelas Equações 3.76-3.82 extraídas das normas australiana e japonesa.

Tabela 14 – Parâmetros para aceleração transversal

Norma	$\widehat{M}_R$	K_f
AS/NZS	$g_R \bar{q}_h b h^2 \sqrt{\frac{\pi}{4\zeta}\sigma_{cm}^2 C_m(f_2)}$	$0{,}72k + 2{,}28$
AIJ	$g_R \bar{q}_h b h^2 \sqrt{\frac{\pi}{4\zeta}\sigma_{cm}^2 C_{m,R}(f_2)}$ $C_{m,R}(f_2) = \lambda^2 F_L$	$2k + 1$
Fonte: Adaptado de Kwon, 2013		

A Equação 3.75, mostra a diferença de abordagem para o cálculo da resposta transversal, que considera a curva do momento medido na base da estrutura. A curva do momento pode ser obtida através de ensaios em túnel de vento, como será visto no próximo capítulo, ou através de fórmulas analíticas aproximadas, como as apresentadas na Equação 3.77 para a norma japonesa e na Equação 3.82 para a norma australiana.

As equações para o cálculo do momento ressonante $\widehat{M}_R$ podem ser conferidas nas Equações 3.76 a 3.81 para a norma japonesa. Nas equações apresentadas, *k* é o coeficiente para o modo de vibração, *D* e *B* são as dimensões em planta da edificação e V_{href} é a velocidade média na altura de referência.

$$\lambda = 1 - 0{,}4 ln k \tag{3.76}$$

$$F_L = \sum_{j=1}^{m} \frac{4k_j(1 + 0{,}6\beta_j)\beta_j}{\pi} \frac{\left(f_2/f_{sj}\right)^2}{\left\{1 - \left(f_2/f_{sj}\right)^2\right\}^2 + 4{\beta_j}^2\left(f_2/f_{sj}\right)^2} \tag{3.77}$$

Sendo,

$$m = \begin{cases} 1 \; se \; D/B \; < 3 \\ 2 \; se \; D/B \; \geq 3 \end{cases} \tag{3.78}$$

$$k_j = \begin{cases} k_1 = 0{,}85 \\ k_2 = 0{,}02 \end{cases} \tag{3.79}$$

$$\beta_j \tag{3.80}$$

$$= \begin{cases} \beta_1 = \dfrac{(D/B)^4 + 2{,}3(D/B)^2}{\{2{,}4(D/B)^4 - 9{,}3(D/B)^3 + 18(D/B)^2 + 9{,}5(D/B) - 0{,}15\}} + \dfrac{0{,}12}{(D/B)} \\ \beta_2 = \dfrac{0{,}28}{(D/B)^{0{,}34}} \end{cases}$$

$$f_{sj} = \begin{cases} f_{s1} = \dfrac{0{,}12}{\{1 + 0{,}38(D/B)^2\}^{0{,}89}} \dfrac{V_{href}}{B} \\ f_{s2} = \dfrac{0{,}56}{(D/B)^{0{,}85}} \dfrac{V_{href}}{B} \end{cases} \tag{3.81}$$

O parâmetro $\sigma_{cm}^2 C_m$ do momento ressonante é determinado de acordo com a Equação 3.82 para a norma australiana, que propõe o cálculo através da utilização de curvas.

$$\sigma_{cm}^2 C_m = \left[\frac{1{,}5}{(1 + g_v I_h)^2}\right]^2 C_{fs} \tag{3.82}$$

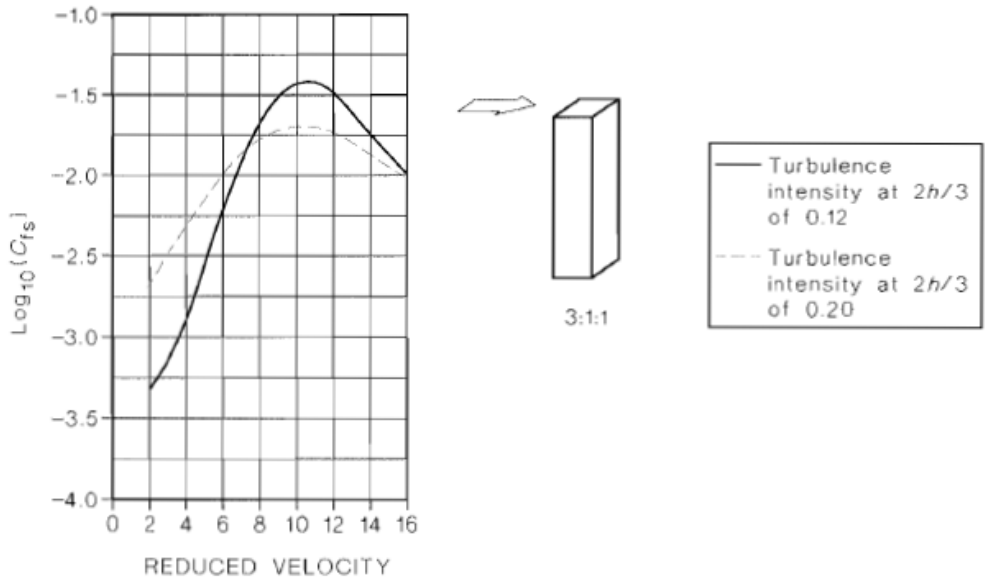
Conforme indicado pela norma australiana, o parâmetro C_{fs} representa o coeficiente do espectro de força transversal, determinado através das equações ou das curvas presentes na referida norma para geometrias padronizadas. A norma recomenda a utilização de interpolação linear para os casos de geometria diferente das padronizadas.

A Equação 3.84 e a Figura 17 apresentam a curva para o coeficiente C_{fs} em função da velocidade reduzida V_n para a geometria 3:1:1 e intensidade de turbulência de 0,12 para uma altura de 2/3 da altura total da edificação. Considerando a Equação 3.84, f_2 é a frequência na direção transversal ao vento e I_h é a intensidade de turbulência na altura *h.*

$$V_n = \frac{V_{href}}{f_2(1 + g_v I_h)} \tag{3.83}$$

$$log_{10} C_{fs} = 0{,}000353 {V_n}^4 - 0{,}0134 {V_n}^3 + 0{,}15 {V_n}^2 - 0{,}345 V_n - 3.109 \tag{3.84}$$

Figura 17 – Gráfico para determinação do coeficiente C_{fs} para geometria 3:1:1



Fonte: AS/NZS, 2011

A norma brasileira, NBR6123 (1988), propõe o cálculo da aceleração para o modo de vibração *n* longitudinal de acordo com a Equação 3.85. A aceleração é obtida utilizando a amplitude do deslocamento encontrado através do método discreto considerando apenas a parcela de força flutuante.

$$\ddot{x}_n(z) = (2\pi f_n)^2 x_n(z) \tag{3.85}$$

Sendo,

z – altura considerada

f_n – frequência natural para o modo de vibração *n*

x_n – deslocamento considerando apenas a parcela flutuante de força para o modo de vibração *n*

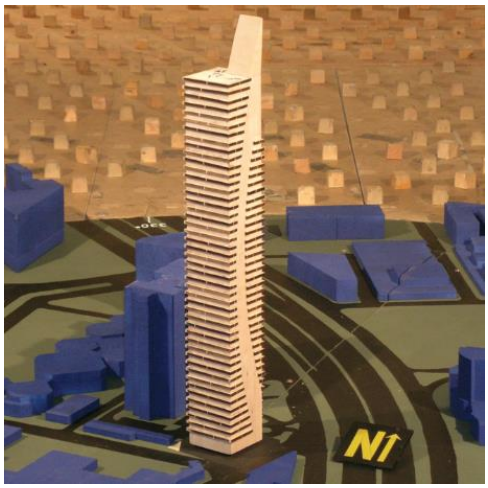
4 MÉTODO ASSISTIDO POR BASE DE DADOS

Os ensaios em túnel de vento podem ser divididos em ensaios com modelos aerolásticos e ensaios com modelos aerodinâmicos. No primeiro caso, os modelos pretendem simular as propriedades da edificação como massa, rigidez e amortecimento, os modelos são comumente conhecidos como *stick model*. Para o segundo caso, os modelos precisam apenas descrever a geometria da edificação real em escala e os ensaios podem ser realizados utilizando o método da HFBB (*High Frequency Base Balance*) ou o método HFPI (*High Frequency Pressure Integration*).

Conforme o trabalho de Tse (2009), a técnica da HFBB é uma das mais populares para previsão das forças induzidas pelo vento para o projeto de edifícios altos. Sua popularidade se deve ao baixo custo de implementação, quando comparada com outras técnicas, e à possibilidade de fornecer resultados na fase de estudo do projeto estrutural.

A técnica consiste na medição dos momentos na base do modelo reduzido rígido através da utilização de um transdutor de força, a “balança” exemplificado na Figura 18. O transdutor é capaz de medir os momentos médios e instantâneos produzidos pelas forças aerodinâmicas do vento atuando no modelo.

Figura 18 – Balança aerodinâmica



(a) Ensaio em túnel de vento utilizando HFBB

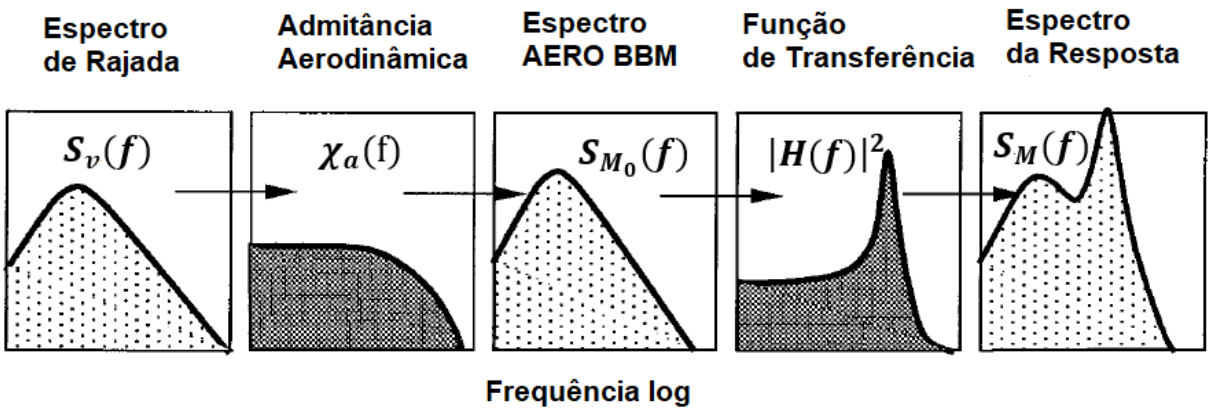
(b) Exemplo de transdutor de força utilizado em ensaio HFBB

Fonte: (a) CIVILAX, 2019 (b) Pozzuoli, 2012

O nome “*High Frequency*” está relacionado ao fato de que o conjunto formado pelo modelo reduzido e a balança devem possuir frequências significativamente altas em relação às frequências naturais em escala do edifício estudado. Dessa forma, os dados coletados não serão contaminados por possíveis efeitos de ressonância relacionados ao conjunto (Irwin *et al*. 2013).

Para edificações com os primeiros modos de vibração lineares, o carregamento dinâmico e as respostas podem ser estimados analiticamente a partir dos esforços de momento e torção medidos na base do modelo. Isso é realizado através do Método do Fator de Rajada de Davenport (1967) adaptado para utilizar o espectro dos momentos medidos, conforme indicado pela Figura 19.

Figura 19 – Método do Fator de Rajada adaptado para Momento



Fonte: Adaptado de Zhou, 2001

De acordo com Zhou (2003), assumindo um processo gaussiano estacionário, o valor máximo esperado para o momento na base nas direções longitudinal ou transversal ou o torque podem ser expressos de acordo com a Equação 4.1.

$$M_{max} = \bar{M} + g_p \sigma_M \quad (4.1)$$

Onde,

M_{max} – valor máximo esperado

$\bar{M}$ – valor médio para o momento

g_p – fator de pico

σ_M – desvio padrão da parte flutuante do momento medido na base.

O parâmetro σ_M pode ser calculado de acordo com a Equação 4.2, onde $S_M(f)$ é a densidade espectral de potência (*power spectral density*, PSD) da parte flutuante do momento na base.

$$\sigma_M = \sqrt{\int_0^\infty S_M(f)df} \tag{4.2}$$

A densidade espectral (PSD), S_M, do momento na base pode ser calculada com a Equação 4.3 a partir dos resultados obtidos com a técnica HFBB.

$$S_M(f) = S_{Mo}(f)|H_1(f)|^2 \tag{4.3}$$

Observando a Equação 4.3, $S_{Mo}(f)$ representa a densidade espectral do momento medido na base do modelo aerodinâmico, $H_1(f)$ é a função de transferência para o primeiro modo de vibração calculada com a Equação 3.15.

Da mesma forma que para o Método do Fator de Rajada para deslocamentos, a integral da Equação 4.2 pode ser separada em uma parte relacionada à resposta sub-ressonante, $\widehat{M}_B$, e uma parte ressonante, $\widehat{M}_R$. A parte ressonante é determinada com a Equação 4.4, onde g_R é o fator de pico ressonante obtido da mesma forma que para o Método do Fator de Rajada, como foi apresentado pela Equação 3.3.

$$\widehat{M}_R = g_R\sqrt{\frac{\pi}{4\zeta_1}f_1 S_M(f_1)} \tag{4.4}$$

A parte sub-ressonante é calculada com a Equação 4.5, onde g_B é fator de pico, que para a norma americana ASCE 7 (2010) tem o valor de 3,4, e σ_M é o desvio padrão do momento medido na base do modelo aerodinâmico.

$$\widehat{M}_B = g_B\sigma_M \tag{4.5}$$

Sabendo os valores de $\widehat{M}_R$ e $\widehat{M}_B$, o carregamento estático equivalente pode ser calculado através da Equação 4.6, conhecendo-se a massa distribuída em função da altura $m(z)$ e o modo de vibração do modelo $\phi_1(z)$.

$$\hat{P}_R(z) = \widehat{M}_R\frac{m(z)\phi_1(z)}{\int_0^H m(z)\phi_1(z)zdz} \tag{4.6}$$

A aceleração é determinada apenas considerando a parcela ressonante do carregamento de acordo com a Equação 4.7.

$$\ddot{Y}(z) = \frac{\int_0^H \hat{P}_R(z)\phi(z)dz}{\int_0^H m(z){\phi_1}^2(z)dz}\phi_1(z) \tag{4.7}$$

Afora o baixo custo e facilidade de uso, Tse (2009) aponta as seguintes limitações da técnica HFBB:

– Os resultados obtidos são válidos para edificações que apresentam modos de vibração lineares, caso contrário fatores de correção são necessários;

– Apenas os dois primeiros modos de flexão e o primeiro de torção estão inclusos na resposta. Os modos seguintes são negligenciados;

– O efeito da correlação cruzada das forças de vento nas forças modais é negligenciado e

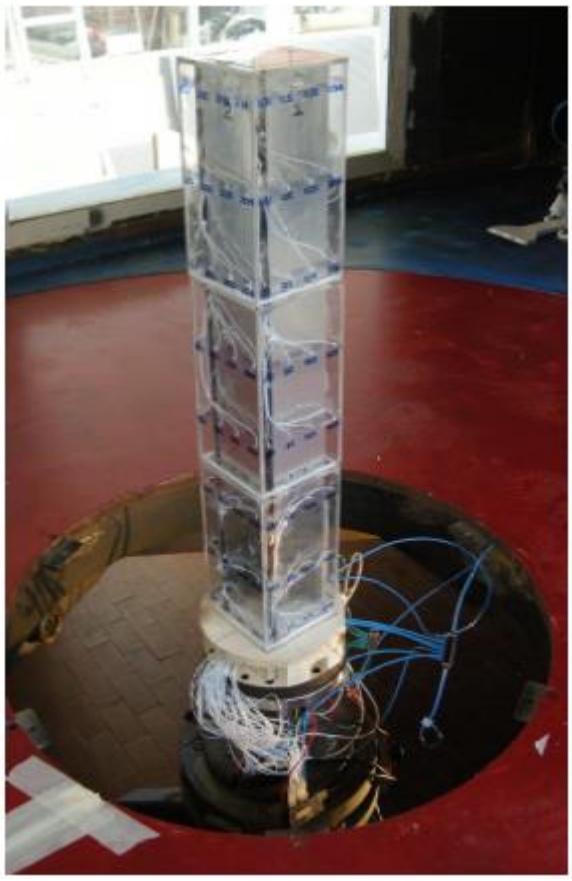
– Os efeitos aeroelásticos não são diretamente medidos, podendo ser considerados através de aproximações com a utilização de outros métodos.

A técnica da *High Frequency Pressure Integration* (HFPI) consiste em medir a pressão ao longo do tempo em diversos pontos localizados nas faces do modelo reduzido através de transdutores de pressão. Com os dados adquiridos, é possível a determinação das forças médias e dinâmicas atuando na edificação em função da altura (Lavor, 2017). A Figura 20 apresenta um exemplo de modelo instrumentado com as tomadas de pressão e os transdutores de pressão utilizados pela técnica HFPI.

Lavor (2017) apresenta como vantagem da técnica a medição da pressão em diversos pontos ao longo da altura do modelo e possibilidade da utilização de um número maior de modos de vibração nas análises. Como principal desvantagem, existe a dificuldade de posicionar as tomadas de pressão para modelos representando edificações esbeltas.

Conforme os trabalhos de Aly (2013) e Mohammadi (2017), as pressões medidas através da técnica HFPI podem ser utilizadas para uma análise dinâmica no domínio do tempo com a utilização de um modelo numérico em elementos finitos, através da conversão da escala utilizada no modelo reduzido para a escala da edificação.

Figura 20 – Modelo reduzido instrumentado para medição das pressões



(a) Ensaio em túnel de vento utilizando HFPI

(b) Exemplo de transdutor de pressão utilizado em ensaio HFPI

Fonte: (a) Pozzouli, 2012; (b) Aly, 2013

O ensaio em túnel de vento utilizando técnica HFPI fornece como resultado os coeficientes de pressão medidos nos diversos pontos do modelo reduzido. Para o cálculo da pressão, é necessário utilizar a velocidade média, geralmente medida no topo do modelo de acordo com a Equação 4.8. Na equação, a pressão *P* nos diversos pontos de medição *i* é obtida através dos coeficientes de pressão *Cp*, da densidade do ar ρ_{ar} e da velocidade média *V*.

$$P_i = C_{pi}\frac{1}{2}\rho_{ar}V^2 \tag{4.8}$$

A conversão de escala entre as pressões medidas no modelo reduzido para as pressões equivalentes atuando na edificação real é realizada através das Equações 4.9-4.12:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_r} \tag{4.9}$$

$$\lambda_v = \frac{V_m}{V_r} \tag{4.10}$$

$$\lambda_t = \frac{\lambda_L}{\lambda_v} \tag{4.11}$$

Considerando as Equações 4.9-4.11, λ_L é o fator de escala geométrico relacionando a geometria do modelo reduzido Lm com a geometria da edificação real L_r; λ_v é o fator de escala de velocidade relacionado à velocidade média V_m medida no topo do modelo reduzido e a velocidade média pretendida no topo da edificação real V_r; λ_t representa o fator de escala para o tempo, relacionando o tempo utilizado no modelo reduzido com o tempo real.

Uma vez que a escala de tempo λ_t foi determinada, as pressões equivalentes podem ser calculadas utilizando conversão do incremento de tempo, através da Equação 4.12, onde t_m representa o incremento de tempo utilizado no ensaio em túnel de vento e t_r o incremento de tempo a ser utilizado nas análises da edificação real.

$$\lambda_t = \frac{t_m}{t_r} \tag{4.12}$$

A análise numérica utilizando elementos finitos pode ser realizada com a obtenção das forças nodais a partir das pressões determinadas com a Equação 4.13, onde A_f representa a área de influência para o nó considerado.

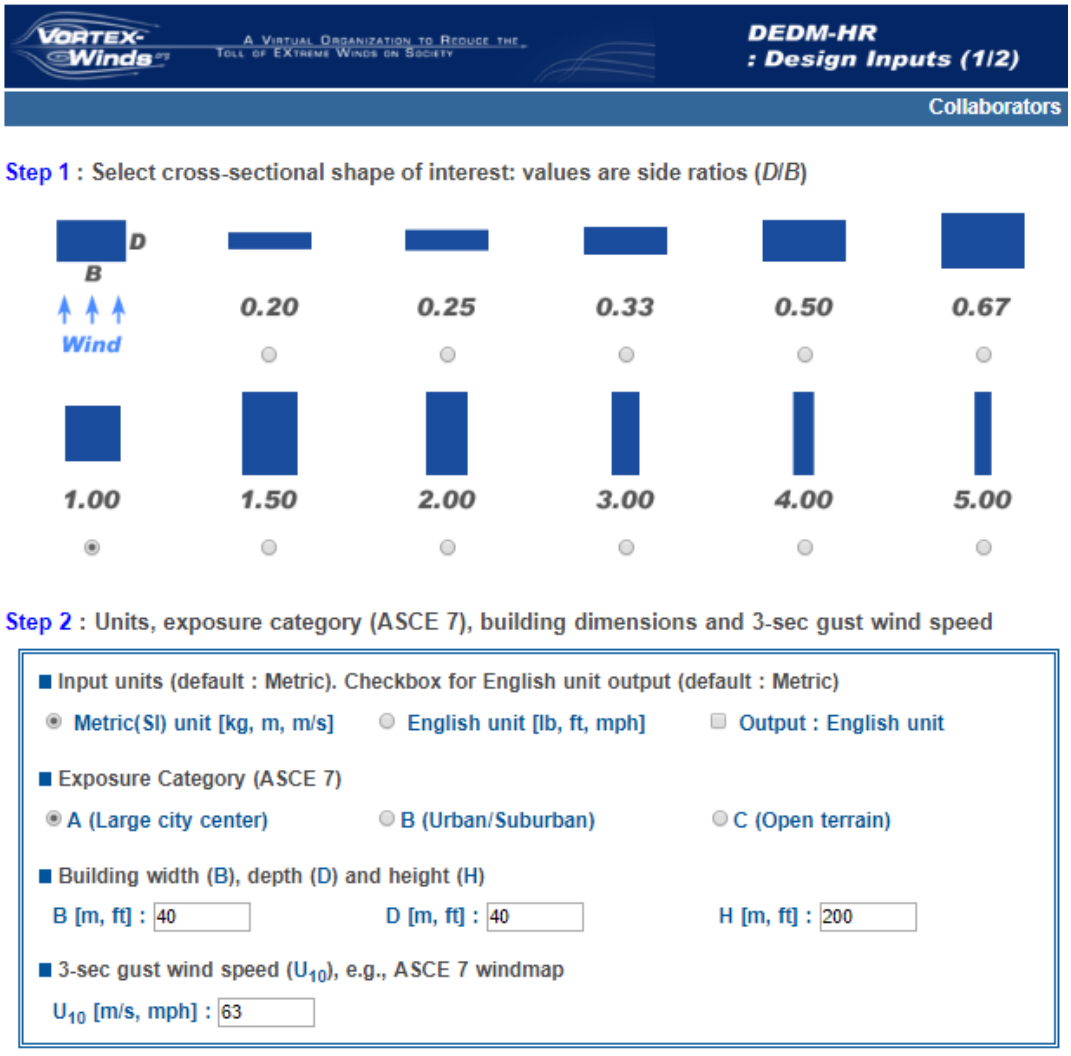
$$F_i = P_i A_{f_i} = C_{pi} \frac{1}{2} \rho_{ar} V^2 A_{f_i} \tag{4.13}$$

4.1 O Módulo DEDM-HR

A plataforma VORTEX-Winds apresenta diversos módulos para facilitar o entendimento do comportamento dinâmico de edifícios altos submetidos à carga de vento (Kareem *et al.*, 2017). O módulo DEDM-HR fornece os resultados de deslocamento e aceleração para os dados da edificação fornecida pelo usuário a partir dos resultados armazenados para diversas geometrias de modelos retangulares

padronizados que foram ensaiados em túneis de vento de instituições americana (base NatHaz) e chinesa (base TKU) utilizando o método HFBB (Kwon *et al.*, 2013).

Figura 21 – Entrada dos dados da geometria e características do vento

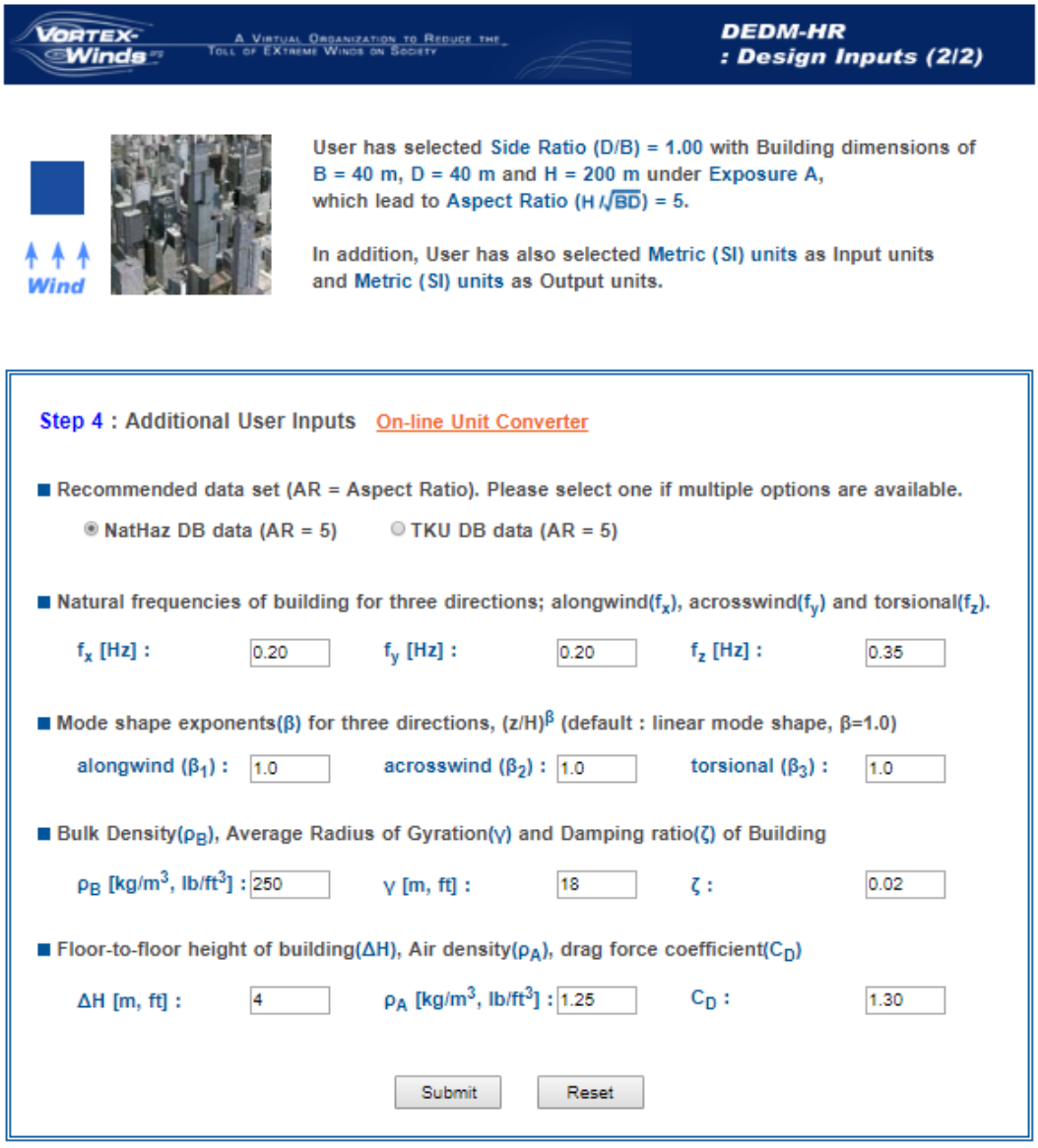


Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

A Figura 21 apresenta os dados iniciais de entrada, que são a relação entre as dimensões em planta da edificação considerando a direção do vento, o sistema métrico a ser utilizado, a categoria de terreno, as dimensões da edificação e a velocidade básica a 10 metros considerando uma rajada de 3 segundos.

Além dos dados iniciais, o usuário deve fornecer as três primeiras frequências naturais, o coeficiente para a forma dos três primeiros modos de vibração, a densidade da edificação, o raio de giração, a taxa de amortecimento crítico, a distância entre pavimentos, a densidade do ar e o coeficiente de arrasto, conforme mostrado na Figura 22. A Tabela 15 mostra a descrição de cada parâmetro de entrada utilizado no módulo DEDM-HR.

Figura 22 – Entrada dos parâmetros modais e demais características da estrutura



Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

Tabela 15 – Descrição dos parâmetros de entrada utilizados pelo módulo DEDM-HR

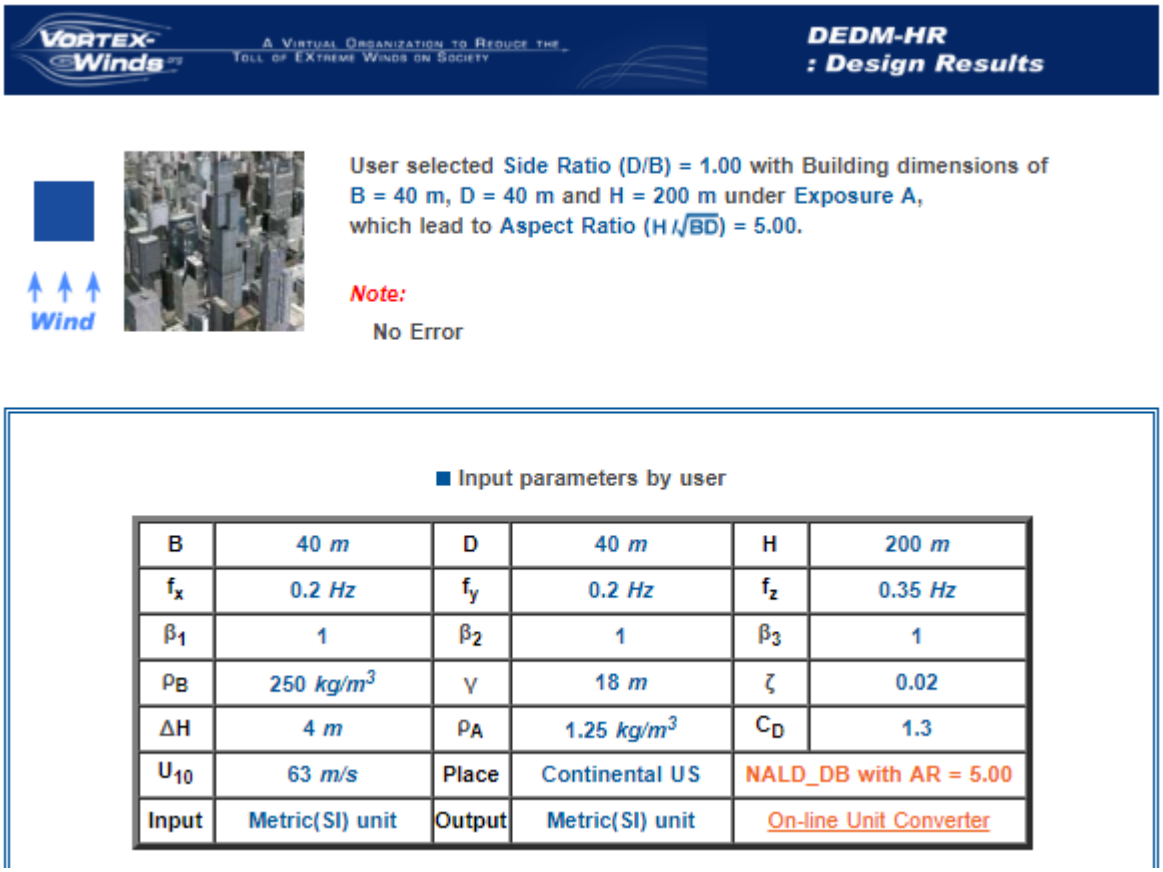
Parâmetro	Descrição
B,D	Dimensões em planta da edificação
H	Altura total da edificação
Exposure Category	Categoria de Terreno de acordo com a norma americana ASCE-7
U_{10}	Velocidade para uma rajada de 3 segundos medida a 10 m de altura para
f_x	Frequência natural na direção paralela ao vento
f_y	Frequência natural na direção transversal ao vento
f_z	Frequência natural torsional
β_1, β_2 e β_3	Coeficientes para os três primeiros modos de vibração da estrutura com a forma $\phi(z) = (z/H)^{\beta}$
ρ_B	Densidade da edificação
γ	Raio de giração
ζ	Taxa de amortecimento crítico
ΔH	Distância entre pavimentos
ρA	Densidade do ar
C_D	Coeficiente de arrasto

Considerando uma edificação com forma prismática retangular, o raio de giração (γ) pode ser calculado com a Equação 4.15 de acordo com o trabalho de Kijewski *et al.* (1998).

$$\gamma = \sqrt{\frac{B^2 + D^2}{12}} \tag{4.15}$$

Os resultados são apresentados após o usuário pressionar o botão "*Submit*". A Figura 23 apresenta o resumo dos dados de entrada fornecidos pelo módulo.

Figura 23 – Resumo dos dados de entrada fornecidos pelo módulo DEDM-HR



B	40 *m*	D	40 *m*	H	200 *m*
f_x	0.2 *Hz*	f_y	0.2 *Hz*	f_z	0.35 *Hz*
β_1	1	β_2	1	β_3	1
ρ_B	250 kg/m^3	V	18 *m*	ζ	0.02
ΔH	4 *m*	ρ_A	1.25 kg/m^3	C_D	1.3
U_{10}	63 *m/s*	Place	Continental US	NALD_DB with AR = 5.00	
Input	Metric(SI) unit	Output	Metric(SI) unit	On-line Unit Converter	

Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

As curvas de densidade espectral para os momentos na base do modelo são fornecidas normalizadas de acordo com a Equação 4.16.

$$C_M(f) = \frac{f S_M(f)}{\sigma_M^2} \tag{4.16}$$

Sendo,

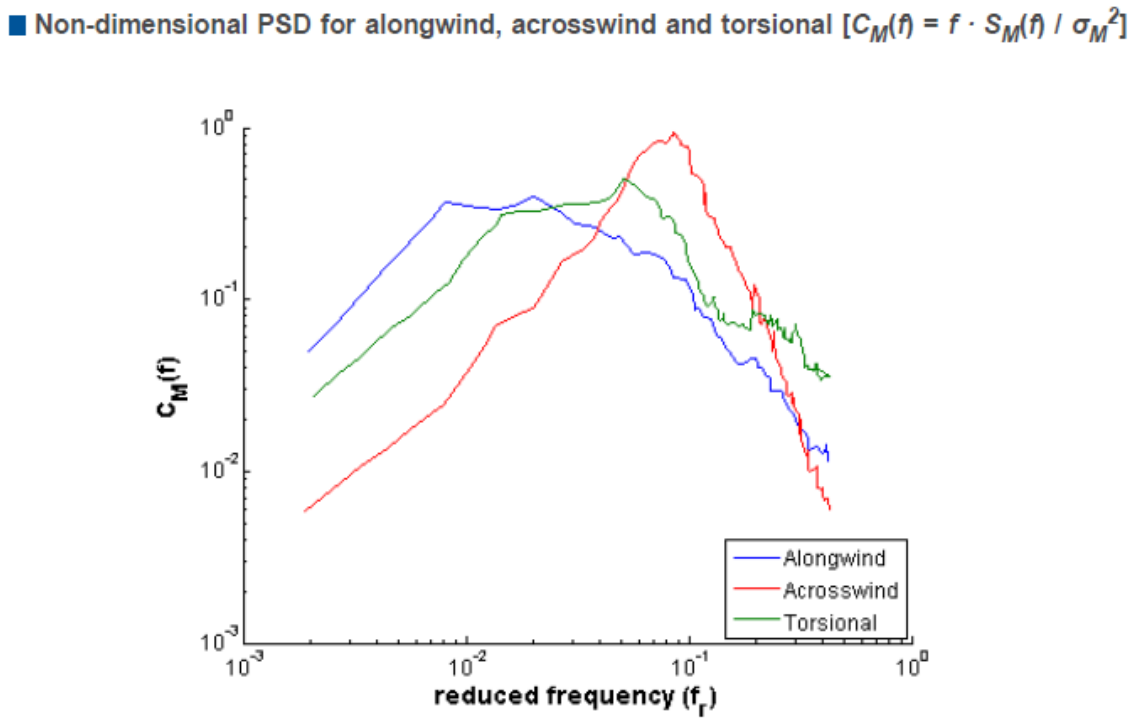
f – frequência

S_M – densidade espectral do momento medido na base do modelo aerodinâmico

σ_M – desvio padrão do momento medido na base do modelo aerodinâmico

A Figura 24 apresenta exemplos de curvas de densidade espectral fornecidas pelo módulo.

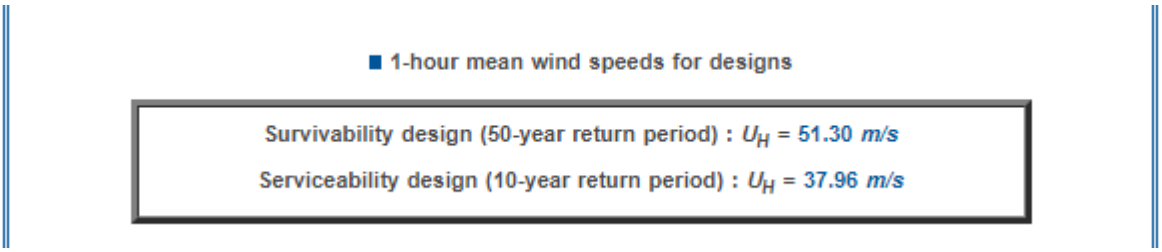
Figura 24 – Curvas de densidades espectrais para os momentos medidos na base do modelo aerodinâmico



Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

O módulo DEDM-HR fornece as velocidades no topo do edifício que foram utilizadas para a determinação dos deslocamentos e das acelerações. Observando a Figura 25, o deslocamento é calculado considerando um tempo de recorrência de 50 anos, enquanto que para as acelerações é utilizado um tempo de 10 anos.

Figura 25 – Tempo de recorrência e velocidades de referência utilizadas para a determinação das respostas



Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

Os parâmetros utilizados para o cálculo dos momentos sub-ressonante $\widehat{M}_B$ e ressonante $\widehat{M}_R$ são fornecidos para os tempos de recorrência de 10 e 50 anos, conforme mostrado pela Figura 26. O desvio padrão para as curvas de densidades espectrais de momentos σ_{CM} é calculado de acordo com a Equação 4.17, considerando o desvio padrão do momento na base do modelo aerodinâmico σ_M e do momento de referência $\overline{M'}$.

$$\sigma_{CM} = \sigma_M / \overline{M'} \tag{4.17}$$

Figura 26 – Parâmetros utilizados para o cálculo dos momentos

■ RMS base moment coefficients (σ_{CM}), reduced freq. according to f_1 (f_{r1}) & corresponding non-dimensional moment coefficients [$C_M(f_{r1})$]

	σ_{CM}	f_{r1}		$C_M(f_{r1})$	
		50-year	10-year	50-year	10-year
Alongwind	0.109	0.156	0.211	0.048	0.040
Acrosswind	0.133	0.156	0.211	0.192	0.073
Torsional	0.044	0.273	0.369	0.060	0.039

■ Survivability Design (50-year wind) : Base moments

	Base Moment (10^6 *kN-m*)			
	$\overline{M}$	$\hat{M}_B$	$\hat{M}_R$	$\hat{M}$
Alongwind	1.2831	0.9736	1.4832	3.0573
Acrosswind	-	1.1902	3.6417	3.8312
Torsional	-	0.0784	0.1386	0.1592

Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

O momento de referência depende da direção da resposta a ser encontrada. Para a direção longitudinal, o momento $\overline{M_L{}'}$ pode ser calculado com a utilização da Equação 4.18, enquanto que para a direção transversal, a Equação 4.19 deve ser utilizada para o cálculo do momento $\overline{M_T{}'}$.

$$\overline{M_L{}'} = \frac{1}{2}\rho_{ar}\overline{V_H^2}BH^2 \tag{4.18}$$

$$\overline{M_T{}'} = \frac{1}{2}\rho_{ar}\overline{V_H^2}DH^2 \qquad (4.19)$$

Considerando as equações 4.18 e 4.19, ρ_{ar} é a densidade do ar, V_H é a velocidade média de referência no topo do modelo, *B* é o comprimento na direção perpendicular à direção do vento, *D* é o comprimento na direção transversal à direção do vento e *H* é a altura do modelo.

Finalmente os deslocamentos e acelerações são calculados com base nas equações apresentadas no início do capítulo e fornecidos para as direções longitudinal e transversal. Considerando as acelerações, exemplificadas no resultado mostrado na Figura 27, o módulo fornece os resultados de pico e RMS além de fornecer o valor da aceleração torsional.

Figura 27 – Exemplo de resultado fornecido pelo módulo DEDM-HR

■ Survivability Design (50-year wind) : Maximum Displacements

	Maximum Displacements at roof
Alongwind	0.363 *m*
Acrosswind	0.455 *m*

■ Serviceability Design (10-year wind) : Peak and RMS Accelerations

	Peak Accelerations at roof	
Alongwind	14.19 *milli-g*	
Acrosswind	23.51 *milli-g*	
Lateral Accelerations at Corner Induced by Torsion	0.00476 *rad/s²*	Alongwind component : 9.70 *milli-g*
		Acrosswind component : 9.70 *milli-g*
Total Lateral Accelerations at Corner	Alongwind component : 17.19 *milli-g* Acrosswind component : 25.43 *milli-g*	

	RMS Accelerations at roof	
Alongwind	3.75 *milli-g*	
Acrosswind	6.21 *milli-g*	
Lateral Accelerations at Corner Induced by Torsion	0.00121 *rad/s²*	Alongwind component : 2.47 *milli-g*
		Acrosswind component : 2.47 *milli-g*
Total Lateral Accelerations at Corner	Alongwind component : 4.49 *milli-g* Acrosswind component : 6.68 *milli-g*	

Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

4.2 Base de Dados da Universidade Politécnica de Tokyo

A plataforma da Universidade Politécnica de Tokyo (TPU) apresenta o resultado das pressões armazenadas através de ensaios em túnel de vento para modelos com geometria retangular. A plataforma oferece a escolha de modelos com proporções em planta variando entre 1:1, 1:2 e 1:3, e proporção entre a menor dimensão com a altura do modelo variando entre 1:1, 1:2, 1:3, 1:4 e 1:5. Em contraste com o módulo DEDM-HR, os dados do vento são definidos através da escolha de um perfil vertical de acordo com a Equação 4.20, caracterizado pelo seu expoente (α) que pode ser 1/4 ou 1/6.

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_H \left(\frac{z}{H}\right)^{\alpha} \tag{4.20}$$

Onde:

z – altura considerada

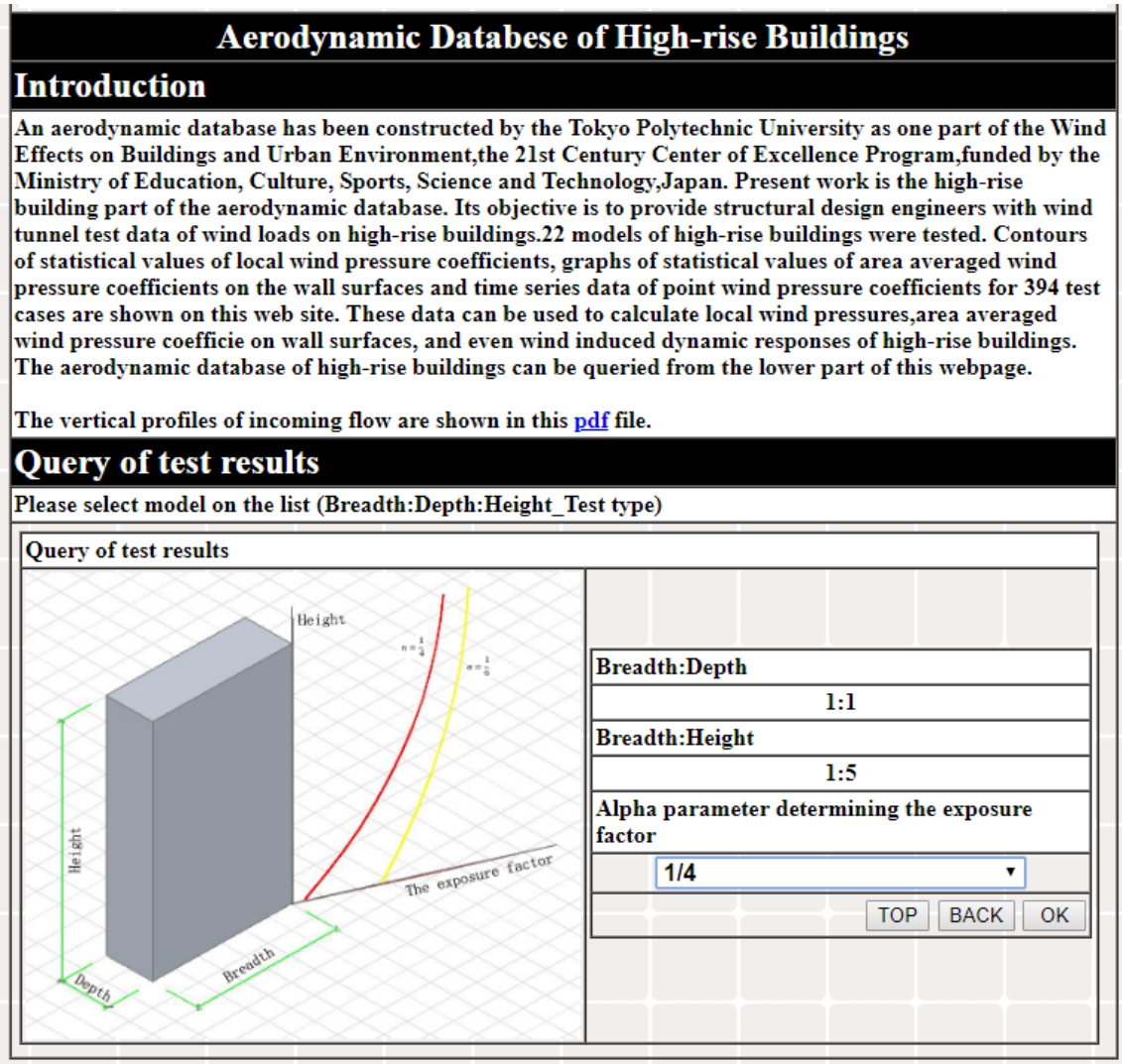
$\overline{V}$ – velocidade média

$\overline{V}_H$ - velocidade média no topo do modelo

H – altura total do modelo

α – coeficiente

Figura 28 – Página inicial para escolha da geometria e perfil vertical



Fonte: TPU-DB (http://www.wind.arch.tkougei.ac.jp/info_center/windpressure/highrise/Homepage/homepageHDF.htm)

Após a escolha dos dados do modelo e perfil vertical mostrados na Figura 28, a plataforma fornece imagens do coeficiente de pressão considerando valores médios, rms, máximos e mínimos. Como pode ser observado na Figura 29, a plataforma também fornece gráficos com a variação do coeficiente de pressão devido à variação do ângulo de incidência do vento e um arquivo do MATLAB® contendo as características do ensaio e os coeficientes de pressão medidos durante o ensaio.

Figura 29 – Página de resultados

Aerodynamic Databese of High-rise Buildings

Test model case

Model geometric parameters

Breadth/Depth/Height=100:100:500; Model scale=1/400

Pressure tap locations

Figure-->	●

Wind tunnel test result

Contours of local wind pressure coefficients

Wind direction	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
Mean values	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
RMS values	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Max values	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Min values	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

Graphs of area-average wind pressure coefficients

Windward surface	Right sideward surface	leeward surface	Left sideward surface
●	●	●	●

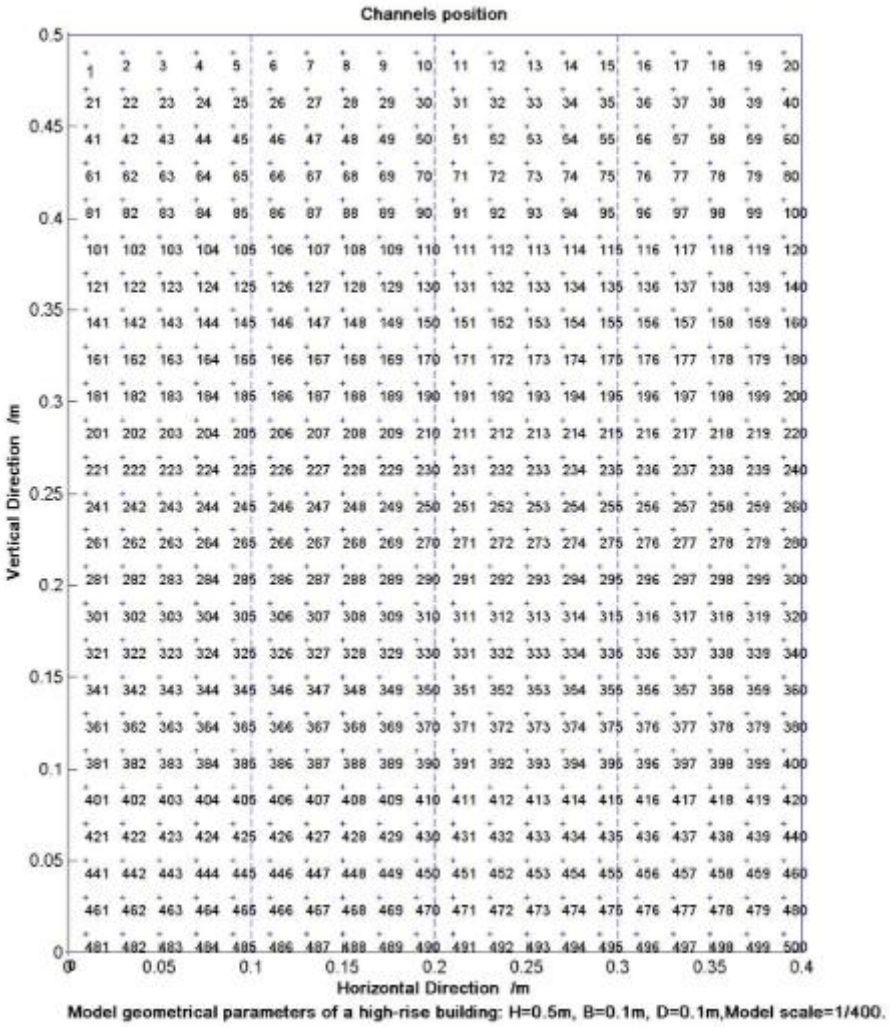
Time series of point wind pressure coefficients (Data files)

Wind direction	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
Data files(.mat)	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

Fonte: TPU-DB (http://www.wind.arch.tkougei.ac.jp/info_center/windpressure/highrise/Homepage/homepageHDF.htm)

Conforme apresentado na Figura 29, na guia “Pressure tap locations” a base de dados fornece a localização dos pontos onde foram feitas as medições de pressão ao longo do tempo. A Figura 30 mostra os pontos de medição para a geometria 1:1:5.

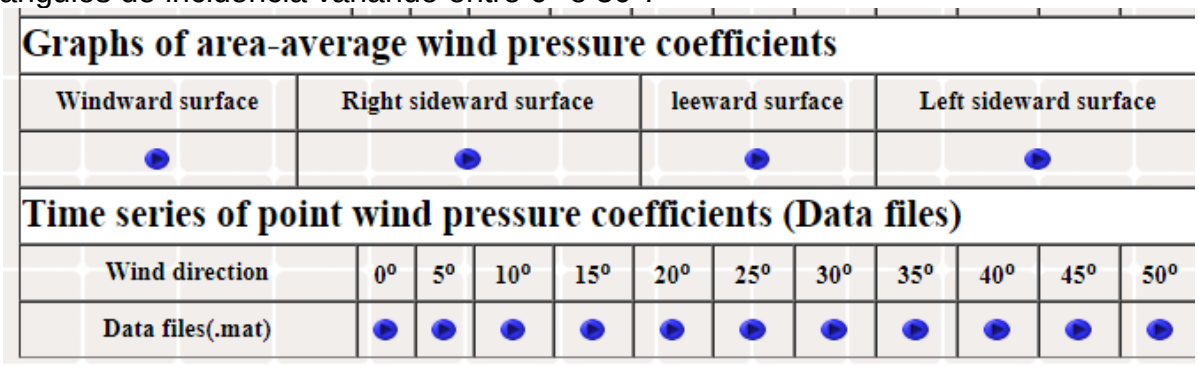
Figura 30 – Localização dos pontos instrumentados



Fonte: TPU-DB (http://www.wind.arch.tkougei.ac.jp/info_center/windpressure/highrise/Homepage/homepageHDF.htm)

A base de dados fornece um arquivo no formato do programa MATLAB® contendo os dados do ensaio e as pressões medidas ao longo do tempo considerando ângulos de incidência para o vento variando de 5° conforme apresentado pela Figura 31.

Figura 31 – Arquivos de dados contendo as pressões normalizadas medidas para ângulos de incidência variando entre 0° e 50°.



Fonte: TPU-DB (http://www.wind.arch.tkougei.ac.jp/info_center/windpressure/highrise/Homepage/homepageHDF.htm)

A seguir será apresentado um exemplo para obtenção da força atuando em um ponto do modelo com dimensões de 40 m x 40 m x 200 m que será estudado no Capítulo 6. Para o exemplo foi selecionado a geometria com relação 1:1:5 e parâmetro alfa de 1/4 e na página de resultados foi escolhido o arquivo de dados “Data files (.mat)” para o ângulo de incidência de 0°. A Tabela 15 apresenta a descrição das variáveis e os valores presentes no arquivo.

Tabela 16 – Dados contidos no arquivo T115_4_000_1.mat

Variável	Descrição	Valor para 1:1:5
Building_breadth	Largura do modelo	0,1
Building_depth	Comprimento do modelo	0,1
Building_height	Altura do modelo	0,5
Location_of_measured_points	Matriz com a posição x, y, z e face dos pontos de medição	Matriz
Sample_frequency	Frequência de amostragem	1 kHz
Sample_period	Período de amostragem	32,768 s
Uh_AverageWindSpeed	Velocidade Média de Referência	11,1438 m/s
Wind_direction_angle	Ângulo de incidência do vento	0°
Wind_pressure_coefficients	Matriz de pressões	Matriz

Para saber as coordenadas e a face no modelo para determinado ponto, utilizamos a seguinte expressão no MATLAB®, onde N é o número do ponto de interesse:

Location_of_measured_points(:,N)

Figura 32 – Exemplo para localização do ponto de número 10

```
>> Location_of_measured_points(:,10)

ans =

    0.1900
    0.4900
   10.0000
    2.0000
```

Fonte: O Autor, 2019

A saída fornecida pelo MATLAB® (Figura 32) indica a posição em x de 0,19, a posição em y de 0,49, o ponto 10 e a face do modelo onde está localizado o ponto, face 2.

Para saber as pressões normalizadas para determinado ponto, é necessário utilizar a seguinte expressão no MATLAB®, onde N é o número do ponto de interesse:

Wind_pressure_coefficients(:,N)

O resultado será as pressões normalizadas medidas no ponto N ao longo do tempo. Como exemplo, a Figura 33 mostra apenas as 10 primeiras medidas de pressão para o ponto 3.

Figura 33 – Dados de medição de pressão para o ponto 3

```
>> Wind_pressure_coefficients(1:10,3)

ans =

  10×1 single column vector

    0.8901
    0.7863
    0.8370
    0.7885
    0.9195
    0.9383
    0.9465
    0.8782
    0.8719
    0.7960
```

Fonte: O Autor, 2019

Para a determinação da força a ser aplicada no modelo numérico é necessário aplicar as Equações 4.10-4.14 deste documento. A velocidade de 37,96 m/s corresponde à velocidade fornecida no artigo de Zhou (2003).

Fator de escala para geometria:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_r} = \frac{0{,}5}{200} = 2{,}5x10^{-3}$$

Fator de escala para a velocidade:

$$\lambda_v = \frac{V_m}{V_r} = \frac{11{,}14}{37{,}96} = 0{,}29$$

Fator de escala para o tempo:

$$\lambda_t = \frac{\lambda_L}{\lambda_v} = \frac{2{,}5x10^{-3}}{0{,}29} = 8{,}63x10^{-3}$$

Cálculo do novo incremento de tempo:

$$t_r = \frac{t_m}{\lambda_t} = \frac{1x10^{-3}}{8{,}63x10^{-3}} = 0{,}11$$

A taxa de amostragem utilizada no ensaio foi de 0,001 segundos (1 kHz) e esse incremento de tempo para o modelo numérico em escala real corresponde a 0,11 segundos.

A amplitude da força é determinada com a utilização da Equação 4.10, abaixo será feito um exemplo para a força atuando no ponto 22 considerando a densidade do ar com o valor de 1,25 kg/m³.

$$F_{22} = C_{22}\frac{1}{2}\rho V^2 A_{22} = C_{22}\frac{1}{2}1{,}25(37{,}96)^2 64$$

A área de influência foi calculada através da distância entre pontos de 0,02 m utilizada no ensaio, corrigida pelo fator de escala para geometria de 0,0025.

$$A_{22} = \left(\frac{0{,}02}{0{,}0025}\right)\left(\frac{0{,}02}{0{,}0025}\right) = 64\ m^2$$

A Figura 34 apresenta o código utilizando o MATLAB® para obtenção da força atuando no ponto 22.

Figura 34 – Exemplo para o cálculo da força atuando no ponto 22

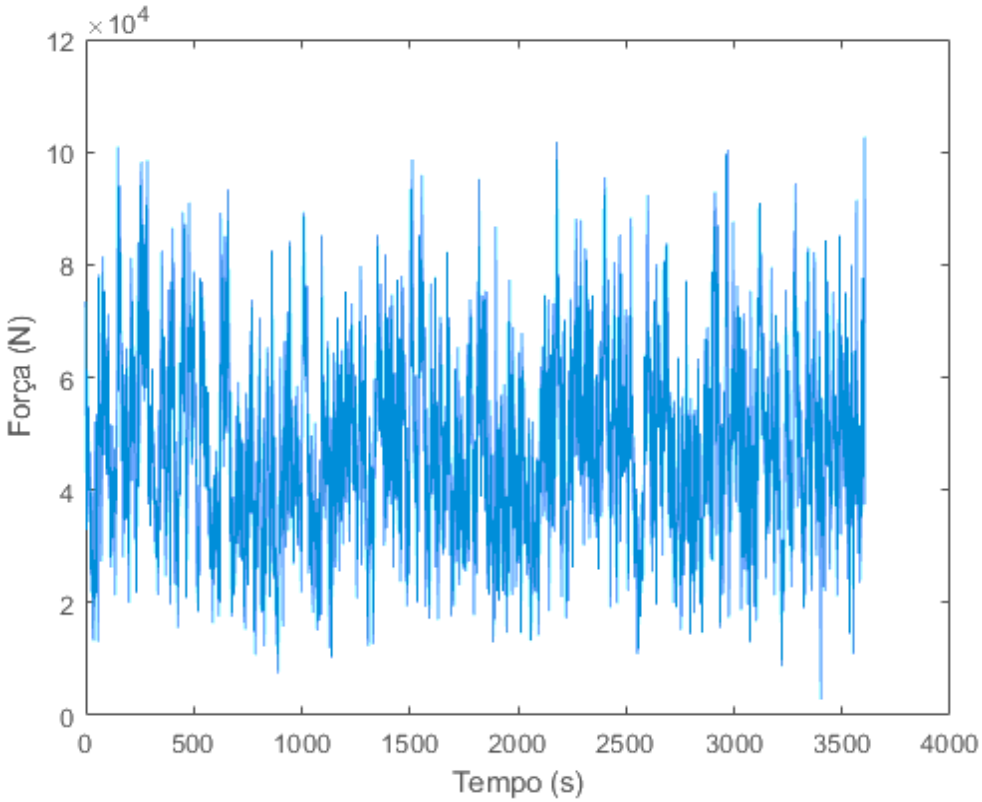
```
>> t = 1:1:Sample_period*Sample_frequency;
t = t*0.11;
C22 = Wind_pressure_coefficients(:,22);
F22 = C22*0.5*1.25*(37.96^2)*64;

plot(t,F22);
xlabel('Tempo (s)');
ylabel('Força (N)');
```

Fonte: O Autor, 2019

Por fim, a Figura 35 apresenta a força ao longo do tempo, calculada para a posição 22.

Figura 35 – Força calculada para o ponto 22



Fonte: O Autor, 2019

5 MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL

Sinais com características não-determinísticas podem ser obtidos através do Método da Representação Espectral (MRE), que utiliza a função de densidade espectral do sinal para o cálculo das amplitudes e frequências de cada harmônico (Shinozuka *et al.*, 1972).

A Série de Fourier possibilita a representação de um sinal, descrito por uma função analítica V(t) com período T, como um somatório finito de harmônicos com amplitudes, frequências e ângulos de fase a serem determinados de acordo com as características do sinal, conforme a Equação 5.1.

$$v(t)=\sum_{k=1}^{N_\omega} A_k cos(\omega_k t)+B_k sen(\omega_k t)\ ,\ k=1,2,3,..N_\omega \tag{5.1}$$

Onde,

N_ω – número de harmônicos

A_k,B_k – amplitude dos harmônicos

ω_k – frequência angular

ϕ_k – ângulo de fase

Sendo,

$$A_k = \frac{2}{T}\int_{-T/2}^{T/2} V(t) cos\left(\frac{2\pi k}{T}t\right) dt \tag{5.2}$$

$$B_k = \frac{2}{T}\int_{-T/2}^{T/2} V(t) sen\left(\frac{2\pi k}{T}t\right) dt \tag{5.3}$$

$$\omega_k = \frac{2\pi k}{T} \tag{5.4}$$

Para o caso de fenômenos não-determinísticos, como não é possível representar o sinal por uma função analítica, a sua densidade espectral pode ser utilizada para o cálculo das amplitudes e frequências de cada harmônico, conforme mostrado na Equação 5.5.

$$v(t)=\sum_{n=1}^{N_\omega}\sqrt{2S(\omega_n)\Delta\omega}\cos(\omega_n t+\phi_j),\ n=1,2,3,..N_\omega \tag{5.5}$$

Considerando a Equação 5.5, *S* é o valor da densidade espectral para a frequência ω_n e Δω é o incremento de frequência utilizado para dividir a curva de densidade espectral em N_ω frequências.

Quando se deseja considerar a correlação espacial entre diferentes pontos é necessário o cálculo da matriz de densidade espectral cruzada.

$$S^0(\omega)=\begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & S_{12}(\omega) & \dots & S_{1k}(\omega) \\ S_{21}(\omega) & S_{22}(\omega) & \dots & S_{2k}(\omega) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{j1}(\omega) & S_{j2}(\omega) & \dots & S_{jk}(\omega) \end{bmatrix} \tag{5.6}$$

Cada componente da matriz apresentada na Equação 5.6 representa a densidade de correlação cruzada entre cada ponto considerado da estrutura que pode ser obtida com o auxílio da Equação 5.7.

$$S_{jk}(\omega)=\sqrt{S_j(\omega)S_k(\omega)\gamma_{jk}(\omega)}\ ,\ j,k=1,2,..,N_p, j\neq k \tag{5.7}$$

Sendo,
S(ω) – densidade espectral para o ponto j ou k
γ – função de coerência

Como a densidade espectral cruzada e a função de coerência fornecem resultados reais, a matriz *S* é uma matriz real e simétrica, sendo possível a utilização da decomposição de Cholesky, resultando na Equação 5.8.

$$S^0(\omega)=H_s(\omega)H_s^T(\omega) \tag{5.8}$$

O espectro é dividido em um número *N* de harmônicos, espaçados por um incremento de frequência $\Delta\omega$. Dessa forma, para cada harmônico existirá uma matriz de densidade cruzada (Equação 5.9) e a matriz proveniente da decomposição de Cholesky (Equação 5.10).

$$S^0(\omega_n) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega_n) & S_{12}(\omega_n) & \dots & S_{1k}(\omega_n) \\ S_{21}(\omega_n) & S_{22}(\omega) & \dots & S_{2k}(\omega_n) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{j1}(\omega_n) & S_{j2}(\omega_n) & \dots & S_{jk}(\omega_n) \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

$$H_S(\omega_n) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega_n) & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(\omega_n) & H_{22}(\omega) & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{j1}(\omega_n) & H_{j2}(\omega_n) & \dots & H_{jk}(\omega_n) \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Sendo assim, a função para cada posição *j* considerada é determinada com a Equação 5.11:

$$v_j(t) = \sum_{k=1}^{j} \sum_{n=1}^{N_\omega} |H_{jk}(\omega_n)| \sqrt{2\Delta\omega} \cos(\omega_n t + \phi_{jk}) \quad (5.11)$$

O caráter não-determinístico do sinal é determinado através da utilização de ângulos de fase gerados randomicamente com distribuição uniforme.

No presente trabalho, foram utilizadas a função de densidade espectral proposta por Kaimal (Blessmann, 2013), (Equação 5.12), e a função de coerência de Davenport (Franco, 1993), (Equação 5.13).

$$S(\omega) = \frac{2\pi u^{*2}}{\omega} \frac{200n}{(1+50n)^{5/3}}; \; n = \frac{\omega z}{2\pi \bar{V}(z)} \quad (5.12)$$

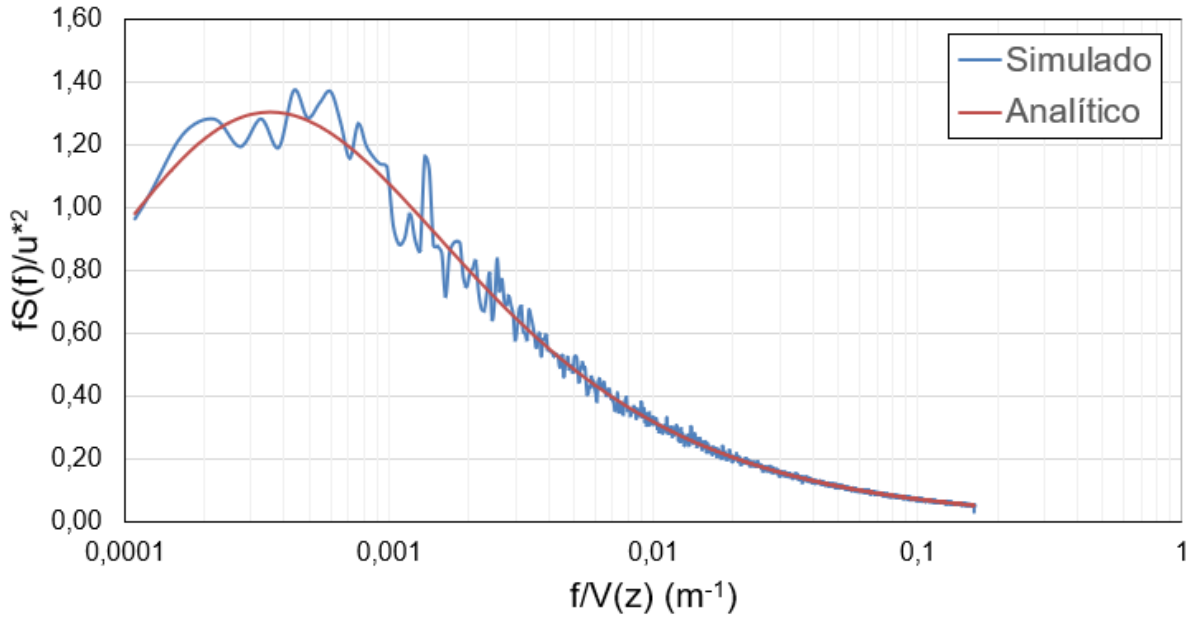
$$\gamma(r, n_k) = e^{-f}, f = \frac{n_k \sqrt{C_z{}^2 \Delta z^2 + C_y{}^2 \Delta y^2}}{\frac{1}{2}(\bar{V}(z_1) + \bar{V}(z_2))} \quad (5.13)$$

Verificando as Equações 5.12 e 5.13, u^* é a velocidade de fricção, ω é a frequência angular, $\bar{V}(z)$ é a velocidade média na altura *z*, Δz e Δy são a diferença de distância horizontal e vertical, respectivamente. Os coeficientes C_z e C_y são determinados experimentalmente, no presente trabalho foi adotado o valor de 10 para os dois coeficientes, conforme o trabalho de Galindez (1979).

As Figuras 36 e 37 apresentam exemplos de densidade espectral e de correlação espacial calculados a partir do sinal gerado com a utilização do método. É

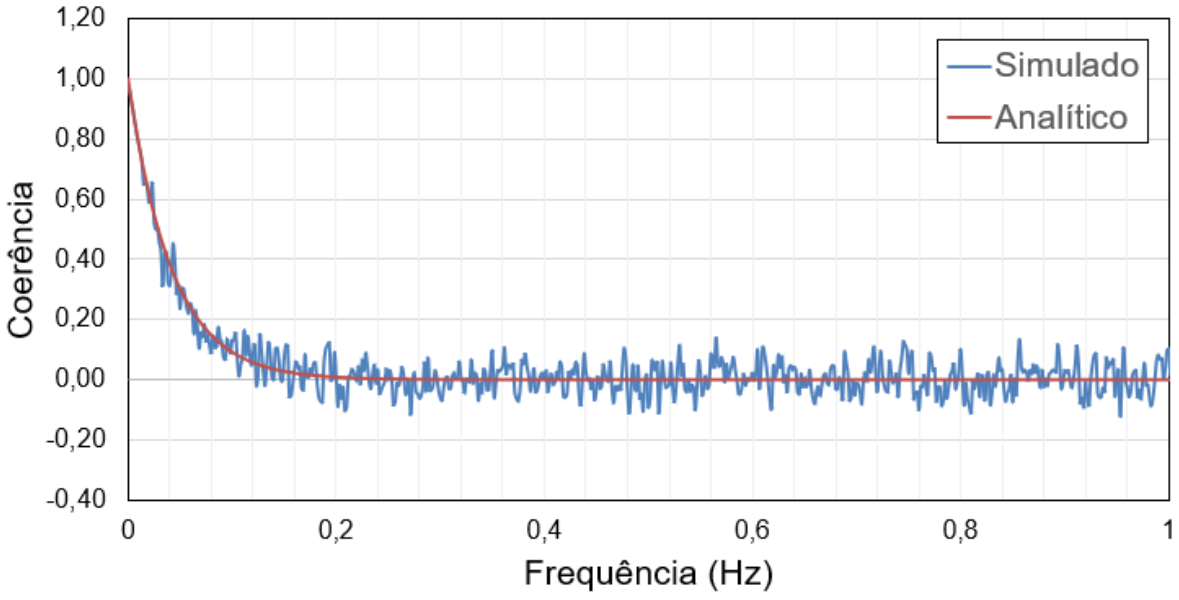
possível verificar boa concordância entre os resultados numéricos e as fórmulas analíticas para representação do sinal.

Figura 36 – Exemplo de espectro de potência para um ponto qualquer considerando a média das 20 séries



Fonte: O Autor, 2019

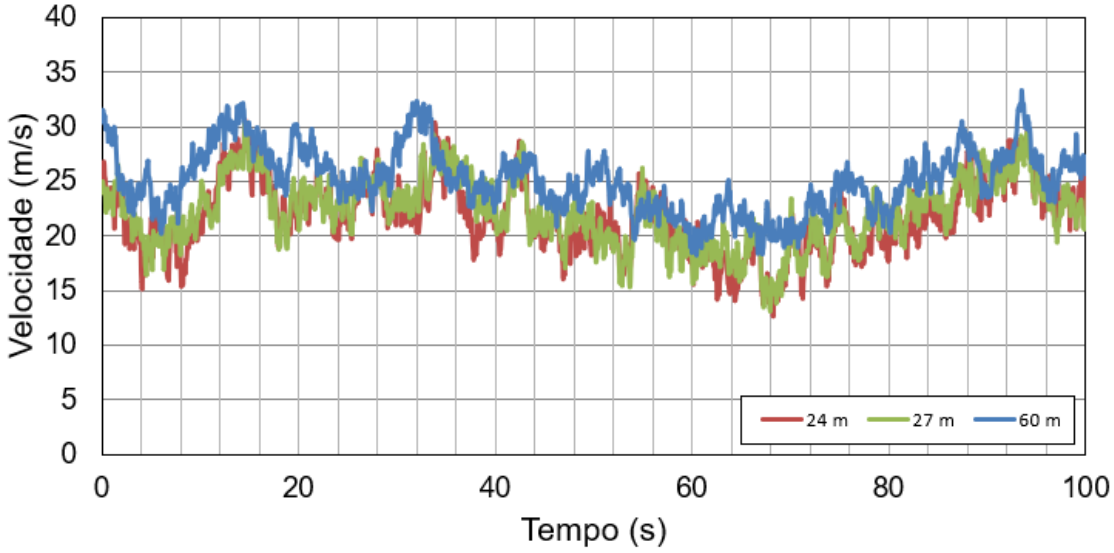
Figura 37 – Exemplo de correlação espacial entre pontos diferentes na estrutura considerando a média das 20 séries



Fonte: O Autor, 2019

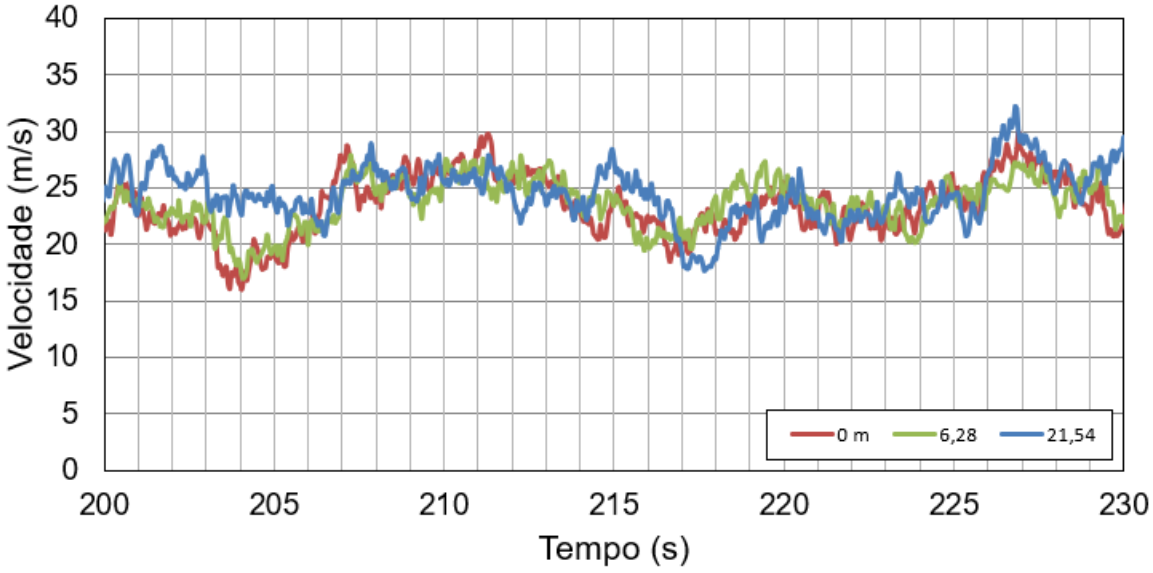
Exemplos de velocidades longitudinais geradas com a aplicação do método podem ser vistas nas Figuras 38 e 39 para três pontos diferentes na estrutura. É possível verificar que para pontos próximos, vertical ou horizontalmente, os sinais apresentam características similares.

Figura 38 – Exemplo de velocidades do vento para as alturas de 24, 27 e 60 metros para o mesmo alinhamento horizontal



Fonte: O Autor, 2019

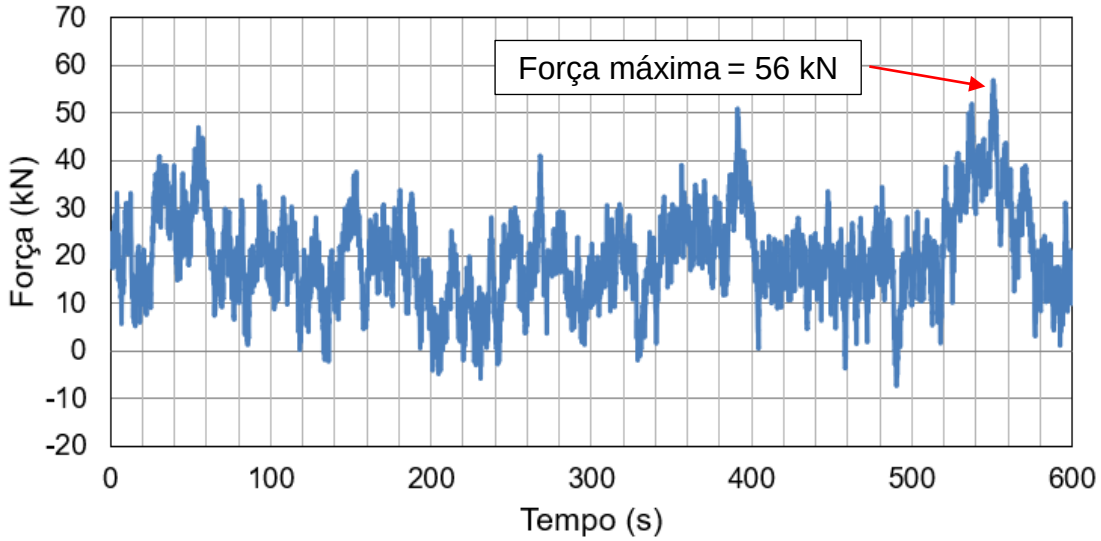
Figura 39 – Exemplo de velocidades do vento para as posições horizontais de 0, 6,28 e 21,54 metros para o mesmo alinhamento vertical



Fonte: O Autor, 2019

Considerando o caso de uma análise dinâmica de uma edificação submetida ao carregamento de vento, o Método da Representação Espectral é utilizado para a determinação da parcela flutuante da velocidade do vento. A força total pode ser obtida com o emprego das Equações 2.21 e 2.22. A Figura 40 apresenta um exemplo de força gerada considerando as parcelas média e flutuante da velocidade do vento.

Figura 40 – Exemplo de força gerada utilizando o MRE



Fonte: O Autor, 2019

6 AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS

Neste capítulo os métodos utilizados para estimativa das acelerações longitudinais e transversais serão comparados através da utilização de dois modelos de edifícios encontrados nos artigos de Zhou (2003) e Holmes (2014), onde serão realizadas análises estáticas, modais e de vibração forçada para a determinação das características dinâmicas e acelerações dos modelos.

6.1 Considerações Iniciais

6.1.1 Hipóteses Simplificadoras

As análises foram realizadas considerando as seguintes hipóteses simplificadoras:

– Para todos os modelos foram realizadas análises lineares, não foram consideradas a não-linearidade física e geométrica;

– Foi considerado que todos os modelos apresentam modo de vibração linear;

– A aceleração torsional não foi considerada.

6.2 Modelos Estruturais

As comparações entre os procedimentos para a estimativa da aceleração foram realizadas utilizando dois modelos numéricos conforme descrição apresentada na Tabela 17. Os valores adotados para a velocidade de referência (Vref) de cada modelo correspondem a velocidade média para o estado limite de serviço, medida no topo do modelo fornecida pelo módulo DEDM-HR para uma velocidade básica de 38 m/s.

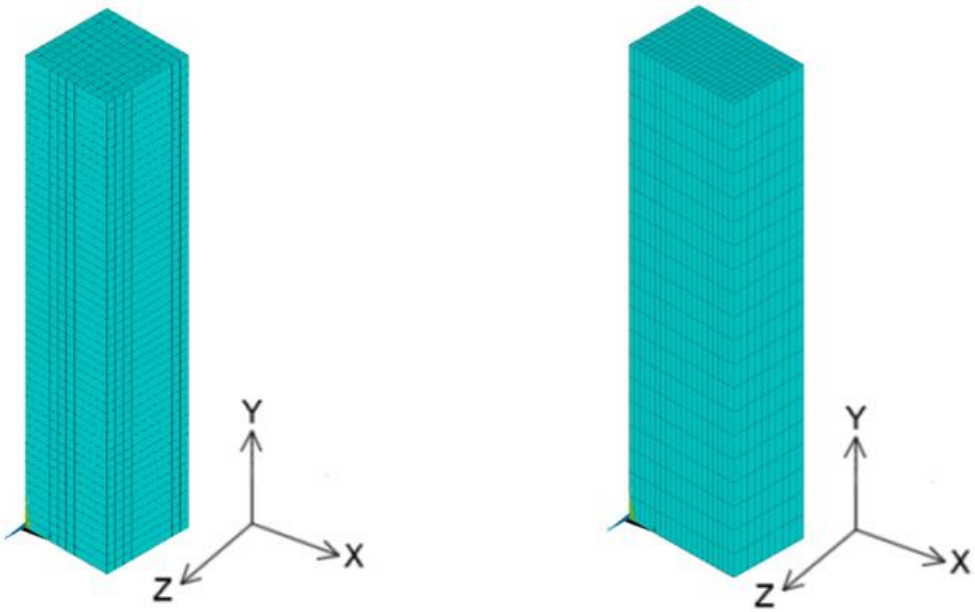
Tabela 17 – Dados dos modelos retirados de artigos

Parâmetro	Modelo 1 – Artigo de Zhou (2003)	Modelo 2 – Artigo de Holmes (2014)
Largura (B)	40 m	45 m
Comprimento (D)	40 m	30 m
Altura (H)	200 m	180 m
Frequência fx	0,20 Hz	0,20 Hz
Frequência fz	0,20 Hz	0,23 Hz
Frequência fy	0,35 Hz	0,40 Hz
Coeficiente para o Modo de Vibração (β)	1 (nas três direções)	1 (nas três direções)
Densidade de massa (ρ_{ar})	250 kg/m³	160 kg/m³
Razão de Amortecimento Crítico (ζ)	0,02	0,01
Coeficiente de Arrasto (Ca) Direção Z	1,30	1,45
Coeficiente de Arrasto (Ca) Direção X	1,30	1,20
Velocidade de Referência (Vref) – ELS	37,96 m/s	39,78 m/s

6.3 Modelos Numéricos em Elementos Finitos

Para as análises foi adotado um modelo numérico simplificado desenvolvido com o programa ANSYS® de forma a apresentar a geometria (largura, comprimento e altura), distribuição de massa e rigidez com as mesmas características dos modelos retirados dos artigos mencionados. Para esses modelos, foram utilizados elementos sólidos do tipo SOLID65, que apresenta 8 nós com 3 graus de liberdade por nó e que representam os deslocamentos nas direções X, Y e Z. A densidade de massa foi calculada dividindo-se o peso total pelo volume externo da edificação. A Figura 41 apresenta uma vista em perspectiva dos modelos numéricos.

Figura 41 – Modelos numéricos desenvolvidos para os Modelos 1 e 2

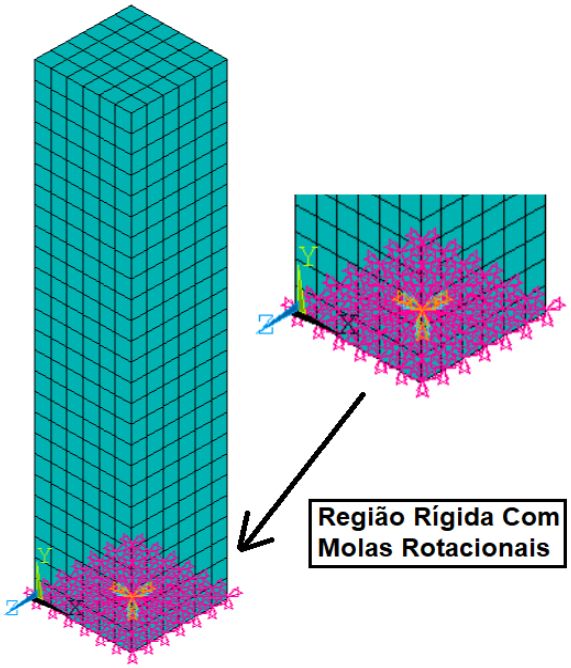


a) Modelo 1 b) Modelo 2

Fonte: O Autor, 2019

As frequências naturais foram obtidas através da criação de uma região rígida na base do modelo mostrada na Figura 42, onde na posição central foram atribuídas molas rotacionais com a utilização do elemento COMBIN14.

Figura 42 – Vista da região rígida na base do modelo simplificado



Fonte: O Autor, 2019

Utilizando as frequências naturais fornecidas nos artigos mencionados, a rigidez das molas foi calculada com a utilização das Equações 6.1-6.4, encontradas no trabalho de Oliveira (2009).

$$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{K_\theta}{I_m}} \tag{6.1}$$

Onde,

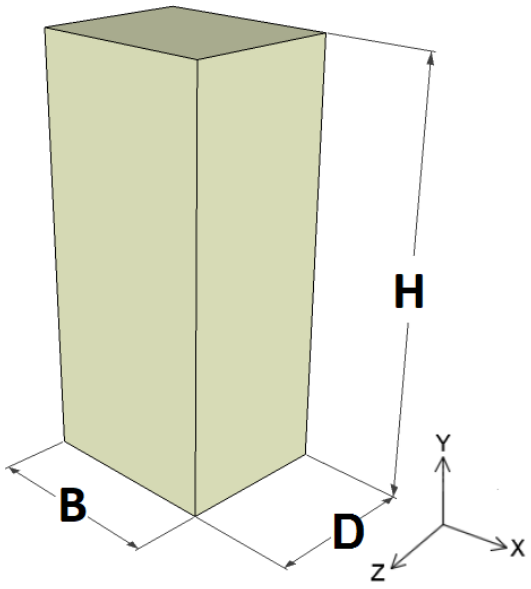
f – frequência de vibração do modelo em torno do eixo considerado, em Hz

K_θ – rigidez rotacional em torno do eixo considerado, em Nm

I_m – momento de inércia de massa em relação ao eixo considerado, em kgm²

Os momentos de inércia de massa para um prisma podem ser determinados com a utilização das Equações 6.2-6.4 com os parâmetros adotados de acordo com a Figura 43.

Figura 43 – Modelo exemplo apresentando a simbologia adotada para cálculo dos momentos de inércia de massa



Fonte: O Autor, 2019

$$I_{mX} = \frac{1}{12} m(D^2 + H^2) + m\left(\frac{H}{2}\right)^2 \quad (6.2)$$

$$I_{mZ} = \frac{1}{12} m(B^2 + H^2) + m\left(\frac{H}{2}\right)^2 \quad (6.3)$$

$$I_{mY} = \frac{1}{12} m(B^2 + D^2) \quad (6.4)$$

Onde,

B,D,H – dimensões do prisma, em m

I_{mX} – momento de inércia de massa em relação ao eixo X, em kgm²

I_{mY} – momento de inércia de massa em relação ao eixo Y, em kgm²

I_{mZ} – momento de inércia de massa em relação ao eixo Z, em kgm²

m – massa do prisma, em kg

A Tabela 18 apresenta os valores de rigidez calculados par cada direção dos modelos.

Tabela 18 – Valores de rigidez rotacional para os modelos 1 e 2

Rigidez Rotacional	Modelo 1	Modelo 2
Direção X	1701,3 GPa	667,69 GPa
Direção Y	103,17 GPa	59,86 GPa
Direção Z	1701,3 GPa	890,63 GPa

O módulo de elasticidade foi determinado verificando a convergência dos valores das frequências naturais obtidos através de análises modais com diferentes valores de módulo de elasticidade. A convergência dos deslocamentos e acelerações para os diferentes modos de elasticidade foi verificada comparando os resultados das análises transientes para cada módulo de elasticidade com uma série de vento do Método da Representação Espectral atuando na direção Z. A Tabela 19 apresenta o resultado da verificação de convergência para o modelo simplificado com dimensões de 40 m x 40 m x 200 m que será estudado no Item 6.2. A mesma metodologia para definição do módulo de elasticidade foi utilizada para todos os modelos estudados.

Tabela 19 – Exemplo de verificação de convergência

Módulo (GPa)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	f_z (Hz)	Deslocamento (cm)		Aceleração (m/s²)	
				Máximo	Desvio Padrão	Máxima	Desvio Padrão
1	0,17	0,17	0,34	-26,77	11,88	0,11	0,03
10	0,20	0,20	0,35	-21,75	8,85	0,10	0,03
100	0,20	0,20	0,35	-20,68	8,55	0,10	0,03
1000	0,20	0,20	0,35	-20,56	8,52	0,10	0,03
10000	0,20	0,20	0,35	-20,54	8,52	0,10	0,03
100000	0,20	0,20	0,35	-20,54	8,52	0,10	0,03
1000000	0,20	0,20	0,35	-20,54	8,52	0,10	0,03

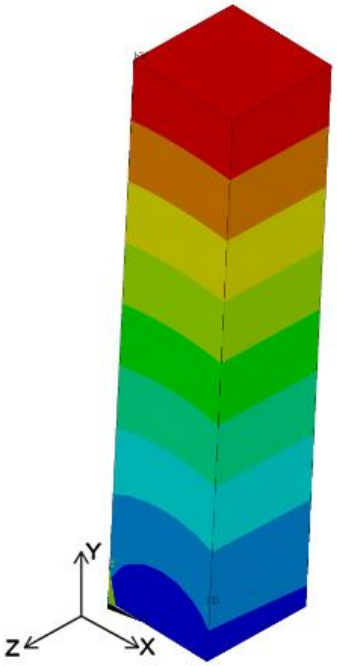
6.4 Frequências naturais e modos de vibração de interesse

Para a avaliação dos modelos numéricos foram realizadas análises modais com o objetivo de obter as três primeiras frequências naturais e modos de vibração predominantes que serão utilizados para a determinação do amortecimento estrutural e aplicação dos métodos normativos. A Tabela 20 apresenta os valores de frequências obtidos para os modelos 1 e 2. Os modos de vibração para cada modelo podem ser observados nas figuras 44 e 45.

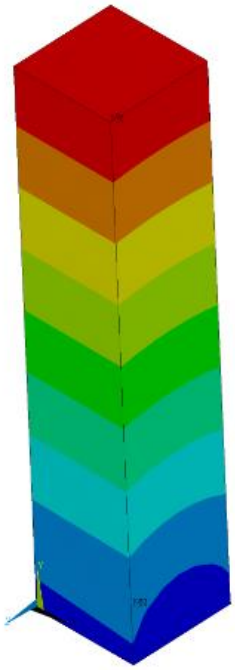
Tabela 20 – Frequências naturais e comportamento físico dos modelos 1 e 2

	Modo de Vibração	Modelo 1	Modelo 2
f_1	Flexão em torno do eixo X	0,20 Hz	0,20 Hz
f_2	Flexão em torno do eixo Z	0,20 Hz	0,23 Hz
f_3	Flexão em torno do eixo Y	0,35 Hz	0,40 Hz

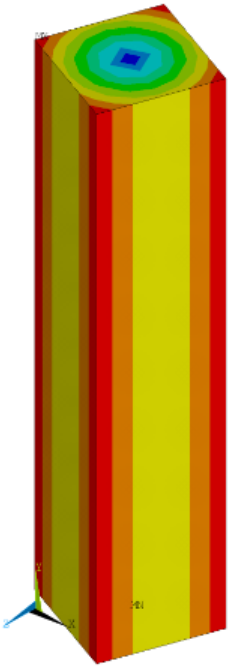
Figura 44 – Modos de vibração para o Modelo 1



1° Modo: f_1 = 0,20 Hz
Flexão em torno
do eixo X



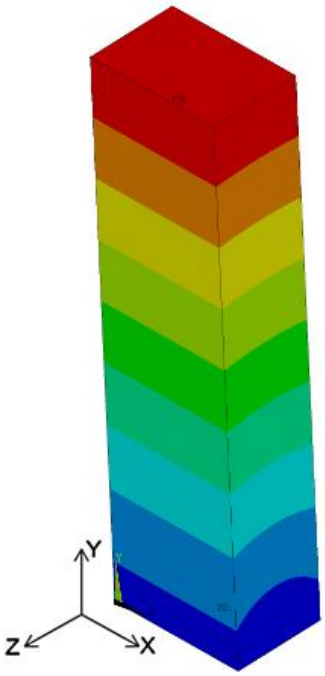
2° Modo: f_2 = 0,20 Hz
Flexão em torno
do eixo Z



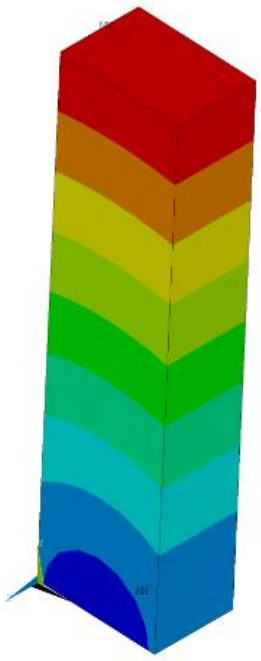
3° Modo: f_3 = 0,35 Hz
Torção em torno
do eixo Z

Fonte: O Autor, 2019

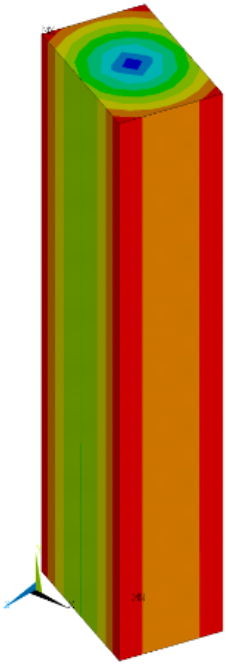
Figura 45 – Modos de vibração para o Modelo 2



1° Modo: f_1 = 0,20 Hz
Flexão em torno
do eixo X



2° Modo: f_2 = 0,23 Hz
Flexão em torno
do eixo Z



3° Modo: f_3 = 0,40 Hz
Torção em torno
do eixo Z

Fonte: O Autor, 2019

6.5 Amortecimento Estrutural

O amortecimento dos modelos numéricos foi definido utilizando o método proposto por Rayleigh (Clough *et al.*, 1995), que determina a matriz de amortecimento *C* a partir das matrizes de massa *M* e rigidez *K* (Equação 6.5), e duas constantes, α e *β*, que estão relacionadas com a razão de amortecimento crítico ξ e as frequências naturais da estrutura *ω* (Equação 6.6).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{6.5}$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_1} + \frac{\beta\omega_1}{2} \tag{6.6}$$

Os valores de α e β são obtidos resolvendo um sistema formado pelas Equações 6.7 e 6.8, considerando as duas primeiras frequências naturais ω_1 e ω_2 da estrutura.

$$\alpha = 2\xi_1\omega_1 - \beta\omega_1^2 \tag{6.7}$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_2 - \xi_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \tag{6.8}$$

A norma brasileira NBR 6123 (1988) apresenta uma razão de amortecimento *ξ* única, que é selecionada em função do tipo de edificação, conforme Tabela 21.

Tabela 21 – Razão de amortecimento crítico em função do tipo de edificação

Tipo de Edificação	Razão de amortecimento crítico (ξ)
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas	0,020
Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para absorção de forças horizontais	0,015
Edifícios com estrutura de aço soldada	0,010
Estruturas de madeira	0,030
Fonte: Adaptado da NBR 6123 (1988)	

A Tabela 22 mostra os coeficientes α e β determinados utilizando a primeira e segunda frequência dos modelos numéricos, necessários para a determinação da matriz de amortecimento para os modelos 1 e 2.

Tabela 22 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada para os Modelo 1 e 2

	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	ξ	α	β
Modelo 1	0,20	0,201	0,02	0.025139023	0.015911516
Modelo 2	0,20	0,23	0,01	0.013443094	0.007402555

6.6 Carregamento de Vento

Para todos os modelos e normas utilizados neste trabalho, foram utilizados os parâmetros da categoria de cada norma equivalente a categoria EC3.

As normas americana ASCE 7 (2010), japonesa AIJ (2004), australiana AS/NZS (2011) e brasileira NBR 6123 (1988) utilizam coeficientes para o cálculo da pressão do vento a ser utilizada de acordo com a Equação 6.9.

$$q(z) = \frac{1}{2}\rho_{ar} V_0^2 C_1 C_2 C_3 C_4 \tag{6.9}$$

Conforme Kwon (2013), os coeficientes podem ser classificados como:

C_1 – coeficiente de exposição relacionado ao perfil vertical adotado

C_2 – coeficiente relacionado à topografia

C_3 – coeficiente relacionado à direção do vento

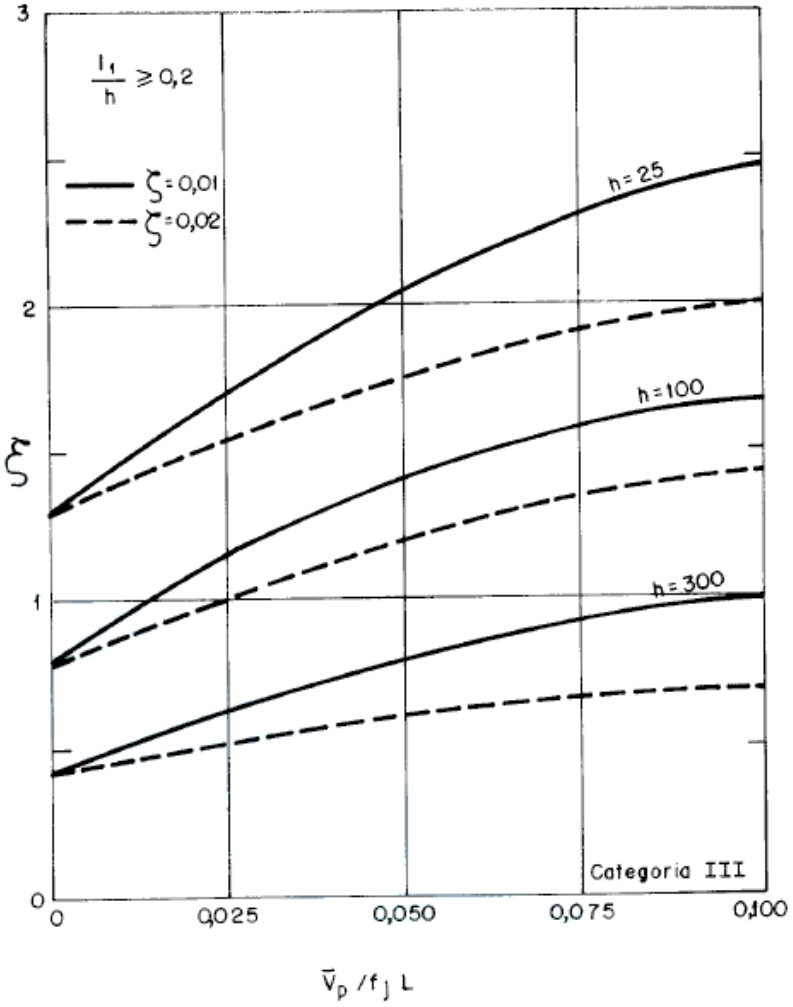
C_4 – outros, considerado no caso de zonas de furacão ou para considerar o tempo de recorrência

Neste trabalho as forças de vento foram determinadas apenas considerando o coeficiente C_1 com seu valor determinado por cada norma, os demais coeficientes foram considerados iguais a 1. A duração para o tempo da análise, indicado para cada norma na Tabela 3 foi respeitada. As normas americana (ASCE 7, 2010), australiana (AS/NZS, 2011) e brasileira (NBR 6123, 1988) consideram a velocidade básica determinada para um período de 3 segundos, enquanto a norma japonesa (AIJ, 2004) especifica um tempo de 10 minutos. Para respeitar esse tempo, a velocidade básica

utilizada para aplicação da norma japonesa foi obtida dividindo-se o valor da velocidade básica para o tempo de 3 segundos pelo coeficiente de 1,46 adotado de acordo com o trabalho de Kwon (2013).

O resultado para a norma NBR 6123 (1988) foi determinado mediante o emprego do coeficiente de amplificação dinâmica fornecido pela norma NBR 6123 (1988) para terreno de categoria III conforme mostrado na Figura 46.

Figura 46 – Ábaco para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria III

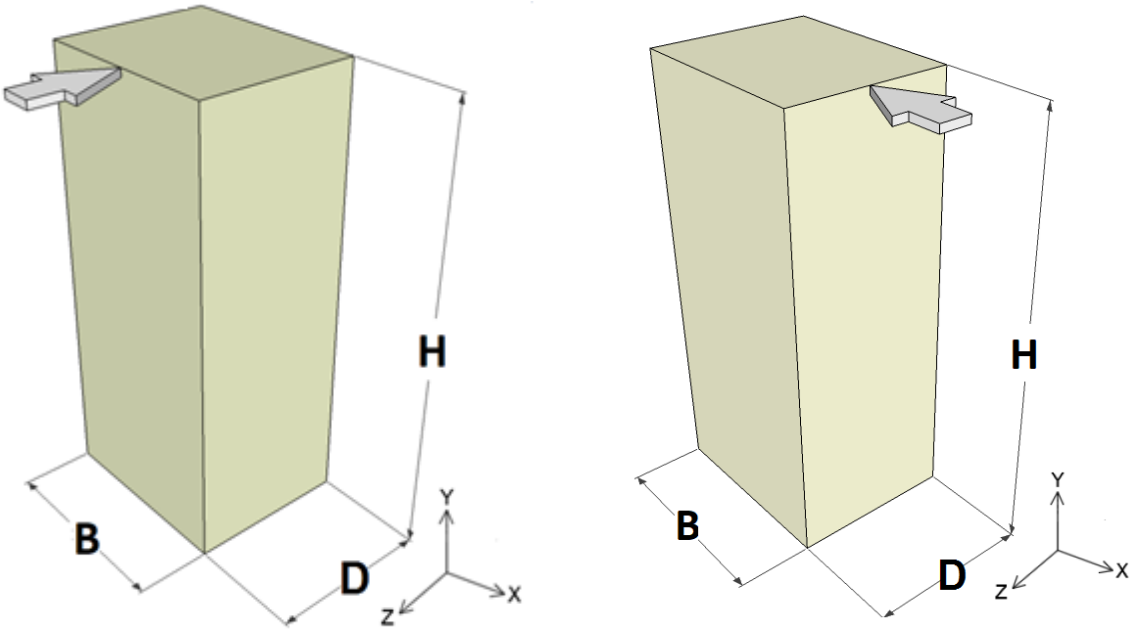


Fonte: NBR 6123, 1988

A análise de vibração forçada foi realizada utilizando o carregamento gerado pelo Método da Representação Espectral (MRE) e as pressões fornecidas pela base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo (TPU-DB). Para aplicação do

carregamento foram consideradas as direções de incidência para o vento atuando a 0° e a 90°, conforme Figura 47.

Figura 47 – Ângulos de incidência utilizados para o vento



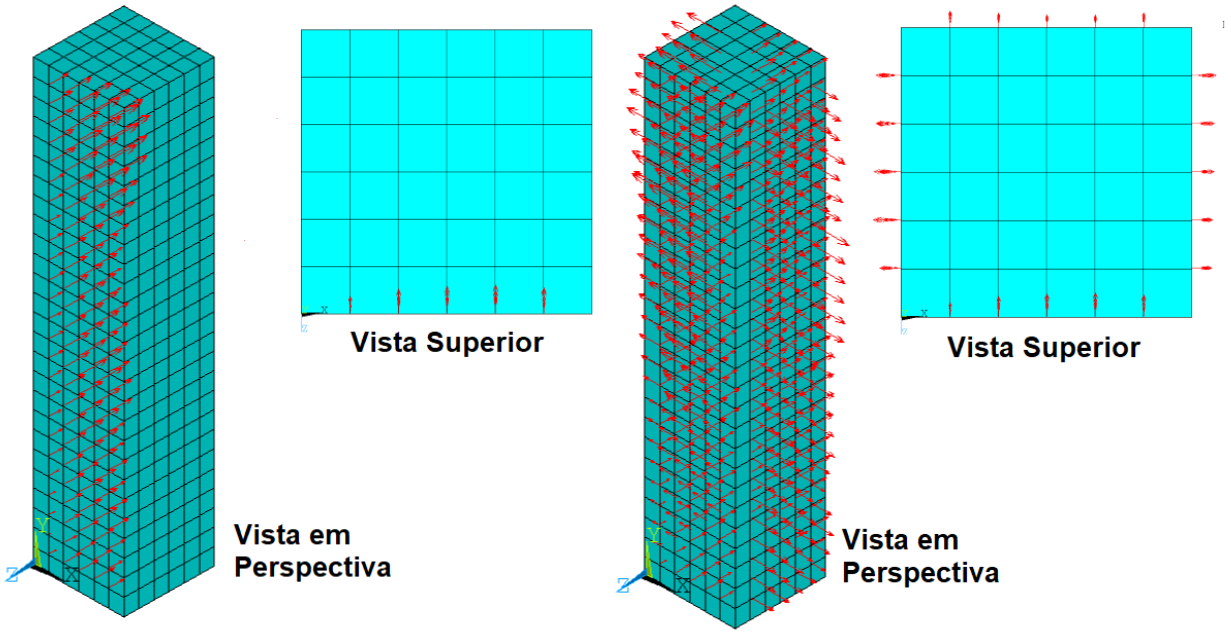
(a) Vento a 0° (b) Vento a 90°

Fonte: O Autor, 2019

As análises com carregamento de vento gerado com Método da Representação Espectral foram realizadas com as forças incidindo em apenas uma das faces do modelo numérico, enquanto que para o caso do carregamento gerado com os dados de pressões da base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo foram consideradas as forças incidindo em todas as faces.

As forças foram aplicadas nos modelos numéricos conforme mostrado na Figura 48, nos quais a divisão da malha foi determinada de acordo com a distribuição dos pontos fornecidos pela base de dados.

Figura 48 – Forma de aplicação do carregamento utilizado nas análises



(a) Método da Representação Espectral (b) Base de Dados da Universidade Politécnica de Tokyo

Fonte: O Autor, 2019

A geração das séries de carregamento através do Método da Representação Espectral depende da determinação da velocidade média e da velocidade de fricção, parâmetros que variam de acordo com a norma escolhida. A fim de facilitar a comparação dos resultados encontrados com o método, foi utilizado o perfil vertical dado pela Equação 6.10, no qual a velocidade de referência, V_{href}, é a mesma velocidade utilizada no DEDM-HR para o período de recorrência de 10 anos. O expoente α foi adotado com o valor de 0,25, pois é o mesmo coeficiente fornecido pela norma americana para a categoria B e pela base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo.

$$V(z) = V_{href}\left(\frac{z}{H}\right)^{\alpha} \tag{6.10}$$

A velocidade de fricção u^* foi determinada considerando um comprimento de rugosidade z_0, de 0,3 m, valor presente nas normas americana (categoria B) e brasileira (categoria III).

A velocidade básica do vento, V_0, foi calculada primeiramente utilizando a norma americana ASCE 7 (2010) para que a velocidade no topo do modelo fosse a mesma velocidade de 38 m/s fornecida para o tempo de recorrência de 10 anos do módulo DEDM-HR. A mesma velocidade foi adotada para todas as normas.

As tabelas 23 e 24 apresentam os parâmetros, velocidade básica (V_0), tempo de duração da análise (T) utilizados para a determinação da aceleração nas direções longitudinais e transversais.

Tabela 23 – Modelo 1 – Parâmetros utilizados para o cálculo das acelerações

Parâmetro	ASCE	AIJ	AS/NZS	NBR
V0 (m/s)	40	27,4	40	40
T	1-h	10-min		

Tabela 24 – Modelo 2 – Parâmetros utilizados para a determinação das acelerações através dos métodos normativos

Parâmetro	Vento a 0°				Vento a 90°			
	ASCE	AIJ	AS/NZS	NBR	ASCE	AIJ	AS/NZS	NBR
V0 (m/s)	42,9	29,38	42,9	42,9	42,9	29,38	42,9	42,9
T	1-h	10-min			1-h	10-min		

6.7 Extração dos Resultados

As Equações 3.76 e 3.77 e as equações presentes nas tabelas do Item 3.3 foram utilizadas para obtenção dos resultados de aceleração para as normas japonesa (AIJ, 2004), americana (ASCE 7, 2010) e australiana (AS/NZS, 2011). Para a norma brasileira (NBR 6123, 1988) foi utilizado o método simplificado para a determinação do deslocamento no topo e a Equação 3.87 para a aceleração.

Considerando os Métodos Assistidos por Base de Dados, o módulo DEDM-HR fornece os resultados a partir dos dados de entrada fornecidos pelo usuário, enquanto que para a base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo, os dados de pressão fornecidos para a geometria e perfil vertical selecionados são utilizados para gerar a força ao longo do tempo e obter os resultados através de uma análise de vibração forçada.

Para o Método da Representação Espectral, o maior valor provável é determinado através de tratamento estatístico para um número finito de séries de carregamento de vento. No presente trabalho, foi adotado o valor característico que apresenta a probabilidade de ser excedido em apenas 5% dos casos, calculado com o emprego da Equação 6.11.

$$X_{95\%} = \mu + 1{,}65\sigma \quad (6.11)$$

Onde,

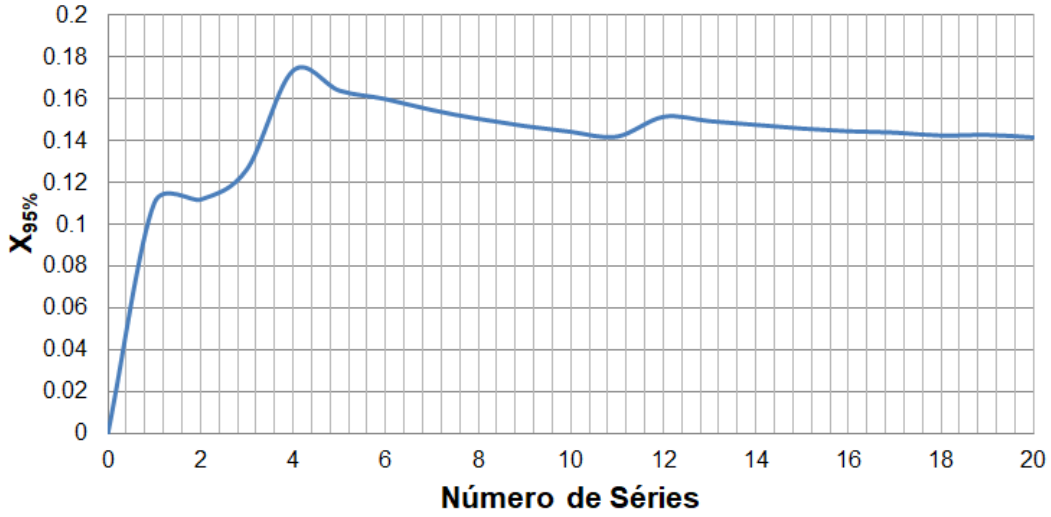
$X_{95\%}$ – valor com a probabilidade de ser excedido em apenas 5% dos casos

μ – média dos deslocamentos (ou acelerações) para todas as séries

σ – desvio padrão dos deslocamentos (ou acelerações) para todas as séries

O número de séries a ser utilizado é definido através da verificação da convergência dos resultados de aceleração e deslocamento. A Figura 49 apresenta graficamente um exemplo de verificação de convergência, em que o eixo horizontal "Número de Séries" representa a quantidade de séries utilizadas para o cálculo do valor característico $X_{95\%}$.

Figura 49 – Exemplo de verificação da convergência



Fonte: O Autor, 2019

As acelerações são apresentadas no formato mg (mili-g) de acordo com a Equação 6.12.

$$a = \frac{a_0 1000}{g} \quad (6.12)$$

Sendo,

a_0 – aceleração em m/s²

g – aceleração da gravidade, adotado o valor de 9,81 m/s²

Os dados são apresentados na forma de tabelas e gráficos nos quais foram adotadas a legenda e a descrição mostradas na Tabela 25, para apresentação dos resultados:

Tabela 25 – Descrição das legendas utilizadas para apresentação dos resultados

Legenda	Descrição
ASCE	Norma Americana ASCE 7 (2010)
AIJ	Norma Japonesa AIJ (2004)
AS/NZS	Norma Australiana AS/NZS (2011)
NBR	Norma Brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB	Resultados obtidos com as pressões fornecidas pela base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo
MRE	Valor característico calculado utilizando o resultado de 20 séries

6.8 Análise dos Resultados

A Tabela 26 apresenta os resultados encontrados com a utilização de cada um dos métodos estudados para as direções longitudinal e transversal. Os resultados obtidos com o módulo DEDM-HR foram destacados em negrito pois serão utilizados para realizar as comparações.

Tabela 26 – Resultados para o modelo 1 – Acelerações em mg

Direção	ASCE	AIJ	AS/NZ	NBR	TPU-DB	MRE	**DEDM-HR**
Longitudinal	10,44	7,85	7,91	9,17	13,52	14,27	**12,61**
Transversal	-	30,68	22,59	-	29,05	-	**27,47**

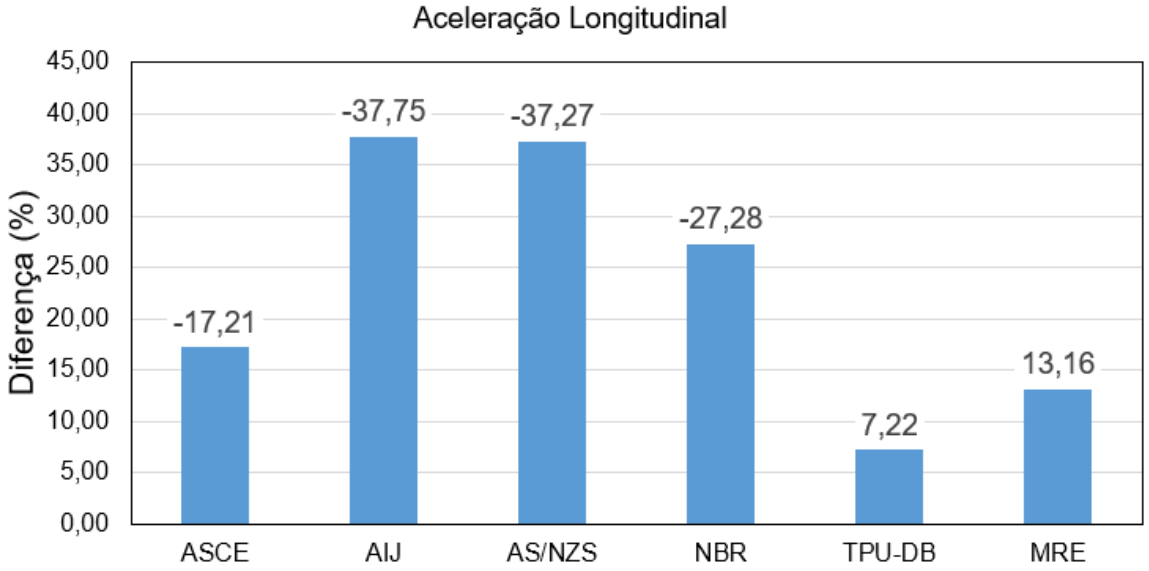
Legenda:
ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Considerando que os resultados fornecidos através de ensaios em túnel de vento são confiáveis, pois buscam representar o comportamento do vento natural atuando na edificação, os gráficos das Figuras 50 e 51 apresentam a diferença percentual entre os métodos com o resultado obtido pelo módulo DEDM-HR.

A Figura 50 permite concluir que, para os métodos normativos, a norma americana foi a única a apresentar uma diferença menor que 20%. As normas

japonesa, australiana e brasileira apresentaram resultados inferiores aos fornecidos pelo DEDM-HR. O resultado mais próximo foi obtido com a utilização dos dados de pressão da base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo. O MRE apresentou uma diferença de 12,61%, representando o melhor resultado entre os métodos que não utilizam dados de ensaios em túnel de vento.

Figura 50 – Modelo 1 – Resultado da comparação para a aceleração longitudinal

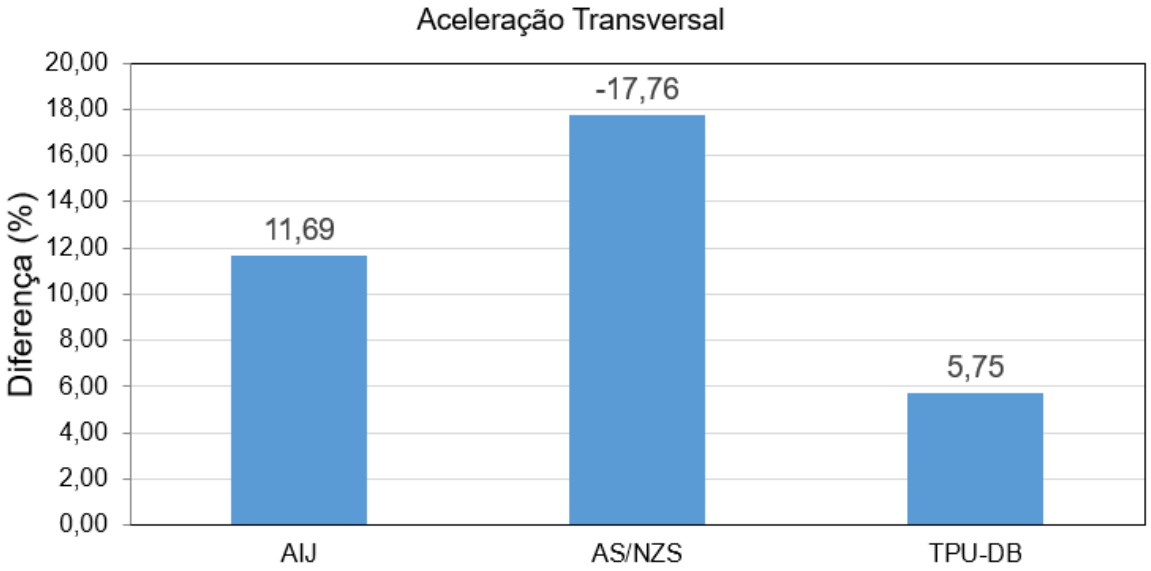


Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral

Fonte: O Autor, 2019

Conforme apresentado na Figura 51, a comparação entre resultados de aceleração transversal apresentou diferenças menores que 20%. O melhor resultado foi alcançado com a utilização dos dados da Universidade Politécnica de Tokyo (TPU-DB), onde a análise foi realizada utilizando os dados de pressão medidos em ensaio de túnel de vento.

Figura 51 – Modelo 1 – Resultado da comparação para a aceleração transversal



Legenda: AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
Fonte: O Autor, 2019

Vale ressaltar que os valores de aceleração transversal foram superiores aos da aceleração longitudinal para todos os métodos.

Considerando o Modelo 2, as acelerações foram obtidas com a utilização de cada um dos métodos estudados considerando o vento incidindo a 0° e a 90° separadamente. A base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo (TPU-DB) não apresenta a relação de geometria 1:1.5:6, logo foram utilizadas as relações 1:1:5 e 1:2:5. A Tabela 27 apresenta os resultados encontrados com a utilização do DEDM-HR e os resultados obtidos com os dados de pressão para as duas relações de geometria.

Tabela 27 – Modelo 2 – Comparação entre resultados alcançados com a utilização de diferentes relações de geometria – Acelerações em mg

Direção	Vento a 0°			Vento a 90°		
	DEDM-HR	TPU 1:1	TPU 1:2	**DEDM-HR**	TPU 1:1	TPU 1:2
Longitudinal	**44,24**	39,41	33,61	**23,33**	21,06	20,86
Transversal	**28,51**	48,63	26,72	**78,72**	76,22	24,94

Legenda: DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds
TPU 1:1 – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio para relação entre dimensões da base 1:1
TPU 1:2 – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio para relação entre dimensões da base 1:2

Através dos resultados apresentados na Tabela 27, é possível verificar que a utilização da relação de geometria 1:1:5 para a determinação dos dados de pressão da TPU-DB apresentou resultados mais próximos dos obtidos com o módulo DEDM-HR. Para o vento incidindo a 0°, a aceleração transversal ficou 70% acima do esperado, contudo se fosse considerada a aceleração máxima com o valor de 48,63 mg, independente da direção, para uma possível verificação do conforto humano o resultado estaria próximo ao fornecido pelo módulo DEDM-HR, que apresentou uma aceleração máxima de 44,24 mg. Considerando o vento incidindo a 90°, a diferença percentual entre as acelerações determinadas com as pressões da TPU-DB e do DEDM-HR foi de 11%, para aceleração longitudinal, e 3,28% para a aceleração transversal. Logo, para as comparações entre todos os métodos serão utilizados os resultados encontrados com a relação de geometria 1:1:5 para os dados da TPU-DB.

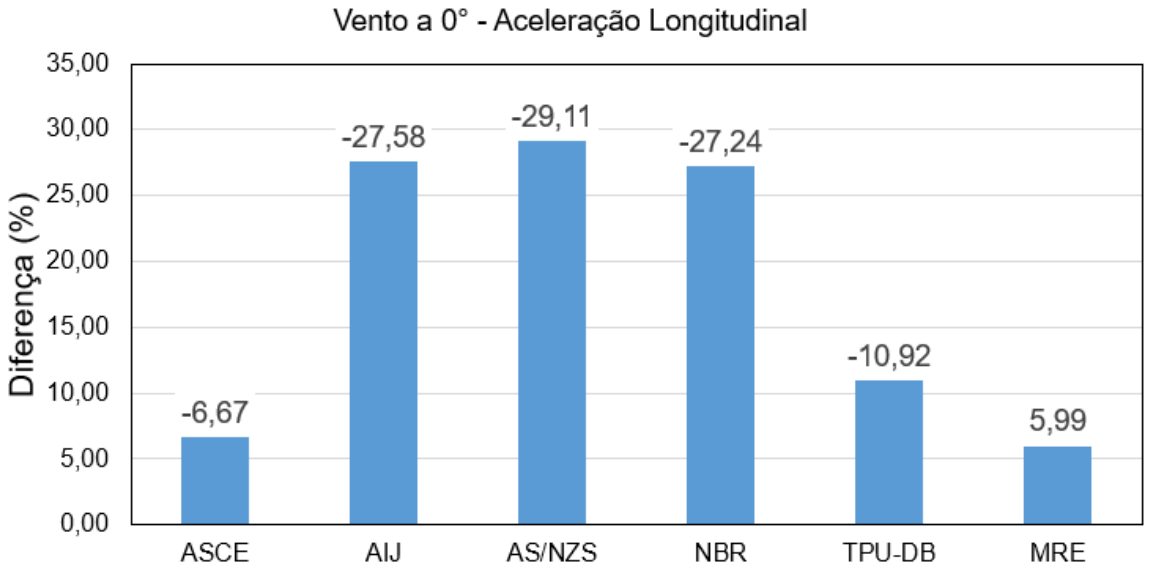
A Tabela 28 apresenta os resultados para cada um dos métodos considerando o vento incidindo a 0°. O gráfico da Figura 52 apresenta a diferença percentual entre os métodos com os resultados fornecidos pelo DEDM-HR para a direção longitudinal. Os resultados da norma americana da análise utilizando as pressões da base de dados TPU e o método da representação espectral apresentaram diferenças menores que 11%.

Tabela 28 – Resultados para o modelo 2 – Vento a 0º – Acelerações em mg

Direção	ASCE	AIJ	AS/NZ	NBR	TPU	MRE	**DEDM-HR**
Longitudinal	41,29	32,04	31,36	32,19	39,41	46,89	**44,24**
Transversal	-	69	69,09	-	48,62	-	**28,51**

Legenda:
ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Figura 52 – Modelo 2 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 0°)

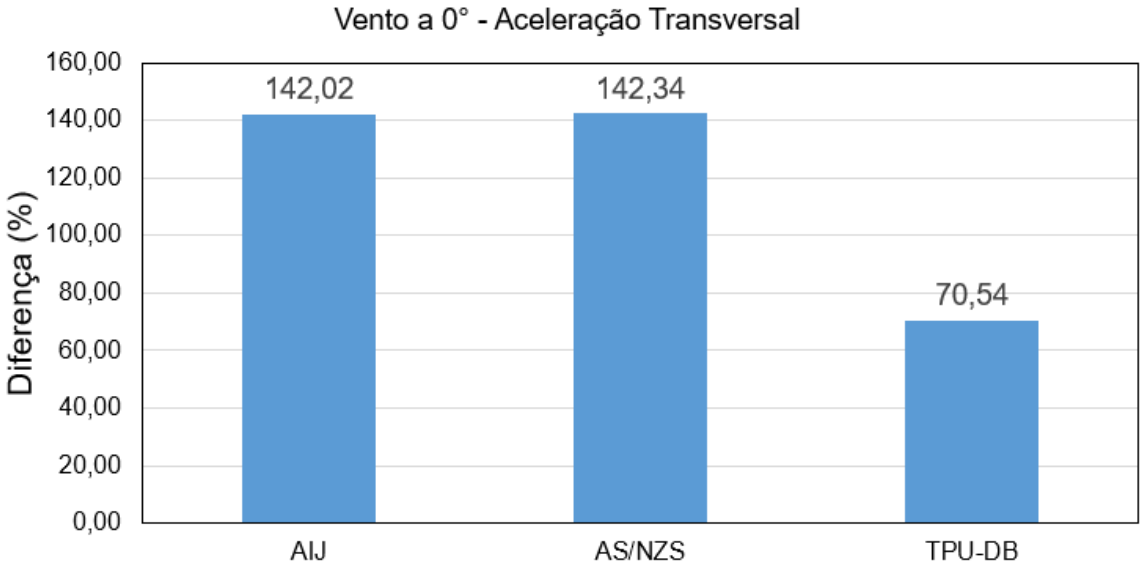


Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral

Fonte: O Autor, 2019

O gráfico da Figura 53 apresenta a diferença entre os métodos e o DEDM-HR para a direção transversal, onde é possível notar que os resultados divergiram consideravelmente. Os valores obtidos para a aceleração transversal com as normas AIJ e AS/NZS e com os dados de pressão da TPU-DB não refletiram o comportamento da estrutura, que, segundo o resultado do DEDM-HR, forneceu o maior valor para a aceleração longitudinal.

Figura 53 – Modelo 2 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 0°)



Legenda: AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
Fonte: O Autor, 2019

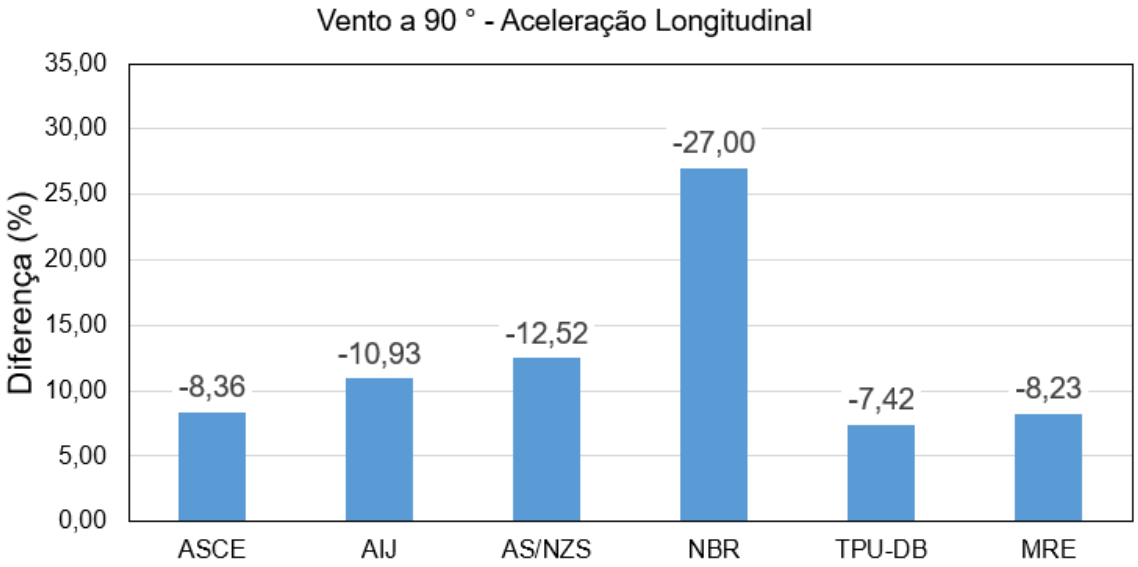
As mesmas análises foram realizadas considerando o vento incidindo a 90°, os resultados obtidos podem ser verificados na Tabela 29. A comparação entre os métodos e os resultados do DEDM-HR pode ser observada na Figura 54, na qual é possível verificar que as diferenças foram menores que 15%, excetuando-se o caso da NBR 6123 (1988), que apresentou uma diferença de 27%.

Tabela 29 – Resultados para o modelo 2 – Vento a 90º – Acelerações em mg

Direção	ASCE	AIJ	AS/NZ	NBR	TPU	MRE	**DEDM-HR**
Longitudinal	21,38	20,78	20,41	17,03	21,6	21,41	**23,33**
Transversal	-	105,83	69,46	-	76,21	-	**78,72**

Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Figura 54 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 90°)

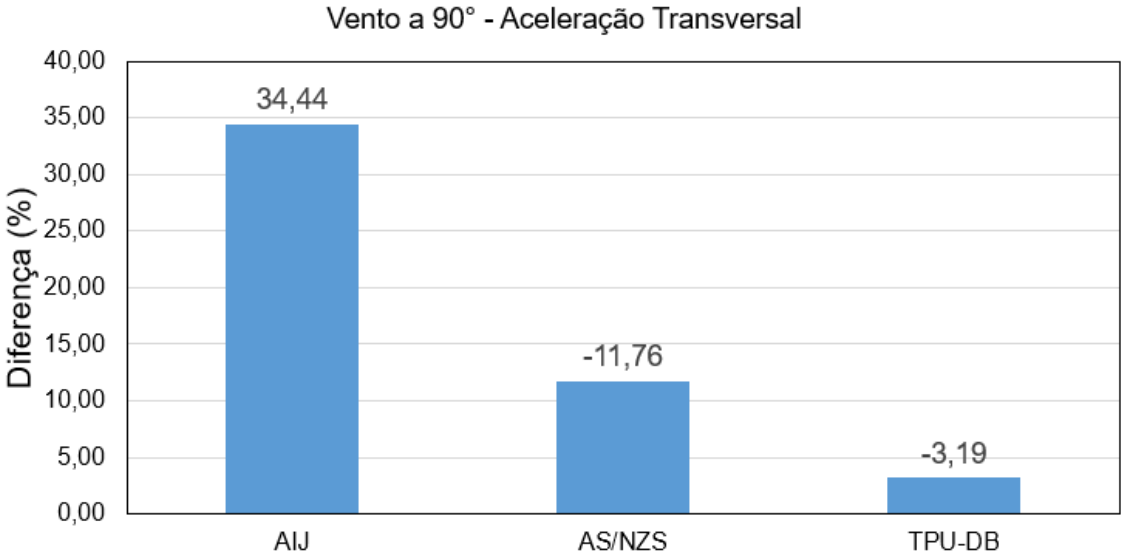


Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral

Fonte: O Autor, 2019

Verificando os resultados na direção transversal (Figura 55), o resultado encontrado com a base de dados da TPU apresentou uma diferença de 7,42% quando comparado com o módulo DEDM-HR. A norma australiana (AS/NZS, 2011) apresentou resultado abaixo de 15%, o que é considerado aceitável.

Figura 55 – Modelo 2 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 90°)



Legenda: AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio

Fonte: O Autor, 2019

As acelerações para cada método foram comparadas com os limites superior e inferior encontrados no artigo de Holmes (2014) para a velocidade de referência de 40 m/s e taxa de amortecimento crítico de 0,01. Os limites correspondem aos valores mínimos e máximos escolhidos dentre as oito instituições que forneceram os resultados para os ensaios em túnel de vento e participaram da comparação mencionada no artigo.

A comparação foi realizada utilizando a aceleração resultante a_R, calculada com a Equação 6.13.

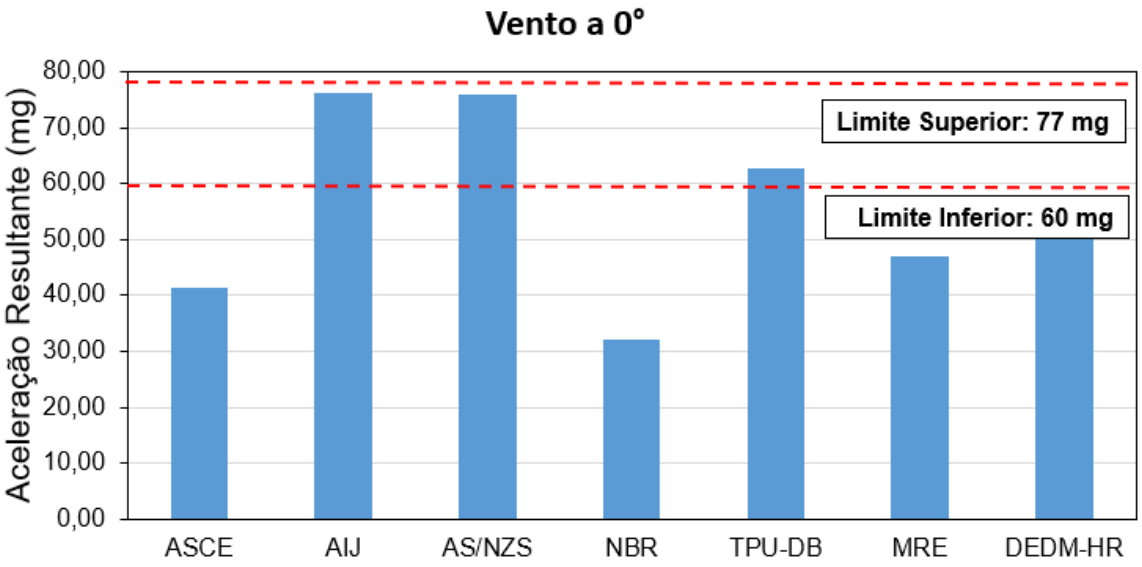
$$a_R = \sqrt{a_L^2 + a_T^2} \tag{6.13}$$

Sendo,

a_L – aceleração longitudinal

a_T – aceleração transversal

Figura 56 – Acelerações resultantes para o modelo 2 (Vento a 0°)



Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

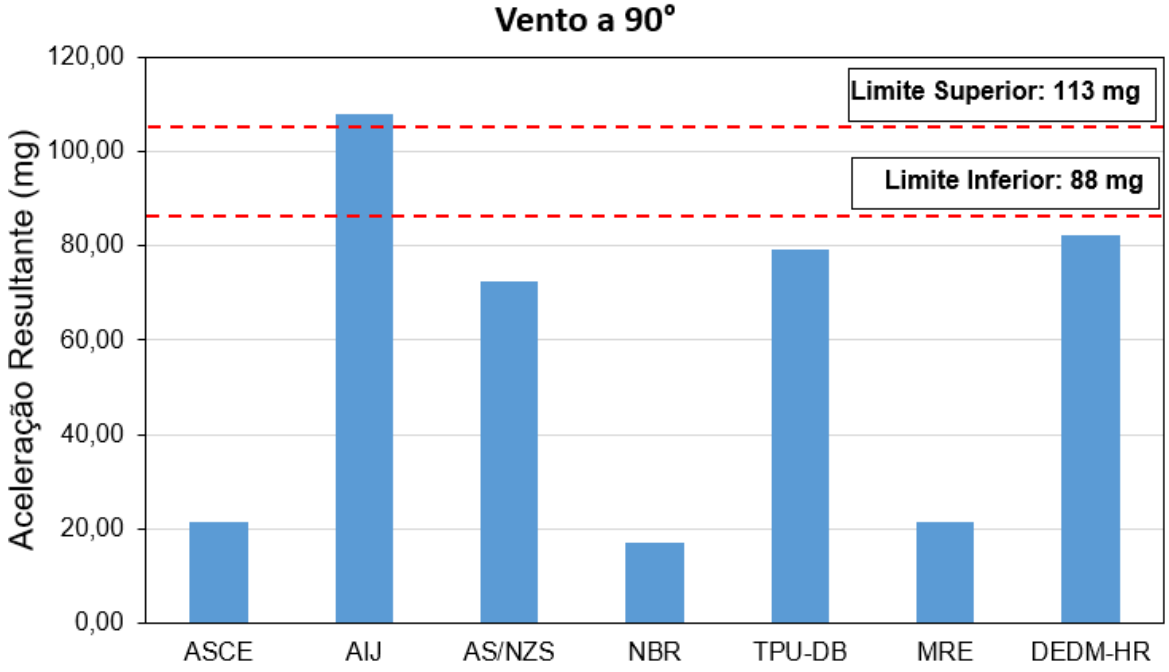
Fonte: O Autor, 2019

Observando a Figura 56 é importante notar que utilizando a aceleração resultante, os valores das normas AIJ (2010) e AS/NSZ (2011) ficaram entre os limites propostos, entretanto o resultado do DEDM-HR ficou abaixo, evidenciando que até resultados obtidos em túnel de vento podem apresentar diferenças com ensaios obtidos por outras instituições.

Considerando os resultados apresentados na Figura 57, entre os métodos normativos apenas o resultado da norma japonesa (AIJ, 2004) ficou entre os limites propostos. Novamente, o resultado do DEDM-HR, apesar de ser baseado em ensaios em túnel de vento, ficaram abaixo dos limites.

Os gráficos das Figuras 56 e 57 permitem verificar a importância da aceleração transversal. As normas americana e brasileira e o Método da Representação Espectral, por não considerarem a aceleração transversal, apresentaram resultados significativamente inferiores aos limites retirados do artigo de Holmes (2014).

Figura 57 – Acelerações resultantes para o modelo 2 (Vento a 90°)



Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Fonte: O Autor, 2019

Os resultados obtidos com os modelos 1 e 2 mostram que as normas conseguem representar a aceleração longitudinal com diferenças menores que 40%, porém para os resultados de aceleração transversal, a diferença pode ser maior que 100%, como ocorreu para o modelo de edifício com planta retangular. Os métodos normativos utilizam curvas aproximadas para o espectro do momento na base necessário para a obtenção da resposta transversal, a aproximação pode não estar de acordo com as curvas obtidas em ensaios em túnel de vento conforme discutido no artigo de Kwon (2008).

Considerando apenas a norma brasileira NBR 6123 (1988), nos dois modelos as acelerações longitudinais foram menores que as obtidas através de ensaios em túnel de vento, tal fato foi mencionado no trabalho de Algaba (2016) que propôs a

atualização dos ábacos da referida norma para a determinação do coeficiente de amplificação dinâmica para corrigir essa diferença.

7 ESTUDOS DE CASO: AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO

Neste capítulo a avaliação do conforto humano será realizada comparando as acelerações obtidas para dois modelos numéricos com os limites propostos pela ISO 10137 (2007). Os modelos numéricos foram desenvolvidos baseados em edificações reais, uma em estrutura mista aço-concreto com altura total de 172,80 m e a outra em concreto armado com altura total de aproximadamente 70 m.

7.1 Considerações Iniciais

7.1.1 Hipóteses Simplificadoras

As análises foram realizadas considerando as seguintes hipóteses simplificadoras:

– Para todos os modelos foram realizadas análises lineares, não foram consideradas a não-linearidade física e geométrica;

– Foram consideradas apenas as três primeiras frequências naturais das estruturas, hipótese utilizada pelas normas e pelo módulo DEDM-HR;

– Foi considerado que todos os modelos apresentam modo de vibração linear;

– A aceleração torsional não foi considerada;

– As alvenarias foram consideradas apenas como carregamento estático;

– A fundação foi considerada de forma simplificada como apoiada.

7.1.2 Modelos Numéricos

As comparações entre os procedimentos para a estimativa da aceleração foram realizadas utilizando dois modelos numéricos conforme descrição apresentada na Tabela 30. Os valores adotados para a velocidade de referência (Vref) de cada modelo correspondem a velocidade média para o estado limite de serviço considerando um tempo de recorrência de 1 ano, medida no topo do modelo para uma velocidade básica de 35 m/s.

Tabela 30 – Dados dos modelos baseados em edifícios reais

Parâmetro	Modelo 3 – Edifício em Estrutura Mista Aço-Concreto (Barboza, 2016)	Modelo 4 – Edifício em Concreto Armado (Desenvolvido neste trabalho)
Largura (B)	45 m	30,30 m
Comprimento (D)	32 m	22,20 m
Altura (H)	172,80 m	70 m
Frequência fx	0,163 Hz	0,57 Hz
Frequência fz	0,193 Hz	0,52 Hz
Frequência fy	0,187 Hz	0,68 Hz
Coeficiente para o Modo de Vibração (β)	1 (nas três direções)	1 (nas três direções)
Densidade de massa (ρ_{ar})	107,22 kg/m³	183,33 kg/m³
Razão de Amortecimento Crítico (ζ)	0,01	0,02
Coeficiente de Arrasto (Ca) Direção Z	1,40	1,35
Coeficiente de Arrasto (Ca) Direção X	1,25	1,12
Velocidade de Referência (Vref) – ELS	17,34 m/s	13,83 m/s

Os modelos numéricos foram discretizados para representarem as edificações com fidelidade. A representação das vigas e dos pilares foi realizada utilizando o elemento de viga BEAM44, que possui 2 nós com seis graus de liberdade cada um. Os graus de liberdade representam as translações e rotações nas direções X, Y e Z. As lajes foram representadas com o elemento SHELL63, que possui 4 nós com seis graus de liberdade cada, representando as translações e rotações nas direções X, Y e Z. A modelagem das fundações foi considerada de maneira simplificada através da restrição das translações nas direções X, Y e Z e permissão das rotações nas três direções.

7.1.3 Amortecimento Estrutural

O amortecimento estrutural foi obtido da forma indicada no Item 6.1.3, no qual foi considerada a taxa de amortecimento crítico com o valor de 0,01 para o edifício em estrutura mista e o valor de 0,02 para o edifício em concreto armado.

7.1.4 Carregamento de Vento

As mesmas considerações expostas no item 6.1.4 foram utilizadas para a obtenção da resposta dos modelos numéricos submetidos à carga de vento, no entanto como o DEDM-HR fornece as acelerações para um tempo de recorrência de 10 anos, foi necessário utilizar as equações apresentadas no Capítulo 4 para considerar o tempo de recorrência de 1 ano, utilizado pela ISO 10137 (2007).

A seguir será apresentado um exemplo de cálculo para consideração do tempo de recorrência de 1 ano considerando os resultados para o Modelo 3. Para o cálculo da resposta foram utilizados os dados apresentados na Figura 58.

Figura 58 – Dados de entrada para o Modelo 3

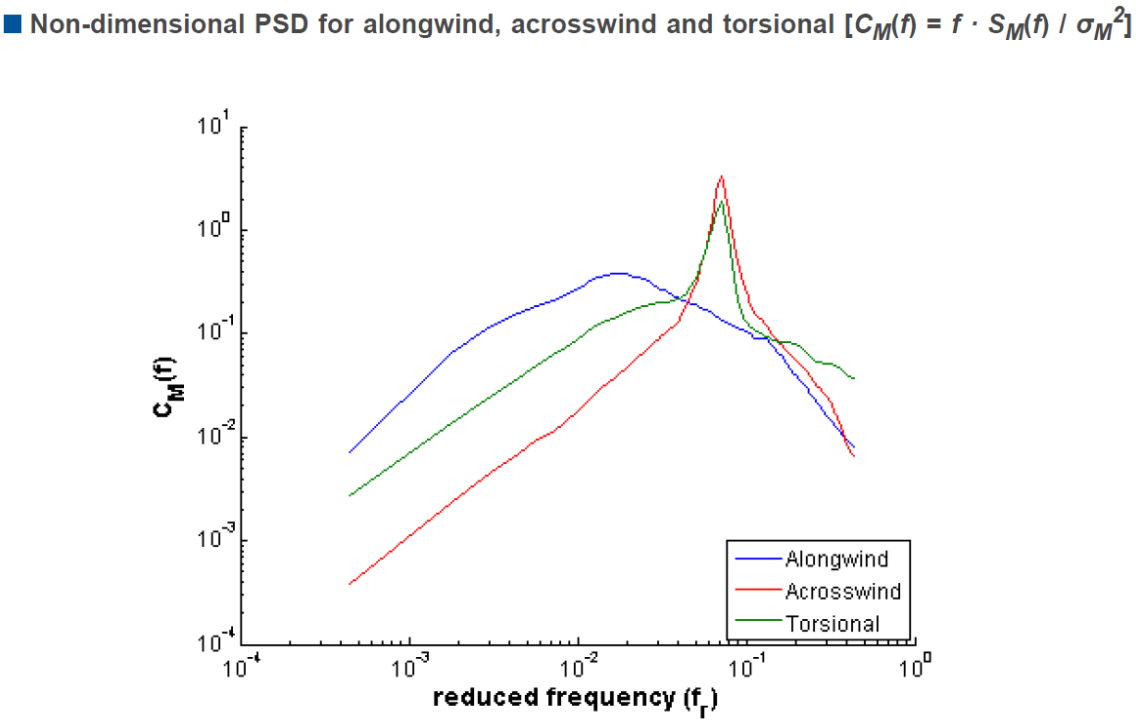
■ Input parameters by user

B	45 *m*	D	32 *m*	H	173 *m*
f_x	0.163 *Hz*	f_y	0.193 *Hz*	f_z	0.187 *Hz*
β_1	1	β_2	1	β_3	1
ρ_B	107.22 kg/m^3	γ	18 *m*	ζ	0.01
ΔH	3.6 *m*	ρ_A	1.25 kg/m^3	C_D	1.4
U_{10}	38 *m/s*	Place	Continental US	TKU_DB with AR = 4.50	
Input	Metric(SI) unit	Output	Metric(SI) unit	On-line Unit Converter	

Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

O módulo DEDM-HR fornece as curvas indicadas pela Figura 59 e os dados para o cálculo das respostas indicadas pela Figura 60.

Figura 59 – Espectros de momento fornecidos para a geometria escolhida



Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

Figura 60 – Parâmetros utilizados para o cálculo das repostas

RMS base moment coefficients (σ_{CM}), reduced freq. according to f_1 (f_{r1}) & corresponding non-dimensional moment coefficients [$C_M(f_{r1})$]

	σ_{CM}	f_{r1}		$C_M(f_{r1})$	
		50-year	10-year	50-year	10-year
Alongwind	**0.126**	**0.210**	**0.250**	**0.035**	**0.024**
Acrosswind	**0.115**	**0.249**	**0.296**	**0.036**	**0.026**
Torsional	**0.038**	**0.241**	**0.287**	**0.060**	**0.052**

Fonte: DEDM-HR (http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html)

A Tabela 31 apresenta o valor dos parâmetros considerando o tempo de recorrência de 1 ano e a velocidade média no topo do edifício com o valor de 17,34 m/s. O valor do espectro normalizado C_M foi obtido a partir da curva para o momento na direção longitudinal.

Tabela 31 – Parâmetros calculados para o tempo de recorrência de 1 ano

Direção	σ_{CM}	f_{r1}	$C_M(f_{r1})$
Longitudinal	0,126	0,30	0,015

A Equação 4.16 permite o cálculo do novo momento de referência:

$$\overline{M_L{}'} = \frac{1}{2}\rho\overline{V_H^2}BH^2 = \frac{1}{2}(1{,}25)(17{,}34)^2 45(173)^2 = 0{,}25x10^9$$

Utilizando a Equação 4.15, o desvio padrão do momento aerodinâmico pode ser calculado.

$$\sigma_M = \sigma_{CM}\overline{M_L'} = 0{,}1260x0{,}25x10^9 = 0{,}0315x10^9$$

A Equação 4.14 é utilizada para o cálculo do espectro do momento aerodinâmico S_M.

$$S_M = \frac{C_M(f)\sigma_M^2}{f} = \frac{0{,}015x(0{,}0315x10^9)^2}{f} = \frac{1{,}49x10^{13}}{f}$$

As parcelas sub-ressonante $\widehat{M}_B$ e ressonante do momento $\widehat{M}_R$ são calculadas utilizando as equações 4.4 e 4.5.

$$\widehat{M}_R = g_R\sqrt{\frac{\pi}{4\zeta_1}f_1 S_M(f_1)} = 3{,}732\sqrt{\frac{\pi}{4x0{,}01}1{,}49x10^{13}} = 0{,}128x10^9$$

$$\widehat{M}_B = g_B\sigma_M = 3{,}4x0{,}0315x10^9 = 0{,}107x10^9$$

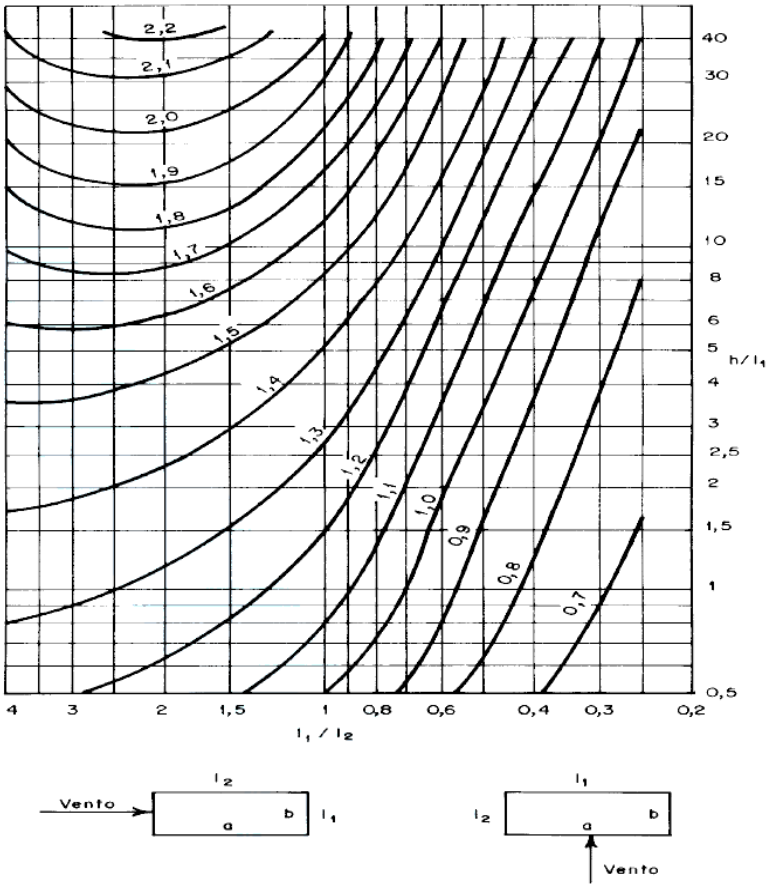
O valor de $\widehat{M}_R$ encontrado para o tempo de recorrência de 1 ano pode ser utilizado para o cálculo das acelerações longitudinal e transversal utilizando as Equações 4.6 e 4.7.

As curvas de espectro de momento não apresentam resultado para qualquer valor de frequência reduzida. Para os casos em que a frequência reduzida foi maior que o limite da curva foi adotado o mesmo método que o DEDM-HR, que utiliza o último valor fornecido pela curva.

Finalmente o coeficiente de arrasto foi calculado conforme o gráfico exibido na Figura 61 fornecido pela norma NBR 6123 (1988) para vento de baixa turbulência. O coeficiente foi determinado respeitando a geometria de cada modelo e o mesmo valor

foi utilizado por todos os métodos. Verificando a Figura 60, os parâmetros l_1 e l_2 são as dimensões em planta e *h* é a altura da edificação.

Figura 61 – Gráfico da norma NBR 6123 (1988) utilizado para o cálculo do coeficiente de arrasto



Fonte: NBR 6123, 1988

7.1.5 Extração dos Resultados

Conforme foi comentado no Item 6.1.5, as acelerações foram extraídas no topo dos modelos e no caso do Método da Representação Espectral, o valor característico foi obtido considerando o resultado de 20 séries de carregamento de vento.

7.2 Verificação do Conforto Humano

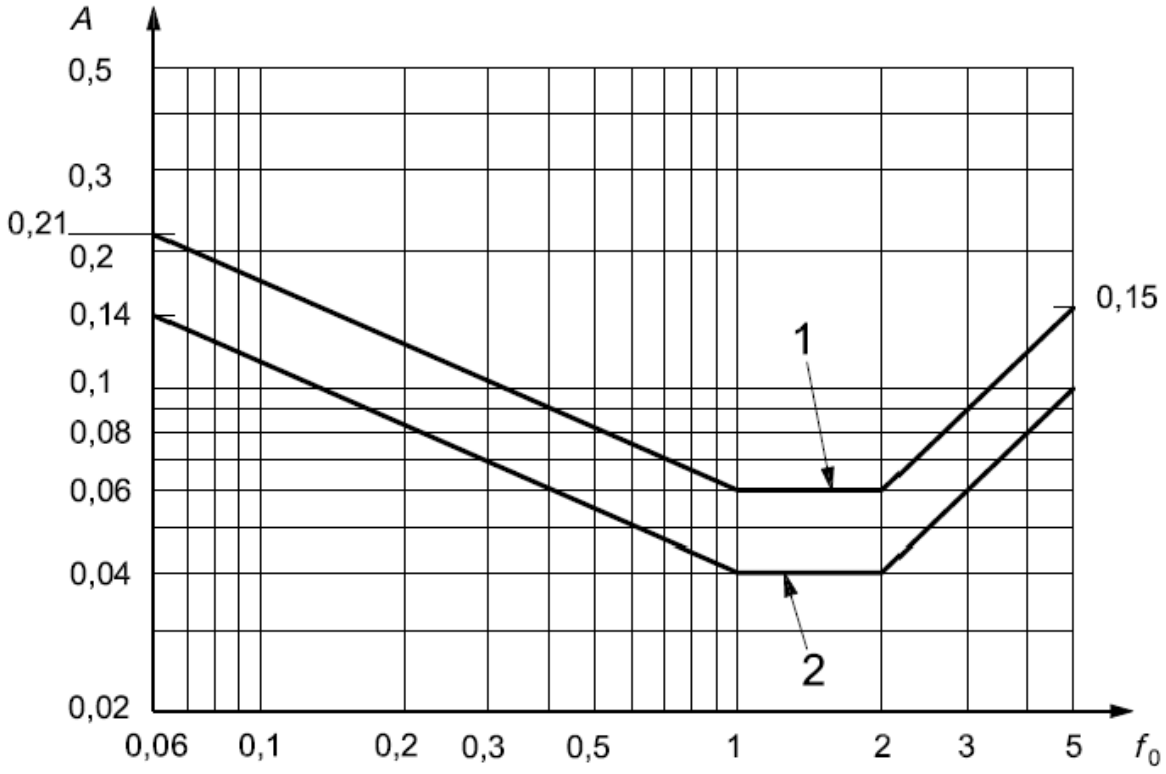
As vibrações induzidas pelo vento podem interferir nas atividades diárias e no bem estar dos ocupantes das edificações. Como a percepção e tolerância às vibrações pelas pessoas são critérios subjetivos, não existe um único critério para

verificação de conforto humano de forma a estabelecer um padrão para o nível de vibração causado pelo vento a ser utilizado nos projetos (Kwok *et al.*, 2009).

No passado, documentos normativos estabeleciam um limite para a aceleração da edificação determinado através de ensaios considerando apenas a percepção das pessoas à amplitude da vibração. No entanto experimentos realizados em salas montadas em bases vibratórias indicam que a percepção das pessoas está relacionada não só à amplitude, como também à frequência da aceleração (Burton, 2015). Esse critério passou a ser utilizado em documentos normativos mais recentes, como a ISO 10137 (2007).

Para esse trabalho de pesquisa será utilizada a recomendação da ISO 10137 (2007) como critério para avaliação do conforto humano, que estabelece limites de acordo com a frequência fundamental da edificação e o uso a que se destina. A norma considera um tempo de recorrência de 1 ano. Observando a Figura 62, a curva 1 representa os limites utilizados para edifícios comerciais enquanto a curva 2 deve ser utilizada para edifícios residenciais.

Figura 62 – Curvas limites para a percepção da vibração



Fonte: ISO 10137, 2007

Considerando o tempo de recorrência de 1 ano utilizado pela ISO 10137 (2007), a velocidade básica foi corrigida utilizando o parâmetro S_3 da NBR 6123 (1988) indicado pela Equação 6.14.

$$S_3 = 0{,}54\left[-\frac{ln(1-P_m)}{m}\right]^{-0{,}157} \tag{6.14}$$

O parâmetro S_3 determina um coeficiente que indica a probabilidade P_m que a velocidade do vento tem de ser excedida em m anos. O presente trabalho utilizou a probabilidade de 0,63 para o tempo de recorrência de 1 ano. Logo, a velocidade básica a ser utilizada nos métodos para estimativa da aceleração será fornecida de acordo com a Equação 6.15.

$$(V_0)_{1\ ano} = 0{,}54(V_0)_{50\ anos} \tag{6.15}$$

Sendo,

$(V_0)_{50\ anos}$ – velocidade básica para o tempo de recorrência de 50 anos

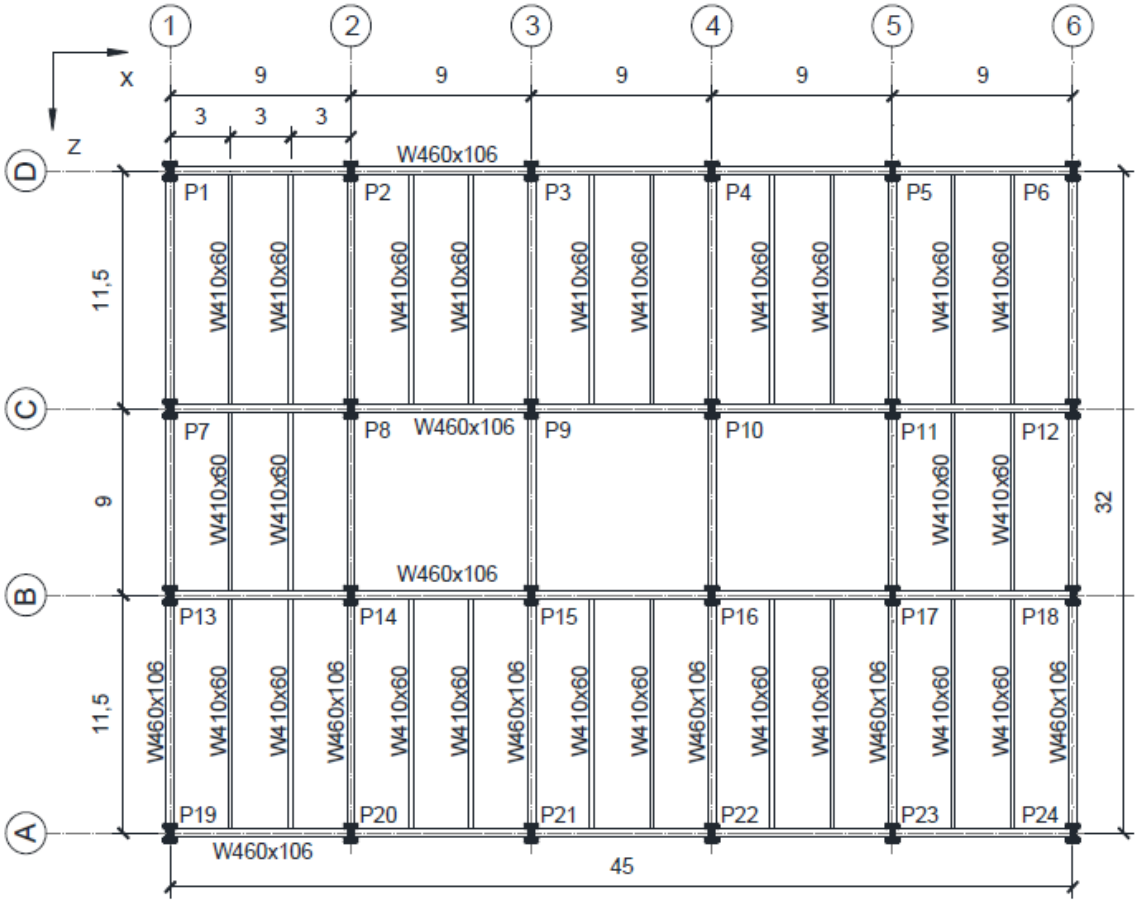
7.3 Edifício em Estrutura Mista Aço-Concreto

As características do edifício em estrutura mista aço-concreto foram retiradas dos trabalhos de Barboza (2016) e Rios (2015).

7.3.1 Modelo Estrutural

O edifício foi projetado utilizando estrutura mista (aço-concreto) com 48 pavimentos, pé-direito de 3,60 m e altura total de 172,80 m. As dimensões em planta são de 45 m por 32 m e o núcleo central possui dimensões de 27 m por 9 m. A Figura 62 apresenta a planta de forma da edificação.

Figura 63 – Vista em planta do edifício em estrutura mista



Fonte: Barboza, 2016

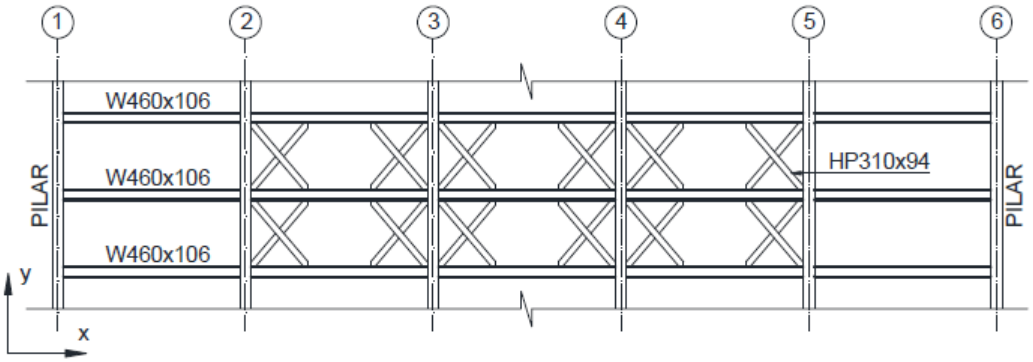
O edifício apresenta lajes em concreto armado com espessura de 15 cm. As vigas principais são compostas por perfis laminados W460x106 e as secundárias, por W410x60, todas em aço ASTM A572. Os pilares são compostos por perfis do tipo HD, em aço ASTM A913, com bitola variando na altura da edificação, conforme apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 – Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural

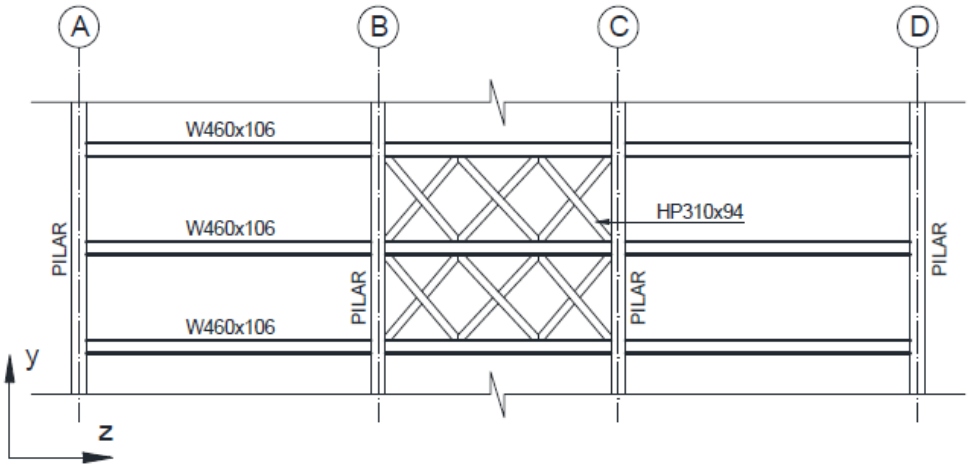
Pavimentos	Pilares do núcleo central	Pilares de fachada
1° ao 10°	HD400x990	HD400x551
11° ao 20°	HD400x818	HD400x382
21° ao 30°	HD400x667	HD320x245
31° ao 40°	HD400x421	HD260x172
41° ao 48°	HD400x187	HD260x114
Fonte: Barboza, 2016		

O núcleo central apresenta diagonais de travamento em X com perfis do tipo HP310x94, como pode ser observado pelas vistas em corte da Figura 64.

Figura 64 – Sistema de travamento lateral – Vista frontal



a) Vista frontal (eixos B e C)



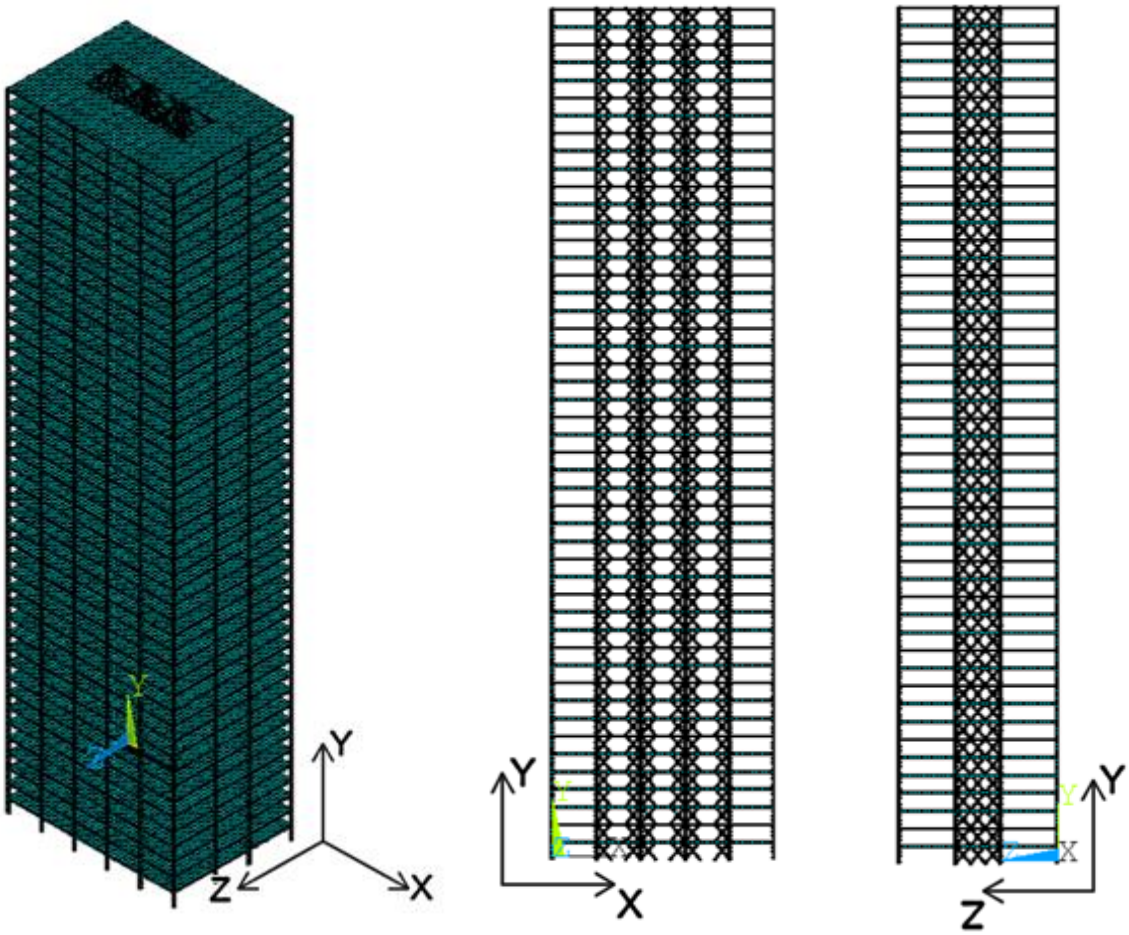
b) Vista lateral (eixos 2 a 5)
Fonte: Barboza, 2016

O concreto utilizado no projeto possui resistência característica à compressão (*fck*) de 30 MPa, módulo de elasticidade (*Ec*) de 26 GPa, coeficiente de Poisson (υ) igual a 0.2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. O aço tem resistência característica (*fy*) de 345 MPa, módulo de elasticidade (*Es*) de 205 GPa, coeficiente de Poisson (υ) igual a 0,3 e peso específico (γ_s) de 78,5 kN/m³. As mesmas cargas permanentes e acidentais adotadas no trabalho de Rios (2015) foram utilizadas no presente trabalho, cargas permanentes de 35 kg/m² (revestimentos) em cada pavimento e 150 kg/m² (vidros e esquadrias) nas fachadas e sobrecarga de 300 kg/m².

7.3.2 Modelo Numérico em Elementos Finitos

O modelo numérico foi desenvolvido utilizando as técnicas descritas no início do capítulo objetivando representar a edificação com fidelidade com o programa computacional ANSYS (2007). O modelo possui 111744 elementos, 84020 nós e 503616 graus de liberdade. A Figura 65 apresenta algumas vistas do modelo discretizado em elementos finitos.

Figura 65 – Vistas do modelo numérico para o edifício em aço-concreto



a) Vista em 3D b) Vista Frontal c) Vista Lateral

Fonte: O Autor, 2019

7.3.3 Frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento

A avaliação do modelo investigado foi realizada considerando os três primeiros modos de vibração da mesma forma que as normas de projeto ASCE (2010), AIJ

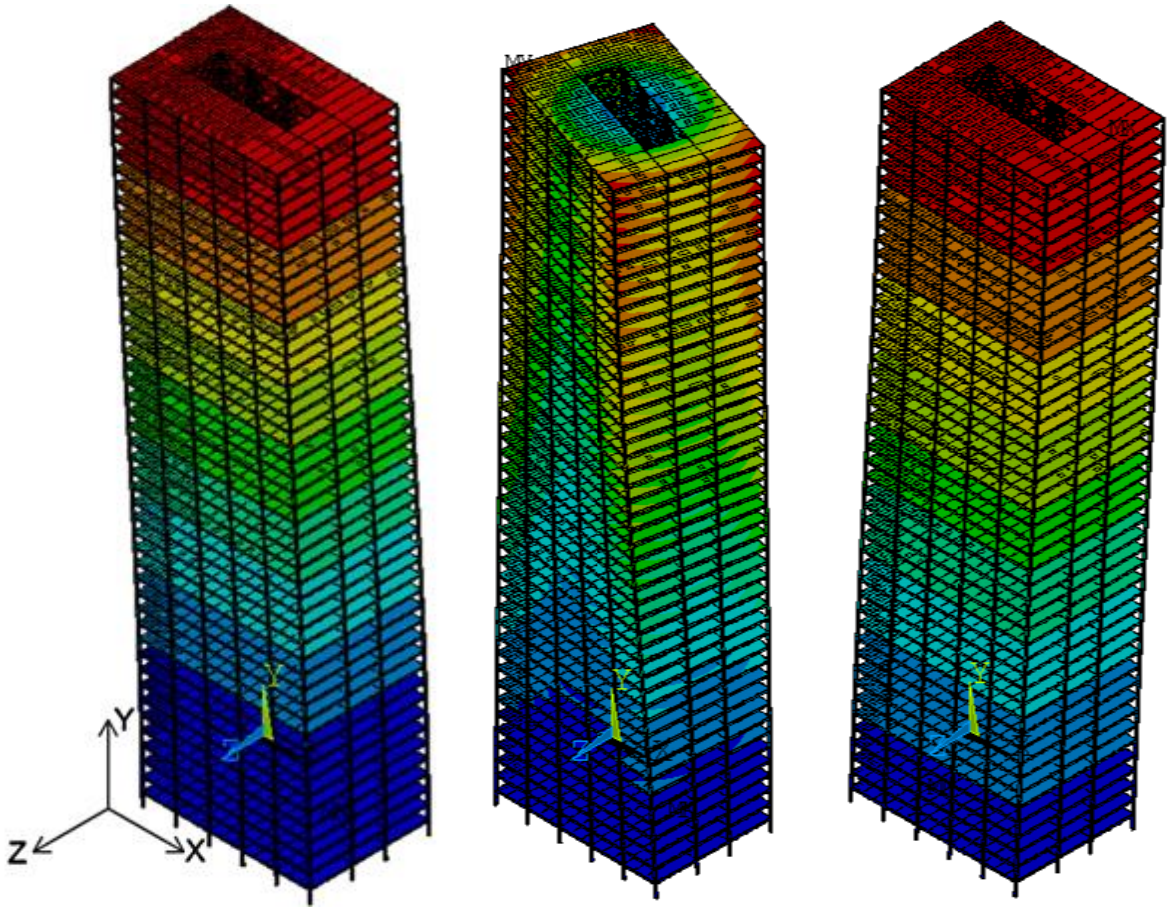
(2004) e AS/NZS (2011) e o módulo DEDM-HR da plataforma VORTEX-Winds utilizados nesse trabalho.

A Tabela 33 e a Figura 66 apresentam as frequências naturais e modos de vibrações encontrados após a realização de uma análise modal.

Tabela 33 – Frequências naturais e comportamento físico do modelo 3

Modo	Frequência (Hz)	Comportamento Físico
1	0,163	Flexão em torno de X
2	0,187	Torção
3	0,193	Flexão em torno de Z

Figura 66 – Modos de vibração do modelo 3



a) 1° Modo de Vibração (f_1 = 0,16 Hz) b) 2° Modo de Vibração (f_2 = 0,18 Hz) c) 3° Modo de Vibração (f_3 = 0,193 Hz)

Fonte: O Autor, 2019

A Tabela 34 apresenta os coeficientes α e β para determinação da matriz de amortecimento calculada de acordo com o Item 6.1.3 utilizando as duas primeiras

frequências do modelo numérico e uma taxa de amortecimento crítico de 1% proposta pela NBR 6123 (1988) para edifícios em aço.

Tabela 34 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelo 3

	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	α	β
Modelo 3	0,16	0,18	0.010943873	0.009094568

7.3.4 Carregamento de Vento

A Tabela 35 apresenta os parâmetros, a velocidade básica (V_0), o tempo de duração da análise (*T*) e o coeficiente de arrasto (*Ca*) utilizados para a determinação da aceleração nas direções longitudinais e transversais considerando o vento atuando a 0° e a 90°. Para as análises de vibração forçada utilizadas com o carregamento gerado pelo Método da Representação Espectral e pelos dados de pressão da base de dados TPU-DB, foi utilizada a mesma duração adotada pelo módulo DEDM-HR, ou seja, 1 hora.

Tabela 35 – Modelo 3 – Parâmetros utilizados para o cálculo das acelerações

Parâmetro	Vento a 0°				Vento a 90°			
	ASCE	AIJ	AS/NZS	NBR	ASCE	AIJ	AS/NZS	NBR
V0[(1)] (m/s)	18,9	12,94	18,9	18,9	18,9	12,94	18,9	18,9
T	1-h	10-min			1-h	10-min		
Ca	1,40				1,25			
(1) Considerando o tempo de recorrência de 1 ano para a velocidade básica de 35 m/s correspondente a cidade do Rio de Janeiro								

A Tabela 36 mostra os coeficientes de amplificação dinâmico utilizados para a determinação dos resultados para a norma NBR 6123 (1988).

Tabela 36 – Modelo 3 – Coeficiente de amplificação dinâmico	
Direção	Coeficiente de Amplificação
Vento a 0°	1,30
Vento a 90°	1,23

7.3.5 Análise dos Resultados

O edifício estudado apresenta relação entre geometrias de 1:1,41:5,4, logo buscou-se adotar relações de geometria próximas para os Métodos Assistidos por Base de Dados. Para o módulo DEDM-HR foi utilizada a relação de 1:1,5 e para a base de dados da TPU foi utilizada a relação de 1:1:5.

As Tabelas 37 e 38 apresentam os resultados da aplicação dos métodos considerando o vento incidindo a 0° e a 90°.

Tabela 37 – Resultados para o modelo 3 – Vento a 0º – Acelerações em mg

Direção	ASCE	AIJ	AS/NZ	NBR	TPU-DB	MRE	**DEDM-HR**
Longitudinal	6,15	4,36	4,47	9,41	5	10,19	**8,55**
Transversal	-	8,58	13,28	-	6,73	-	**5,02**

Legenda:
ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

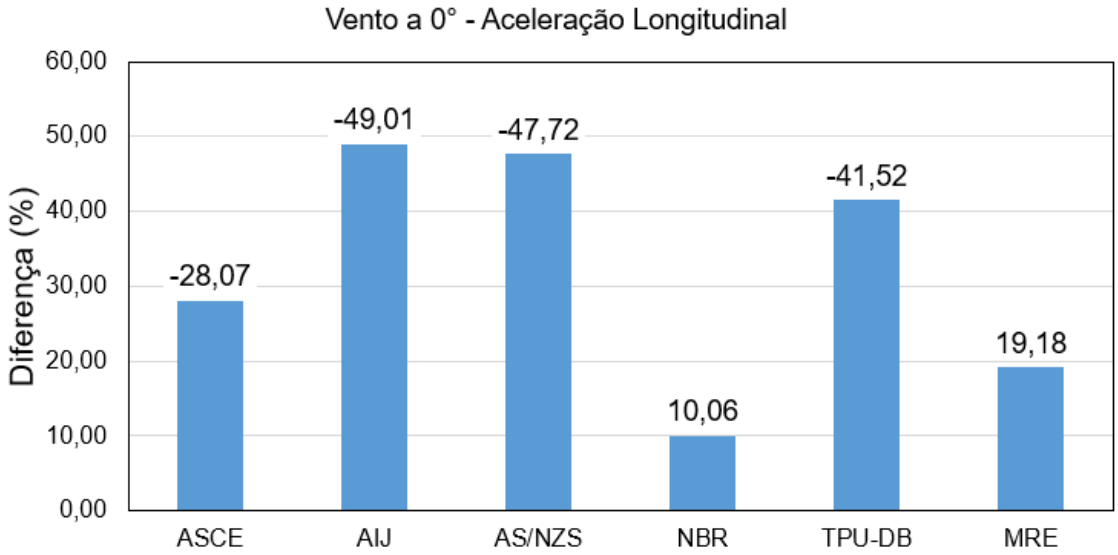
Tabela 38 – Resultados para o modelo 3 – Vento a 90º – Acelerações em mg

Direção	ASCE	AIJ	AS/NZ	NBR	TPU-DB	MRE	**DEDM-HR**
Longitudinal	3,57	2,59	2,68	7,49	4,69	6,12	**4,34**
Transversal	-	13,03	9,89	-	11,34	-	**10,46**

Legenda:
ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

As Figuras 67 e 68 apresentam a comparação dos resultados de todos os métodos com os resultados obtidos pelo módulo DEDM-HR, entretanto é preciso lembrar que foi adotada uma geometria fornecida pelo módulo próxima da geometria da edificação.

Figura 67 – Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 0°)

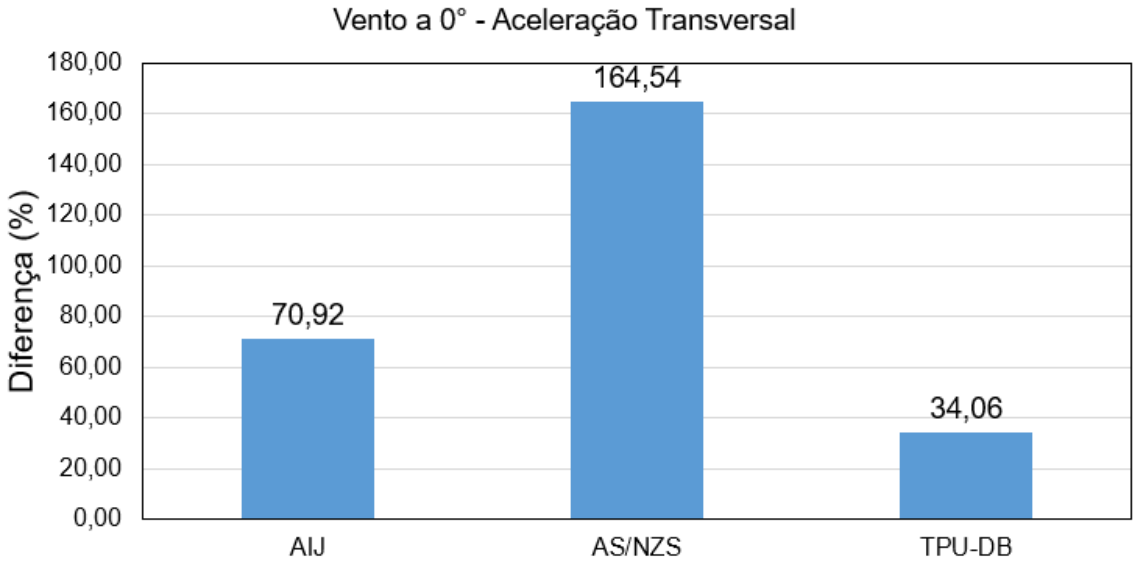


Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral

Fonte: O Autor, 2019

Verificando os resultados apresentados pelo gráfico da Figura 67, a norma NBR 6123 (1988) e o Método da Representação Espectral obtiveram diferenças inferiores a 20%. Os métodos apresentaram diferenças expressivamente superiores para a aceleração transversal, como pode ser visto na Figura 68.

Figura 68 – Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 0°)

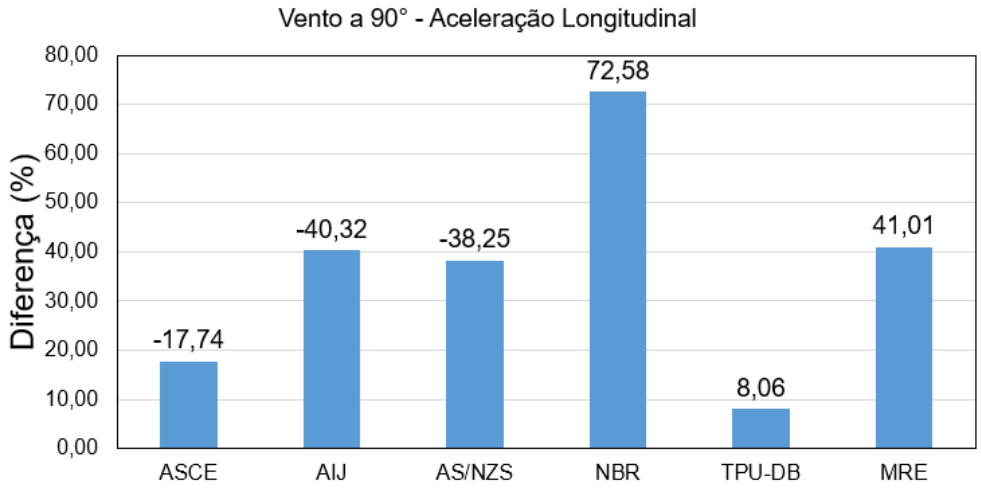


Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade
Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral

Fonte: O Autor, 2019

O mesmo procedimento foi adotado para os resultados considerando o vento a 90°. Como pode ser observado na Figura 69, a maioria dos métodos apresentou diferenças superiores a 30%, sendo que a maior diferença foi encontrada para a norma NBR 6123 (1988).

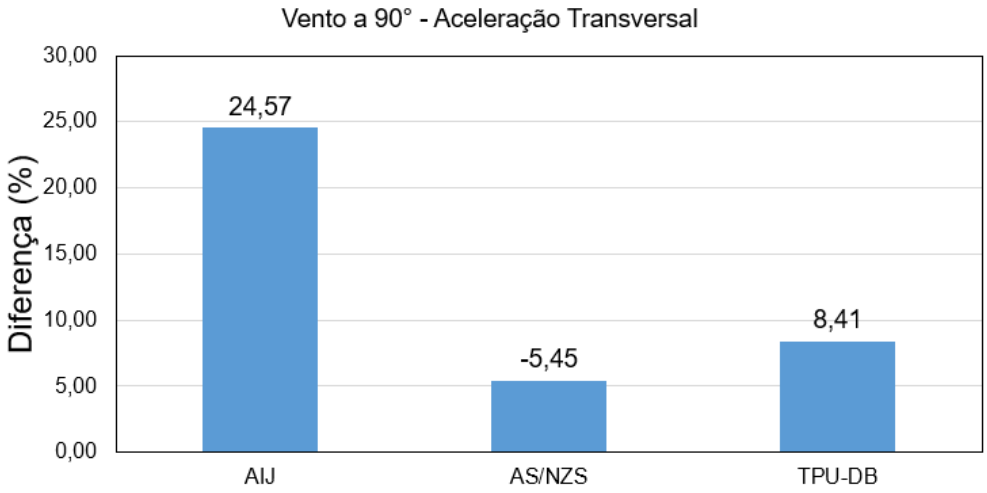
Figura 69 – Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração longitudinal (Vento a 90°)



Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade
Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral

Fonte: O Autor, 2019

Figura 70 - Modelo 3 – Resultado da comparação para aceleração transversal (Vento a 90°)



Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral

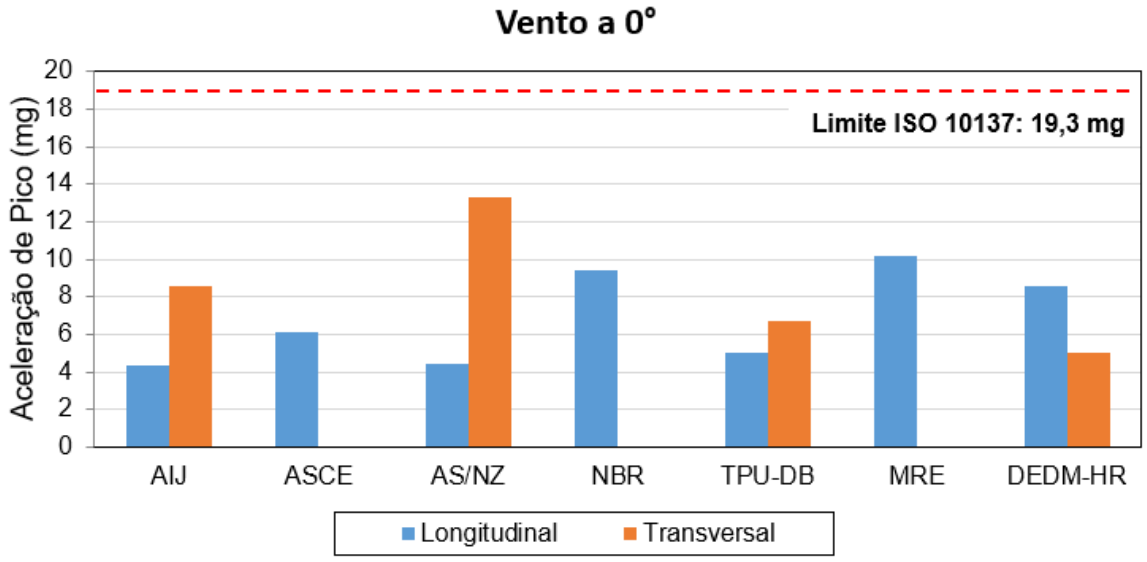
Fonte: O Autor, 2019

De acordo com a Figura 70, as diferenças encontradas para a aceleração transversal com o vento atuando a 90° foram menores que 30%, para o modelo considerado, a norma australiana (AS/NZS, 2011) apresentou o melhor resultado correspondendo a uma diferença de 5,45%.

A verificação do conforto humano foi realizada considerando a aceleração em cada direção individualmente e comparando com o limite de aceleração proposto pela ISO 10137 (2007) considerando o caso de um edifício comercial representado pela curva 1 da Figura 62.

O gráfico da Figura 71 apresenta os resultados para o vento a 0°, em que é possível verificar que o limite proposto pela ISO 10137 (2007) é atendido em todos os casos.

Figura 71 – Modelo 3 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração longitudinal.

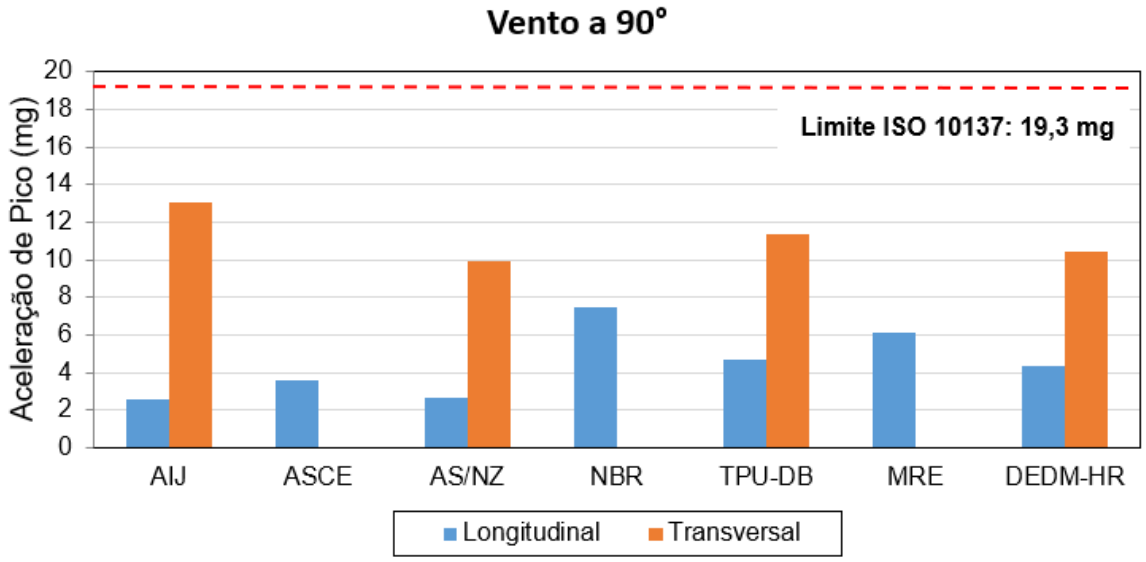


Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade
Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Fonte: O Autor, 2019

Verificando os resultados encontrados para o vento a 90° (Figura 72), embora o limite seja respeitado em todos os casos, é possível constatar que os valores de aceleração transversal foram bem superiores aos valores de aceleração longitudinal.

Figura 72 – Modelo 3 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração transversal.



Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade
Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Fonte: O Autor, 2019

7.4 Edifício em Concreto Armado

No âmbito desta investigação, foi considerado o projeto de um edifício real em concreto armado construído na cidade do Rio de Janeiro.

7.4.1 Modelo Estrutural

O edifício possui 4 pavimentos de garagem com dimensões em planta de 34,15 x 40,80 metros e pé direito de 3,24 metros, 17 pavimentos de apartamentos com dimensões em planta de 20,24 x 29,18 metros com pé direito de 3,15 metros e um

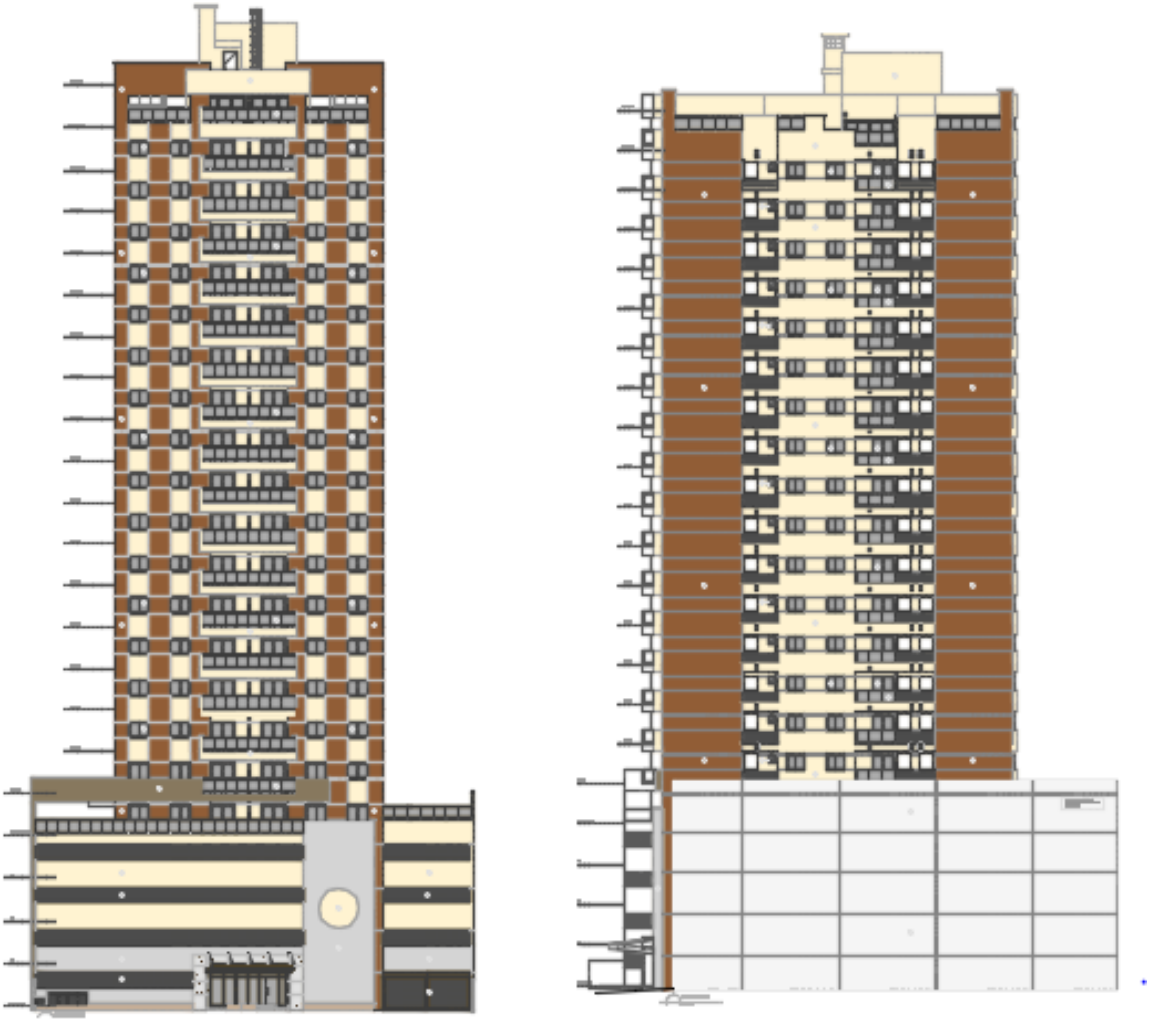
pavimento de cobertura com dimensões em planta de 9,30 x 9,36 metros e pé direito de 3,24 metros, conforme apresentado nas Figuras 73 e 74. A altura total da edificação é de 69,96 metros. As plantas de formas utilizadas encontram-se no Apêndice B deste trabalho.

Figura 73 – Foto do edifício em concreto armado construído.

Fonte: O Autor, 2019

A empresa responsável pelo projeto estrutural utilizou concreto com resistência à compressão (*fck*) igual a 35 MPa, módulo de elasticidade (*E*) igual a 27 GPa, coeficiente de Poisson (γ_c) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. Para as armaduras foram utilizados aços do tipo CA-50A e CA-60B. O carregamento aplicado na estrutura consiste em peso próprio dos elementos estruturais, revestimento de 1 kN/m², sobrecarga de 1,5 kN/m² (apartamentos), 3,0 kN/m² (garagem) e peso das alvenarias considerado como 12 kN/m³.

Figura 74 – Vistas frontal e lateral do edifício em concreto armado



a) Vista frontal b) Vista lateral

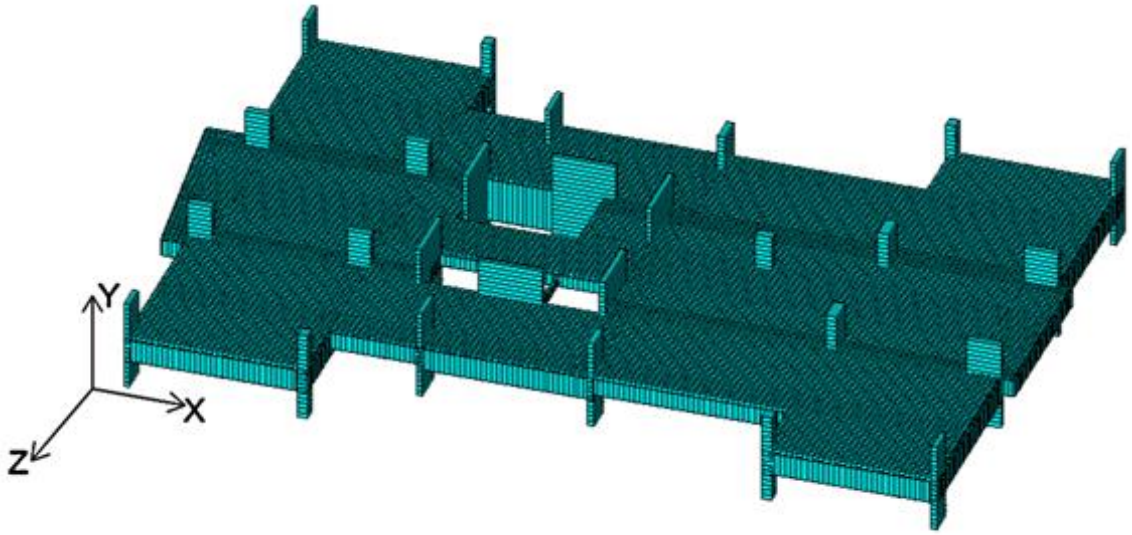
Fonte: O Autor, 2019

7.4.2 Modelo Numérico em Elementos Finitos

Conforme realizado para o edíficio em estrutura mista aço-concreto, o modelo numérico foi desenvolvido com o programa computacional ANSYS (2007) com 465897 elementos, 438229 nós e 2589243 graus de liberdade.

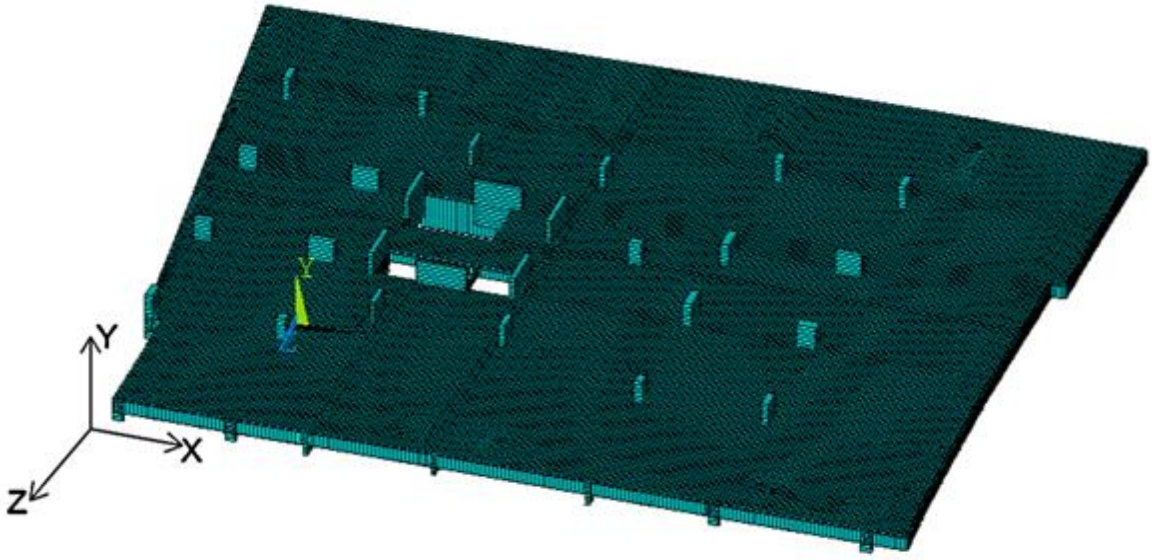
As vistas do pavimento tipo e do pavimento de garagem podem ser observadas nas Figuras 75 e 76. A Figura 77 apresenta a vista em perspectiva e frontal do modelo numérico completo.

Figura 75 – Vista em perspectiva do pavimento tipo



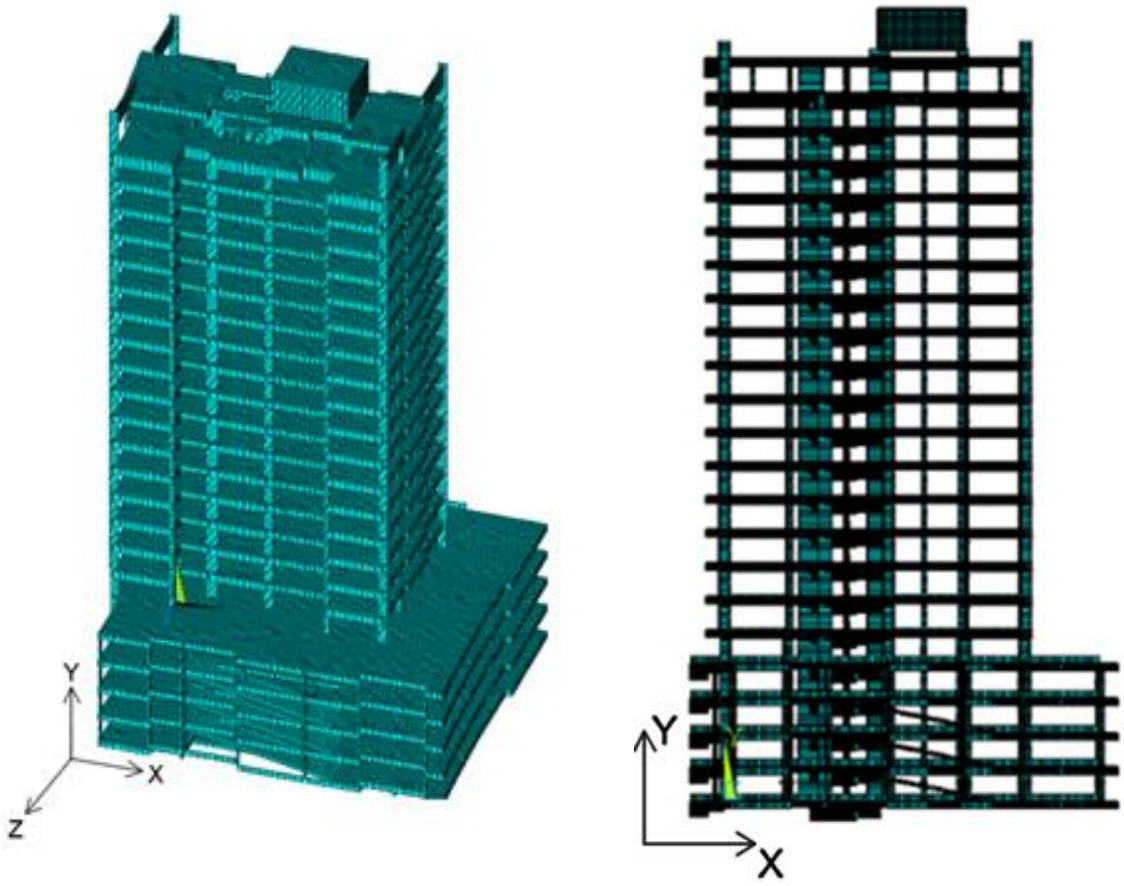
Fonte: O Autor, 2019

Figura 76 – Vista em perspectiva do pavimento de garagem.



Fonte: O Autor, 2019

Figura 77 – Vistas do modelo numérico em elementos finitos



a) Vista 3D b) Vista lateral

Fonte: O Autor, 2019

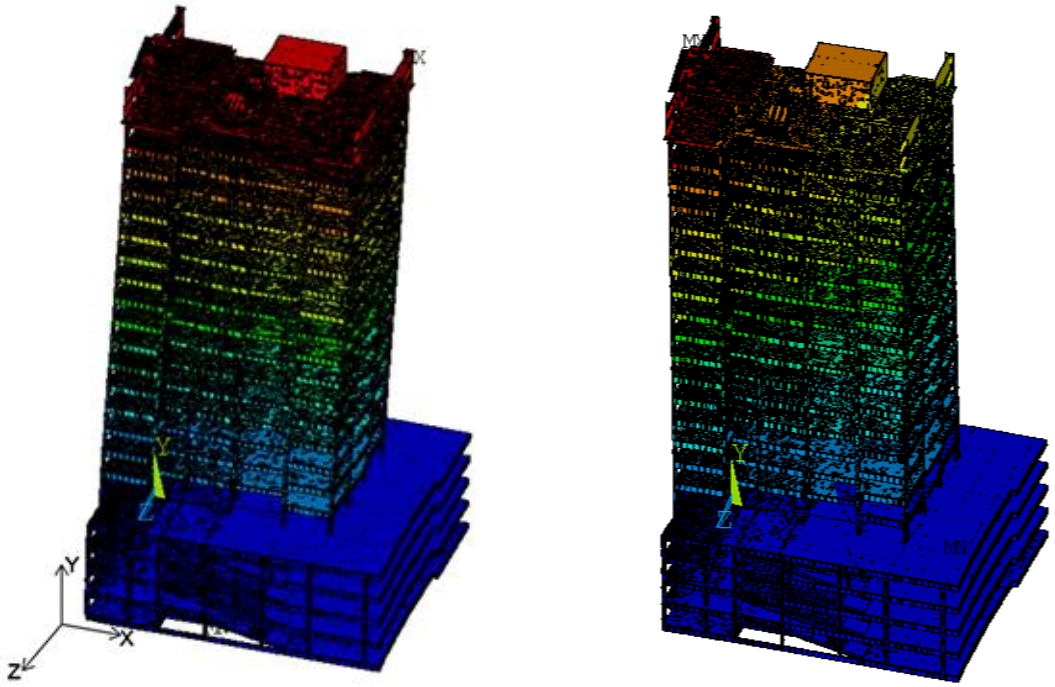
7.4.3 Frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento

A Tabela 39 apresenta as três primeiras frequências naturais obtidas através da análise modal, em que é possível verificar que as frequências apresentaram valores menores do que 1 Hz. Os modos de vibração relacionados a cada uma das frequências podem ser observados nas Figura 78-79.

Tabela 39 – Frequências naturais e comportamento físico do modelo 4

Modo	Frequência (Hz)	Comportamento Físico
1	0,52	Flexão em torno de X
2	0,57	Flexão em torno de Z
3	0,68	Torção em Y

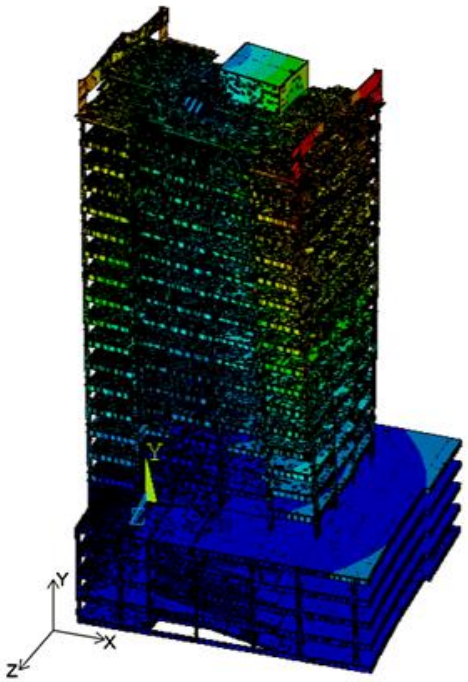
Figura 78 – 1° e 2° Modos de vibração para o modelo 4



a) 1° Modo de Vibração (f_1 = 0,52 Hz) b) 2° Modo de Vibração (f_2 = 0,57 Hz)

Fonte: O Autor, 2019

Figura 79 – 3° Modo de vibração para o modelo 4



c) 3° Modo de Vibração (f_3= 0,68 Hz)

Fonte: O Autor, 2019

Conforme realizado para o edifício em estrutura mista aço-concreto, a Tabela 40 apresenta os coeficientes α e β utilizando as duas primeiras frequências do modelo numérico e uma taxa de amortecimento crítico de 2% proposta pela NBR 6123 (1988) para edifícios em concreto armado.

Tabela 40 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelo 4

	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	α	β
Modelo 4	0,52	0,57	0.06834261	0.005840548

7.4.4 Carregamento de Vento

As fórmulas presentes nos métodos normativos são especificadas para valores médios de geometria, enquanto o DEDM-HR apresenta resultados apenas para geometrias padronizadas. Logo, a Equação 6.16 foi utilizada para o cálculo da largura média. A densidade de massa foi calculada dividindo-se a massa total pelo volume da estrutura, considerando os valores médios para a largura e o comprimento.

$$B_{médio} = \frac{\sum_{i=0}^{N} H_i B_i}{\sum_{i=0}^{N} H_i} \tag{6.16}$$

Considerando a Equação 6.16, *N* é o número de pavimentos da edificação, *B* é a largura e *H* é a altura de cada pavimento. Os resultados da aplicação da Equação 6.16 são mostrados na Tabela 41.

Tabela 41 – Valores médios adotados para a utilização das normas

Largura (B)	30,3 m
Comprimento (D)	22,2 m
Densidade de Massa (ρ)	183,33 kg/m³

A Tabela 42 apresenta os parâmetros, a velocidade básica (V_0), o tempo de duração da análise (*T*) e o coeficiente de arrasto (*Ca*) utilizados para a determinação da aceleração nas direções longitudinais e transversais considerando o vento atuando a 0° e a 90°.

Tabela 42 – Modelo 4 – Parâmetros utilizados para a determinação das acelerações através dos métodos normativos

Parâmetro	Vento a 0°				Vento a 90°			
	ASCE	AIJ	AS/NZS	NBR	ASCE	AIJ	AS/NZS	NBR
V0[(1)] (m/s)	18,9	12,9	18,9	18,9	18,9	12,9	18,9	18,9
T	1-h	10-min			1-h	10-min		
Ca	1,35				1,12			

(1) Considerando o tempo de recorrência de 1 ano para a velocidade básica de 35 m/s correspondente a cidade do Rio de Janeiro

Os coeficientes de amplificação dinâmico utilizados para a determinação dos resultados para a norma NBR 6123 (1988) são apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 – Modelo 3 – Coeficiente de amplificação dinâmico

Direção	Coeficiente de Amplificação
Vento a 0°	1,17
Vento a 90°	1,19

O carregamento de vento não foi aplicado nos pavimentos de garagem e na caixa d'água. Verificando os resultados mostrados na Tabela 44, a consideração do carregamento atuando na garagem e na caixa d'água diminuiu a aceleração no topo da estrutura, tal fato está relacionado com a consideração da correlação espacial, o que provoca uma diminuição da sincronia entre as velocidades do vento atuando em posições diferentes da estrutura.

Tabela 44 – Acelerações obtidas com diferentes condições de carregamento de vento

Direção	Apenas Pavimento Tipo	Pavimento Tipo + Garagem	Pavimento Tipo + Caixa D'Água
Vento a 0°	1,18	1,12	0,75
Vento a 90°	0,91	0,79	0,71

7.4.5 Análise dos Resultados

As Tabelas 45 e 46 mostram os resultados alcançados considerando o vento incidindo a 0° e a 90°. Como pode ser observado, os valores fornecidos pelo DEDM-HR foram superiores aos obtidos pelos outros métodos. O motivo dessa diferença está relacionado à limitação da curva de densidade espectral do momento, que apresenta valores para frequências reduzidas de até 0,28 (vento a 0°) e 0,42 (vento a 90°),

enquanto as frequências reduzidas, considerando a velocidade de referência de 13,84 m/s e a geometria estudada, correspondem a frequências reduzidas de 1,14 (vento a 0°) e 0,83 (vento a 90°). Portanto, foi necessário adotar o último valor fornecido pela curva.

Tabela 45 – Resultados para o modelo 4 – Vento a 0º – Acelerações em mg

Direção	ASCE	AIJ	AS/NZ	NBR	TPU-DB	MRE	**DEDM-HR**
Longitudinal	1,25	1,03	0,81	2,48	0,89	1,63	**3,33**
Transversal	-	1,79	4,62	-	1,55	-	**1,67**

Legenda:
ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Tabela 46 – Resultados para o modelo 4 – Vento a 90º – Acelerações em mg

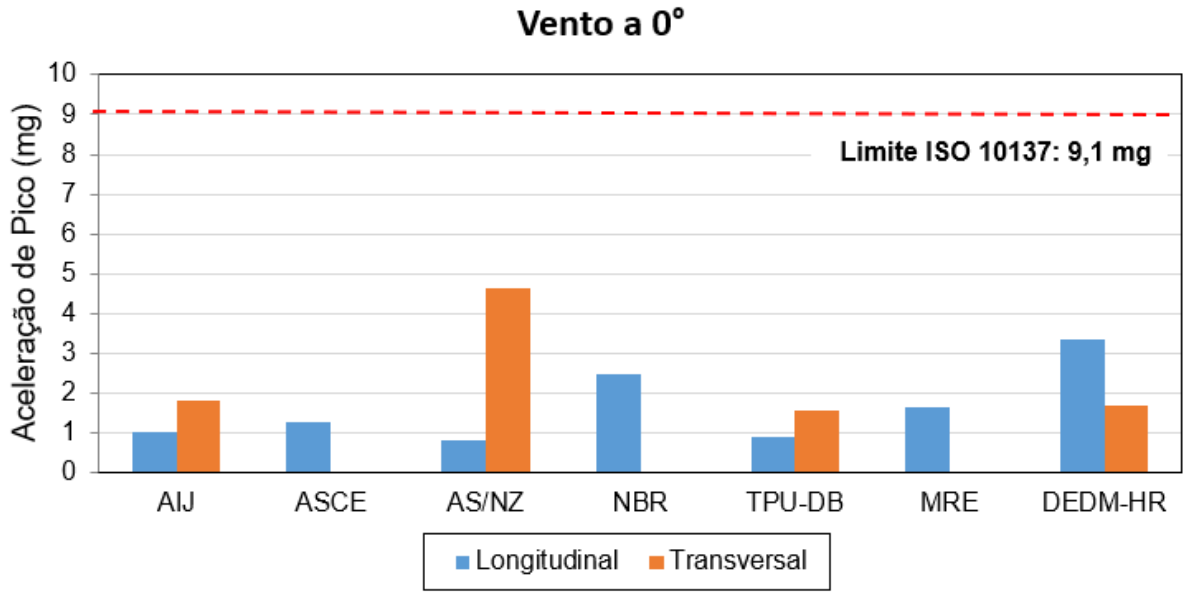
Direção	ASCE	AIJ	AS/NZ	NBR	TPU	MRE	**DEDM-HR**
Longitudinal	0,86	0,78	0,62	5,98	1,06	1,12	**3,16**
Transversal	-	1,98	3,23	-	1,3	-	**3,23**

Legenda:
ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Conforme foi realizado para o edifício em estrutura mista, o conforto humano foi avaliado comparando as acelerações longitudinal e transversal individualmente com o limite proposto pelas curvas da ISO 10137 (2007).

Verificando os gráficos das Figuras 80 e 81, as acelerações para cada método ficaram abaixo do limite de 9,1 mg para as duas direções. É importante mencionar que os resultados fornecidos pelo DEDM-HR foram significativamente superiores aos resultados obtidos com os outros métodos, com exceção do resultado para a norma NBR 6123 (1988). Tal fato pode estar relacionado à limitação das curvas de momentos que não apresentam valores para a frequência reduzida para o caso estudado.

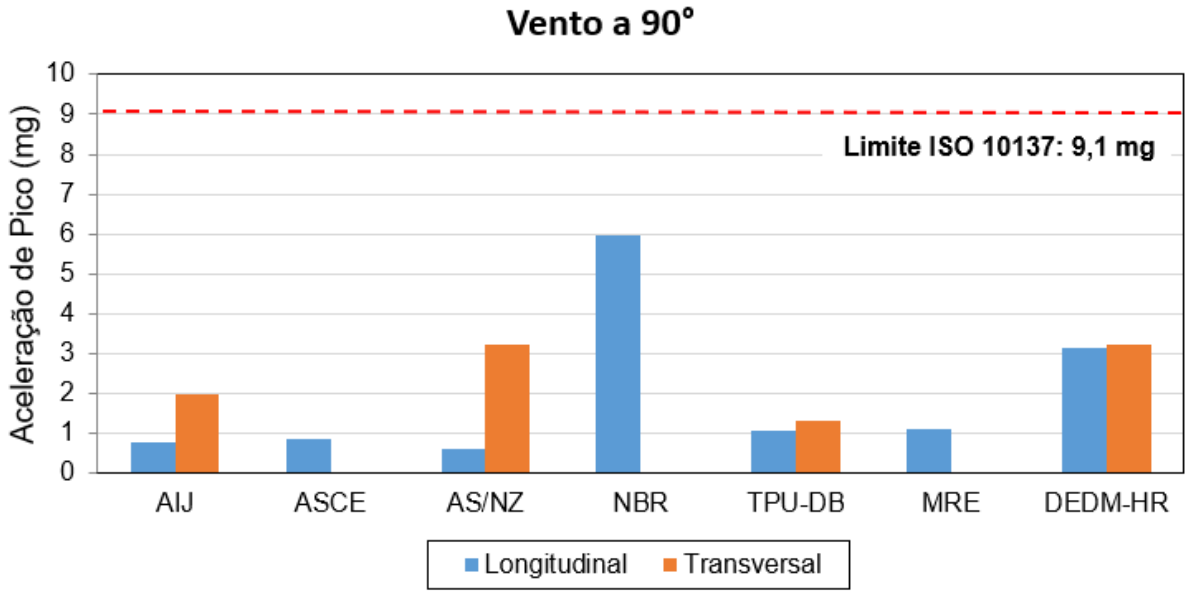
Figura 80 – Modelo 4 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração longitudinal.



Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade
Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Fonte: O Autor, 2019

Figura 81 – Modelo 4 – Verificação do conforto humano para vento a 0° utilizando a aceleração transversal.



Legenda: ASCE – Análise estática com a norma americana ASCE 7 (2010)
AIJ – Análise estática com a norma japonesa AIJ (2004)
AS/NZS – Análise estática com a norma australiana AS/NZS (2011)
NBR – Análise estática com a norma brasileira NBR 6123 (1988)
TPU-DB – Análise de vibração forçada com os dados de pressão da Universidade
Politécnica de Tóquio
MRE – Análise de vibração forçada com o Método da Representação Espectral
DEDM-HR – Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-Winds

Fonte: O Autor, 2019

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho de pesquisa teve como objetivo estudar três métodos para estimativa da aceleração para uma verificação do conforto humano confiável. O estudo foi realizado através da comparação dos resultados obtidos mediante análises estática, modal e de vibração forçada para quatro modelos numéricos em elementos finitos, sendo dois modelos retirados de artigos pertinentes ao assunto e os outros dois representando edifícios reais, um em concreto armado e o último em aço e concreto. Os métodos utilizados foram Métodos Normativos, Métodos Assistidos por Base de Dados e o Método da Representação Espectral. Para os Métodos Normativos foram utilizadas as equações das normas americana (ASCE 7, 2010), japonesa (AIJ, 2004), australiana (AS/NZS, 2011) e a norma brasileira (NBR 6123, 1988). Para os Métodos Assistidos por Base de Dados foram utilizados o módulo DEDM-HR da plataforma VORTEX-Winds e os dados de pressão disponibilizados na Universidade Politécnica de Tokyo. Com relação ao Método da Representação Espectral, foi utilizada a metodologia proposta por Shinozuka (1987). Finalmente, para os modelos representando edifícios reais, foi realizada uma avaliação do conforto humano utilizando a aceleração máxima no topo e os limites propostos pela ISO 10137 (2010).

8.1 Conclusões

8.1.1 Métodos Normativos

a) Os métodos normativos apresentaram diferenças significativas nos resultados. Os valores obtidos com a norma japonesa (AIJ, 2004) e a australiana (AS/NZS, 2011) na maioria dos casos ficaram abaixo dos valores obtidos pelos outros métodos. Como principal motivo podemos mencionar o tempo de duração para a análise que influencia diretamente no fator de pico g_R.
b) norma brasileira (NBR 6123, 1988), de modo geral, apresentou resultados superiores aos fornecidos pelos outros métodos. A causa pode estar relacionada à utilização dos ábacos para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica que apresentam um número limitado de curvas que não atenderam aos casos das edificações estudadas.

c) Verificando os resultados para os modelos numéricos 1 e 2, dentre todas as normas, a norma americana (ASCE 7, 2010) apresentou o valor para aceleração longitudinal mais próximo dos resultados fornecidos pelo DEDM-HR. A norma apresentou diferenças de 17,21% para o modelo 1 e 6,67% (Vento a 0°) e 8,36% (Vento a 90°).
d) As normas australiana e japonesa apresentaram diferenças significativas quanto ao valor da aceleração transversal. O fato está relacionado na forma como cada uma calcula o fator de ressonância baseado em curvas para a densidade espectral do momento. Como indicado na literatura citada, é difícil a obtenção de uma única curva para descrever o momento transversal da estrutura, uma vez que o mesmo depende do vento incidindo perpendicularmente, da razão entre a largura e comprimento e da altura da edificação.

8.1.2 Métodos Assistidos por Base de Dados

a) Os resultados fornecidos pelos Métodos Assistidos por Base de Dados mostraram a importância da consideração da aceleração transversal, que na maioria dos casos apresentou valor superior ao valor da aceleração longitudinal.
b) A utilização do módulo DEDM-HR permite uma maneira confiável de se estimar a aceleração de uma edificação, já que considera o efeito completo das forças de vento, porém existe limitação nas geometrias oferecidas. A determinação da resposta através de geometrias próximas da edificação estudada ainda precisa ser comprovada.
c) A utilização dos dados de pressão da Universidade Politécnica de Tokyo possibilita um melhor entendimento de como as forças de vento atuam na estrutura, já que fornece as pressões atuantes em todas as faces do modelo. Entretanto, da mesma forma que para o DEDM-HR, os resultados para as geometrias padronizadas não são suficientes para estudar os casos de edificações reais.

8.1.3 Método da Representação Espectral

a) Considerando os resultados de aceleração longitudinal para os modelos 1 e 2, o MRE obteve valores próximos dos fornecidos pelo DEDM-HR mostrando a possiblidade da utilização do método para uma análise no domínio do tempo. O MRE apresentou diferenças de 13,16% para o modelo 1 e 5,99% (Vento a 0°) e 8,23% (Vento a 90°) para o modelo 2.
b) A metodologia utilizada apresenta a limitação de apenas gerar as séries de carregamento para obtenção da resposta longitudinal, o que poderia levar à incorreta avaliação do conforto humano visto que a resposta transversal pode ter valor superior.

8.1.4 Avaliação do Conforto Humano

Os resultados obtidos para os modelos 3 (edificação em estrutura mista aço-concreto) e 4 (edificação em concreto armado) mostraram que as duas edificações atenderam a avaliação do conforto humano. As acelerações no topo das edificações determinadas com a utilização de todos os métodos apresentaram valores bastante inferiores aos limites propostos pela ISO 10137 (2007) para o tempo de recorrência de 1 ano.

Sugestões para trabalhos futuros

Considerando a importância do assunto abordado, o autor apresenta as seguintes sugestões para a continuação da pesquisa:

a) Estudar os outros módulos presentes na plataforma VORTEX Wind relacionados ao estudo de edifícios altos e efeitos dinâmicos do vento nas estruturas.
b) Estudar os dados fornecidos pela base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo relacionados à presença de vizinhança e os dados de pressão para outros ângulos de incidência para o vento.
c) Verificar a possibilidade da utilização de fluidodinâmica computacional para através das análises realizadas com um maior número de modelos padronizados e condições de terreno, desenvolver uma base de dados

semelhante a disponibilizada pela Universidade Politécnica de Tokyo ou o módulo DEDM-HR da plataforma VORTEX-Winds.

d) Verificar a possibilidade de utilizar o Método da Representação Espectral considerando uma parcela de carregamento lateral com o objetivo de avaliar a resposta transversal da estrutura.

REFERÊNCIAS

AERODYNAMIC DATABASE OF HIGH-RISE BUILDINGS. Disponível em: < http://www.wind.arch.tkougei.ac.jp/info_center/windpressure/highrise/Homepage/homepageHDF.htm>. Acesso em 04 de abr. 2019.

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.

ALY, A. M. Pressure integration technique for predicting wind-induced response in high-rise buildings. Alexandria Engineering Journal, v. 52, pp. 717-731, 2013.

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

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

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.

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. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

BLESSMANN, J. Introdução Ao Estudo Das Ações Dinâmicas Do Vento. 2ª. Edição, UFRGS Editora, Rio Grande do Sul, 2005.

BLESSMANN, J. O Vento Na Engenharia Estrutural. 2ª. Edição, UFRGS Editora, Rio Grande do Sul, 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.

CARDOSO. S. D. J. Edificações Flexíveis Sob Ação Dinâmica de Vento Turbulento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

CARVALHO. C. V. Resposta Dinâmica de Edificações Sob Ação de Vento Turbulento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

CASTRO, H. G, DE BORTOLI, M. E., MARIGHETTI, J. O. Una metodología de cálculo para la determinación de la respuesta dinámica longitudinal de estructuras altas bajo la acción del viento. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseno en Ingeniería, v. 31, n. 4, pp. 235-245, 2015.

CASTRO, H. G, DE BORTOLI, M. E., MARIGHETTI, J. O., PAZ, R. R. Determination of the alongwind dynamic response of the CAARC standard tall building. 14th International Conference On Wind Engineering, July 21-26, Porto Alegre, Brazil, 2015.

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.

CHEYNET. E. Wind-induced vibrations of a suspension bridge – A case study in full-scale. PhD Thesis. University of Stavanger, Stavanger, 2016.

CIVILAX. Wind Tunnel Testing for Tall Buildings. Disponível em: < https://www.civilax.com/wind-tunnel-testing-for-tall-buildings/>. Acesso em 04 de abr. 2019.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J. Dynamics of Structures, 3rd Edition, Computers & Structures Inc., California, 1995.

DAVENPORT, A. G. Gust loading factors. Journal of Structural Division, v. 93, pp. 11-34, 1967.

DAVENPORT, A. G. Note On The Distribution Of The Largest Value Of A Random Function With Application To Gust Loading. University of Western Ontario, 1963.

DEDM-HR – Database-Enabled Design Module – High Rise. Disponível em: <http://evovw.ce.nd.edu/dadm/VW_design6_noauth1.html>. Acesso em 04 de abr. 2019.

DOS 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.

DRAGOIESCU, C., GARBER, J., KUMAR, K. S. A comparison of Force Balance and Pressure Integration Techniques for Predicting Wind-Induced Responses of Tall Buildings. 2006.

FRANCO, M. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. Boletim Técnico, 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.

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.

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.

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.

HOLMES, J. D. Wind Loading Of Structures. Taylor & Francis Group, New York, 2004.

HOLMES, J. D., TSE, T. K. T. International high-frequency base balance benchmark study. Wind and Structures, v. 18, n. 4, pp. 457-471, 2014.

IERIMONTI, L. Life-Cycle Cost-Based Design Of Wind Excited Tall Buildings. Masters Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering University of Florence, Florence, Italy, 2018.

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

IRWIN, P., DENOON, R., SCOTT, D. Wind Tunnel Testing Of High-Rise Buildings: An output of the CTBUH Wind Engineering Working Group. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Chicago, 2013.

KAREEM, A., KWON, D. K. A Cyber-Based Data-Enabled Virtual Organization for Wind Load Effects on Civil Infrastructures. Frontiers in Built Environment, v. 3, Agosto, 2017.

KAREEM, A., ZHOU, Y. Gust Loading Factor – past, present and future. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 91, pp. 1301-1328, 2003.

KAYISOGLU, B. Investigation Of Wind Effects On Tall Buildings Through Wind Tunnel Testing. Masters Thesis. Graduate School Of Natural And Applied Science of Middle East Technical University, 2011.

KELLY, S. G. Mechanical Vibrations -– Theory and Applications, SI Edition, CENGAGE Learning, Stamford, 2012.

KIJEWSKI, T., KAREEM, A. Dynamic Wind Effects: A Comparative Study of Provisions in Codes and Standards with Wind Tunnel Data. Wind and Structures, v.1, 1998.

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.

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.

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.

MELBOURNE, W. H. Comparison Of Measurements On The CAARC Standard Tall Building Model In Simulatted Model Wind Flows. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 6, pp. 73-88, 1980.

MOHAMMADI, A. Wind Performance Based Design for High-Rise Buildings. Dissertation. Florida International University, Miami, Florida, 2016.

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. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

POZZUOLI, C. Aerolastic Effects on Tall Buildings: Performance-Based Comfort Analysis. Dissertation. Faculty of Engineering University of Florence, Italy, 2012.

RIOS, M. P. Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

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., 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.

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 & Buildings, v. 159, pp. 283-293, 2006.

THOMSON W. T, DAHLEH, M. D. Theory of Vibration with Applications, 5th Edition, Prentice Hall, New Jersey, 1995.

TSE, K. T., WONG, K. K. C.,WONG, K. L. Application of wind tunnel measurements in the time domain vibration control analysis. EACWE 5, Florence, Italy, 2009.

YEO, DongHun. Database-Assisted Design of High-Rise Reinforced Concrete Structures for Wind: Concepts, Software, and Application. NIST Technical Note 1665, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 2010.

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. Z., KAREEM, A. Gust Loading Factor: New Model. Journal of Structural Engineering, pp. 168-175, 2001.

ZHOU, Y. Z., KIJEWSKI, T., KAREEM, A. Aerodynamics Loads on Tall Buildings: Interactive Database. Journal of Structural Engineering, pp. 394-404, 2003.

APÊNDICE A – RESULTADOS DO MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL PARA AS 20 SÉRIES CONSIDERADAS

As tabelas e os gráficos a seguir mostram os resultados no topo do edifício de deslocamento e aceleração para as 20 séries de carregamento gerado com o Método da Representação Espectral. Para cada modelo, os gráficos apresentam os resultados da série com resultado mais próximo do valor característico.

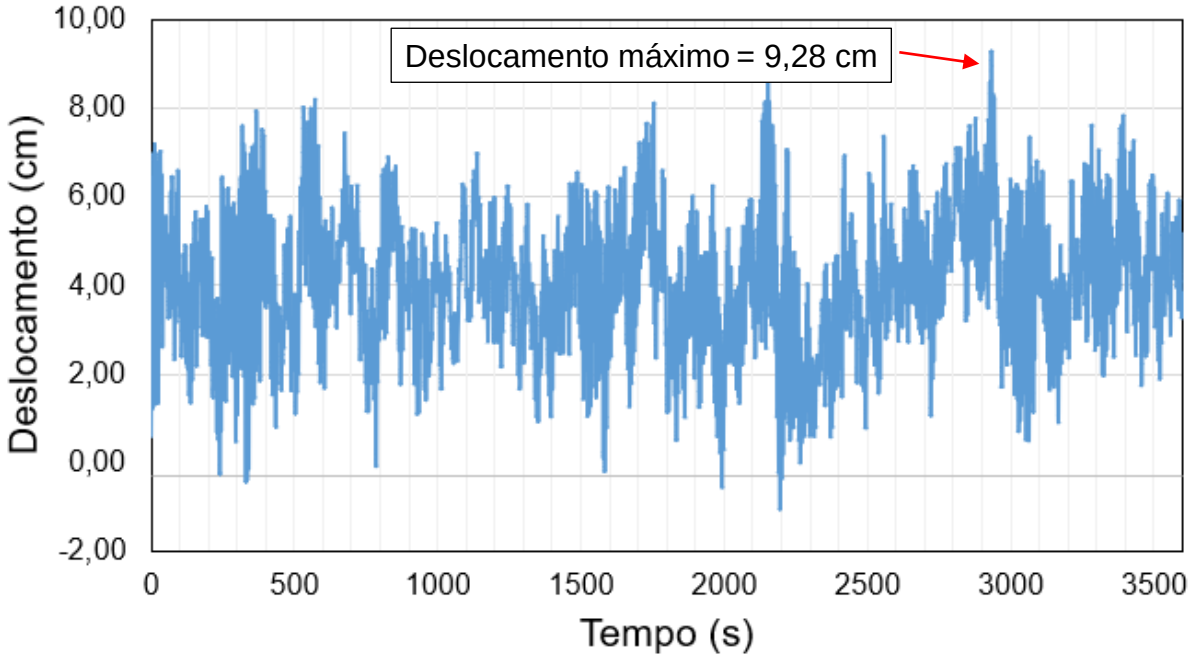
A Transformada de Fourier foi aplicada para os resultados de aceleração com o objetivo de mostrar o modo de vibração predominante do modelo estrutural.

A.1 Modelo 1 – Modelo simplificado do artigo de Zhou (2003)

Tabela 47 – Modelo 1 – Resultados de deslocamento e aceleração

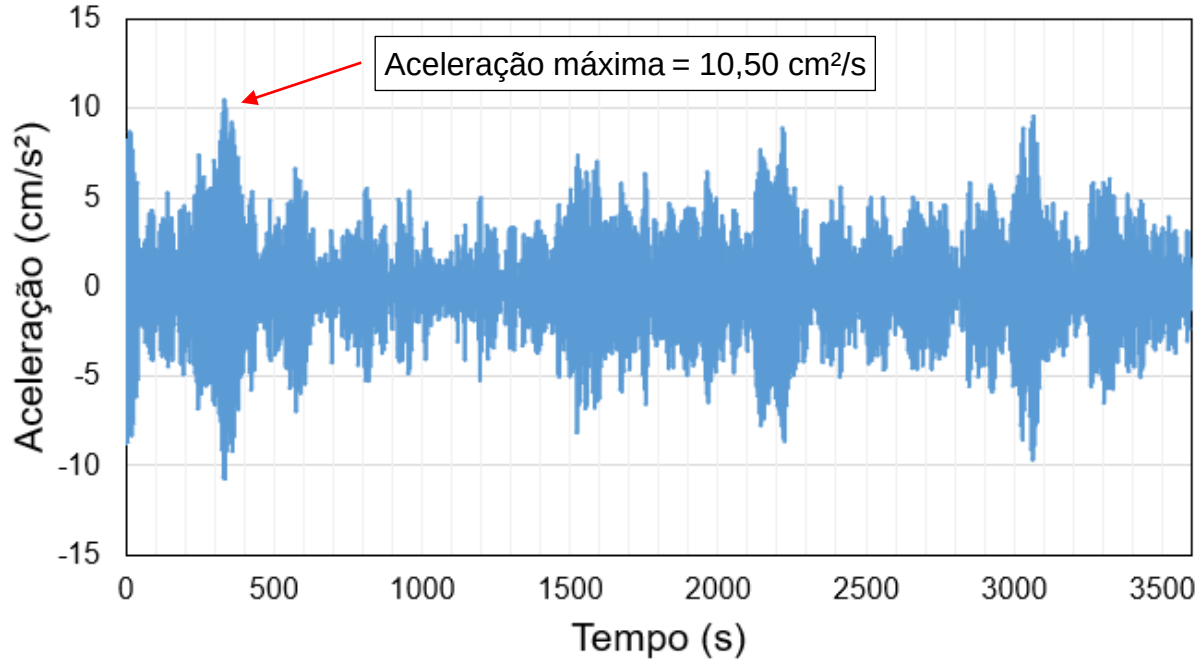
Série	Deslocamento (cm)	Aceleração (cm/s²)
1	10,45	9,69
2	9,28	10,50
3	8,34	7,20
4	9,00	9,51
5	9,98	9,61
6	9,13	10,93
7	8,70	10,51
8	10,70	9,25
9	9,52	9,50
10	8,68	9,90
11	9,68	8,17
12	8,72	8,79
13	8,29	8,70
14	8,70	8,45
15	8,67	9,30
16	9,39	8,47
17	8,79	8,80
18	9,50	9,48
19	9,22	8,83
20	9,72	8,85
Valor Médio	9,22	9,22
Desvio Padrão	0,64	0,85
Valor Característico	10,28	10,63

Figura 82 – Modelo 1 – Deslocamento para a série 2



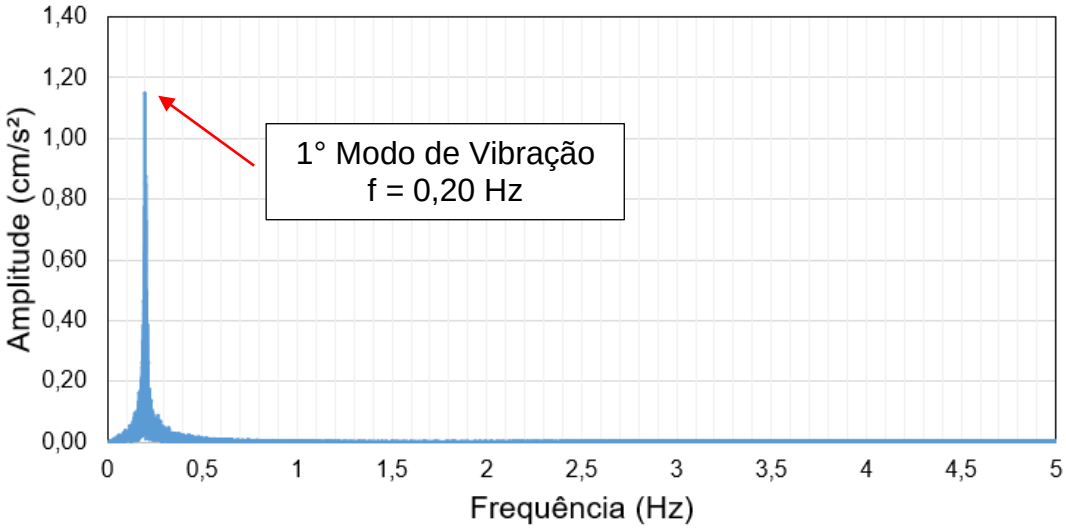
Fonte: O Autor, 2019

Figura 83 – Modelo 1 – Aceleração para a série 2



Fonte: O Autor, 2019

Figura 84 – Modelo 1 – Aceleração no domínio da frequência para a série 12



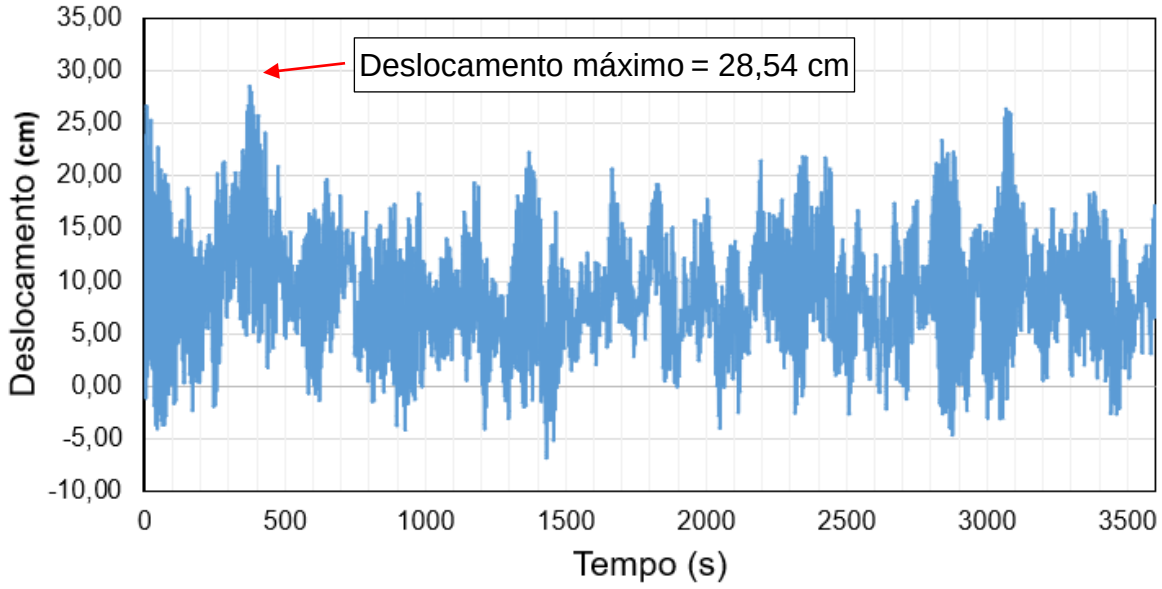
Fonte: O Autor, 2019

A.2 Modelo 2 – Modelo simplificado do artigo de Holmes (2014)

Tabela 48 – Modelo 2 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção Z

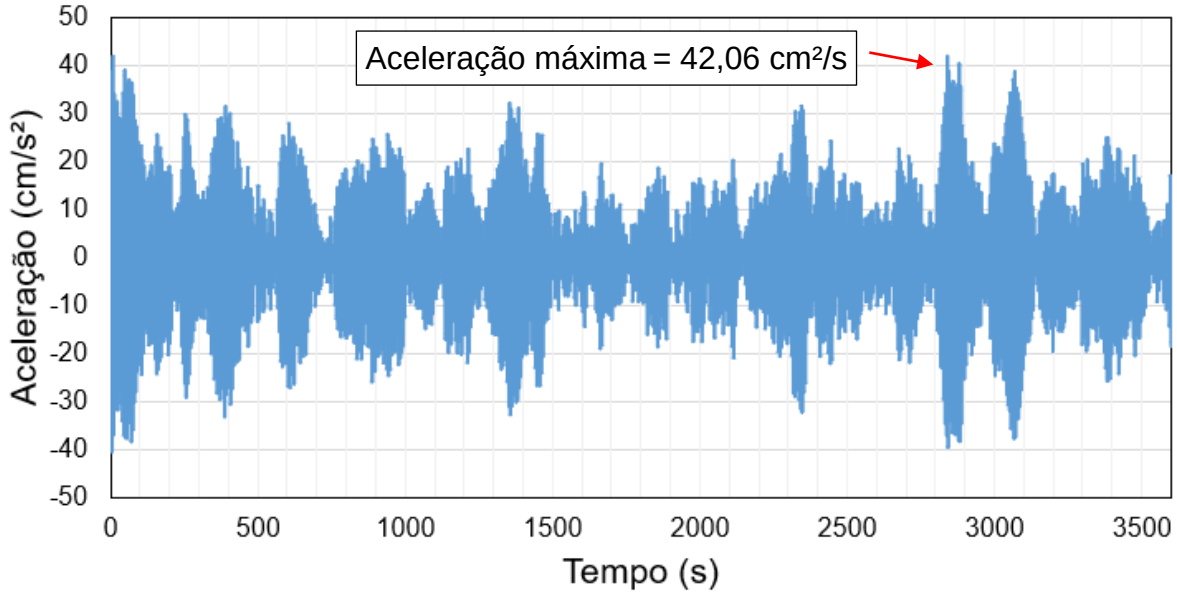
Série	Deslocamento (cm)	Aceleração (cm/s²)
1	25,56	37,14
2	24,56	33,66
3	26,99	37,35
4	28,54	42,06
5	22,85	34,71
6	23,66	35,15
7	28,20	40,46
8	27,95	45,83
9	29,29	42,35
10	27,43	46,96
11	24,11	31,40
12	22,55	36,16
13	25,61	40,99
14	22,90	39,04
15	24,20	34,51
16	26,48	43,39
17	24,29	37,92
18	26,07	39,30
19	23,91	33,43
20	23,20	40,46
Valor Médio	25,42	38,61
Desvio Padrão	2,04	4,13
Valor Característico	28,79	45,42

Figura 85 – Modelo 2 – Deslocamento para a série 4 na direção Z



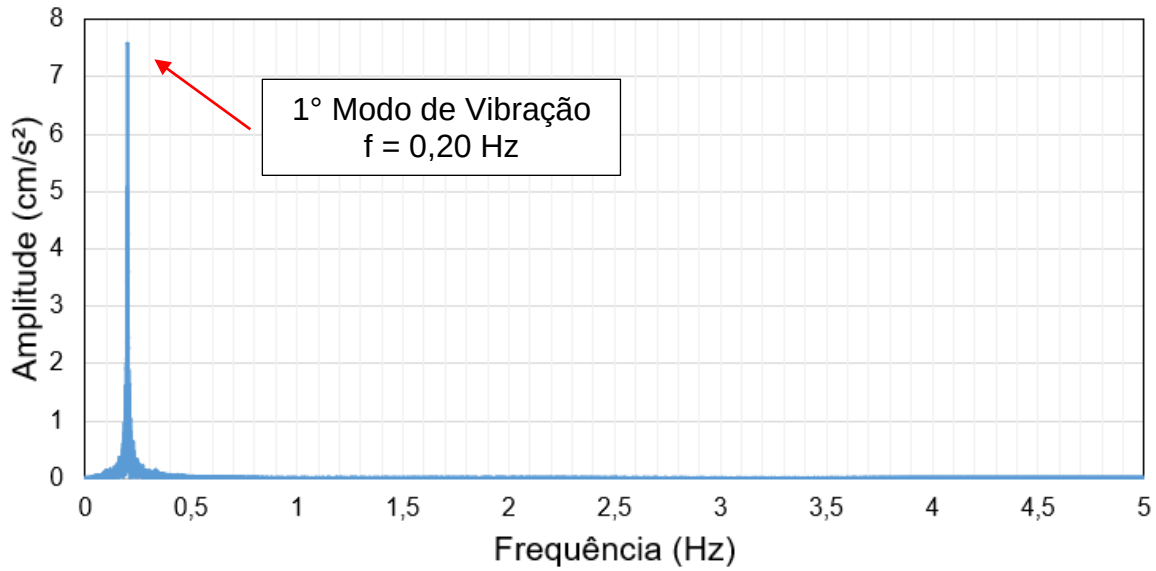
Fonte: O Autor, 2019

Figura 86 – Modelo 2 – Aceleração para a série 4 na direção Z



Fonte: O Autor, 2019

Figura 87 – Modelo 2 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção Z

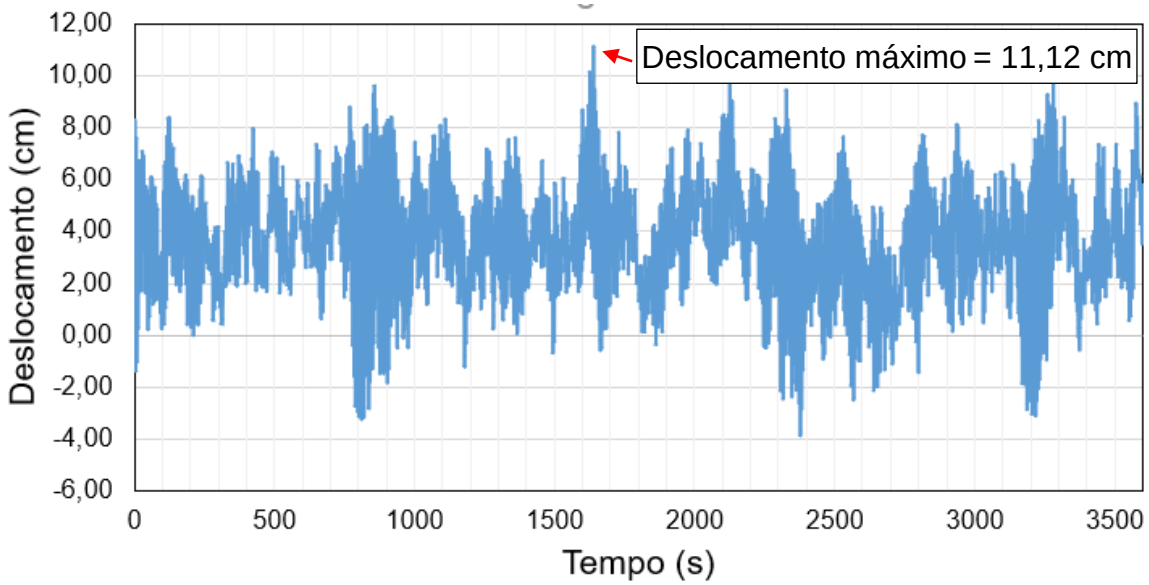


Fonte: O Autor, 2019

Tabela 49 – Modelo 2 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção X

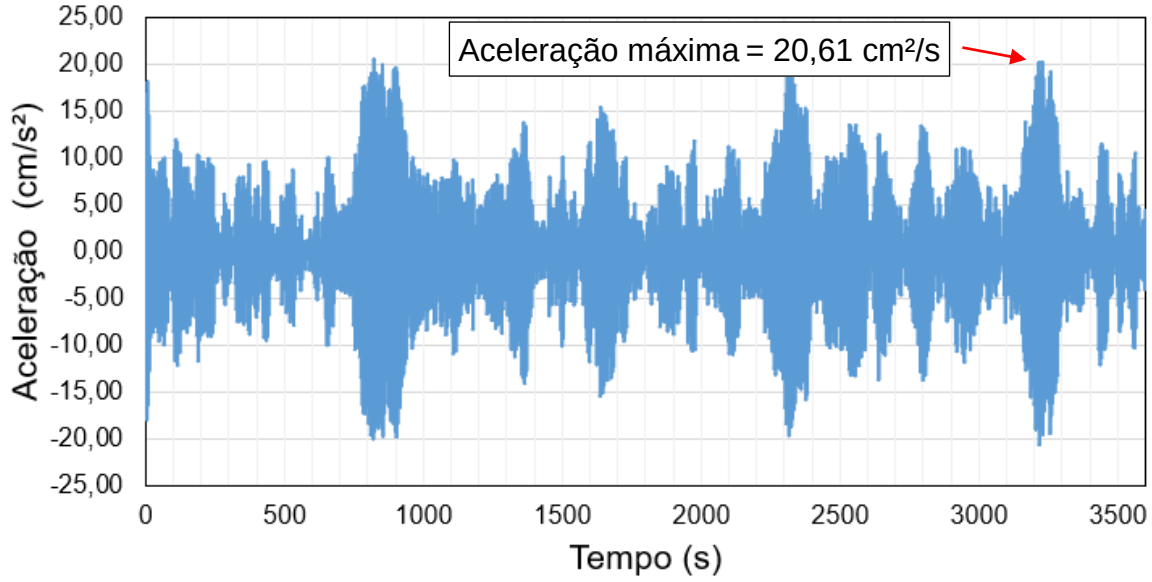
Série	Deslocamento (cm)	Aceleração (cm/s²)
1	11,59	18,60
2	9,92	20,71
3	10,90	20,19
4	9,73	17,63
5	9,77	18,70
6	9,83	20,40
7	8,87	16,98
8	10,65	19,21
9	10,04	19,49
10	10,66	18,60
11	9,57	16,44
12	9,69	19,31
13	11,03	20,54
14	9,59	16,00
15	10,61	20,68
16	10,04	20,78
17	11,12	20,61
18	9,69	19,03
19	9,06	19,07
20	10,08	16,79
Valor Médio	10,12	18,99
Desvio Padrão	0,69	1,49
Valor Característico	11,26	21,44

Figura 88 – Modelo 2 – Deslocamento para a série 17 na direção X



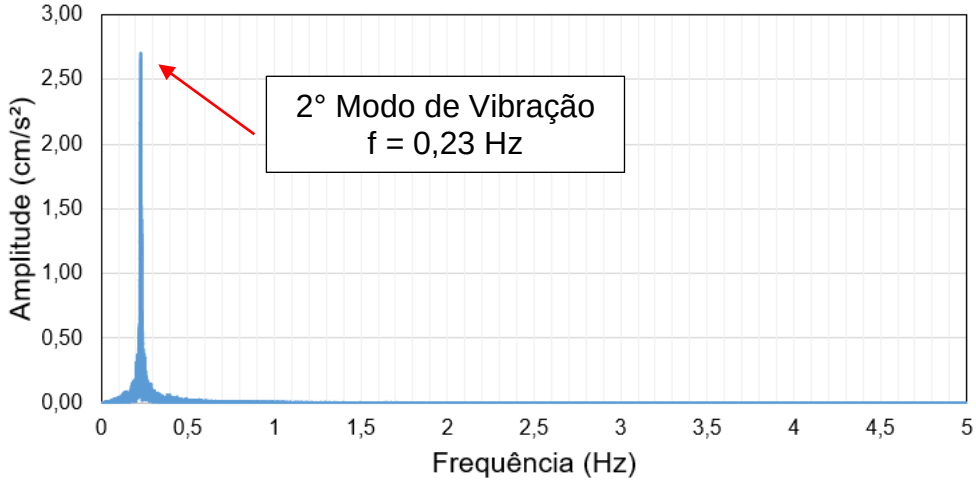
Fonte: O Autor, 2019

Figura 89 – Modelo 2 – Aceleração para a série 17 na direção X



Fonte: O Autor, 2019

Figura 90 – Modelo 2 – Aceleração no domínio da frequência para a série 17 na direção X



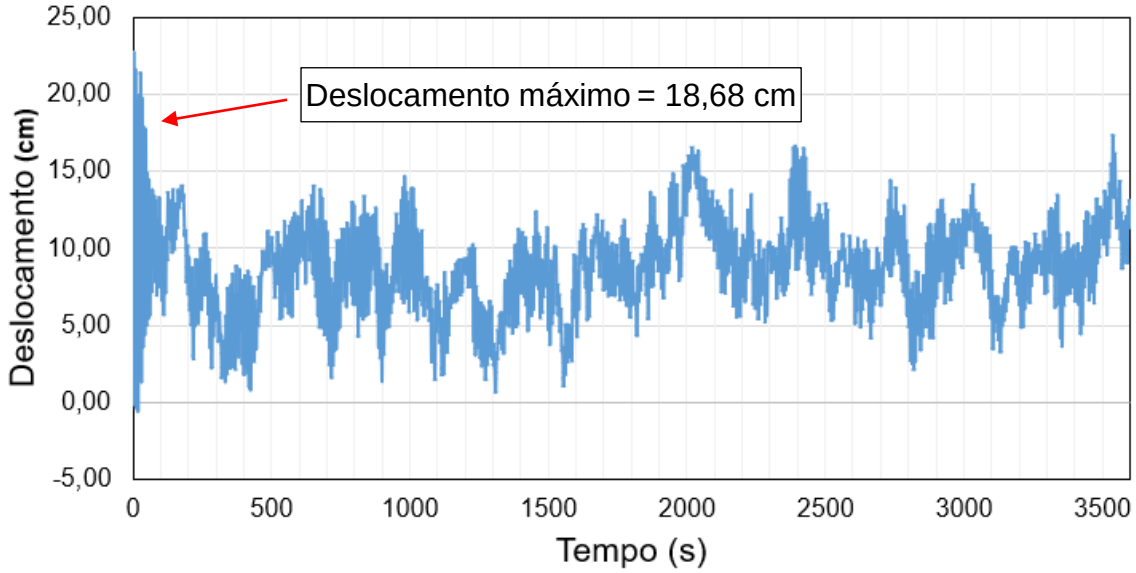
Fonte: O Autor, 2019

A.3 Modelo 3 – Edifício em Estrutura Mista Aço-Concreto

Tabela 50 – Modelo 3 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção Z

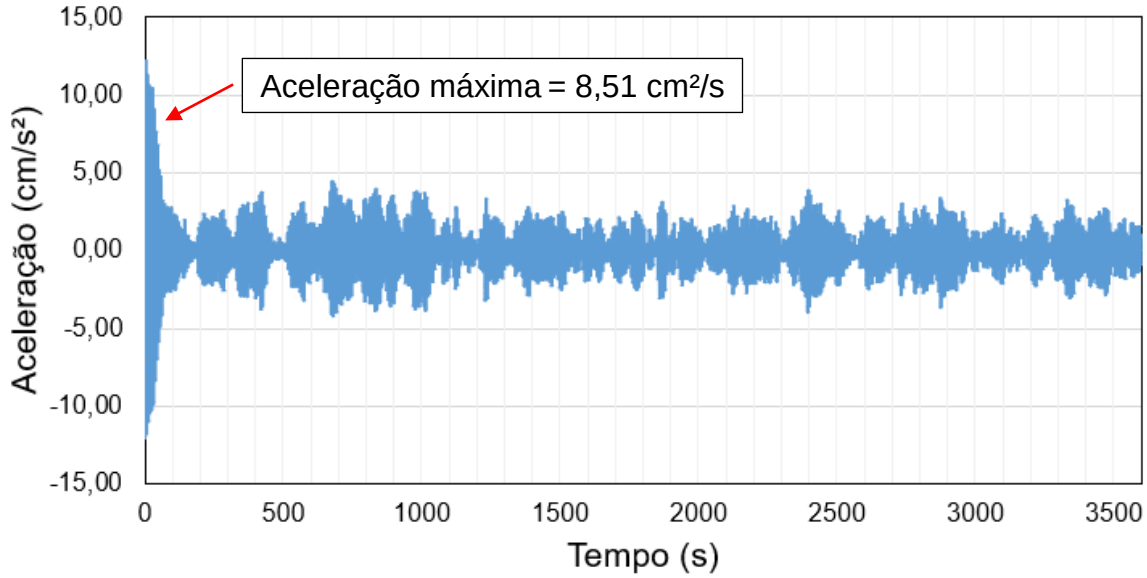
Série	Deslocamento (cm)	Aceleração (m/s²)
1	17,68	6,39
2	18,09	6,61
3	18,54	4,58
4	17,33	6,71
5	19,11	8,54
6	19,76	9,11
7	18,85	7,38
8	19,41	5,13
9	17,23	7,24
10	16,26	4,58
11	16,76	5,08
12	18,06	4,58
13	17,49	4,68
14	18,82	7,79
15	18,68	8,51
16	18,70	7,79
17	18,00	6,78
18	17,23	5,22
19	17,64	8,41
20	21,49	8,68
Valor Médio	18,26	6,69
Desvio Padrão	1,15	1,54
Valor Característico	20,16	9,23

Figura 91 – Modelo 3 – Deslocamento para a série 15 na direção Z



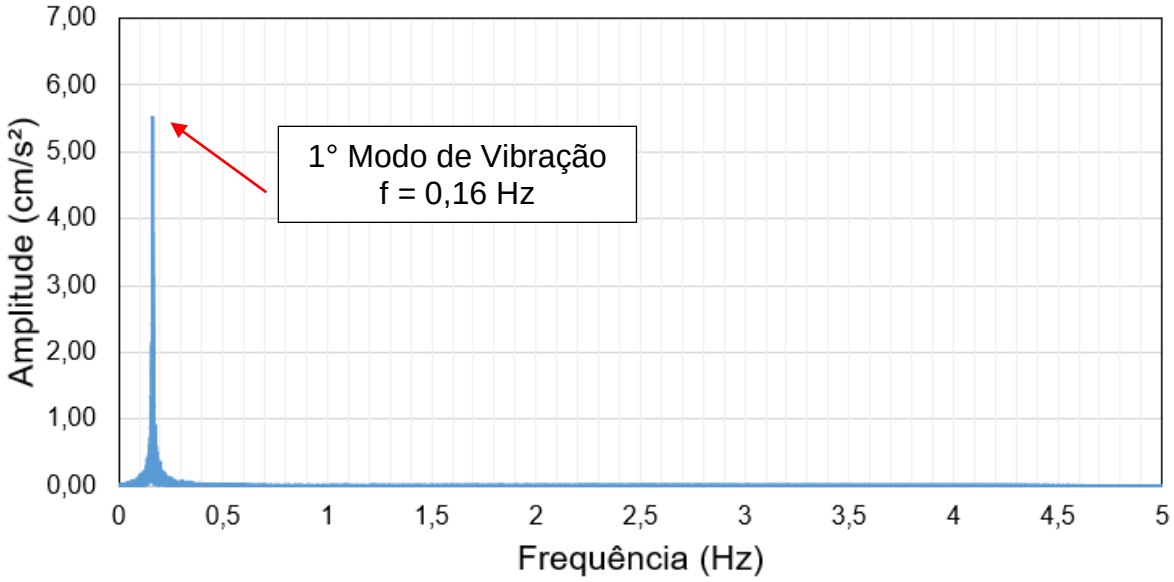
Fonte: O Autor, 2019

Figura 92 – Modelo 3 – Aceleração para a série 15 na direção Z



Fonte: O Autor, 2019

Figura 93 – Modelo 3 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção Z

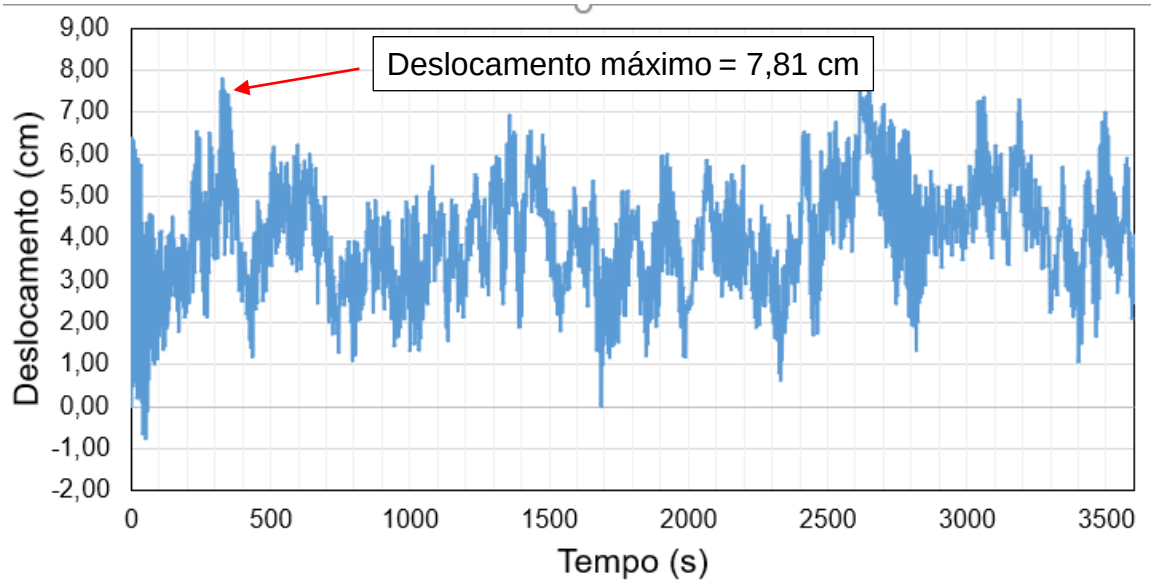


Fonte: O Autor, 2019

Tabela 51 – Modelo 3 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção X

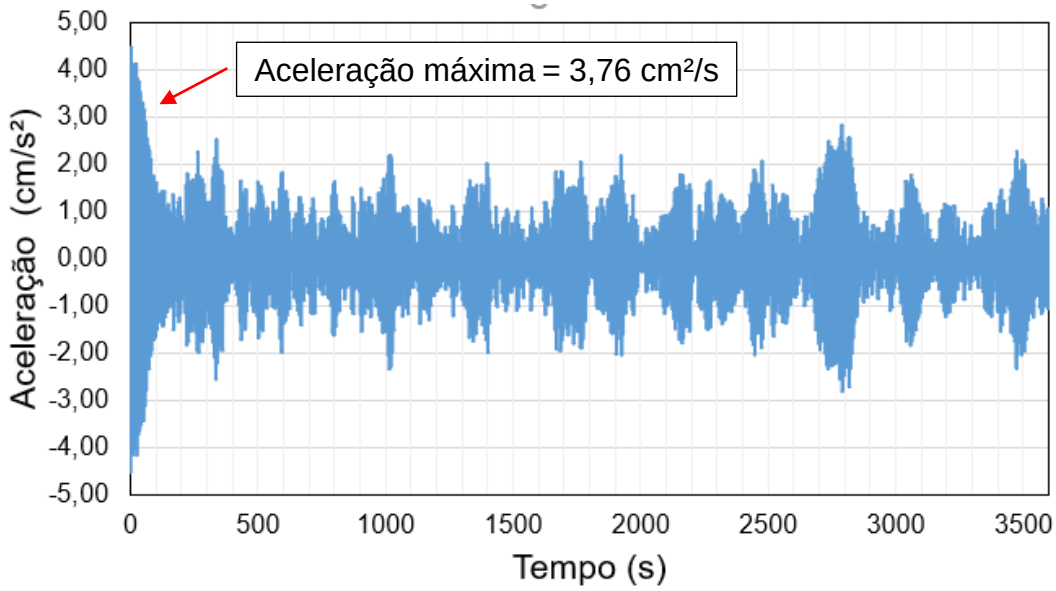
Série	Deslocamento (cm)	Aceleração (cm/s²)
1	8,31	4,81
2	7,88	4,55
3	7,43	4,45
4	7,76	2,73
5	7,82	4,02
6	8,88	2,93
7	8,42	5,21
8	7,88	5,26
9	8,77	4,93
10	7,68	3,91
11	7,67	4,71
12	9,02	4,56
13	8,84	3,42
14	9,08	6,06
15	7,81	3,76
16	8,49	5,40
17	7,73	2,58
18	8,38	2,86
19	8,07	2,90
20	9,08	3,54
Valor Médio	8,25	4,13
Desvio Padrão	0,53	0,99
Valor Característico	9,12	5,76

Figura 94 – Modelo 3 – Deslocamento para a série 15 na direção X



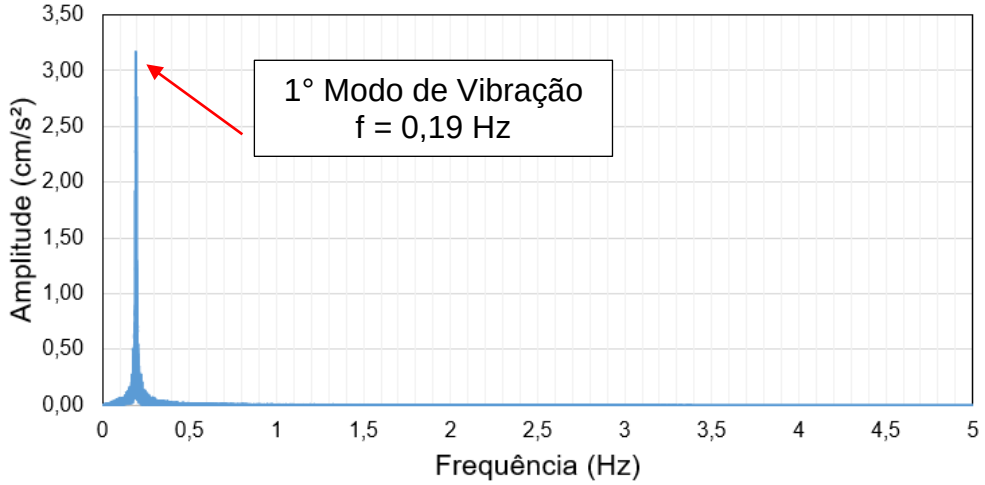
Fonte: O Autor, 2019

Figura 95 – Modelo 3 – Aceleração para a série 15 na direção X



Fonte: O Autor, 2019

Figura 96 – Modelo 3 – Aceleração no domínio da frequência para a série 17 na direção X



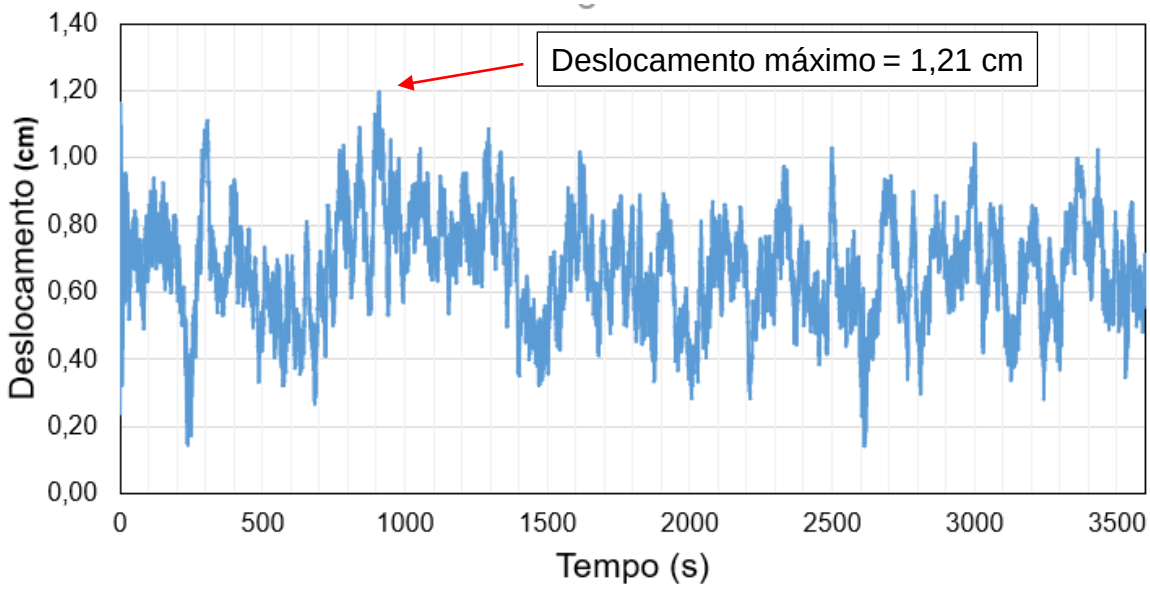
Fonte: O Autor, 2019

A.4 Modelo 4 – Edifício em Concreto Armado

Tabela 52 – Modelo 4 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção Z

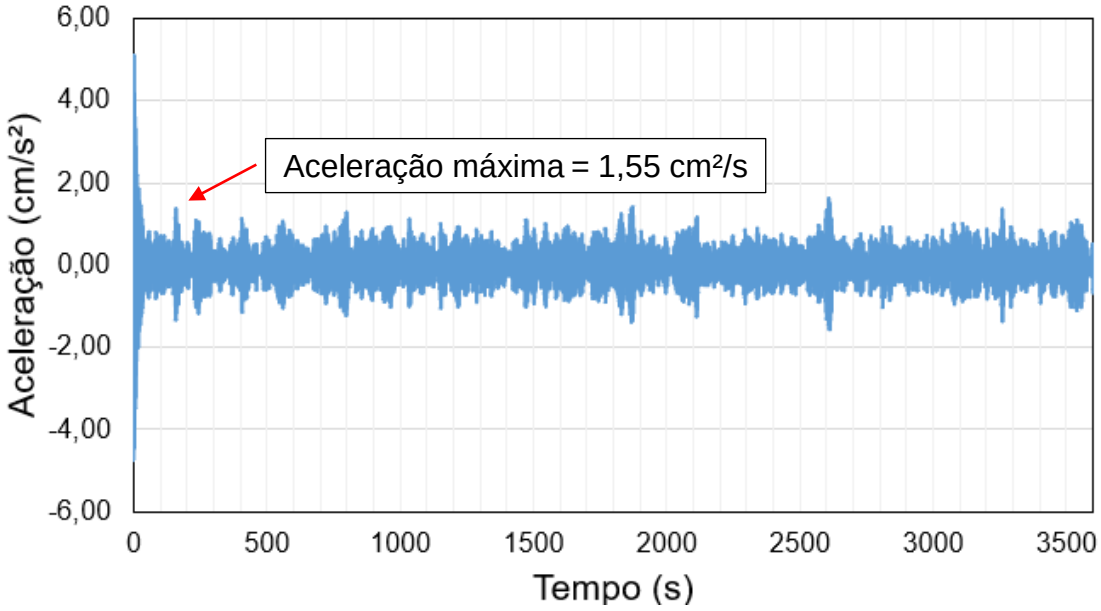
Série	Deslocamento (cm)	Aceleração (cm/s²)
1	1,10	1,44
2	1,23	1,34
3	1,12	1,64
4	1,09	1,46
5	1,09	1,34
6	1,13	1,41
7	1,09	1,41
8	1,17	1,51
9	1,16	1,43
10	1,18	1,09
11	1,07	1,31
12	1,15	1,34
13	1,07	1,30
14	1,21	1,53
15	1,18	1,60
16	1,15	1,18
17	1,21	1,55
18	1,15	1,40
19	0,05	1,37
20	1,23	1,49
Valor Médio	1,10	1,41
Desvio Padrão	1,23	0,13
Valor Característico	1,12	1,62

Figura 97 – Modelo 4 – Deslocamento para a série 17 na direção Z



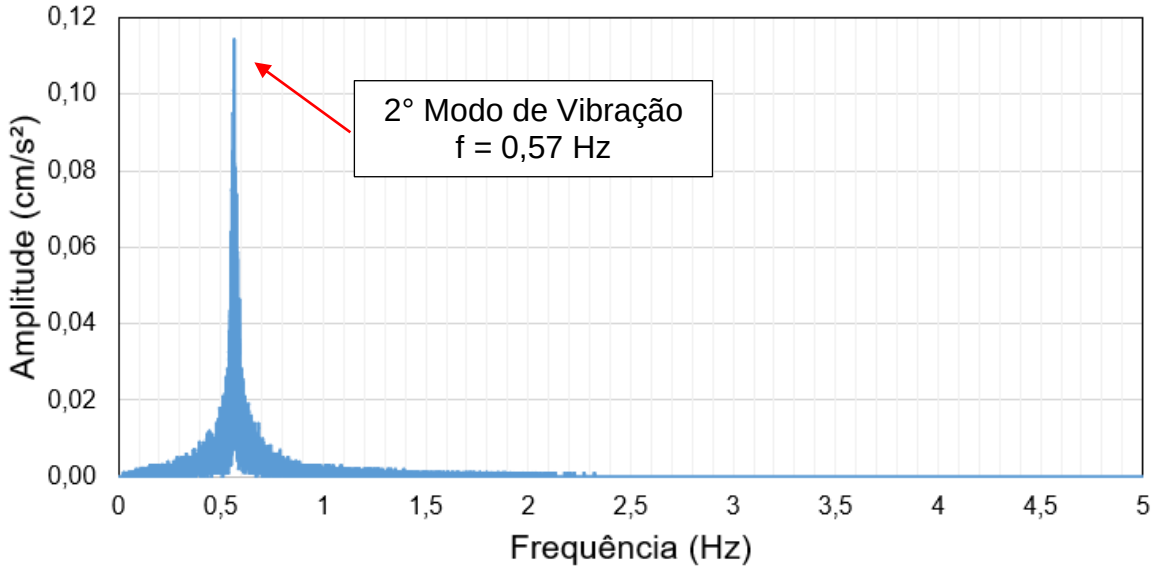
Fonte: O Autor, 2019

Figura 98 – Modelo 4 – Aceleração para a série 17 na direção Z



Fonte: O Autor, 2019

Figura 99 – Modelo 4 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção Z

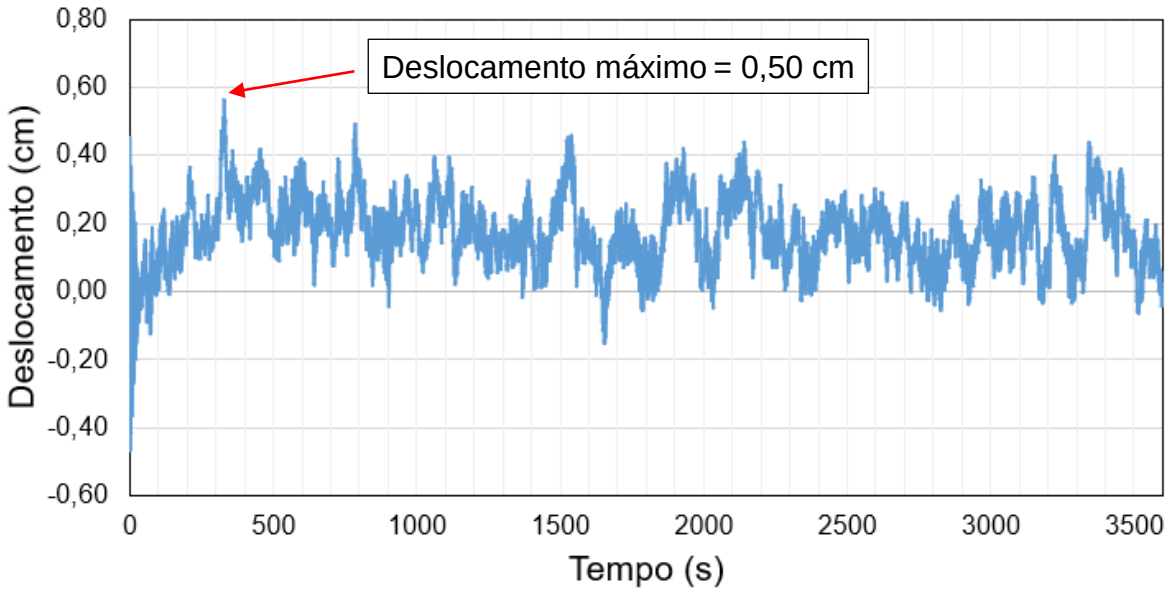


Fonte: O Autor, 2019

Tabela 53 – Modelo 4 – Resultados de deslocamento e aceleração – Direção X

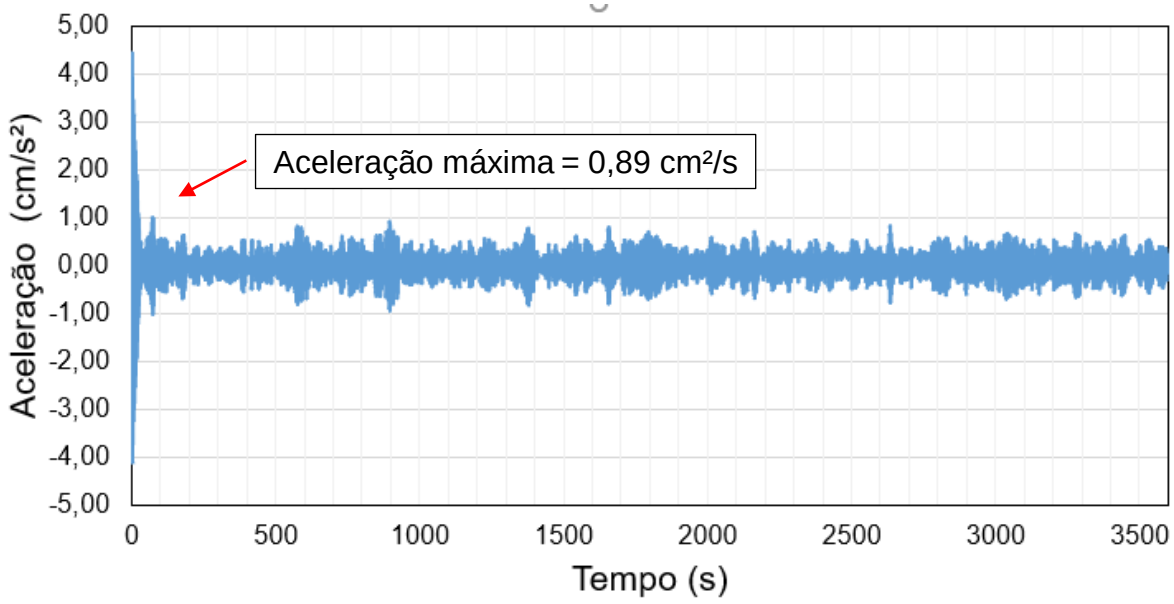
Série	Deslocamento (cm)	Aceleração (cm/s²)
1	0,45	0,97
2	0,44	0,82
3	0,48	0,83
4	0,50	0,89
5	0,50	0,85
6	0,46	0,83
7	0,51	0,83
8	0,48	0,88
9	0,57	0,84
10	0,46	0,98
11	0,56	1,01
12	0,50	0,94
13	0,55	0,83
14	0,47	0,76
15	0,53	0,81
16	0,48	0,95
17	0,53	0,82
18	0,48	1,12
19	0,52	0,98
20	0,50	0,91
Valor Médio	0,50	0,89
Desvio Padrão	0,04	0,09
Valor Característico	0,57	1,04

Figura 100 – Modelo 4 Deslocamento para a série 4 na direção X



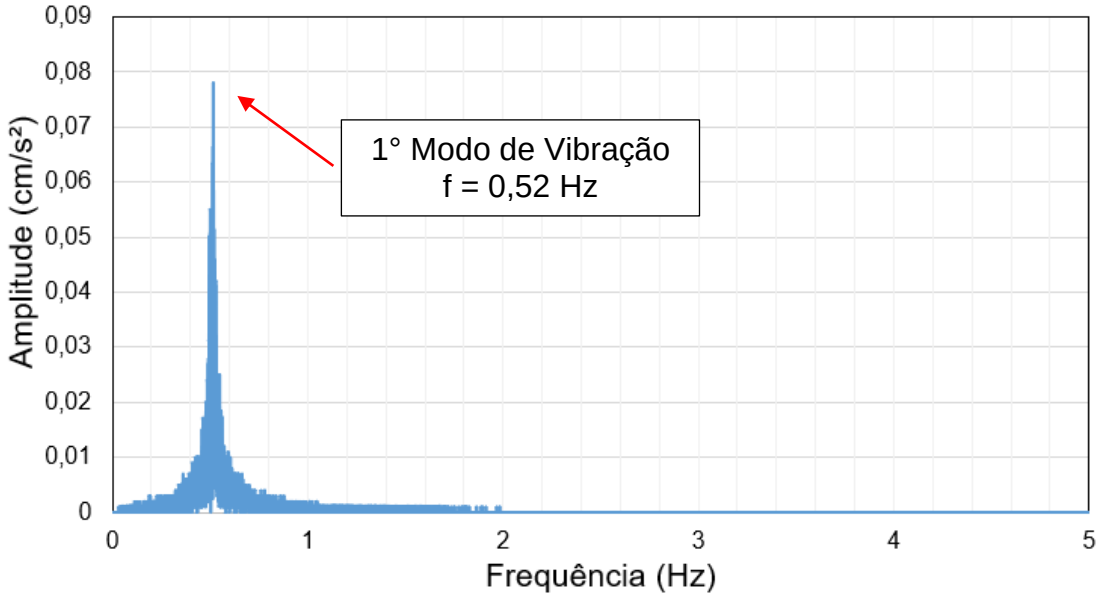
Fonte: O Autor, 2019

Figura 101 – Modelo 4 – Aceleração para a série 4 na direção X



Fonte: O Autor, 2019

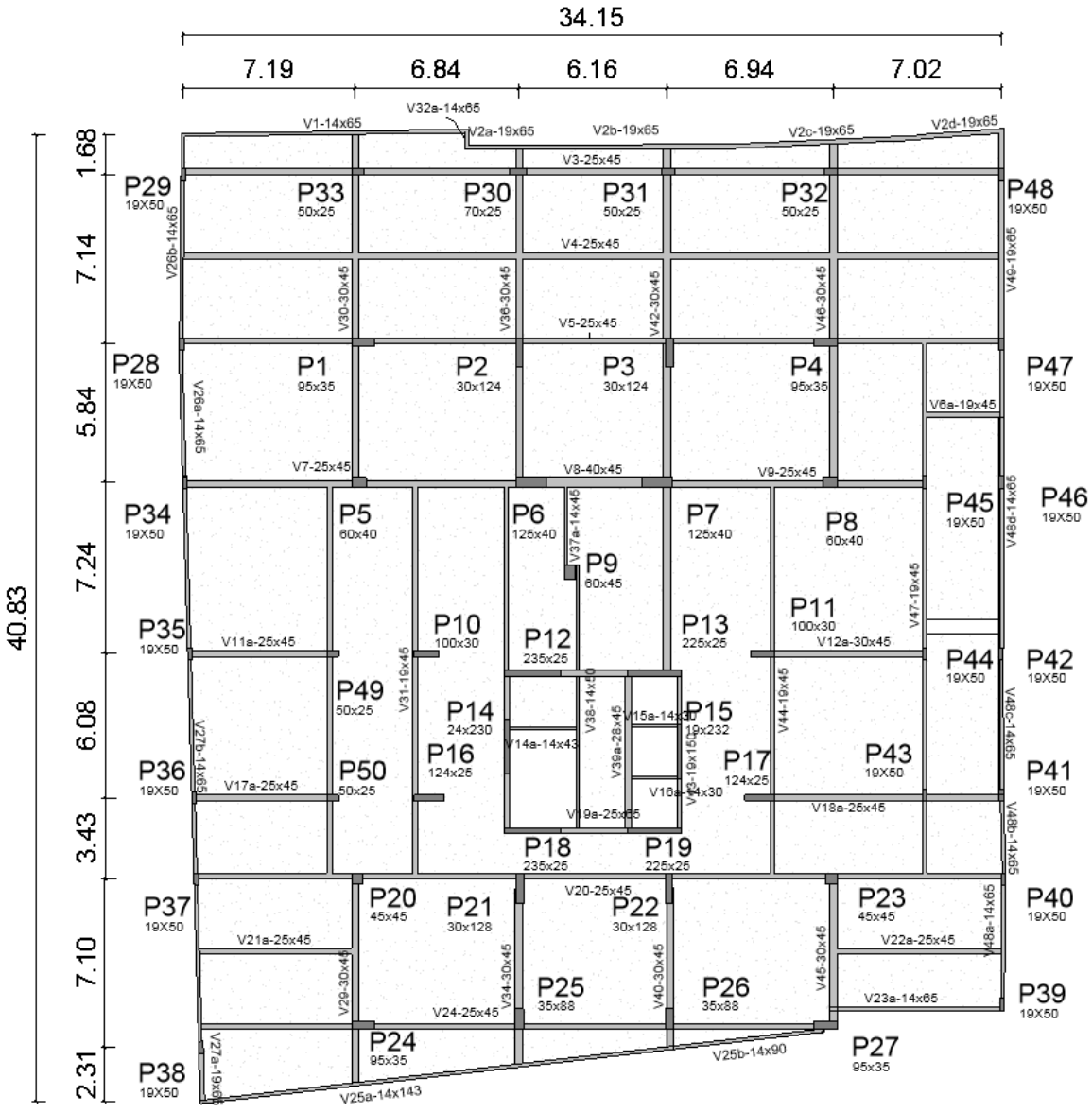
Figura 102 – Modelo 4 – Aceleração no domínio da frequência para a série 4 na direção X



Fonte: O Autor, 2019

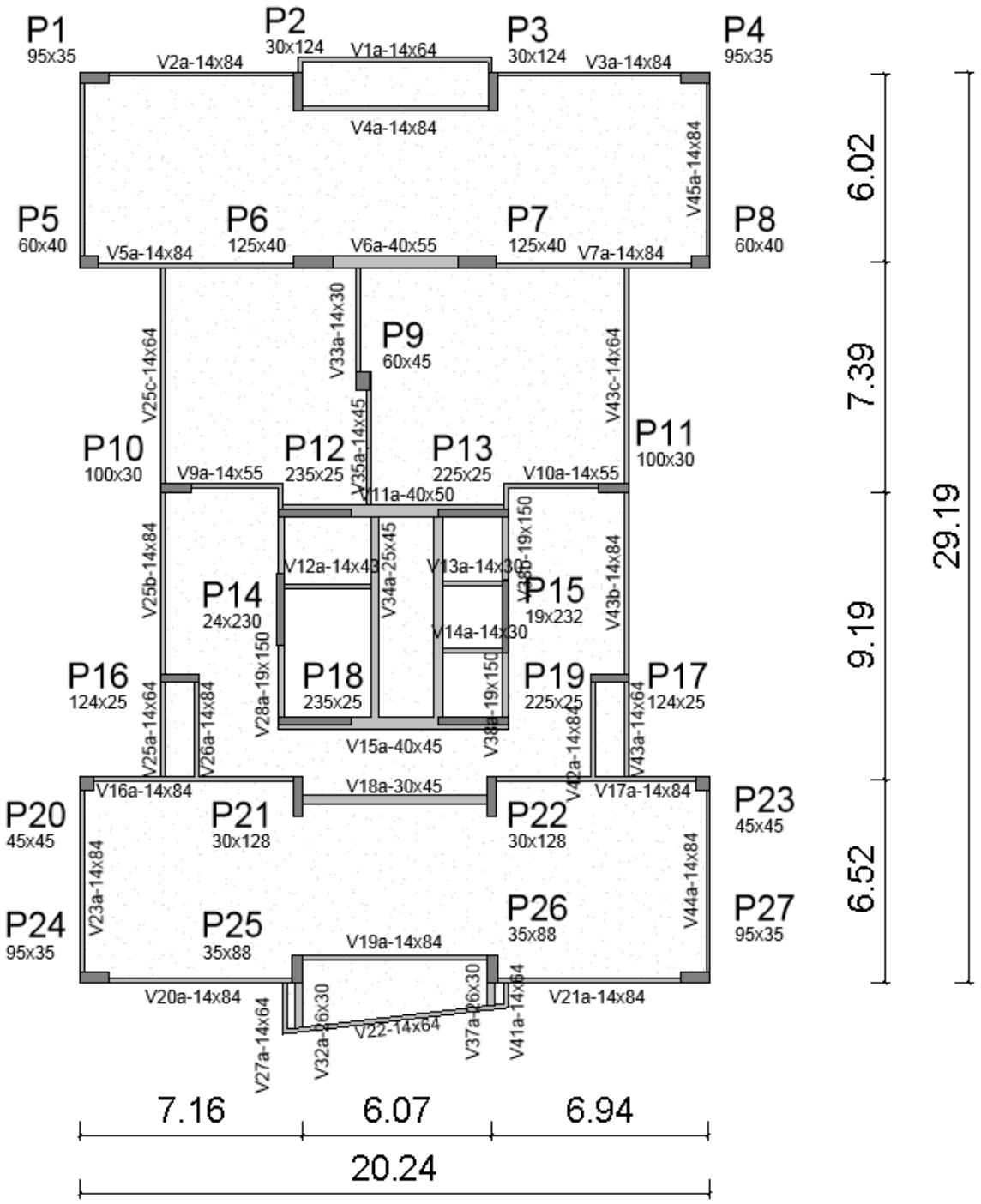
APÊNDICE B – PLANTAS DE FORMA UTILIZADAS PARA O MODELO 4 (EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO)

Figura 103 – Planta de forma do pavimento de garagem



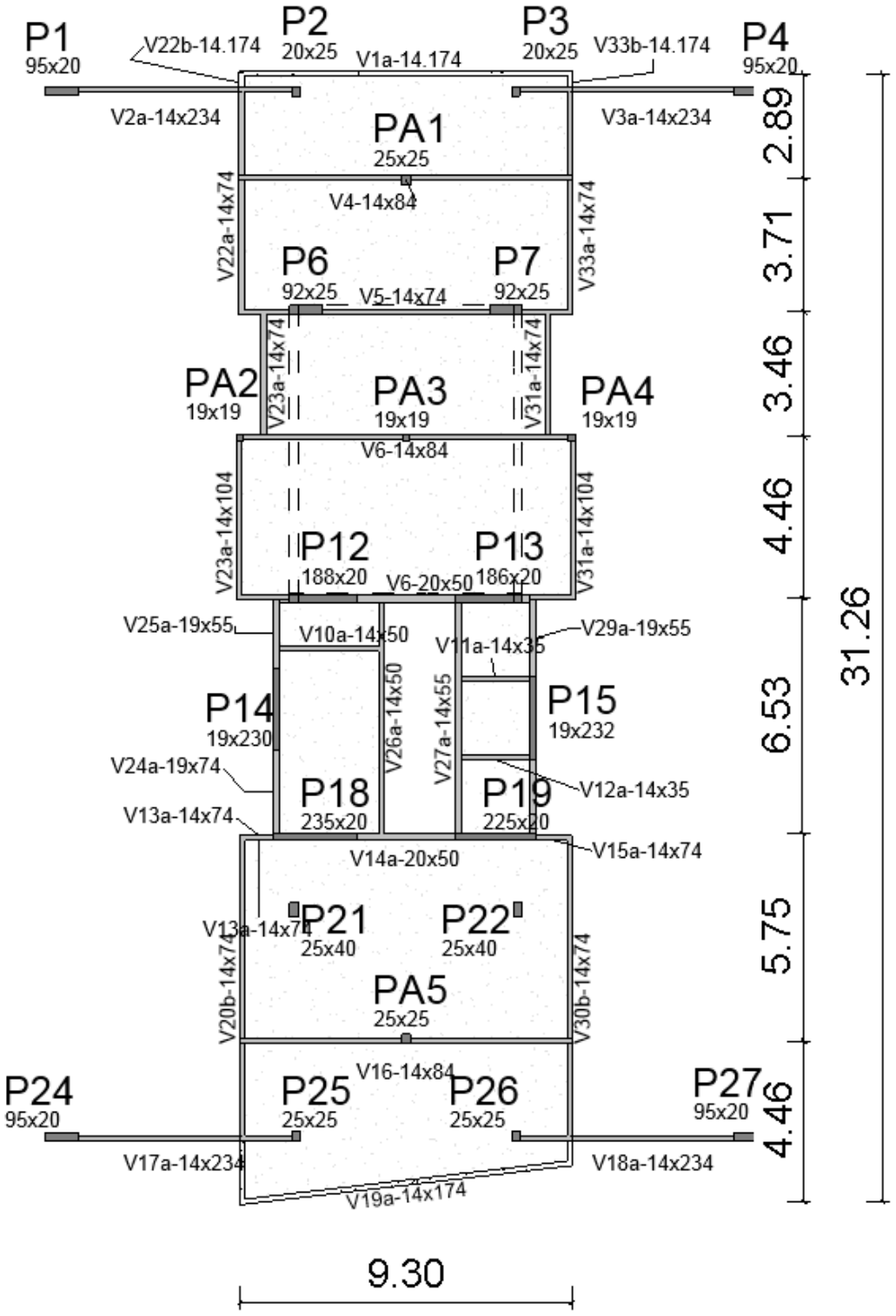
Fonte: O Autor, 2019

Figura 104 – Planta de forma para o pavimento tipo



Fonte: O Autor, 2019

Figura 105 – Planta de forma da cobertura



Fonte: O Autor, 2019