



UEPB

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

LUIZ RICARDO DA SILVA LINHARES

**AVALIAÇÃO METODOLÓGICA NA ESTIMATIVA DA TORÇÃO DE EDIFÍCIOS
ALTOS SOB A AÇÃO DO VENTO**

**ARARUNA/PB
2018**

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

L735a Linhares, Luiz Ricardo da Silva.
Avaliação metodológica na estimativa da torção de edifícios altos sob a ação do vento [manuscrito] / Luiz Ricardo da Silva Linhares. - 2018.
89 p. : il. colorido.
Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2018.
"Orientação : Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."
1. Análise de estrutura. 2. Vento. 3. Edifício. I. Título
21. ed. CDD 690.21

LUIZ RICARDO DA SILVA LINHARES

**AVALIAÇÃO METODOLÓGICA NA ESTIMATIVA DA TORÇÃO DE EDIFÍCIOS
ALTOS SOB A AÇÃO DO VENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa.

**ARARUNA/PB
2018**

LUIZ RICARDO DA SILVA LINHARES

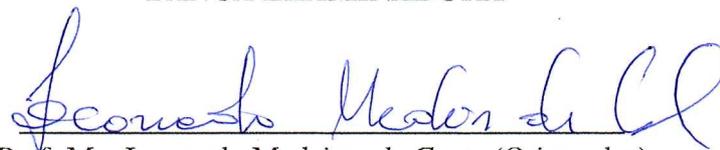
AVALIAÇÃO METODOLÓGICA NA ESTIMATIVA DA TORÇÃO DE EDIFÍCIOS ALTOS
SOB A AÇÃO DO VENTO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a
Universidade Estadual da Paraíba, como requi-
sito parcial à obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

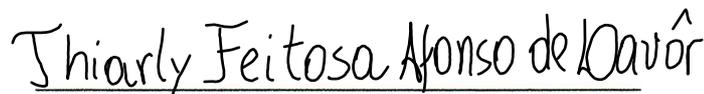
Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 27/11/2018

BANCA EXAMINADORA



Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Me. Thiarly Feitosa Afonso de Lavôr
Universidade de Brasília (UnB)



Prof. Dr. José Jamilton Rodrigues dos Santos
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Ao meu pai, José Carlos, à minha mãe, Gisalva,
e aos meus irmãos José Neto e Wanessa Kelly,
DEDICO.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, aos familiares e amigos, em especial aos meus pais, José Carlos e Gisalva, pelo apoio incondicional durante toda minha trajetória, e por serem os meus maiores incentivadores.

Aos meus avós José Soares e Geni Maria, por serem um dos meus maiores exemplos e por tudo que sempre fizeram por mim.

Aos amigos Júlio Lopes e Thiarly Lavôr pela amizade e por todo o apoio fornecidos.

Aos professores do Curso de Engenharia Civil da UEPB, em especial, ao meu orientador Leonardo Medeiros da Costa, por todos os ensinamentos transmitidos.

À Milena Fernandes, Ellora Pinheiro e Jayne Myllena pela amizade e por sempre acreditarem em mim.

Aos amigos Caio Ewerton, João Victor Cruz, José Cleidson, Michel e Suelligton Oliveira, por tudo que passamos ao longo do curso.

À Milena Thays, por ter me dado todo o suporte emocional e por toda a ajuda durante a fase final do curso.

RESUMO

A ação do vento é um aspecto essencial no projeto e dimensionamento de edifícios altos. Nestes casos, as condições mais críticas causadas pelas forças devidas ao vento, comumente estão relacionadas aos esforços de torção. A depender das propriedades do edifício, essa solicitação pode ser obtida a partir de uma análise estática ou dinâmica. Sendo os efeitos dinâmicos provocados pelo vento predominantes em estruturas altas e flexíveis. Da mesma forma que o Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005), a norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988) recomenda que a resposta torcional seja obtida com base em excentricidades da força de arrasto. Entretanto, ambas não contemplam a parcela dinâmica desta solicitação. Desse modo, é de fundamental importância conhecer como a norma brasileira se comporta com relação a outras orientações normativas e metodologias teórico-experimentais mais recentes. O objetivo deste trabalho foi avaliar diferentes métodos de estimativa do comportamento torcional de edifícios altos frente a ação do vento, através da comparação entre procedimentos normativos e recomendações da literatura baseadas em resultados de ensaios em túnel de vento que consideram a parcela dinâmica deste esforço. O modelo padrão de edifício alto CAARC *Standard Tall Building* foi analisado para o vento atuando a 0° e 90° , com diferentes velocidades. O estudo foi realizado para cinco metodologias: o método simplificado proposto por Carini (2017), as normas NBR 6123 (ABNT, 1988) e Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005), além dos procedimentos dados por Blessmann (1989) e Algaba (2016). Foram observadas divergências no cálculo da força de arrasto, bem como nas recomendações de excentricidade. Além disso, verificou-se que a parcela flutuante do momento torçor exerceu maior influência para os valores máximos na base do edifício, sendo que para as duas direções de incidência a norma brasileira subestimou esse esforço.

Palavras-Chave: Resposta Torcional. Parcela Flutuante. Eurocode 1 - parte 1-4. NBR 6123.

ABSTRACT

Wind action is an essential aspect in the design and sizing of tall buildings. In these cases, the most critical conditions caused by forces due to wind are commonly related to torsional stresses. Depending on the building properties, this request can be obtained from a static or dynamic analysis. Being the dynamic effects caused by the wind prevailing in high and flexible structures. Similar to Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005), the Brazilian standard NBR 6123 (ABNT, 1988) recommends that the torsional response be obtained based on traction eccentricities. However, both do not contemplate the dynamic portion of this request. Thus, it is of fundamental importance to know how the Brazilian standard behaves in relation to other normative orientations and more recent theoretical-experimental methodologies. The objective of this work was to evaluate different methods of estimating the torsional behavior of high buildings against wind action, by comparing normative procedures and recommendations of the literature based on results of wind tunnel tests that consider the dynamic portion of this effort. The standard tall building model CAARC Standard Tall Building was analyzed for the wind at 0° and 90° with different speeds. The study was carried out for five methodologies: The simplified method proposed by Carini (2017), the norms NBR 6123 (ABNT, 1988) and Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005), besides the procedures given by Blessmann (1989) and Algaba (2016). Differences were observed in the calculation of the drag force, as well as in the eccentricity recommendations. In addition, it was verified that the floating portion of the torsional moment exerted greater influence for the maximum values at the base of the building, and for the two directions of incidence the Brazilian standard underestimated this effort.

Keywords: Torsional Response. Floating Portion. Eurocode 1 - part 1-4. NBR 6123.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1	Altura gradiente (z_0) para diferentes rugosidades.	22
Figura 2.2	Componentes da velocidade do vento.	23
Figura 2.3	Dimensões dos turbilhões.	24
Figura 2.4	Determinação do intervalo de tempo T	24
Figura 2.5	Sentidos das respostas do vento.	25
Figura 2.6	Linhas de corrente. a) Formação do escoamento turbulento b) Vórtices	26
Figura 2.7	Número de Strouhal relacionado à torção em função da relação D/B	27
Figura 2.8	\tilde{C}_t para: a) Diferentes perfis de velocidade b) Envoltória proposta	28
Figura 2.9	Espectro de potência para o momento torçor. a) Forma mais observada b) Espectro proposto	29
Figura 2.10	Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).	31
Figura 2.11	Esquema para modelo dinâmico discreto.	34
Figura 2.12	Forma geral da construção analisada neste trabalho.	39
Figura 2.13	Distribuição de pressões no edifício.	42
Figura 2.14	Curva de pressões dinâmicas.	43
Figura 2.15	Dimensões de referência.	45
Figura 2.16	Modelo dinâmico torcional.	46
Figura 2.17	Túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann.	47
Figura 2.18	Esquema do modelo, forças medidas e forma modal do HFBB.	48
Figura 2.19	Modelo de tomadas de pressões no CAARC <i>Standard Tall Building</i>	49
Figura 2.20	Modelo e balança dinâmica de 3 graus de liberdade BD3GDL.	49
Figura 2.21	Geometria do CAARC <i>Standard Tall Building</i>	50
Figura 3.1	Fluxograma geral da pesquisa.	51
Figura 3.2	Discretização do CAARC para o MD.	54
Figura 3.3	Vista frontal das faixas analisadas (CAARC).	61
Figura 4.1	Forças nodais no CAARC calculada pela curva de pressões dinâmicas (CPD) para diferentes velocidades básicas, V_0 , com o vento atuando na: a) direção X; b) direção Y.	65
Figura 4.2	Forças nodais no CAARC obtido com ábacos propostos por Algaba (2016) para categoria V com: a) $V_0 = 25\text{m/s}$; b) $V_0 = 35\text{m/s}$; c) $V_0 = 45\text{m/s}$ na direção X.	66
Figura 4.3	Forças nodais no CAARC obtido com ábacos propostos por Algaba (2016) para categoria V com: a) $V_0 = 25\text{m/s}$; b) $V_0 = 35\text{m/s}$; c) $V_0 = 45\text{m/s}$ na direção Y.	66

Figura 4.4	Forças nodais no CAARC obtido pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para categoria V com: a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$ na direção X.	67
Figura 4.5	Forças nodais no CAARC obtido pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para categoria V com: a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$ na direção Y.	68
Figura 4.6	Forças nodais no CAARC obtidas pelos Anexos B e C do Eurocode para categoria IV com: a) $v_b = 25m/s$; b) $v_b = 35m/s$; c) $v_b = 45m/s$ na direção X.	69
Figura 4.7	Forças nodais no CAARC obtidas pelos Anexos B e C do Eurocode para categoria IV com: a) $v_b = 25m/s$; b) $v_b = 35m/s$; c) $v_b = 45m/s$ na direção Y.	69
Figura 4.8	Forças nodais no topo do CAARC obtidas pelos procedimentos abordados neste trabalho: a) média; b) flutuante; c) total na direção X.	70
Figura 4.9	Forças nodais no CAARC obtidas pelos Anexos B e C do Eurocode para categoria IV com: a) média; b) flutuante; c) total na direção Y.	71
Figura 4.10	Momento torçor ao longo da altura do CAARC para os procedimentos da literatura na direção X, com : a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$.	72
Figura 4.11	Momento torçor ao longo da altura do CAARC para os procedimentos da literatura na direção Y, com : a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$.	73
Figura 4.12	Momento torçor ao longo da altura do CAARC obtido pelos procedimentos normativos na direção X, com: a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$	74
Figura 4.13	Momento torçor ao longo da altura do CAARC obtido pelos procedimentos normativos na direção Y, com: a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$	75
Figura 4.14	Resposta total na base do CAARC para o vento atuando na direção X. .	76
Figura 4.15	Resposta total na base do CAARC para o vento atuando na direção Y. .	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Frequências naturais em Hz de alguns edifícios altos.	21
Tabela 2.2	Propriedades do CAARC <i>Standard Tall Building</i>	50
Tabela 3.1	Intervalo de tempo para o CAARC <i>Standard Tall Building</i>	52
Tabela 3.2	Parâmetros b , p e F_r para o CAARC.	53
Tabela 3.3	Parâmetros da categoria V para o CAARC (MD).	53
Tabela 3.4	Pressão dinâmica para o CAARC (MD).	54
Tabela 3.5	Deslocamentos nodais do CAARC (MD).	55
Tabela 3.6	Parâmetros de referência para o CAARC (MD).	55
Tabela 3.7	Coeficientes de amplificação dinâmica para o CAARC (MD).	57
Tabela 3.8	Parâmetros da categoria IV para o CAARC (Eurocode).	57
Tabela 3.9	Velocidade média no topo do edifício para o CAARC (Eurocode).	58
Tabela 3.10	Desvio padrão e intensidade de turbulência para o CAARC (Eurocode).	58
Tabela 3.11	Pressão dinâmica no topo do edifício para o CAARC (Eurocode).	59
Tabela 3.12	Dimensões de referência para o CAARC (Eurocode).	59
Tabela 3.13	Parâmetros da curva de pressões dinâmicas (CAARC).	61
Tabela 3.14	Parâmetros da curva de pressões dinâmicas do CAARC.	61
Tabela 3.15	Deslocamentos nodais do CAARC (MD).	62
Tabela 3.16	Metodologia para o cálculo da parcela flutuante.	62
Tabela 3.17	Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para $h = 182,88m$ e o vento atuando na direção X.	63
Tabela 3.18	Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para $h = 182,88m$ e o vento atuando na direção Y.	64
Tabela 3.19	Coeficientes de amplificação dinâmica para o CAARC utilizando as tabelas de Algaba (2016).	64
Tabela A.1	Valores das funções de admitância aerodinâmica - Anexo B.	85
Tabela A.2	Coeficientes de resposta determinado pelo Anexo B.	85
Tabela A.3	Fator estrutural determinado pelo Anexo B.	86
Tabela A.4	Valores da função de efeito redutor de dimensão - Anexo C.	86
Tabela A.5	Coeficientes de resposta determinado pelo Anexo C.	87
Tabela A.6	Fator estrutural determinado pelo Anexo C.	87
Tabela B.1	Frequências inferior e superior para o CAARC com dados do MD.	88
Tabela B.2	Momento torçor modal para o CAARC com dados do MD.	88
Tabela B.3	Espectro de potência para o CAARC com dados do MD.	88

Tabela B.4	Frequências inferior e superior para o CAARC com os dados do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).	89
Tabela B.5	Momento torçor modal para o CAARC com os dados do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).	89
Tabela B.6	Espectro de potência para o CAARC com os dados do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).	89

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BD3GDL	Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade
CAARC	<i>Commonwealth Advisory Aeronautical Council</i>
CPD	Curva de Pressões Dinâmicas
HFBB	<i>High Frequency Base Balance</i>
HFPI	<i>High Frequency Pressure Integration</i>
MD	Método Discreto
MDM	Método Discreto Modificado
RMS	<i>Root Mean Square</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do Alfabeto Grego

ρ_{ar}	Massa específica do ar
ζ	Razão de amortecimento crítico
σ	Momento torçor modal
ϕ	Modo de vibração
ξ	Coefficiente de amplificação dinâmica
ϕ_i	Massa adimensional correspondente a coordenada i
σ_v	Desvio padrão da turbulência
ψ_i	Coefficiente de redução para seções quadradas com cantos arredondados
ψ_λ	Coefficiente de efeitos de extremidade
δ	Decremento logarítmico total de amortecimento
ν	Frequência de passagens ascendentes
γ	Expoente da forma modal
σ_M	Valor rms do momento torçor modal

Símbolos do Alfabeto Latino

\mathbf{V}	Vetor velocidade do vento
$\overline{\mathbf{V}}$	Vetor velocidade média
\mathbf{v}_1	Componente flutuante da velocidade do vento na direção longitudinal
\overline{M}_t	Momento torçor médio
\tilde{M}_t	Momento torçor flutuante
\widehat{M}_{t_i}	Momento torçor flutuante no grau de liberdade i
\tilde{C}_t	Coefficiente de torção rms
\bar{q}_0	Pressão dinâmica do vento
\overline{X}_i	Força média devida ao vento na direção da coordenada i

\bar{e}	Excentricidade da força de arrasto
A_e	Área frontal efetiva perpendicular a direção do vento
A_0	Área de referência arbitrária
A_{ref}	Área de referência da construção
B^2	Coefficiente de resposta quase-estática
C_a	Coefficiente de arrasto
$c_s c_d$	Coefficiente estrutural
c_{dir}	Coefficiente de direção
c_{season}	Coefficiente de sazão
c_o	Coefficiente de orografia
c_r	Coefficiente de rugosidade
c_f	Coefficiente de força (arrasto)
$c_{f,0}$	Coefficiente de força para elementos de seção retangular
c_y e c_z	coefficientes de decaimento para correlação espacial das pressões
c_{pe}	Coefficientes globais de pressão exterior
f	Frequência natural ou própria da estrutura
f_n	Frequência natural do modo de vibração torcional
F_r	Fator de rajada
f_L	Frequência adimensional
f_{inf}	Frequência referente ao limite inferior do número de Strouhal torcional
f_{sup}	Frequência referente ao limite superior do número de Strouhal torcional
h_a	Ordenada do ponto de aplicação da força de arrasto
I	Momento de inércia de massa
I_v	Intensidade de turbulência
k_p	Fator de pico
k_r	Coefficiente de terreno

K_s	Função de efeito redutor de dimensão
k_I	Coefficiente de turbulência
l	Comprimento de um turbilhão
$L(z_s)$	Escala de turbulência à altura de referência z_s
L_t	Escala de referência
m_0	Massa arbitrária de referência
$n_{1,x}$	Frequência própria da estrutura
p	Expoente do perfil de velocidade do vento
q_p	Pressão dinâmica de pico
q	Pressão dinâmica do vento
R^2	Coefficiente de resposta ressonante
R_h, R_b	Funções de admitância aerodinâmica
St_a	Número de Strouhal relacionado à resposta transversal
St_t	Número de Strouhal relacionado à resposta torcional
S_M	Espectro de potência da velocidade do vento
S_L	Função de densidade espectral de potência adimensional
$s_{máx}$	Valor máximo do espectro de potência
T	Intervalo de tempo para o cálculo da velocidade do vento
V_H	Velocidade média do vento no topo do edifício
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
v_b	Velocidade de referência do vento
v_m	Velocidade média do vento
X_i	Força total devida ao vento na direção da coordenada i
z_0	Comprimento de rugosidade
z_s	Altura de referência para determinação do coeficiente estrutural
z_t	Altura de referência

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	8
LISTA DE TABELAS	10
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	11
LISTA DE SÍMBOLOS	12
1 INTRODUÇÃO	17
1.1 GENERALIDADES	17
1.2 OBJETIVOS	18
1.2.1 Geral	18
1.2.2 Específicos	18
1.3 LIMITAÇÕES E ABRANGÊNCIAS DA PESQUISA	18
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	19
2 REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1 AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES	22
2.2 RESPOSTA DE EDIFÍCIOS ALTOS SOB AÇÃO DO VENTO	25
2.2.1 Torção	26
2.3 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS	30
2.3.1 ABNT NBR 6123: 1988	30
2.3.2 Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005)	36
2.4 PROCEDIMENTOS DA LITERATURA	42
2.4.1 BLESSMANN, J. (1989)	42
2.4.2 CARINI, M. R. (2017)	44
2.5 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS	47
2.5.1 Técnicas em Túnel de Vento	47
2.5.2 Modelo Analisado	50
3 METODOLOGIA	51
3.1 INTERVALO DE TEMPO PARA O CÁLCULO DA VELOCIDADE DO VENTO	52
3.1.1 CAARC - <i>Standard Tall Building</i>	52
3.2 APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS NORMATIVOS	53
3.2.1 Método Discreto da ABNT NBR-6123:1988	53
3.2.2 Método do Coeficiente Estrutural $c_s c_d$ do Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005)	57

3.3	APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS DA LITERATURA	60
3.3.1	Curva de Pressões Dinâmicas (BLESSMANN, 1989)	60
3.3.2	Proposta de Carini (2017)	62
3.3.3	Cálculo do Coeficiente de Amplificação Dinâmica de Acordo com os Ábacos Propostos por Algaba (2016) para a NBR 6123 (ABNT, 1988) .	63
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	65
4.1	PERFIS DA FORÇA DE ARRASTO	65
4.1.1	Procedimentos da Literatura	65
4.1.2	ABNT NBR-6123:1988	67
4.1.3	Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005)	68
4.1.4	Comparação da Força de Arrasto No Topo do CAARC	70
4.2	MOMENTO TORÇOR AO LONGO DA ALTURA	72
4.2.1	Comparação Entre Procedimentos da Literatura e Eurocode	72
4.2.2	Comparação Entre Procedimentos Normativos	74
4.3	RESPOSTAS NA BASE	75
5	CONCLUSÕES	78
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	79
	REFERÊNCIAS	80
	APÊNDICES	83
A	FATOR ESTRUTURAL $C_S C_D$ COM O USO DO ANEXO B E C DO EUROCODE 1 PARTE 1-4 (EN 1991-1-4:2005) PARA O CAARC	84
A.1	PROCEDIMENTO 1	84
A.2	PROCEDIMENTO 2	84
A.3	RESULTADOS DO COEFICIENTE $C_S C_D$	85
B	PARÂMETROS UTILIZADOS NO CÁLCULO DO MOMENTO TORÇOR PELA PROPOSTA DE CARINI (2017) PARA O CAARC	88

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A ação do vento em edifícios altos é um dos aspectos mais relevantes durante as fases de projeto e utilização. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto, é considerada na análise de esforços solicitantes como esforço cortante, momento fletor e torçor. Assim, mensurar esses efeitos é um dos maiores desafios para os projetistas de estruturas.

A excentricidade da força de arrasto gerada pela distribuição assimétrica de pressões na superfície da edificação, pode ocasionar esforços de torção. De acordo com Blessmann (1989), isso pode ser constatado mesmo em edificações com formas regulares, como no caso de estruturas com seção transversal quadrada ou retangular, ou em estruturas que tem o eixo geométrico coincidindo com o eixo de torção.

Devido a complexidade para se determinar com precisão o carregamento provocado por essa ação, seja pela influência da vizinhança ou por possuir formas não convencionais, ensaios em túnel de vento são realizados em modelos reduzidos. Os resultados destes ensaios fazem parte do campo de estudos da aerodinâmica de estruturas civis e eles são determinados tanto por métodos teóricos e normativos quanto por procedimentos experimentais (LAVÔR, 2017).

A resposta total da estrutura frente a ação do vento é dada pela superposição da parcela estática com a parcela dinâmica. Quanto a primeira, Carpeggiani (2004) e Siqueira (2009) investigaram através de ensaios em túnel de vento, as excentricidades contidas no capítulo 6 da norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988), recomendando novos valores de excentricidade. Adicionalmente à ação estática, Carini (2017) estudou a torção causada pela ação dinâmica do vento em edifícios altos, propondo uma metodologia para ser incluída no capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988), norma que aborda somente coeficientes relacionados à flexão.

Outros procedimentos normativos como o Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005) também não possuem uma metodologia para o cálculo da torção que contemple a parcela dinâmica desta solicitação. A norma europeia considera a determinação das forças exercidas pelo vento na estrutura por meio de dois métodos: a partir dos coeficientes de força ou a partir das pressões nas superfícies. Ambos levam em conta a turbulência do vento em sua formulação e o efeito da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico, diferenciando-se da norma brasileira onde a intensidade de turbulência está contabilizada de maneira implícita pelo coeficiente de amplificação dinâmica.

Algaba (2016) e Lavôr (2017) utilizaram o modelo padrão de edifício alto da *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council (CAARC)* para a análise dinâmica como ferramenta de comparação entre procedimentos normativos e resultados experimentais com aqueles obtidos por métodos teóricos. De acordo com Oliveira (2009) este é um modelo aerolástico amplamente utilizado por pesquisadores de diferentes laboratórios para calibrar técnicas

de modelagem de edifícios altos. Contudo, nenhum deles analisou o comportamento do edifício com relação aos efeitos torcionais causados pela parcela dinâmica da ação do vento.

Partindo do que foi citado, considerando que a NBR 6123 (ABNT, 1988) está em processo de revisão e que a norma é antiga com relação a outras normas internacionais como o Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005), torna-se propícia a realização de estudos à respeito da resposta torcional em edifícios altos através da verificação de novos métodos teóricos propostos, por meio da comparação com outras normas vigentes.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Geral

Verificar o comportamento torcional do modelo padrão de edifício alto CAARC *Standard Tall Building* frente a ação dinâmica do vento através da comparação entre a metodologia desenvolvida por Carini (2017), as normas NBR 6123 (ABNT, 1988) e Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005), juntamente com os procedimentos da literatura dados por Blessmann (1989) e Algaba (2016).

1.2.2 Específicos

- Determinar a resposta em termos de momento torçor na base e ao longo da altura do edifício utilizando a proposta de Carini (2017);
- Analisar a influência da componente flutuante do momento torçor para a resposta total;
- Comparar a excentricidade e a força de arrasto dadas pelos os procedimentos normativos com os procedimentos da literatura.

1.3 LIMITAÇÕES E ABRANGÊNCIAS DA PESQUISA

Este trabalho trata somente da resposta longitudinal, para a determinação da força de arrasto, e da resposta torcional da estrutura frente a ação do vento, ou seja, não está voltado ao cálculo da resposta transversal. Os procedimentos contemplados para obtenção da força de arrasto serão:

- Método Discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988);
- Procedimento 1 e 2 para a determinação do coeficiente estrutural $c_s c_d$ do Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005);
- Curva de pressões dinâmicas proposta por Blessmann (1989);
- Método discreto modificado pela aplicação dos novos coeficientes de amplificação dinâmica obtidos por Algaba (2016).

Como a geometria do *CAARC Standard Tall Building* é paralelepípedica e sem variações na seção transversal, as conclusões obtidas não se aplicam à estruturas com variações na geometria ao longo da altura, nem com modificações aerodinâmicas.

Não serão aplicadas as excentricidades propostas por Carini (2017) na força de arrasto calculada pelo método discreto modificado, desenvolvido por Algaba (2016), pois Carini (2017) elaborou sua metodologia com base nos resultados de ensaios experimentais em túnel de vento, para a inclusão do cálculo da torção no capítulo 9 da NBR 6123 (ABNR, 1988). Algaba (2016) também buscou ajustar o capítulo 9 da norma brasileira com objetivo de se aproximar aos dados experimentais, contudo, ele desenvolveu os novos ábacos para o cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica especificamente para os esforços de flexão.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho foi organizado em cinco capítulos. O primeiro trata de uma introdução sobre o que ainda precisa ser estudado acerca do tema, bem como as generalidades sobre o assunto, objetivos a serem alcançados e limitações da pesquisa.

O capítulo 2 inicia com a descrição dos principais trabalhos que abordaram tanto o estudo da ação dinâmica do vento, como aqueles que também realizaram comparações entre procedimentos teóricos e normativos utilizando o *CAARC Standard Tall Building*. Depois disso são contemplados os tópicos da ação do vento nas edificações e dos tipos de resposta da estrutura, com ênfase no esforço de torção. São apresentados também os procedimentos teóricos e normativos utilizados para o estudo.

O capítulo 3 é destinado a mostrar o cálculo de todos os parâmetros necessários para a determinação da força de arrasto e do momento torçor por todas as metodologias utilizadas, bem como as considerações para a discretização do edifício. Além disso, buscou-se ordenar os passos dos procedimentos analisados.

No capítulo 4 estão contidas as respostas em termos de momento torçor tanto ao longo da altura, quanto a resposta total na base. Adicionalmente, são mostrados os perfis verticais da força de arrasto para auxiliar o entendimento da resposta torcional. Por último, são mostrados comparações entre as forças de arrasto e momentos de torção.

As conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no último capítulo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Com o decorrer dos anos a relação peso-altura das estruturas foi se modificando. À medida em que a altura das construções passaram a aumentar, alguns parâmetros como o material, a forma da edificação e o tipo de sistema estrutural utilizado, tiveram que ser pensados de modo a enquadrar os efeitos provocados pela ação do vento dentro dos limites permitidos pelas normas vigentes, bem como pela resistência dos materiais empregados.

A partir disso, surge o questionamento sobre o que seria considerado como edifício alto. A definição exata não é baseada em um consenso geral sobre a altura, forma da seção transversal ou número de andares acima dos quais os edifícios devam ser classificados como altos. Edifícios altos são definidos por projetistas estruturais como aqueles que, pela sua grande altura, requerem um sistema estrutural incomum e a influência das cargas horizontais do vento são predominantes na análise e no projeto (TARANATH, 1988; SMITH; COULL, 1991; GÜNEL; ILGIN, 2014).

Essas cargas horizontais fazem com que se desenvolvam esforços de momento fletor, momento torçor e esforço cortante, além de causarem deslocamentos e vibrações excessivas na estrutura. Pesquisas que envolvam o entendimento sobre a magnitude e variação desses esforços são imprescindíveis. Nesse sentido, serão apresentados diversos estudos baseados em resultados de ensaios em túnel de vento que abordaram os efeitos causados pelo vento em edifícios altos, com ênfase para aqueles que estudaram as recomendações da norma brasileira para a torção.

Carpeggiani (2004) e Siqueira (2009) analisaram a resposta torcional devida aos efeitos estáticos da ação do vento em modelos reduzidos ensaiados em túnel de vento. O primeiro variou as configurações arquitetônicas com objetivo de comparar os resultados das recomendações presentes nas normas brasileira, canadense e alemã, com uma pesquisa realizada por Isyumov no Canadá. Ele observou que a NBR 6123 (ABNT, 1988) subestima o esforço de torção na situação de edificações isoladas com relação aos outros procedimentos abordados, mas cobre a maioria dos prédios submetidos aos efeitos da vizinhança. O segundo comparou os resultados dos ensaios para algumas edificações que estavam sendo construídas no Brasil, concluindo que a norma brasileira também subestimou os esforços para as situações sem efeitos da vizinhança.

Oliveira (2009) propôs a balança dinâmica de três graus de liberdade (*BD3GDL*), que possibilita o estudo da flexo-torção em edifícios altos submetidos à ação dinâmica do vento, com base em ensaios em túnel de vento. Para isso, ele utilizou o edifício alto *CAARC Standard Tall Building*, tomado como padrão para calibração de técnicas de modelagem aeroelástica, no túnel de vento *Professor Joaquim Blessmann*, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. A partir disso, diversos foram os estudos que utilizaram a *BD3GDL* em conjunto com o *CAARC*.

Vanin (2011) e Bênia (2013) utilizaram esse mecanismo. A primeira ainda acrescentou outro edifício comercial em sua análise, buscando determinar a resposta em termos das componentes médias e flutuantes do vento, para deslocamentos longitudinais e transversais à direção do vento e a torção. Com isso, foi possível observar que a balança simulou satisfatoriamente

bem o comportamento dos edifícios estudados. A segunda autora investigou os efeitos da interferência em edifícios altos causadas por diferentes configurações de vizinhança, com base nos mesmos efeitos abordados por Vanin (2011). Assim, observou que a presença de edificações vizinhas ocasionou uma redução nas respostas médias longitudinais e transversais, contudo, a resposta flutuante sofreu aumentos significativos.

Além dos experimentos em túnel de vento, outros autores contribuíram com a análise do comportamento de edifícios altos sob ação dinâmica do vento, através da comparação entre métodos teóricos e dados experimentais extraídos da literatura a partir de ensaios no CAARC. Nesse contexto, Algaba (2016) buscou a validação de métodos teóricos mediante o estudo comparativo entre as análises feitas pela solução no domínio da frequência, pelos procedimentos 1 e 2 do Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005) e pelo capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988). Ele estudou os esforços solicitantes na base (exceto a torção) e os deslocamentos de topo. Como resultado, propôs uma atualização para os ábacos que compõem o capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988), de modo que as respostas se ajustem aos dados experimentais.

Do mesmo modo que Algaba (2016), Lavôr (2017) utilizou a norma brasileira e a norma europeia para o cálculo das mesmas respostas, com objetivo de avaliar a aplicabilidade de métodos teóricos. Contudo, no lugar da solução no domínio da frequência, o autor aplicou o método do fator de rajada proposto por Davenport (1995). Com isso, foi possível verificar que a aplicação do método de Davenport é válida para edifícios paralelepípedicos. Além de que a norma brasileira subestima os valores das respostas na análise dinâmica do vento.

Com relação à torção, Rocha e Loredou-Souza (2011) já destacavam que o desenvolvimento de ferramentas para análise estrutural e para realização de ensaios em túnel de vento mostrou a tendência na prática de projetos estruturais na qual pode-se observar muitos modos de vibração abaixo de $1Hz$. A Tabela 2.1 mostra o que está sendo observado na prática de projetos estruturais, com destaque em negrito para os modos de vibração em que o esforço de torção é predominante.

Tabela 2.1 – Frequências naturais em Hz de alguns edifícios altos.

Edifício	Altura (m)	Modos de Vibração							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	91	0,20	0,25	0,30	0,67	1,07	-	-	-
2	91	0,18	0,24	0,28	0,62	1,01	-	-	-
3	96	0,24	0,30	0,31	1,13	-	-	-	-
4	129	0,14	0,18	0,23	0,43	0,49	0,53	0,67	0,78
5	133	0,21	0,22	0,24	0,53	0,57	0,70	1,00	-
6	85	0,34	0,41	0,48	1,43	-	-	-	-
7	86	0,18	0,32	0,33	0,79	1,10	-	-	-
8	95	0,22	0,23	0,25	0,70	0,78	0,82	1,37	-

Fonte: Modificado de Rocha e Loredou-Souza (2011).

Portanto, é possível observar que nenhum dos autores citados até aqui trataram separadamente da análise teórico-experimental dos efeitos torcionais em edifícios altos causados pela componente flutuante do vento. O que pode estar relacionado ao fato de que, relativamente poucas normas incluem procedimentos para a resposta transversal e torcional, que por sua natureza são muito mais difíceis de serem codificadas com precisão (GÜNEL; ILGIN, 2014).

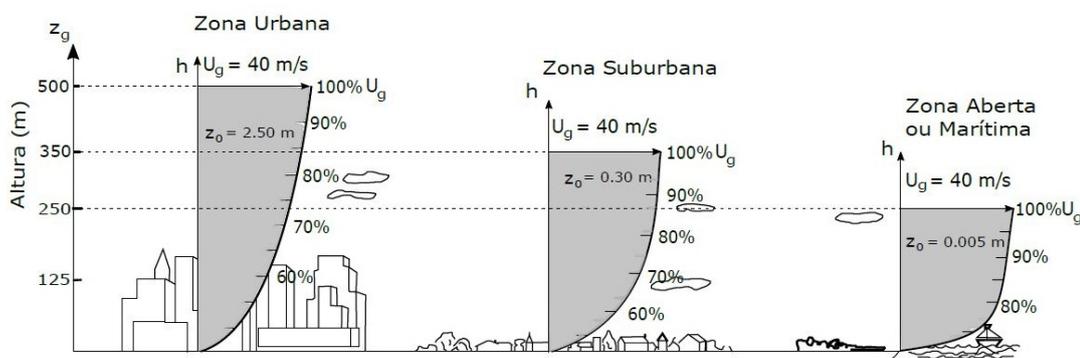
Assim, com base nos estudos anteriores de Tamura et al. (1996), Liang et al. (1997) e Liang et al. (2004), Carini (2017) foi o primeiro no Brasil a propor uma metodologia para o cálculo da torção em edifícios altos baseada na soma entre o momento torçor causado pela componente média do vento e o momento torçor causada pela parcela flutuante. Para isso ele realizou a análise dos resultados de ensaios em túnel de vento de 19 edifícios altos, presentes no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Assim, o autor foi pioneiro ao apresentar uma proposta para alteração do capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988) através da inclusão do cálculo do momento torçor causado pela componente flutuante do vento.

2.1 AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

A ação do vento nas edificações é uma preocupação cada vez mais presente no cotidiano dos projetistas estruturais. Assim, um dos pontos mais importantes no estudo dos efeitos do vento em edificações é conseguir descrever um comportamento que mais se aproxime da situação real na qual a estrutura estará submetida.

Para isso, é essencial conhecer o papel de cada componente da velocidade do vento, bem como a influencia de cada uma delas na resposta da estrutura. Segundo Gonçalves et al. (2013), ela depende do local da edificação, do tipo de terreno, do tipo de ocupação, da altura da edificação e da rugosidade do terreno. A Figura 2.1 mostra as variações no perfil de velocidade média de acordo com a rugosidade do terreno.

Figura 2.1 – Altura gradiente (z_0) para diferentes rugosidades.



Fonte: Lavôr (2017).

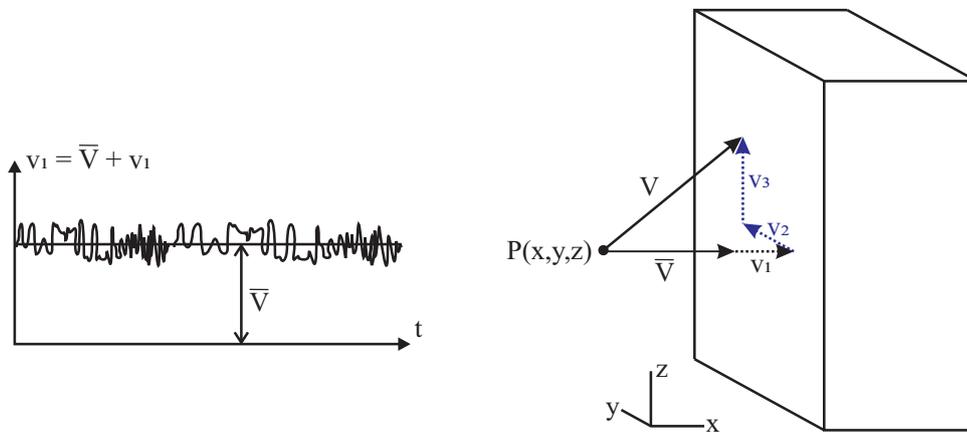
Observando a Figura 2.1 é possível notar que existe uma variação do perfil vertical de

velocidades ao longo da altura sobre o terreno de acordo com a região no qual está situado. Em zonas urbanas, onde o número e a altura dos obstáculos (rugosidade) é maior, a altura na qual o perfil de velocidades começa a se estabilizar (altura gradiente) é também mais elevada.

Com isso, para zonas suburbanas e regiões com poucos obstáculos, a velocidade tende a se estabilizar em alturas menos elevadas, principalmente devido à diminuição das interferências causadas pela rugosidade natural e/ou artificial do terreno. Essa característica gera uma agitação (turbulência) no escoamento médio do vento, dando origem as flutuações em torno de um valor médio da velocidade, designadas pelo termo rajadas (BLESSMANN, 2013).

A força causada pelo vento numa edificação é resultante, essencialmente, das características relacionadas a velocidade do vento. A Figura 2.2 mostra as componentes da velocidade.

Figura 2.2 – Componentes da velocidade do vento.



Fonte: próprio autor (2018).

O valor médio da velocidade origina as forças estáticas equivalentes nas estruturas. Já as variações em torno desse valor (flutuações) são responsáveis pelo aparecimento de solicitações dinâmicas. A irregularidade das flutuações não permite um tratamento determinístico, direcionando essa análise para a teoria de probabilidade e média estatística (BLESSMANN, 2011). Assim, em um dado instante t , o vetor velocidade \mathbf{V} no ponto $P(x, y, z)$ é dado pela Eq. 2.1.

$$\mathbf{V}(x, y, z, t) = \bar{\mathbf{V}}(z) + \mathbf{v}_1(x, y, z, t) + \mathbf{v}_2(x, y, z, t) + \mathbf{v}_3(x, y, z, t) \quad (2.1)$$

Onde: $\bar{\mathbf{V}}$ é a velocidade média, que depende da altura z ; \mathbf{v}_1 , \mathbf{v}_2 e \mathbf{v}_3 são as componentes flutuantes da velocidade, respectivamente, nas direções longitudinal, transversal e vertical. Para os métodos teóricos e normativos abordados neste trabalho, a Eq. 2.1 se resume a Eq. 2.2.

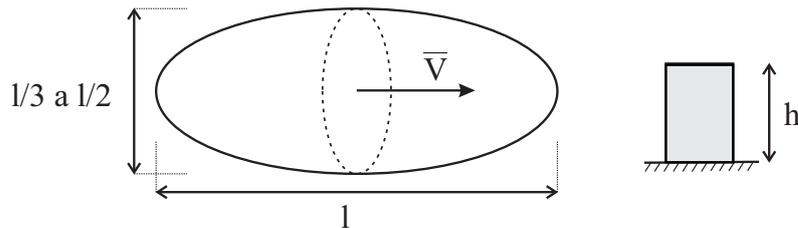
$$V(z, t) = \bar{V}(z) + v_1(z, t) \quad (2.2)$$

Portanto, entendida as componentes da velocidade, para que o vento possa exercer forças globais na edificação, é necessário que esta seja envolvida por um turbilhão ou um conjunto deles, que possuam dimensões apropriadas. De acordo com Blessmann (1988), um dos fato-

res a considerar para a determinação da velocidade a ser utilizada no projeto estrutural são as dimensões dos turbilhões, tanto horizontais quanto verticais.

Sendo l o comprimento de um turbilhão na direção da velocidade média do vento e h a altura da edificação, de acordo com Blessmann (1988), medidas feitas por diversos pesquisadores indicaram que, a grosso modo, num plano perpendicular à direção de \bar{V} , o turbilhão apresente uma seção circular, com diâmetro máximo entre $l/3$ e $l/2$, ilustrado na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Dimensões dos turbilhões.



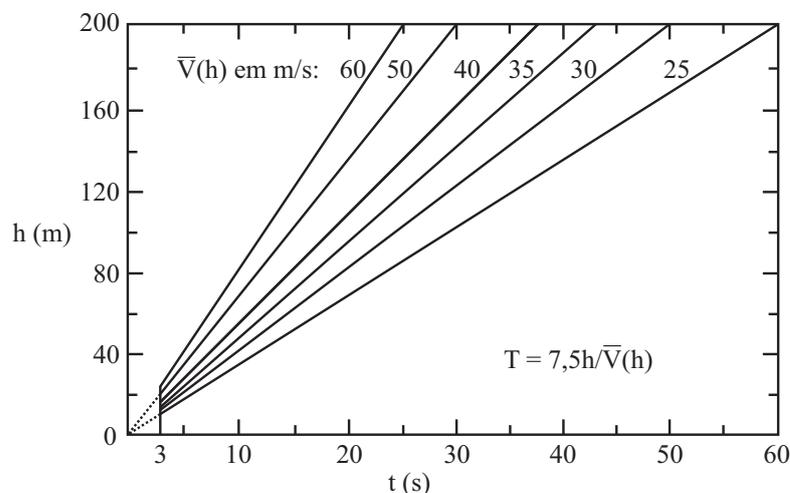
Fonte: Adaptado de Blessmann (1988).

Ainda segundo o autor, para que o turbilhão seja efetivo, recomenda-se que a seção transversal possua diâmetro igual ao triplo da altura (para o caso de edificações alteadas) da edificação, ou seja, $l/3 \leq 3h \leq l/2$. Portanto, l varia entre $6h$ e $9h$. Assim, tomando um valor médio de $l = 7,5h$, temos que o intervalo de tempo T é dado pela Eq. 2.3.

$$T = \frac{7,5h}{\bar{V}(h)} \quad (2.3)$$

Com base na Eq. 2.3, a Figura 2.4 mostra o gráfico elaborado pelo autor que relaciona o intervalo de tempo T em função da altura h para edificações alteadas, isto é, aquelas que a maior dimensão é a altura.

Figura 2.4 – Determinação do intervalo de tempo T .



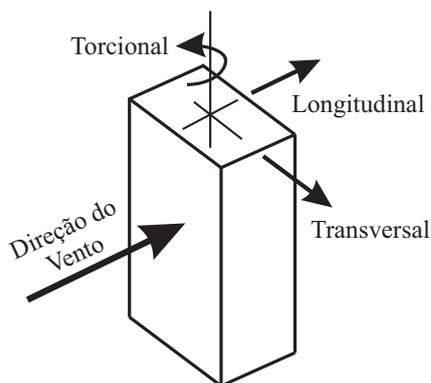
Fonte: Adaptado de Blessmann (1988).

Além da Figura 2.3, será mostrado adiante um procedimento para o cálculo de T .

2.2 RESPOSTA DE EDIFÍCIOS ALTOS SOB AÇÃO DO VENTO

Como já citado, a ação do vento pode provocar na estrutura solicitações de momento fletor, momento torçor e esforço cortante, além de deslocamentos. A Figura 2.5 ilustra as principais direções das respostas na estrutura causadas pela ação do vento, sendo elas longitudinais e transversais, além da torção.

Figura 2.5 – Sentidos das respostas do vento.



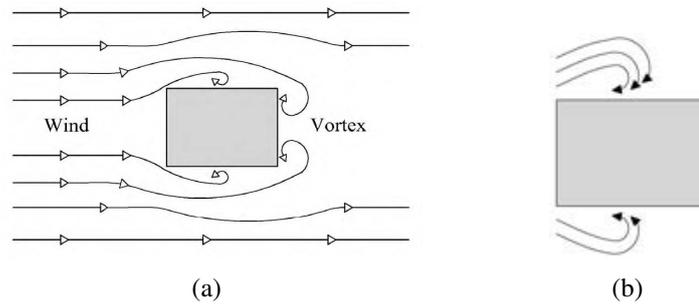
Fonte: Adaptado de Mendis et al. (2007).

Mendis et al. (2007) assim como Günel e Ilgin (2014), descrevem as direções mostradas na Figura 2.5 da seguinte maneira:

- *Resposta longitudinal:* ocorre na direção do vento, sendo induzida pelas flutuações da velocidade e pela variação de pressão entre as faces de barlavento (a montante) e sotavento (a jusante) perpendiculares à direção de incidência do vento;
- *Resposta transversal:* ocorre perpendicularmente à direção de incidência do vento, sendo causado pelo comportamento do fluxo de ar ao passar pelas faces laterais e pela traseira do edifício, e assim vórtices são formados pelo escoamento turbulento (Figura 2.6);
- *Resposta torcional:* acontece quando a força resultante do vento, atuando perpendicularmente à superfície e passando através do centro geométrico da área, não está no mesmo eixo da força de reação resultante que passa pelo centro de rigidez do edifício, sendo essa excentricidade responsável pelos momentos de torção.

Assim, as solicitações de momento fletor e esforço cortante podem ocorrer tanto na direção longitudinal quanto transversal, e aumentam na medida em que a força de arrasto cresce ao longo da altura do edifício. O momento torçor ocorre na direção da resposta torcional (Figura 2.5), sendo a força de arrasto responsável pelos deslocamentos que ocorrem nas três direções de respostas citadas.

Figura 2.6 – Linhas de corrente. a) Formação do escoamento turbulento b) Vórtices



Fonte: Günel e Ilgin (2014).

2.2.1 Torção

A determinação da resposta torcional em edifícios altos pelas normas é dificultada pelo fato de que raramente as cargas devidas ao vento são uniformemente distribuídas sobre a estrutura, mesmo em casos de edifícios com geometrias simétricas (regulares). Além disso, formas complexas e alguns tipos de sistemas estruturais tendem a acentuar as não-uniformidades desses carregamentos (ISYUMOV; POOLE, 1983).

Segundo Isyumov (1983), a magnitude do momento torçor médio pode ser aumentada pelos aspectos citados anteriormente, sendo a parcela flutuante causada por variação na distribuição instantânea de pressões. A partir disso, diversos trabalhos buscaram estimar através de formulações empíricas o comportamento das parcelas média e flutuante dessa solicitação.

A formulação dinâmica para a análise da resposta flutuante pode ser encontrada, detalhadamente, no trabalho de Carini (2017), através do estudo da equação diferencial correspondente ao primeiro modo de vibração torcional. Além disso, uma descrição matemática de como a magnitude do momento torçor é alterado pode ser obtida em Simiu e Scanlan (1996).

• Respostas Média e Flutuante

Isyumov (1983) estudou o comportamento torcional de edifícios através da análise de ensaios em túnel de vento para edifícios com diferentes formatos de seção transversal. Com isso, ele propôs expressões para o cálculo da parcela média (\overline{M}_t) e flutuante (\tilde{M}_t) na base do edifício, dadas, respectivamente, pelas Eq. 2.4 e Eq. 2.5.

$$\overline{M}_t = 0,038\rho_{ar}L^2HV_H^2 \quad (2.4)$$

$$\tilde{M}_t = \frac{0,00167\rho_{ar}L^{1,32}HV_H^{2,8}}{f_n^{0,68}\sqrt{\zeta}} \quad (2.5)$$

Onde: ρ_{ar} é a massa específica do ar; H é a altura do edifício; f_n é a frequência natural torcional; V_H é a velocidade média do vento no topo do edifício; ζ é a razão de amortecimento

crítico; L é uma relação entre braço de alavanca do vetor normal à fachada medido a partir do centro de torção e a área da seção transversal do prédio.

Lythe e Surry (1990) investigaram a magnitude do momento torçor médio variando o formato do edifício, obtendo os coeficientes de torção correspondentes. Os autores sugerem uma abordagem conservadora para o coeficiente de torção, através da adição de 1,28 desvios-padrões à média para diminuir a probabilidade da torção ser excedida.

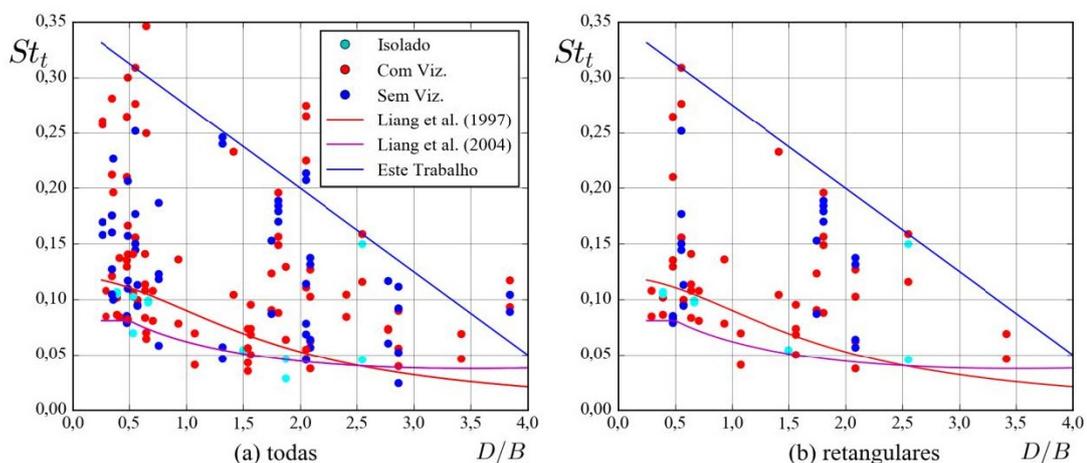
Liang et al. (2004) apresentaram uma formulação empírica para o espectro de momento torçor e para o número de Strouhal, além de um modelo analítico para a estimativa da resposta torcional devida ao vento no domínio da frequência. O número de Strouhal mostra uma relação entre a frequência de despreendimento de um par de vórtices (f_s ou f_t), a largura (B) da edificação e a velocidade V_H . Ele pode ser relacionado à resposta transversal, St_a , ou torcional, St_t .

$$St_a = \frac{f_s B}{V_H} \quad \text{ou} \quad St_t = \frac{f_t B}{V_H} \quad (2.6)$$

Quanto a parcela média, Carini (2017) analisou os coeficientes de força e de torção para situações com e sem vizinhança em 19 edifícios de ensaios em túnel de vento, e propôs expressões para a excentricidade da força de arrasto. Para a parcela flutuante, ele propôs uma metodologia baseada no estudo dos seguintes parâmetros: direção de incidência do vento, número de Strouhal, coeficiente de torção rms (\tilde{C}_t) e o espectro de potência do momento torçor.

O número de Strouhal e o espectro de momento torçor modal foram calculados pelas expressões de Liang et al. (2004) com os dados dos ensaios em túnel de vento, e foram propostas expressões para os limites inferiores (Eq. 2.7) e superiores (Eq. 2.8) que cobrissem todas as configurações de seção transversal, bem como as situações com e sem vizinhança. A Figura 2.7 mostra o St_t em função da relação profundidade/largura (D/B).

Figura 2.7 – Número de Strouhal relacionado à torção em função da relação D/B .



Fonte: Adaptado de Carini (2017).

$$St_{t,inf} = \begin{cases} 0,081 & 1/4 \leq D/B \leq 1/2 \\ \left[0,032(D/B) - 0,12\sqrt{\frac{D}{B}} + 0,15 \right] & 1/2 < D/B \leq 4 \end{cases} \quad (2.7)$$

$$St_{t,sup} = 0,35 - 0,075\frac{D}{B} \quad (2.8)$$

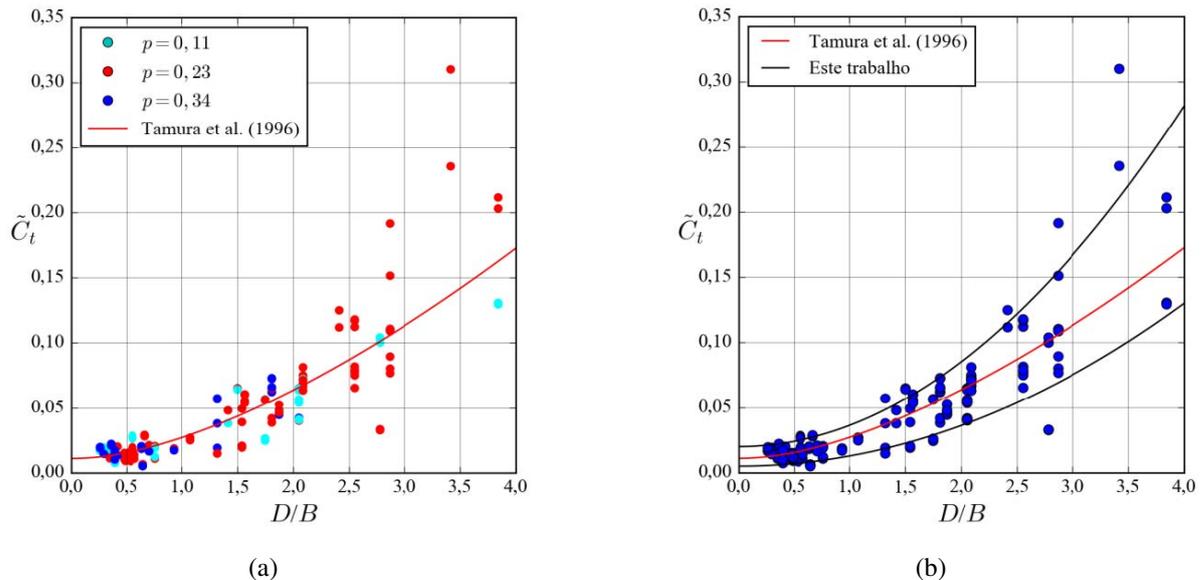
A Eq. 2.7 foi obtida do trabalho de Liang et al. (2004). O limite superior mostrado na Eq. 2.8 foi proposto por Carini (2017) para englobar a maior parte as situações nas quais os modelos ensaiados foram submetidos, bem como os formatos de seções simétricas e assimétricas, expressos por diferentes relações D/B .

O cálculo do coeficiente de torção rms utilizado como comparação por Carini (2017) foi obtido do trabalho de Tamura et al. (1996) e dividido pelo número 2 para levar em consideração a diferença entre a definição proposta pelos autores e a utilizada nos ensaios, sendo mostrado na Eq. 2.9.

$$\tilde{C}_{t,Tam} = \frac{[0,0066 + 0,015(D/B)^2]^{0,76}}{2} \quad (2.9)$$

De forma análoga ao St_t , com base na aplicação de Eq. 2.9, foram definidos através das Eq. 2.10 e Eq. 2.11, limites que contemplassem situações do vento simulado no ensaio (Figura 2.8). Contudo, variou-se para três expoentes do perfil de velocidade média do vento.

Figura 2.8 – \tilde{C}_t para: a) Diferentes perfis de velocidade b) Envoltória proposta



Fonte: adaptado de Carini (2017).

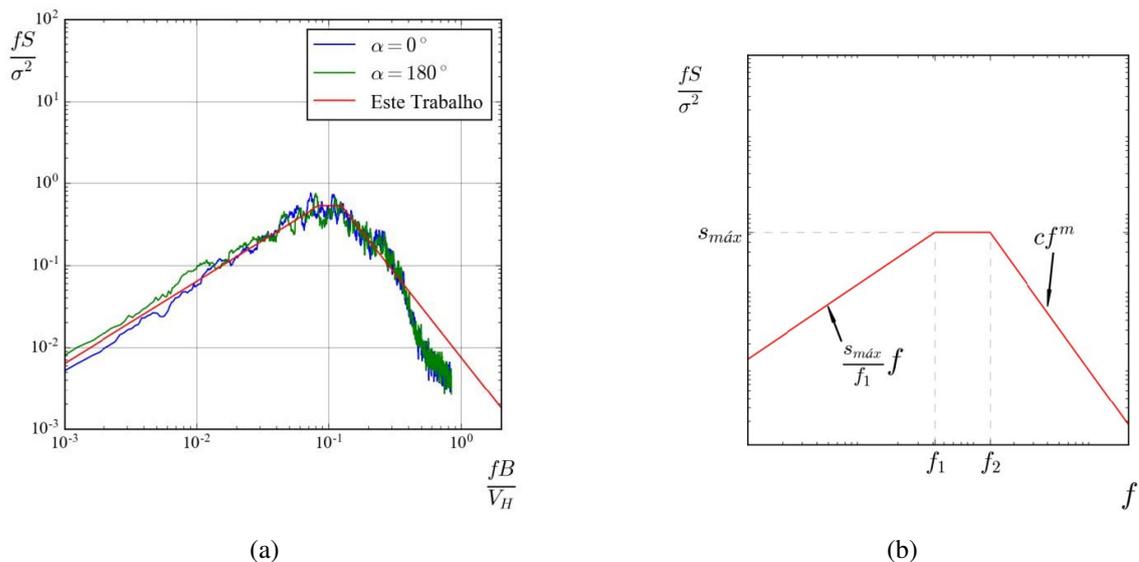
$$\tilde{C}_{t,inf} = \frac{(D/B)^2}{128} + 0,005 \quad (2.10)$$

$$\tilde{C}_{t,sup} = \frac{(D/B)^2}{61,25} + 0,02 \quad (2.11)$$

O espectro de potência (S) é um conceito probabilístico da turbulência do vento. Segundo Blessmann (2013), é uma medida da energia cinética ou da potência média contida nas flutuações. Assim, todos os fatores que alteram a turbulência do vento influenciam diretamente na forma do espectro do momento torçor.

Carini (2017) calculou os valores do espectro de momento torçor, notando um pico largo e achatado para a maioria dos casos e, a partir disso, idealizou uma formulação no domínio normalizado fS/σ^2 . Onde f é a frequência natural, σ é o momento torçor modal, $s_{m\acute{a}x}$ é o valor máximo de S , α é o ângulo de incidência do vento, c e m são parâmetros que descrevem os comportamentos, respectivamente, dos trechos inicial e final da formulação proposta.

Figura 2.9 – Espectro de potência para o momento torçor. a) Forma mais observada b) Espectro proposto



Fonte: adaptado de Carini (2017).

• Resposta Total

A resposta total da estrutura sob ação do vento pode ser obtida a partir da superposição da parcela média com a parcela flutuante. Contudo, de acordo com Carini (2017), a simples soma pode ocasionar valores conservadores, pois na maioria das situações o ângulo da máxima força causada pelo vento nos ensaios não coincide com aqueles abordadas pelas normas. Assim, ao somar as duas parcelas desta solicitação, é possível que em alguns casos com formas específicas de seção transversal e propriedades dinâmicas, se obtenham valores que não se aproximam dos resultados experimentais e/ou das recomendações dos procedimentos normativos em geral.

2.3 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

2.3.1 ABNT NBR 6123: 1988

A norma NBR 6123 (ABNT, 1988) trata das forças devidas ao vento em edificações fixando os requisitos exigíveis na consideração da ação estática e dinâmica do vento. Uma de suas limitações é a de não ser aplicável a edificações de formas, dimensões ou localização além das condições prescritas, recomendando que estes casos específicos sejam tratados através de estudos especiais que melhor descrevam o comportamento da estrutura frente à ação do vento.

A norma estabelece que as forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

- elementos de vedação e suas fixações (telhas, esquadrias, vidros, etc.);
- partes da estrutura (telhados, paredes, etc.);
- estrutura como um todo.

Neste trabalho será abordado o cálculo da ação do vento em edifícios por meio da consideração da estrutura como um todo, ou seja, abordando seus efeitos globais na edificação.

O procedimento para calcular as forças estáticas devidas ao vento está descrito no capítulo 4 da norma. Para isso, tanto a velocidade quanto os coeficientes que alteram o perfil vertical de velocidades são dados pelo capítulo 5. Para a ação dinâmica do vento aplicam-se os modelos apresentados no capítulo 9 da norma, sendo eles o método simplificado e o método discreto.

A seguir serão apresentados de forma mais detalhada os métodos de cálculo citados anteriormente, em conjunto com as recomendações da norma brasileira para o cálculo do esforço de torção.

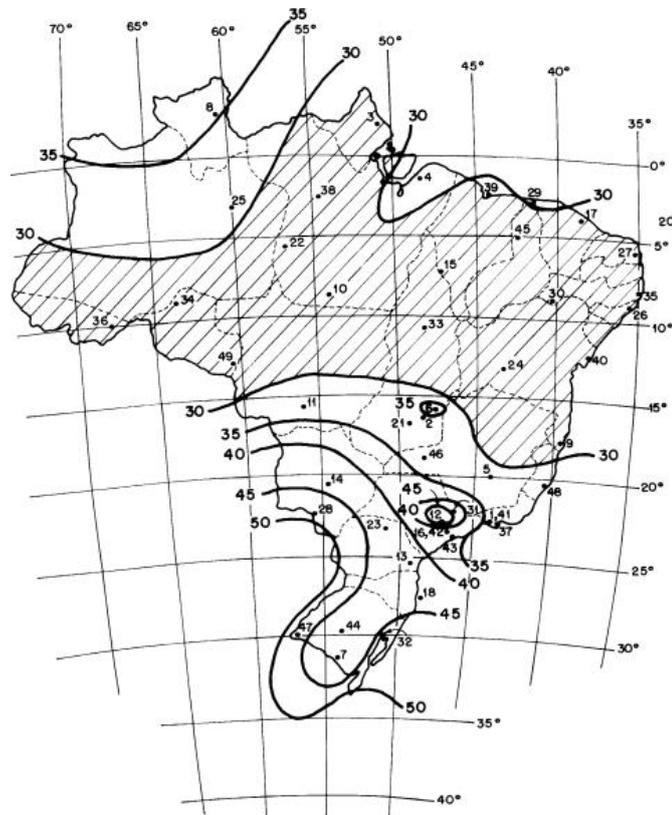
• Método Estático

O método estático equivalente é apresentado no capítulo 4 da norma, com a força estática obtida de acordo com os passos abaixo:

1. determinação da velocidade básica do vento, V_0 ;
2. cálculo da velocidade característica do vento, V_k ;
3. obtenção da pressão dinâmica do vento, q .

A velocidade básica do vento, V_0 , é a máxima velocidade média medida sobre 3 s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano. Ela depende do local onde a edificação será construída, sendo dada pela curva de isopletras mostrada na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

A velocidade característica do vento, V_k , é dada pela Eq. 2.12.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2.12)$$

S_1 é o fator topográfico, que leva em consideração as variações do relevo do terreno. Ele possui valor igual a 1,0 quando o terreno é plano ou francamente acidentado e valor maior do que 1,0 quando a edificação estiver situada em taludes e morros alongados e 0,9 para depressões. Seu cálculo depende, dentre outros fatores, da inclinação média do talude e da diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro. Para mais informações sobre esse cálculo, consultar o item 5.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

S_2 é o fator que engloba a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno. Esse fator é o que determina o perfil vertical de velocidade, pois quanto mais plano o terreno e maior a altura sobre ele, menores serão as interferências na velocidade.

Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior. (ABNT, 1988, p.8).

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias, sendo elas:

- *Categoria I*: superfícies lisas e de grandes dimensões, com mais de $5km$ de extensão;
- *Categoria II*: terrenos abertos, com poucos obstáculos isolados e com cota média do topo inferior ou igual a $1,0m$;
- *Categoria III*: terrenos planos ou ondulados, com edificações baixas e esparsas e cota média do topo igual a $3,0m$;
- *Categoria IV*: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, com cota média igual a $10m$;
- *Categoria V*: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, altos e pouco espaçados (como em centros de grandes cidades) com cota média igual ou superior a $25m$.

Quanto às dimensões da edificação, a norma fornece classes com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de $3s$, $5s$ e $10s$, respectivamente, para as classes A, B e C. Elas são divididas de acordo com as edificações em que toda a estrutura na qual a maior dimensão frontal ou vertical: não exceda $20m$, esteja entre $20m$ e $50m$ ou que seja maior que $50m$. Essa divisão vale, respectivamente, para as classes A, B e C. Quando essa maior dimensão ultrapassar $80m$, o intervalo de tempo poderá ser determinado de acordo com as indicações do Anexo A da norma.

O fator S_2 considera a variação da velocidade com a altura z acima do nível do terreno através da Eq. 2.13.

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2.13)$$

Onde b e p são chamados de parâmetros meteorológicos, obtidos de acordo com determinada categoria e classe mostradas nas Tabelas 1 e 2 da norma brasileira. Sendo o fator de rajada, F_r , sempre correspondente a categoria de terreno II.

O fator estatístico S_3 se refere à segurança da edificação, considerando conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação da mesma. Seus valores podem ser obtidos pela Tabela 3 da NBR 6123 (ABNT, 1988), bem como pelo Anexo B da norma supracitada para outros períodos de exposição da edificação ao vento.

Assim, com a velocidade característica V_k , determina-se a pressão dinâmica do vento pela Eq. 2.14.

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2 = 0,613 V_k^2 \quad (2.14)$$

Onde ρ é a massa específica do ar, considerada como $1,226kg/m^3$.

A força global do vento sobre a estrutura ou parte dela, F_g , é dada pela soma vetorial das forças do vento que atuam. Contudo, a componente de F_g na direção do vento, força de arrasto, é obtida pela Eq. 2.15.

$$F_a = C_a q A_e \quad (2.15)$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto, dado pelas Figuras 4 e 5 da norma para o vento, respectivamente, de baixa e alta turbulência e A_e é a área frontal efetiva perpendicular a direção de incidência do vento.

• Método Simplificado

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), admite-se que a velocidade média do vento se mantenha constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo assim efeitos puramente estáticos, definidos como resposta média. A resposta flutuante é definida como as oscilações que acontecem na direção da velocidade média, especialmente em estruturas muito leves e flexíveis, provocadas pelas flutuações que a velocidade pode induzir.

A norma orienta que em estruturas com frequência natural maior que $1Hz$, a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já englobados no intervalo de tempo usado no cálculo do fator S_2 . Contudo, edificações com frequência natural menor que $1Hz$ podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

O modelo simplificado é aplicado quando a estrutura tem seção transversal constante, distribuição de massa aproximadamente uniforme, altura inferior a $150m$ e apoiada exclusivamente na base. É assumido também que o primeiro modo de vibração, ϕ , é linear e dado pela Eq. 2.16.

$$\phi = \left(\frac{z}{h}\right)^\gamma \quad (2.16)$$

Onde z é a cota sobre o nível do terreno, h é a altura total da edificação e o expoente γ pode ser obtido pela Tabela 19 da norma ou empregando métodos da teoria de vibrações de estruturas.

A variação da pressão dinâmica com a altura é dada pela Eq. 2.17.

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r}\right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r}\right)^p \left(\frac{z}{h}\right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (2.17)$$

O primeiro termo dentro dos colchetes representa a resposta média e o segundo termo representa a máxima resposta flutuante. Onde: ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica, dado nos gráficos das Figuras 14-18 da norma; z_r é a altura de referência, sendo $z_r = 10m$; e \bar{q}_0 é dado em N/m^2 pela Eq. 2.18.

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (2.18)$$

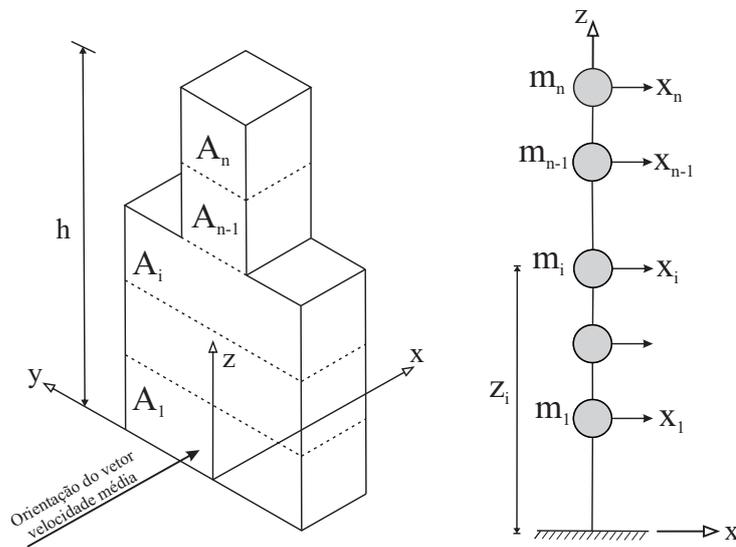
A velocidade de projeto, \bar{V}_p , é dada em m/s pela Eq. 2.19.

$$\bar{V}_p = F_r V_0 S_1 S_3 \quad (2.19)$$

• Método Discreto

No caso de uma edificação com propriedades de massa e dimensões da seção transversal variáveis ao longo da altura, o capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988) recomenda que ela deve ser representada por meio de um modelo discreto, de acordo com o mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Esquema para modelo dinâmico discreto.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Onde x_i , A_i , m_i e z_i são, respectivamente, o deslocamento, a área de influência, a massa discreta e a altura do elemento correspondentes a coordenada i . A partir disso, a norma recomenda que um modelo com 10 graus de liberdade ($n = 10$) é suficiente para se obter uma precisão adequada nos resultados, exceto para os casos em que a edificação apresentar variações importantes em suas características ao longo de sua altura.

Com o modelo representado de acordo com a Figura 2.11, deve-se determinar empregando a teoria de vibrações de estruturas, a frequência natural f_j (Hz) e a forma modal \vec{x}_j , correspondentes ao modo j para r modos retidos na solução. Para o caso de edificações muito esbeltas e/ou com rigidez variável, devem ser computados a contribuição de mais modos, até que as forças equivalentes associadas ao último modo calculado sejam desprezíveis.

Assim, para cada modo de vibração j , a força total X_i devida ao vento na direção da coordenada i é dada pela Eq. 2.20.

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (2.20)$$

onde a força média \bar{X}_i é dada pela Eq. 2.21.

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (2.21)$$

sendo: \bar{q}_0 dado pela Eq. 2.18, b e p indicados na Tabela 20 da NBR 6123 (ABNT, 1988) e C_{ai} é o coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i . A componente flutuante \hat{X}_i é dada pela Eq. 2.22.

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i \phi_i \quad (2.22)$$

sendo ϕ_i a forma modal, dada pela Eq. 2.16 e ψ_i a massa adimensional, obtida pela Eq. 2.23.

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (2.23)$$

Onde m_0 é uma massa arbitrária de referência. A força F_H é dada pela Eq. 2.24.

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{j=1}^n \beta_j \phi_j}{\sum_{j=1}^n \psi_j \phi_j^2} \xi \quad (2.24)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (2.25)$$

Onde A_0 é uma área arbitrária de referência. Para situações não contempladas nas Figuras 14 a 18 da norma, ξ pode ser determinado por interpolação ou extrapolação.

• Consideração dos Efeitos de Torção

No capítulo 6, a NBR 6123 (ABNT, 1988) recomenda que devem ser considerados, quando for o caso, os efeitos da excentricidade da força de arrasto, F_a . Sendo que, para edificações paralelepípedicas o projeto deve levar em conta:

- as forças do vento agindo perpendicularmente em cada uma das fachadas;
- as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança.

Para isso, a norma propõe as excentricidades de 7,5% e 15% do lado perpendicular a incidência o vento, respectivamente, para as situações com e sem efeitos de vizinhança.

2.3.2 Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005)

A ação do vento é variável na intensidade e no tempo, atuando diretamente na estrutura sob forma de pressões. O Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005) comenta que essas pressões podem ocorrer em:

- superfícies externas e internas de edificações fechadas (devido a porosidade da superfície exterior);
- superfícies internas de construções abertas.

Essas pressões resultam em forças que atuam perpendicularmente à superfícies da construção ou dos seus elementos. Assim, a ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento e depende das propriedades dinâmicas da estrutura (EN 1991-1-1-4, 2005).

O Eurocode 1 - parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005) tem como objetivo cobrir a resposta dinâmica devida à turbulência longitudinal (na direção de incidência do vento) em ressonância com as vibrações, também na direção do vento, segundo o modo fundamental de flexão.

A resposta das estruturas deverá ser calculada de acordo com o capítulo 5 a partir da pressão dinâmica de pico, q_p , à altura de referência no campo de escoamento não perturbado, dos coeficientes de força e de pressão e do coeficiente estrutural $c_s c_d$. A pressão q_p é igual a pressão dinâmica média do vento acrescida de uma contribuição associada a flutuações de curta duração (EN 1991-1-1-4, 2005, p.22).

A velocidade do vento e a pressão dinâmica possuem uma componente média e uma componente flutuante. A componente média é calculada com base no valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, que é o valor característico da velocidade média do vento para um período de $10min$, independente da direção e época do ano, medida a $10m$ acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto. A componente flutuante é caracterizada pela intensidade de turbulência, definida mais adiante. O valor de referência da velocidade do vento é calculado pela Eq. 2.26.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.26)$$

Onde: v_b é o valor de referência da velocidade do vento a uma altura de $10m$ acima da superfície do terreno de categoria II; c_{dir} é o coeficiente de direção; c_{season} é o coeficiente de sazão. O valor recomendado para c_{dir} e c_{season} é 1,0.

A velocidade média do vento à uma altura z acima da superfície, $v_m(z)$, é calculada pela Eq. 2.27.

$$v_m(z) = c_r \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.27)$$

Onde c_o é o coeficiente de orografia, considerado igual a 1,0. Contudo, sendo seu valor pode ser alterado devido à orografia (morros, taludes, etc.) do terreno. Para mais informações

sobre o coeficiente c_o , consultar o anexo A da respectiva norma. Por último, $c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade, calculado a partir de duas situações:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.28)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}), \text{ para } z < z_{min} \quad (2.29)$$

O coeficiente de terreno, k_r , é dado pela Eq. 2.30.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.30)$$

Onde: z_0 é o comprimento de rugosidade (quadro 4.1 do Eurocode); $z_{0,II} = 0,05m$ (Categoria de terreno II); z_{min} é a altura mínima; z_{max} é a altura máxima igual a $200m$ (limite permitido pelo Eurocode). As alturas $z_{0,II}$ e z_{min} são dados no Quadro 4.1 da norma europeia.

A intensidade de turbulência à altura z , $I_v(z)$, é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência dado pela Eq. 2.31 e a velocidade média do vento, Eq. 2.27.

$$\sigma_v = k_r v_b k_I \quad (2.31)$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)}, \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.32)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}), \text{ para } z < z_{min} \quad (2.33)$$

Onde: σ_v é o desvio padrão das flutuações de velocidade para as componentes nas direções dos três eixos de referência; k_I é o coeficiente de turbulência (valor recomendado é 1,0).

A pressão dinâmica de pico à uma altura z é resultante da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento, sendo obtida pela Eq. 2.34.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot v_m^2(z) \quad (2.34)$$

Em que: ρ_{ar} é a massa específica do ar, considerada como $1,25kg/m^3$; $I_v(z)$ é a intensidade de turbulência à altura z , dada pela Eq. 2.32 ou pela Eq. 2.33.

A força exercida pelo vento sobre uma construção ou um elemento poderá ser determinada por dois métodos: a partir dos coeficientes de força ou a partir das pressões nas superfícies. O cálculo pelos coeficientes de força é dado pela Eq. 2.35.

$$F_w = c_s c_d \sum_{\text{elementos}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (2.35)$$

Onde: $c_s c_d$ é o coeficiente estrutural; c_f é o coeficiente de força relativo à construção (seção 7 ou 8 da norma); $q_p(z_e)$ é a pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e (seção

7 ou 8 da norma); A_{ref} é a área de referência da construção ou do elemento (seção 7 ou 8 da norma).

O coeficiente de força c_f (arrasto) para elementos estruturais de seção retangular, com o vento incidindo perpendicularmente a uma face, deverá ser determinado através da Eq. 2.36.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (2.36)$$

Em que: $c_{f,0}$ é o coeficiente de força para elementos de seção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades (Figura 7.23 do Eurocode); ψ_r é o coeficiente de redução para seções quadradas com cantos arredondados, em que o seu valor depende do número de Reynolds (Figura 7.24 do Eurocode); ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade (Figura 7.36 do Eurocode).

• Método do Coeficiente Estrutural $c_s c_d$

O coeficiente estrutural $c_s c_d$ leva em conta o efeito da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície (c_s) em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência (c_d), sendo calculado pela Eq. 2.37.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (2.37)$$

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (2.38)$$

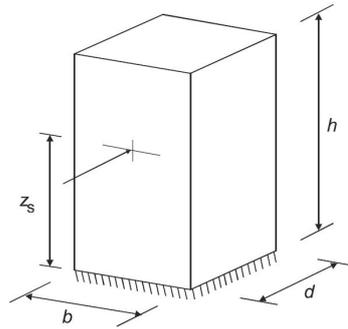
$$c_d = \frac{1 + 2k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \sqrt{B^2}} \quad (2.39)$$

Em que z_s é a altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural (Figura 2.12); k_p é o fator de pico, definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta; I_v é a intensidade de turbulência; B^2 é o coeficiente de resposta quase-estática que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície da construção; R^2 é o coeficiente de resposta ressonante, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração.

Os parâmetros k_p , B e R , poderão ser determinados por dois procedimentos, anexos B ou C, sendo recomendado, pela própria norma, o cálculo de acordo com o anexo B. O anexo C também traz uma determinação alternativa desses parâmetros e a norma afirma que as diferenças entre os valores de $c_s c_d$ obtidas pelos dois métodos são de aproximadamente 5%.

A Eq. 2.37 só pode ser aplicada para uma construção com a forma geral da Figura 2.12, além de ser utilizada quando só são significativas as vibrações na direção do vento segundo o modo fundamental, e a configuração deste modo tem um sinal constante.

Figura 2.12 – Forma geral da construção analisada neste trabalho.



Fonte: Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005).

Com z_s dado pela Eq. 2.40.

$$z_s = 0,6h \geq z_{min} \quad (2.40)$$

Sendo h a altura total da edificação.

• Anexo B

O procedimento 1 de cálculo do coeficiente estrutural (Eq. 2.37) dado pelo anexo B é composto essencialmente por duas parcelas. Uma delas traduz a falta de total correlação das pressões na superfície da construção, definida como resposta quase-estática, B^2 , pela Eq. 2.41.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} \quad (2.41)$$

Onde b e h são respectivamente largura e altura da construção mostrados na Figura 2.12, e $L(z_s)$ é a escala de turbulência à altura de referência z_s . Essa escala representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural, sendo calculada pela Eq. 2.42.

$$L(z_s) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha, \text{ para } z \geq z_{min} \quad (2.42)$$

$$L(z_s) = L(z_{min}), \text{ para } z < z_{min} \quad (2.43)$$

Sendo z_t a altura de referência $z_t = 200m$, L_t uma escala de referência $L_t = 300m$ e α é dado em metros pela Eq. 2.44.

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) \quad (2.44)$$

A outra parcela é o coeficiente de resposta em ressonância, R^2 , que leva em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração da estrutura, dada pela Eq. 2.45:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (2.45)$$

em que δ é o decremento logarítmico total de amortecimento, relacionado ao modo fundamental de flexão (Anexo F do Eurocode), $n_{1,x}$ é a frequência própria da estrutura e S_L (ilustrada na Figura B.1 do Eurocode) é a função de densidade espectral de potência adimensional que representa a distribuição da energia do vento em frequência, obtida pela Eq. 2.46.

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_V(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (2.46)$$

Onde $f_L(z, n)$ é uma frequência adimensional determinada por $n_{1,x}$ em H_z , pela velocidade média $v_m(z)$ e por $L(z)$ através da Eq. 2.47.

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (2.47)$$

As funções de admitância aerodinâmica R_h e R_b para o modo fundamental de vibração, são estimadas pelas Eq. 2.48 e 2.49.

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad (2.48)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad (2.49)$$

com:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.50)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.51)$$

Por último, o fator de pico, k_p , ilustrado na Figura B.2 do Eurocode, é calculado pela Eq. 2.52:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} \quad (2.52)$$

em que T é a duração de integração da velocidade média do vento ($T = 600s$) e ν é a frequência de passagens ascendentes calculada pela Eq. 2.53 com valor limite de $\nu \geq 0,08H_z$, correspondente a um k_p máximo igual a 3,0.

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad (2.53)$$

• Anexo C

O procedimento 2 de cálculo do coeficiente estrutural dado pelo anexo C do Eurocode, em linhas gerais, segue a mesma tendência do anexo A, obtendo-se inicialmente o coeficiente relacionado a resposta quase-estática B^2 e posteriormente a resposta em ressonância R^2 . Contudo, esses parâmetros englobam diferentes variáveis em sua formulação.

O coeficiente B^2 caracteriza a falta de correlação das pressões na superfície estudada, sendo calculado pela Eq. 2.54.

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_s)} \cdot \frac{h}{L(z_s)}\right)^2}} \quad (2.54)$$

Donde b , h e $L(z_s)$ são definidos da mesma forma do anexo B. Já o coeficiente R^2 deverá ser calculado através da Eq. 2.55.

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot K_s(n_{1,x}) \quad (2.55)$$

Em que: δ decremento logarítmico total de amortecimento (anexo F do Eurocode); S_L função de densidade espectral de potência do vento (anexo B do Eurocode); $n_{1,x}$ é a frequência fundamental da estrutura; K_s é a função de efeito redutor de dimensão, estimada pela Eq. 2.56.

$$K_s(n) = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_y \cdot \phi_y)^2 + (G_z \cdot \phi_z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} \cdot G_y \cdot \phi_y \cdot G_z \cdot \phi_z\right)^2}} \quad (2.56)$$

$$\phi_y = \frac{c_y \cdot b \cdot n}{v_m(z_s)} \quad (2.57)$$

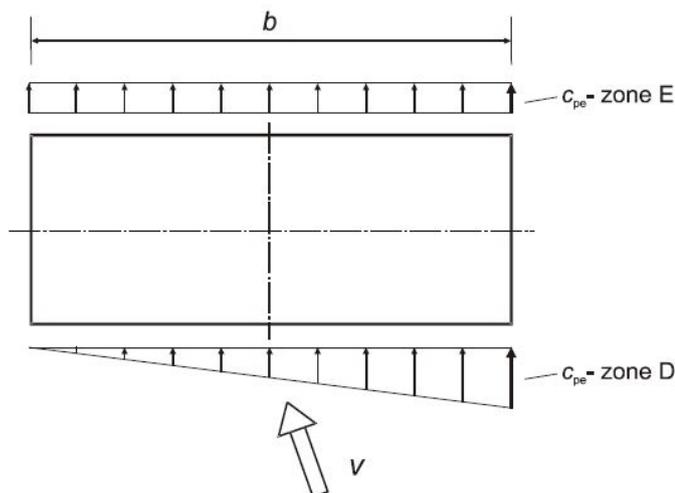
$$\phi_z = \frac{c_z \cdot h \cdot n}{v_m(z_s)} \quad (2.58)$$

Onde as constantes G_y e G_z dependem da variação da configuração modal ao longo do eixo horizontal y e do eixo vertical z . Os coeficientes de decaimento para correlação espacial das pressões, c_y e c_z , são ambos iguais a 11,5. Por último, as constantes G e K , utilizados para o cálculo das acelerações, são fornecidas no Quadro C.1 do Eurocode.

• Consideração dos Efeitos de Torção

O Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005) trata no capítulo 7 das pressões e forças assimétricas que agem sobre uma edificação, recomendando que para construções retangulares sujeitas a efeitos de torção, a distribuição de pressões indicada na Figura 2.13 deve ser aplicada para representar os efeitos de torção devidos a um vento oblíquo ou devidos à falta de correlação entre as forças exercidas pelo vento em pontos diferentes da edificação.

Figura 2.13 – Distribuição de pressões no edifício.



Fonte: Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005).

As zonas E e D assim como os valores de c_{pe} , que são os coeficientes globais de pressão exterior, estão mostrados no quadro 7.1 da norma. Este quadro fornece valores de c_{pe} para a relação h/d , onde h é a altura da edificação em estudo e d é a dimensão da fachada paralela a direção de incidência do vento, dadas pela Figura 2.12.

Se a relação h/d possuir valor menor que 5, a distribuição de pressão obedece a Figura 2.13. Contudo, se a relação h/d é maior que 5, e a norma europeia recomenda que a força resultante seja multiplicada por 1. Ou seja, uma distribuição de pressões que não obedece a Figura 2.13, mas possui a forma do carregamento da zona E para as regiões de barlavento e sotavento.

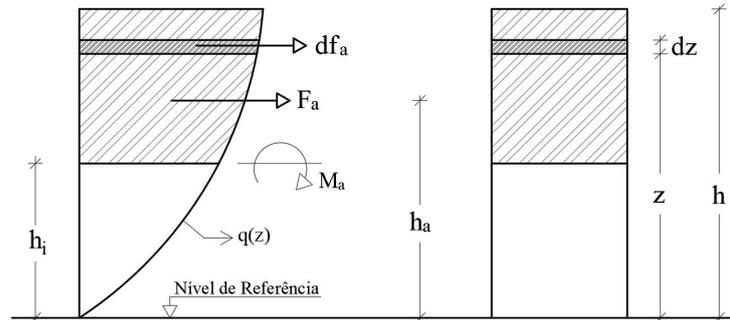
2.4 PROCEDIMENTOS DA LITERATURA

2.4.1 BLESSMANN, J. (1989)

Blessmann (1989) apresenta uma metodologia para o cálculo da torção em edifícios causada pela ação estática do vento com base na velocidade média e nos coeficientes dados pelos capítulos 4 e 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988), além de utilizar as excentricidades também recomendadas pela norma brasileira. Para isso, considera-se que a força do vento em cada parte é calculada considerando o fator S_2 que corresponde à cota de topo de cada faixa analisada. Essa força é aplicada a meia altura da respectiva parte.

Segundo o autor, para resultados mais precisos, as forças parciais do vento devem ser aplicadas no centro de gravidade das respectivas faixas do perfil de pressões dinâmicas, ou melhor ainda, a força deve ser calculada a partir da própria curva de pressões dinâmicas, sem divisão em faixas. A Figura 2.14 mostra a curva de pressões (perfil contínuo) e as alturas consideradas na análise de cada faixa.

Figura 2.14 – Curva de pressões dinâmicas.



Fonte: Adaptado de Blessmann (1989).

A força de arrasto em uma faixa de altura dz é dada pela Eq. 2.59.

$$df_a = C_a q(z) l_1 dz \quad (2.59)$$

Onde l_1 é a largura da fachada perpendicular a direção do vento. A força de arrasto parcial entre o topo e o nível inferior da parte do edifício em estudo, h_i , é calculada pela Eq. 2.60.

$$F_a = \int_{h_i}^h df_a = \int_{h_i}^h C_a q(z) l_1 dz \quad (2.60)$$

$$F_a = C_a l_1 \int_{h_i}^h q(z) dz \quad (2.61)$$

Substituindo o valor de S_2 que é dado pela Eq. 2.13 na Eq. 2.14 e sabendo que V_k é dado pela Eq. 2.12, temos:

$$q(z) = K_1 b^2 F_r^2 \left(\frac{z}{10} \right)^{2p} = K_2 z^{2p} \quad (2.62)$$

Sendo:

$$K_1 = 0,613 (V_0 S_1 S_3)^2 \quad (2.63)$$

$$K_2 = K_1 \left(\frac{b F_r}{10^p} \right)^2 \quad (2.64)$$

Substituindo a Eq. 2.62 na Eq. 2.61:

$$F_a = K_2 C_a l_1 \int_{h_i}^h z^{2p} dz \quad (2.65)$$

Integrando em relação a z , temos que a força de arrasto é dada por:

$$F_a = \frac{K_2 C_a l_1}{2p + 1} (h^{2p+1} - h_i^{2p+1}) \quad (2.66)$$

Para o arrasto total, $h_i = 0$:

$$F_a = \frac{K_2 C_a l_1}{2p + 1} h^{2p+1} \quad (2.67)$$

A ordenada do ponto de aplicação de F_a (teorema de Varignon):

$$F_a h_a = \int_{h_i}^h df_a z$$

Utilizando as Eq. 2.59, 2.61 e 2.62:

$$h_a = \frac{\int_{h_i}^h z^{2p+1} dz}{\int_{h_i}^h z^{2p} dz} \quad (2.68)$$

Integrando a Eq. 2.68, temos:

$$h_a = \frac{(2p + 1)(h^{2p+2} - h_i^{2p+2})}{(2p + 2)(h^{2p+1} - h_i^{2p+1})} \quad (2.69)$$

Para o arrasto total:

$$h_a = h \frac{2p + 1}{2p + 2} \quad (2.70)$$

Portanto, para um determinado ângulo de incidência temos que o momento de torção da força devida ao vento que age entre o nível h_i e o topo do edifício, de acordo com a excentricidade e proposta pela norma brasileira para situação sem a vizinhança é dado pela Eq. 2.71.

$$M_{t_B} = F_a \times e = 0,075 \times l_1 \times F_a \quad (2.71)$$

2.4.2 CARINI, M. R. (2017)

Carini (2017) elaborou um procedimento para a estimativa das forças estáticas equivalentes para modos de torção em edifícios, com intuito de aprimorar o capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988). Para isso, ele realizou a comparação entre as forças de arrasto e momentos torçores médios obtidas pelos resultados dos ensaios em túnel de vento de 19 edifícios contidos na base de dados do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com aqueles fornecidos pela norma brasileira.

De forma análoga a NBR 6123 (ABNT, 1988), o autor afirma que em edificações com frequência natural torcional inferior a 1 Hz podem apresentar uma resposta flutuante importante. Assim, o autor recomenda que a resposta dinâmica total é calculada por meio da soma do

momento torçor médio e flutuante, como mostrado na Eq. 2.72.

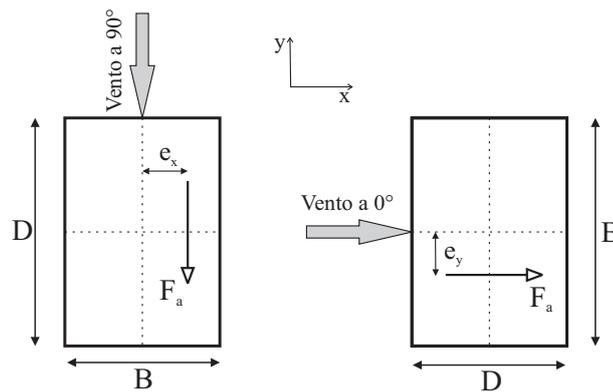
$$M_{t_c} = \overline{M}_t + \widehat{M}_t \quad (2.72)$$

Onde \overline{M}_t é o momento torçor médio e \widehat{M}_t é o momento torçor flutuante. O cálculo para o momento torçor médio dado pela Eq. 2.73 segue a mesma metodologia mostrada pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para a obtenção da força de arrasto. Entretanto, se diferencia dela por apresentar outros valores de excentricidade \bar{e} .

$$\overline{M}_t = F_a \times \bar{e} \quad (2.73)$$

Essa excentricidade \bar{e} calculada pela Eq. 2.74 depende das dimensões da seção transversal do edifício e da largura da fachada perpendicular a incidência do vento, como mostrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Dimensões de referência.

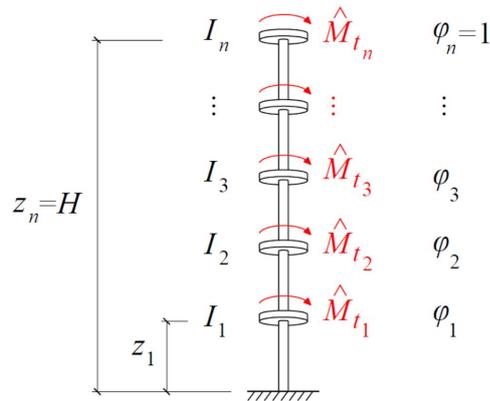


Fonte: próprio autor (2018).

$$\bar{e} = \begin{cases} \frac{1,44B^3}{D^2} - \frac{2,88B^2}{D} + 1,521B & 0,3D \leq B \leq D \\ 0,081B & D \leq B \leq 4D \end{cases} \quad (2.74)$$

O cálculo do momento torçor flutuante proposto por Carini (2017) é baseado na discretização da estrutura em n graus de liberdade (Figura 2.16), cada um com momento de inércia de massa I_i medido em relação ao eixo geométrico de um retângulo circunscrito a seção transversal. Sendo o modelo restrito a primeira forma modal (ϕ), com as componentes obedecendo a Eq. 2.16 para algum expoente γ entre 1,0 e 3,0.

Figura 2.16 – Modelo dinâmico torcional.



Fonte: Carini (2017).

Inicialmente determina-se as frequências referentes aos limites inferior e superior do número de Strouhal torcional, baseadas nas Eq. 2.7 e Eq. 2.8. Elas dependem somente da velocidade do vento no topo do edifício, V_H , e das dimensões D e B da seção transversal.

$$f_{inf} = \begin{cases} 0,081V_H & 1/4 \leq D/B \leq 1/2 \\ \left[0,032(D/B) - 0,12\sqrt{\frac{D}{B}} + 0,15 \right] \frac{V_H}{B} & 1/2 < D/B \leq 4 \end{cases} \quad (2.75)$$

$$f_{sup} = \left(0,35 - 0,075\frac{D}{B} \right) \frac{V_H}{B} \quad (2.76)$$

Em seguida, determina-se o valor rms (*root mean square*) do momento torçor modal σ_M pela Eq. 2.77.

$$\sigma_M = \frac{\tilde{C}B^2Hq}{0,785\gamma + 0,984} \quad (2.77)$$

Sendo o coeficiente de torção rms, \tilde{C} , referente ao mesmo limite inferior mostrado pela Eq. 2.10.

$$\tilde{C} = \tilde{C}_{t,inf} = \frac{(D/B)^2}{128} + 0,005$$

Depois disso, calcula-se o valor do espectro de potência, $S_M(f_n)$, para a frequência natural torcional (f_n):

$$S_M(f_n) = \begin{cases} \frac{S_{m\acute{a}x}}{f_{inf}} \sigma_M^2 & f_n \leq f_{inf} \\ \frac{S_{m\acute{a}x}}{f_n} \sigma_M^2 & f_n < f_{inf} \leq f_{sup} \\ c f_n^{m-1} \sigma_M^2 & f_n > f_{sup} \end{cases} \quad (2.78)$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{1}{90} \left(\frac{D}{B} + 32,25 \right) \quad (2.79)$$

$$m = - \frac{s_{\text{máx}}}{1 - 1,223s_{\text{máx}}} \quad (2.80)$$

$$c = \frac{s_{\text{máx}}}{f_{\text{sup}}^m} \quad (2.81)$$

Por último, o momento torçor flutuante no grau de liberdade i é dado pela Eq. 2.82.

$$\widehat{M}_{t_i} = \frac{I_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n I_j \phi_j^2} \sqrt{\frac{8\pi f_n S_M(f_n)}{\zeta}} \quad (2.82)$$

Onde ζ é a razão de amortecimento, podendo ser fornecida pela norma brasileira ou pela teoria de vibrações em estruturas.

2.5 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

2.5.1 Técnicas em Túnel de Vento

As técnicas em túnel de vento servem, dentre outras aplicações, como base para a obtenção do comportamento estrutural de edifícios, torres, pontes, coberturas, estudos de dispersão e conforto dos usuários. Com relação aos edifícios, as análises estão comumente voltadas para casos de seção transversal irregular, prédios de elevada altura e aqueles situados em regiões nas quais os efeitos da vizinhança precisam ser analisados com uma maior precisão.

No Brasil, pode-se destacar o túnel de vento TV-2 (Figura 2.17), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Figura 2.17 – Túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann.



Fonte: Laboratório de aerodinâmica das construções.

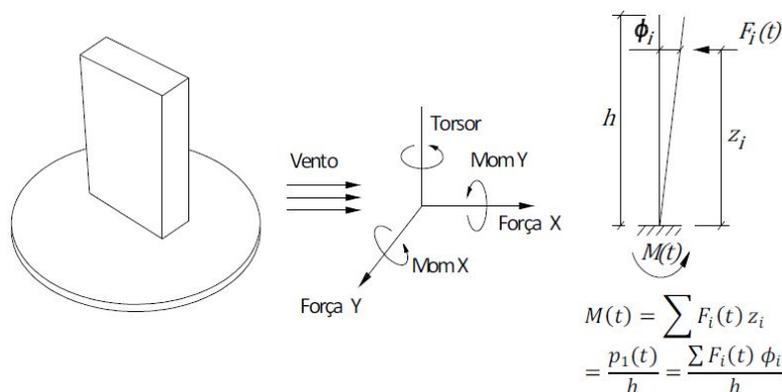
Este é amplamente usado por pesquisadores na área da engenharia do vento e segundo Blessmann (2011) permite desenvolver satisfatoriamente estudos de efeitos estáticos e dinâmicos sobre construções civis em geral. A seguir, serão apresentadas resumidamente as principais técnicas em túnel de vento com base nas fundamentações teóricas de Vanin (2011), Algaba (2016) e Lavôr (2017).

• HFBB - High Frequency Based Balance

O método “*high frequency based balance*” (HFBB), também conhecido como “*high frequency force balance*” (HFFB) ou “*high frequency balance*” (HFB), tem como princípio um ensaio em modelo reduzido rígido acoplado em sua base a uma balança de força ultrasensível que mede diretamente os esforços cortantes e momentos fletores e torsor na base ao longo do tempo nos três eixos, mostrados na Figura 2.18. Sua principal vantagem é que os modelos são rápidos, fáceis e econômicos de construir, além que a base é reciclada para outros projetos.

Nesse método considera-se que: o primeiro modo é linear, o momento fletor flutuante é proporcional à forma modal do primeiro modo, $p_1(t)$, a medição da força modal possibilita a solução da equação de movimento do sistema no domínio da frequência, produzindo respostas em termos de deslocamentos e, por último, o amortecimento aerodinâmico é desprezado.

Figura 2.18 – Esquema do modelo, forças medidas e forma modal do HFBB.



Fonte: Tschanz e Davenport (1983) *apud* Algaba (2016).

• HFPI - High Frequency Pressure Integration

Assim como o HFBB, esse método também aplica-se a modelos rígidos em cujas faces instala-se transdutores de pressão (Figura 2.19). Esta técnica tornou-se viável a partir dos anos de 1990 com o desenvolvimento de aquisição e armazenamento de dados, capazes de medir pressões em centenas de pontos simultaneamente (ALGABA, 2016).

Com o registro de pressões em tempo real, determinam-se as forças médias, as forças quase-permanentes e as forças modais relacionadas a cada modo de vibração. Depois disso, o processo é análogo ao do HFBB, onde a vantagem do HFPI é permitir a obtenção da variação

das forças aerodinâmicas e do momento tursor ao longo da altura da estrutura, e não somente na base.

Figura 2.19 – Modelo de tomadas de pressões no CAARC *Standard Tall Building*.

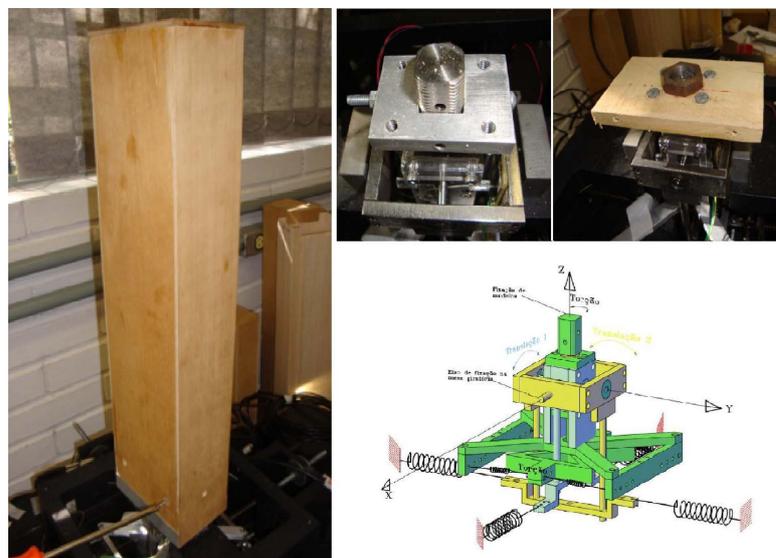


Fonte: Oliveira (2009).

• Balança Aeroelástica

As bases flexíveis são utilizadas como técnicas de modelagem aeroelástica, que tomam como base dois modos de vibração, de acordo com os dois eixos ortogonais. O modelo sofre os efeitos aeroelásticos causados pela interação fluido-estrutura, o desprendimento de vórtices e o martelamento (LAVÔR, 2017). No Brasil, pode-se destacar a BD3GDL desenvolvida por Oliveira (2009), mostrada na Figura 2.20.

Figura 2.20 – Modelo e balança dinâmica de 3 graus de liberdade BD3GDL.



Fonte: Oliveira (2009) *apud* Lavôr (2017).

Este modelo é do tipo "*stickmodel*", onde teve-se como base um modelo rígido do CAARC *Standard Tall Building* para a calibração do equipamento, através da representação das frequências fundamentais da estrutura e formas modais lineares.

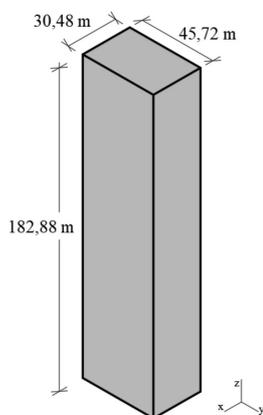
2.5.2 Modelo Analisado

O CAARC *Standard Tall Building* é um modelo padrão de edifício alto criado em 1969 após um encontro do *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council Coordinators in the Field of Aerodynamics*, com objetivo de ser utilizado para comparação de ensaios de simulação do vento natural em túneis de vento, através da análise da resposta dinâmica e de medidas de pressões nas fachadas.

De acordo com Melbourne (1980), até o ano de 1975 cinco centros de pesquisa haviam realizado medições no modelo, onde esses resultados foram discutidos na *5th International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*. Observando-se pequenas diferenças entre os resultados, ficou acertado que após alguns ajustes, o modelo estaria adequado para calibração de técnicas de modelagem em edifícios altos por outros pesquisadores.

O edifício é um paralelepípedo com dimensões $30,48\text{m} \times 45,72\text{m} \times 182,88\text{m}$, como mostrado na Figura 2.21. Suas propriedades são mostradas na Tabela 2.2

Figura 2.21 – Geometria do CAARC *Standard Tall Building*.



Fonte: próprio autor (2018).

Tabela 2.2 – Propriedades do CAARC *Standard Tall Building*.

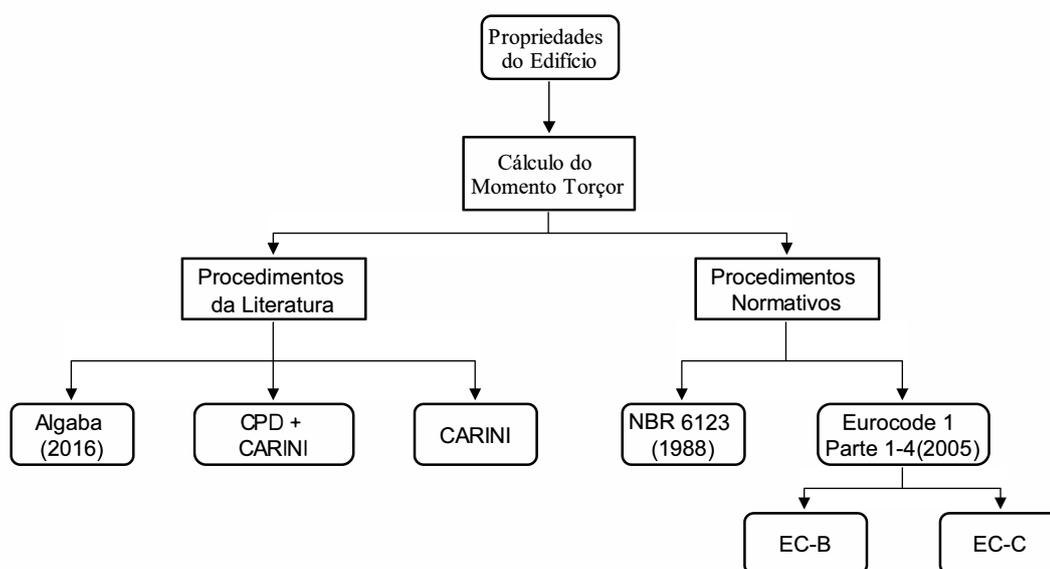
Propriedade	Valor
Massa específica	$160\text{kg}/\text{m}^3$
Massa total	40776,26t, linearmente distribuída
Amortecimento	1% nas duas direções
Frequência natural de flexão	$f_x = f_y = 0,20\text{Hz}$
Frequência natural torcional	$f_n = 0,30\text{Hz}$

Fonte: Algaba (2016).

3 METODOLOGIA

A determinação da resposta torcional para cada uma das metodologias de cálculo mostradas na Figura 3.1, foi feita através de rotinas elaboradas no software *Python*. O CAARC *Standard Tall Building* foi analisado para duas direções de incidência do vento e 6 valores de velocidade básica: de $20m/s$ a $45m/s$ em intervalos de $5m/s$.

Figura 3.1 – Fluxograma geral da pesquisa.



Fonte: próprio autor (2018).

- Algaba (2016) - força de arrasto obtida pelo MD com os coeficientes calculados na seção 3.3.3 e excentricidade dada pelo capítulo 6 da NBR 6123 (ABNT, 1988);
- CPD + CARINI, M. R. (2017) - força de arrasto através da CPD, utilizando a velocidade do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988) e excentricidade dada pela Eq. 2.74, e momento torçor flutuante dado por Carini (2017);
- CARINI, M. R. (2017) - força de arrasto obtida pelo MD e momento torçor médio calculado com a excentricidade mostrada na Eq. 2.74, sendo a parcela flutuante fornecida pelas recomendações do autor;
- NBR 6123 (1988) - força de arrasto através do MD, momento torçor obtido com a excentricidade dada pelo capítulo 6 da norma;
- Eurocode 1 - Parte 1-4 (2005) - momento torçor obtido pelo método do coeficiente estrutural $c_s c_d$ dado pelos Anexos B e C com a excentricidade calculada na seção 3.2.2.

3.1 INTERVALO DE TEMPO PARA O CÁLCULO DA VELOCIDADE DO VENTO

A força de arrasto utilizada no cálculo do momento torçor dada pela velocidade do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988) leva em consideração o fator S_2 , o qual depende do intervalo de tempo considerado no estudo. Como os edifícios analisados possuem maior dimensão frontal ou vertical superior a $80m$, determinou-se o intervalo de tempo T de acordo com a Eq. 2.3, mesma formulação presente no Anexo A da norma.

Blessmann (1989) sugere uma metodologia para determinar o valor de T baseada em aproximações sucessivas de $\bar{V}(h)$, mostrado na Eq. 2.3, o qual será utilizado neste trabalho. Ela pode ser resumida através dos seguintes passos:

1. tomar como primeira aproximação $\bar{V}(h) = V_0$ e determinar $T = T_1$ pela Eq. 2.3;
2. conhecido T_1 , obter S_2 em função da altura h pela Tabela 22 da NBR 6123 (ABNT, 1988);
3. calcular $\bar{V}_{T_1}(h) = S_1 \times S_2(h) \times V_0$;
4. determinar $T = T_2$ pela Eq. 2.3;
5. se $|T_2 - T_1| < 1,5$, $T = T_2$. Caso contrário, repete-se os passos 2 a 4.

Portanto, com T calculado para cada valor de velocidade adotado, é possível obter os parâmetros b e p , além do fator de rajada F_r , de acordo com a Tabela 21 da norma brasileira. Para os dois edifícios considerou-se a categoria de terreno V.

3.1.1 CAARC - Standard Tall Building

O CAARC *Standard Tall Building* possui altura $h = 182,88m$. Para cada velocidade básica V_0 analisada, a Tabela 3.1 mostra o processo realizado para o cálculo do intervalo de tempo, com as devidas aproximações.

Tabela 3.1 – Intervalo de tempo para o CAARC *Standard Tall Building*.

V_0 (m/s)	1º Aprox.	2º Aprox.				3º Aprox.			
	$T_1(s)$	S_2	$\bar{V}_{T_1}(h)$	$T_2(s)$	$ T_2 - T_1 $	S_2	$\bar{V}_{T_2}(h)$	$T_3(s)$	$ T_3 - T_2 $
20	68,6	0,98	19,6	69,9	1,3	0,98	19,6	70,0	0,1
25	54,9	1,00	25,0	54,9	0,0	1,00	25,0	54,9	0,0
30	45,7	1,02	30,6	44,9	0,9	1,02	30,6	44,8	0,0
35	39,2	1,03	36,1	40,0	1,2	1,03	36,2	37,9	0,1
40	34,3	1,04	41,6	32,9	1,4	1,04	41,8	32,8	0,1
45	30,5	1,05	47,2	29,1	1,4	1,05	47,4	28,9	0,1

Fonte: próprio autor (2018).

Para uma maior precisão, os valores de T foram dados pela terceira aproximação. Com isso, a Tabela 3.2 mostra os resultados de T , o fator S_2 , os parâmetros b e p , bem como o fator de rajada F_r . Sendo os três últimos obtidos por interpolação da Tabela 21 da norma brasileira.

Tabela 3.2 – Parâmetros b , p e F_r para o CAARC.

$V_0(m/s)$	$T(s)$	b	F_r	p	S_2
20	70,0	0,613	0,812	0,234	0,98
25	54,9	0,627	0,827	0,227	1,00
30	44,8	0,640	0,840	0,220	1,02
35	37,9	0,654	0,854	0,213	1,04
40	32,8	0,664	0,864	0,208	1,05
45	28,9	0,672	0,873	0,203	1,06

Fonte: próprio autor (2018).

Os parâmetros mostrados na Tabela 3.2 serão empregados no cálculo da força de arrasto através da curva de pressões dinâmicas para o CAARC *Standard Tall Building*. Adicionalmente, os valores de T podem ser verificados na Figura 2.4.

3.2 APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

3.2.1 Método Discreto da ABNT NBR-6123:1988

Para aplicação do método discreto, o CAARC *Standard Tall Building* foi classificado como equivalente à categoria de terreno V. Para o intervalo de tempo $T = 600s$ adotado pelo MD, temos os parâmetros mostrados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Parâmetros da categoria V para o CAARC (MD).

b	F_r	p	S_1	S_2	S_3
0,50	0,69	0,31	1,0	0,849	1,0

Fonte: próprio autor (2018).

Os parâmetros b e p foram extraídos da Tabela 20 da norma, sendo o fator de rajada F_r sempre equivalente à categoria II. O fator S_1 foi tomado para a estrutura localizada em um terreno plano ou francamente acidentado, S_2 foi calculado pela Eq. 2.13 e S_3 foi adotado para edificações com alto fator de ocupação.

A velocidade de projeto \bar{V}_p foi calculada pela Eq. 2.19 para os valores de velocidade básica V_0 adotados nesse trabalho. A pressão dinâmica do vento \bar{q}_o mostrada na Tabela 3.4, foi obtida pela Eq. 2.18. Esse valor foi utilizado no cálculo das forças média \bar{X} (Eq. 2.21) e flutuante \hat{X} (Eq. 2.22).

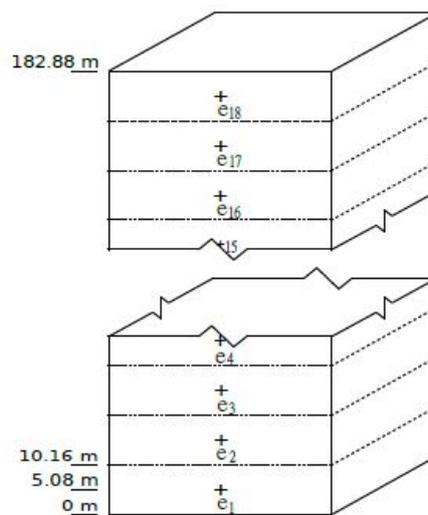
Tabela 3.4 – Pressão dinâmica para o CAARC (MD).

$V_0(m/s)$	$\bar{V}_p(m/s)$	$\bar{q}_0(N/m^2)$
25	17,25	182,41
35	24,15	357,52
45	31,05	590,99

Fonte: próprio autor (2018).

1) CAARC - *Standard Tall Building*

De acordo com o modelo discreto apresentado pela norma brasileira, o *CAARC Standard Tall Building*, foi discretizado em 18 blocos, cada um com 10,16m de altura. A Figura 3.2 ilustra o modelo.

Figura 3.2 – Discretização do CAARC para o MD.

Fonte: Lavôr (2017).

A Tabela 3.5 mostra as coordenadas z_i do centro de gravidade de cada elemento, bem como seus deslocamentos modais a partir de ϕ_i calculados pela Eq. 2.16 considerando o expoente γ igual a 1,0.

Tabela 3.5 – Deslocamentos nodais do CAARC (MD).

Elemento	$z_i(m)$	ϕ_i	Elemento	$z_i(m)$	ϕ_i
1	5,08	0,03	10	96,52	0,53
2	15,24	0,08	11	106,68	0,58
3	25,40	0,14	12	116,84	0,64
4	35,56	0,19	13	127,00	0,69
5	45,72	0,25	14	137,16	0,75
6	55,88	0,31	15	147,32	0,81
7	66,04	0,36	16	157,48	0,86
8	76,20	0,42	17	167,64	0,92
9	86,36	0,47	18	177,80	0,97

Fonte: próprio autor (2018).

A massa m_i correspondente a cada elemento discretizado é dada pela Eq. 3.1.

$$m_i = (30,48 \times 45,72 \times 10,16) m^3 \times 160 \frac{kg}{m^3} = 2.265347,7kg \quad (3.1)$$

Como o CAARC apresenta seção transversal constante ao longo da altura, a área A_i para cada elemento discretizado é fornecida pelas Eq. 3.2 e Eq. 3.3, respectivamente, para as direções X e Y.

$$A_{i_x} = 30,48 \times 10,16 = 309,68m^2 \quad (3.2)$$

$$A_{i_y} = 45,72 \times 10,16 = 464,52m^2 \quad (3.3)$$

A massa e a área arbitrárias de referência, m_0 e A_0 , bem como a massa adimensional ψ_i , calculada pela Eq. 2.23 são mostrados na Tabela 3.6. Os valores de m_0 e A_0 foram obtidos do trabalho de Lavôr (2017).

Tabela 3.6 – Parâmetros de referência para o CAARC (MD).

Parâmetro	Dir X	Dir Y
$A_0(m^2)$	5574,24	8361,36
$m_0(kg)$	10^7	10^7
ψ_i	0,227	0,227

Fonte: próprio autor (2018).

As componentes da força de arrasto dependem também do coeficiente de arrasto, C_a , para o vento agindo perpendicularmente em cada fachada. Os valores de C_a , serão determinados de acordo com a Figura 4 da norma através das relações h/l_1 e l_1/l_2 . Assim, obtiveram-se os valores de $C_{a_x} = 1,25$ na direção X e $C_{a_y} = 1,45$ na direção Y.

O coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , é obtido através das Figuras 14-18 da norma, por meio da Eq. 3.4, da relação l_1/h e da altura do edifício h .

$$\xi = \frac{\bar{V}_p}{fL} \quad (3.4)$$

Como as Figuras 14-18 da norma possuem curvas para alturas de 25m, 100m e 300m, é necessário interpolar quaisquer valores para alturas intermediárias, como no caso do CAARC onde $h = 182,88m$. Dada a imprecisão contida nesse procedimento e pela presença desses dados na literatura, os valores de ξ para cada direção de incidência do vento, foram calculados escrevendo-se uma aproximação quadrática para a curva de amplificação dinâmica da categoria V (Figura 18 da norma), tendo como base as velocidades de projeto mostradas na Tabela 3.4.

A aproximação foi realizada para as direções de X e Y utilizando a Eq. 3.5.

$$-a \left(\frac{\bar{V}_p}{fL} \right)^2 + b \left(\frac{\bar{V}_p}{fL} \right) + c = \xi \quad (3.5)$$

Onde a , b e c são os coeficientes à serem determinados, já os valores de ξ foram obtidos do trabalho de Lavôr (2017). Ele realizou o processo de interpolação de acordo com cada velocidade de projeto abordada em seu trabalho, além do autor ter analisado o CAARC também na categoria de terreno V. De acordo com a Tabela 2.2, temos que $f_x = f_y = 0,20Hz$. O valor de $L = 1800m$ é fornecido pela norma.

Para a construção de sistema de equações, adotou-se 3 valores de \bar{V}_p utilizados por Lavôr (2017), sendo eles: 16,45m/s, 24,68m/s e 32,90m/s. Portanto, para o vento agindo na direção de X, temos:

$$\begin{cases} -a \left(\frac{16,45}{360} \right)^2 + b \left(\frac{16,45}{360} \right) + c = 1,34 \\ -a \left(\frac{24,68}{360} \right)^2 + b \left(\frac{24,68}{360} \right) + c = 1,52 \\ -a \left(\frac{32,90}{360} \right)^2 + b \left(\frac{32,90}{360} \right) + c = 1,64 \end{cases} \quad (3.6)$$

Com: $f \times L = 360m/s$. Portanto, depois de calcular os coeficientes a , b e c , para o vento na direção X, temos que a Eq. 3.5 pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\xi_x = - \left[57,297 \left(\frac{\bar{V}_p}{fL} \right)^2 \right] + \left[14,4198 \left(\frac{\bar{V}_p}{fL} \right) \right] + 0,8 \quad (3.7)$$

De forma análoga ao processo anterior, na direção Y, teremos:

$$\begin{cases} -a \left(\frac{16,45}{360} \right)^2 + b \left(\frac{16,45}{360} \right) + c = 1,31 \\ -a \left(\frac{24,68}{360} \right)^2 + b \left(\frac{24,68}{360} \right) + c = 1,47 \\ -a \left(\frac{32,90}{360} \right)^2 + b \left(\frac{32,90}{360} \right) + c = 1,59 \end{cases} \quad (3.8)$$

Para o vento na direção Y, temos que a Eq. 3.5 pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\xi_y = - \left[38,151 \left(\frac{\bar{V}_p}{fL} \right)^2 \right] + \left[11,3576 \left(\frac{\bar{V}_p}{fL} \right) \right] + 0,871 \quad (3.9)$$

Portanto, utilizando as Eq. 3.7 e Eq. 3.9 para as velocidades de projeto \bar{V}_p mostradas na Tabela 3.4, temos que os coeficientes de amplificação dinâmica, ξ , são dados pela Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Coeficientes de amplificação dinâmica para o CAARC (MD).

\bar{V}_p (m/s)	ξ	
	DirX	DirY
17,25	1,36	1,33
24,15	1,51	1,46
31,05	1,62	1,57

Fonte: próprio autor (2018).

3.2.2 Método do Coeficiente Estrutural $c_s c_d$ do Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005)

Para a aplicação do método do coeficiente estrutural, o CAARC *Standard Tall Building* foi classificado como equivalente à categoria de terreno IV, ou seja, localizados em uma zona urbana com edificações possuindo altura média superior a 15 m. Esta categoria é a última apresentada pela norma e a que mais se aproxima da escolhida pela norma brasileira.

A partir disso, foram obtidos os parâmetros mostrados na Tabela 3.8 para o intervalo de tempo $T = 600s$ adotado pela norma.

Tabela 3.8 – Parâmetros da categoria IV para o CAARC (Eurocode).

z_0	$z_{0,II}$	c_o	k_I
1,0	0,05	1,0	1,0

Fonte: próprio autor (2018).

1) CAARC - *Standard Tall Building*

Com intuito de possibilitar a comparação com a norma brasileira pelos capítulos 5 e 9, a velocidade média, v_m , foi calculada a fazendo o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, iguais as velocidades básicas, V_0 , mostradas na Tabela 3.2. Pela norma europeia permitir um maior limite de velocidades, serão apresentados os cálculos para valores adicionais: de $50m/s$ a $100m/s$ em intervalos de $10m/s$.

A partir da Eq. 2.26 determinou-se v_b com c_{dir} e c_{season} iguais a 1,0. Depois disso, calculou-se k_r e c_r utilizando os dados da Tabela 3.8, respectivamente, pelas Eq. 2.30 e 2.28. Assim, v_m foi obtida pela Eq. 2.27 com $c_o = 1,0$. Seus valores estão apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Velocidade média no topo do edifício para o CAARC (Eurocode).

$v_b(m/s)$	k_r	c_r	$v_m(m/s)$	$v_b(m/s)$	k_r	c_r	$v_m(m/s)$
20	0,234	1,22	24,4	50	0,234	1,22	61,0
25	0,234	1,22	30,5	60	0,234	1,22	73,2
30	0,234	1,22	36,6	70	0,234	1,22	85,4
35	0,234	1,22	42,7	80	0,234	1,22	97,6
40	0,234	1,22	48,8	90	0,234	1,22	109,8
45	0,234	1,22	54,9	100	0,234	1,22	122,0

Fonte: próprio autor (2018).

Os valores de σ_v e I_v foram obtidos, respectivamente, pelas Eq. 2.31 e Eq. 2.32 para $z = 182,88m$ e estão mostrados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Desvio padrão e intensidade de turbulência para o CAARC (Eurocode).

$v_b(m/s)$	σ_v	$I_v(z)$	$v_b(m/s)$	σ_v	$I_v(z)$
20	4,68	0,192	50	11,70	0,192
25	5,85	0,192	60	14,04	0,192
30	7,02	0,192	70	16,38	0,192
35	8,19	0,192	80	18,72	0,192
40	9,36	0,192	90	21,06	0,192
45	10,53	0,192	100	23,40	0,192

Fonte: próprio autor (2018).

A pressão dinâmica de pico no topo do edifício foi obtida pela Eq. 2.34 para cada velocidade v_m , sendo os valores de q_p presentes na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Pressão dinâmica no topo do edifício para o CAARC (Eurocode).

$v_m(m/s)$	$q_p(N/m^2)$	$v_m(m/s)$	$q_p(N/m^2)$
24,4	872,20	61,0	5451,27
30,5	1362,82	73,2	7849,82
36,6	1962,46	85,4	10684,48
42,7	2671,12	97,6	13955,24
48,8	3488,81	109,8	17662,10
54,9	4415,53	122,0	21805,06

Fonte: próprio autor (2018).

Para analisar o comportamento torcional ao longo da altura do CAARC através da comparação com os outros procedimentos abordados neste trabalho, o edifício foi discretizado de forma análoga ao mostrado pela Figura 3.2. A altura de referência, z_e , recomendada na seção 7 da norma, diz respeito a parte superior do elemento considerado. Contudo, neste trabalho será considerado como os mesmos valores de z_i dados pela Tabela 3.5.

Para determinação da força de arrasto, as dimensões b e d consideradas para cada ângulo de incidência do vento estão mostradas na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Dimensões de referência para o CAARC (Eurocode).

Dimensão	<i>Dir X</i>	<i>Dir Y</i>
$h(m)$	182,88	182,88
$b(m)$	30,48	45,72
$d(m)$	45,72	30,48

Fonte: próprio autor (2018).

Para o vento atuando na direção X, temos que a relação $h/d = 4$ está entre 1 e 5. Assim, para se levar em conta os esforços de torção a força de arrasto é calculada a partir da distribuição de pressões indicada na Figura 2.13. Ou seja, ela é dada a partir dos coeficientes de pressão exteriores através da Eq. 3.10.

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} w_e \cdot A_{ref} \quad (3.10)$$

Onde w_e é a pressão exterior na superfície individual à altura z_e , determinada pela Eq. 3.11.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.11)$$

Através da relação h/d , de acordo com o Quadro 7.1 da norma europeia, temos que os valores de c_{pe} para as zonas D e E são, respectivamente, +0,8 e -0,65. Observando a Figura 2.13, temos que a zona E não exerce influência no cálculo do momento torçor, devido

ao seu carregamento ser constante, assim, o ponto de aplicação de $F_{w,e}$ coincidirá com o centro geométrico do edifício.

Considerando a distribuição de pressão triangular mostrada na zona D, temos que o valor de c_{pe} no ponto de aplicação ($b/3$) de $F_{w,e}$ vale 0,53. Portanto, o momento torçor é dado pela Eq. 3.12.

$$\begin{aligned} M_t &= \left(\frac{b}{2} - \frac{b}{3} \right) \cdot F_{w,e} \\ M_t &= \left(\frac{1}{6} \right) \cdot b \cdot F_{w,e} \end{aligned} \quad (3.12)$$

Para o vento atuando na direção Y, temos que como $h/d = 6$ possui valor maior que 5, a norma europeia recomenda que a falta de correlação entre as pressões a barlavento e sotavento não pode ser determinada. Assim, a força resultante é calculada a partir dos coeficientes de força pela Eq. 2.35. Onde o coeficiente de força, c_f , é dado pela Eq. 2.36.

Deste modo, temos que:

$$\begin{aligned} c_f &= (2,40) \cdot (1,0) \cdot (0,645) \\ c_f &= 1,55 \end{aligned}$$

Onde: $c_{f,0}$ foi obtido da Figura 7.23 da norma, a partir das dimensões mostradas na Figura 2.12 deste trabalho; ψ_r pela Figura 7.24 da norma; ψ_λ através da Figura 7.36 do Eurocode.

O momento torçor para o vento incidindo na direção do eixo Y também foi calculado considerando a distribuição de pressão triangular (zona D), mas a partir do coeficiente de força, c_f . Portanto, o momento torçor para a direção Y, é dado por:

$$M_t = \left(\frac{1}{6} \right) \cdot b \cdot F_w \quad (3.13)$$

Por fim, o coeficiente estrutural $c_s c_d$ foi calculado pelos Anexos B e C da norma. Os resultados desses procedimentos estão contidos no Apêndice A.

3.3 APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS DA LITERATURA

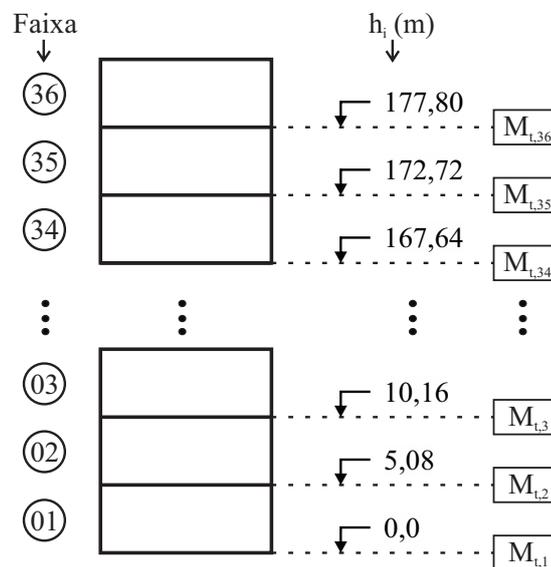
3.3.1 Curva de Pressões Dinâmicas (BLESSMANN, 1989)

Para aplicação da curva de pressões dinâmicas serão utilizados os dados referentes à Tabela 3.2, a qual se baseia também na categoria de terreno V. Com os dados de b , F_r e p , através da Eq. 2.64 determinou-se o valor de K_2 para cada velocidade V_0 , sendo mostrado na Tabela 3.13

Tabela 3.13 – Parâmetros da curva de pressões dinâmicas (CAARC).

$V_0(m/s)$	K_2	$V_0(m/s)$	K_2
20	20,7	35	88,0
25	36,3	40	124,2
30	58,1	45	167,5

O momento torçor dado pela Eq. 2.71 fornece a resposta para o vento agindo entre a parte inferior da faixa, h_i , e a altura final do edifício, h . Para se obter o valor de M_{t_B} em alturas equivalentes às normas brasileira (z_i) e europeia (z_e), o CAARC *Standard Tall Building* foi discretizado em 36 faixas, como mostrado na Figura 3.3.

Figura 3.3 – Vista frontal das faixas analisadas (CAARC).

Fonte: próprio autor (2018).

Os parâmetros C_a e l_1 considerados para cada direção de incidência do vento são apresentados na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Parâmetros da curva de pressões dinâmicas do CAARC.

Parâmetro	Vento à 0°	Vento à 90°
C_a	1,25	1,45
$l_1(m)$	30,48	45,72

Fonte: próprio autor (2018).

Os valores de momento torçor utilizados seguiram as faixas de números pares contidos de 1 à 36, totalizando 18 respostas, como mostrado na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Deslocamentos nodais do CAARC (MD).

Faixa	$h_i(m)$	M_t	Faixa	$h_i(m)$	M_t
02	5,08	$M_{t,2}$	20	96,52	$M_{t,20}$
04	15,24	$M_{t,4}$	22	106,68	$M_{t,22}$
06	25,40	$M_{t,6}$	24	116,84	$M_{t,24}$
08	35,56	$M_{t,8}$	26	127,00	$M_{t,26}$
10	45,72	$M_{t,10}$	28	137,16	$M_{t,28}$
12	55,88	$M_{t,12}$	30	147,32	$M_{t,30}$
14	66,04	$M_{t,14}$	32	157,48	$M_{t,32}$
16	76,20	$M_{t,16}$	34	167,64	$M_{t,34}$
18	86,36	$M_{t,18}$	36	177,80	$M_{t,36}$

Fonte: próprio autor (2018).

3.3.2 Proposta de Carini (2017)

O cálculo da parcela flutuante do momento torçor pela metodologia de Carini (2017) foi realizado tanto com os dados do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988) quando pelos dados do método discreto (capítulo 9).

Resumidamente, a Tabela 3.16 mostra o passo a passo utilizado para determinar os parâmetros necessários na obtenção do momento torçor modal, bem como as Tabelas que mostram os resultados obtidos em cada etapa.

Tabela 3.16 – Metodologia para o cálculo da parcela flutuante.

Procedimento	Equações	Tabela	
		MD	CAP 5
1 - Frequências inferior e superior	(2.75), (2.76)	(B.1)	(B.4)
2 - Pressão Dinâmica	(2.18), (2.19)	(B.2)	(B.5)
3 - Momento torçor modal	(2.10), (2.77)	(B.2)	(B.5)
4 - Espectro de potência	(2.79), (2.80), (2.81), (2.78)	(B.3)	(B.6)

Fonte: próprio autor (2018).

O momento de inércia de massa do grau de liberdade i , I_i , é calculado levando-se em conta a mesma discretização utilizada pelas normas brasileira e europeia. Assim, ele é dado por:

$$\begin{aligned}
 I_i &= m_i \left(\frac{D^2 + B^2}{12} \right) \\
 I_i &= 2.265347,7 \left(\frac{45,72^2 + 30,48^2}{12} \right) \\
 I_i &= 5,7 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{m}^2
 \end{aligned} \tag{3.14}$$

Onde m_i foi calculado anteriormente pela Eq. 3.1. Esse resultado de I_i é o mesmo para as duas direções de incidência do vento.

Assim, obtidos todos os parâmetros necessários, o cálculo do momento torçor modal é dado pela Eq. 2.82, utilizando os valores da forma modal ϕ_i presentes na Tabela 3.5.

3.3.3 Cálculo do Coeficiente de Amplificação Dinâmica de acordo com os Ábacos Propostos por Algaba (2016) para a NBR 6123 (ABNT, 1988)

Algaba (2016) comenta que a obtenção do coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , pode ser realizada tanto através das tabelas mostradas por ele, quanto diretamente pelos ábacos. Contudo, a aplicação dos ábacos pode conduzir à uma porcentagem de erro maior para a altura do CAARC (182, 88m), por não ter dados de ξ para alturas de 50 e 200m. Portanto, o procedimento adotado neste trabalho será com o uso das tabelas propostas pelo autor.

Para o vento atuando nas duas direções será considerado: categoria de terreno V, intervalo de tempo $T = 600s$, taxa de amortecimento $\zeta = 0,01$ e os valores de velocidade de projeto, \bar{V}_p , mostrados na Tabela 3.4.

Inicialmente, para $\bar{V}_p = 17,25m/s$ e o vento atuando na direção X, temos os seguintes dados de entrada:

$$\frac{\bar{V}_p}{f_i L} = \frac{17,25}{0,20 \times 1800} = 0,048$$

$$\frac{l_1}{h} = \frac{30,48}{182,88} = 0,17$$

$$\zeta = 0,01$$

Para os dados acima, de acordo com a Tabela A.9 do trabalho de Algaba (2016), teremos:

Tabela 3.17 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para $h = 182,88m$ e o vento atuando na direção X.

$\frac{\bar{V}_p}{f_i L}$	ξ (100m)		ξ (200m)	
	$l_1/h = 0$	$l_1/h = 0,2$	$l_1/h = 0,1$	$l_1/h = 0,4$
0,051	5,19	4,70	4,28	3,83
0,044	5,01	4,53	4,16	3,78
0,048	5,113	4,627	4,229	3,809
	$l_1/h = 0,17$		$l_1/h = 0,17$	
	4,70		4,131	
$\xi = 4,23$				

Fonte: próprio autor (2018).

Para o vento atuando na direção Y, temos os seguintes dados de entrada:

$$\frac{\bar{V}_p}{f_i L} = \frac{17,25}{0,20 \times 1800} = 0,048$$

$$\frac{l_1}{h} = \frac{45,72}{182,88} = 0,25$$

$$\zeta = 0,01$$

Pela Tabela A.9 do trabalho de Algaba (2016), temos:

Tabela 3.18 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para $h = 182,88m$ e o vento atuando na direção Y.

$\frac{\bar{V}_p}{f_i L}$	ξ (100m)		ξ (200m)	
	$l_1/h = 0,2$	$l_1/h = 0,6$	$l_1/h = 0,1$	$l_1/h = 0,4$
0,051	4,70	4,19	4,28	3,83
0,044	4,53	4,10	4,16	3,78
0,048	4,627	4,151	4,229	3,809
	$l_1/h = 0,25$		$l_1/h = 0,25$	
	4,568		4,019	
	$\xi = 4,11$			

Fonte: próprio autor (2018).

De forma análoga ao procedimento realizado acima, para as demais velocidades de projeto contidas na Tabela 3.4, temos que os valores de ξ para as duas direções analisadas, são mostrados na Tabela 3.19.

Tabela 3.19 – Coeficientes de amplificação dinâmica para o CAARC utilizando as tabelas de Algaba (2016).

\bar{V}_p (m/s)	ξ	
	Dir X	Dir Y
17,25	4,23	4,11
24,15	4,57	4,42
31,05	4,98	4,80

Fonte: próprio autor (2018).

Com isso, a força de arrasto é determinada com as mesmas considerações mostradas na seção 3.2.1 deste trabalho, mas com os novos valores de ξ substituídos na Eq. 2.24.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 PERFIS DA FORÇA DE ARRASTO

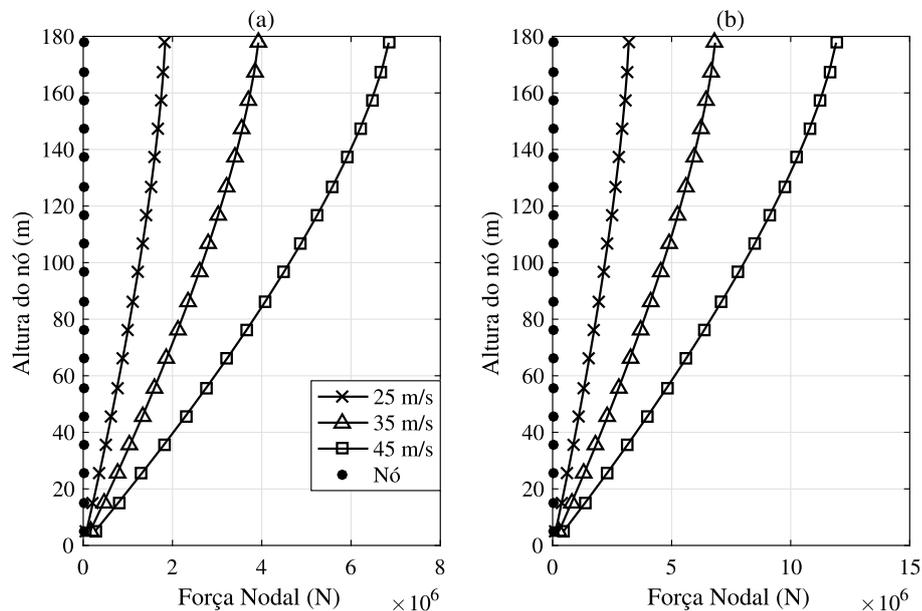
Serão apresentados os perfis da força de arrasto para os procedimentos abordados neste trabalho, com intuito de verificar as diferenças obtidas entre as metodologias utilizadas.

4.1.1 Procedimentos da Literatura

Como a metodologia proposta por Carini (2017) fornece diretamente a resposta para o momento torçor, neste tópico serão mostrados os perfis da força de arrasto referentes ao procedimento dado por Blessmann (1989), ou seja, pela curva de pressões dinâmicas, assim como a força de arrasto calculada com o método discreto modificado de Algaba (2016).

Utilizando os dados obtidos no item 3.3.1 foi possível obter o perfil vertical da força de arrasto ao longo da altura do CAARC. A Figura 4.1 mostra os resultados de F_a para as velocidades de 25m/s , 35m/s e 45m/s , pois os valores intermediários apresentam comportamentos semelhantes.

Figura 4.1 – Forças nodais no CAARC calculada pela curva de pressões dinâmicas (CPD) para diferentes velocidades básicas, V_0 , com o vento atuando na: a) direção X; b) direção Y.

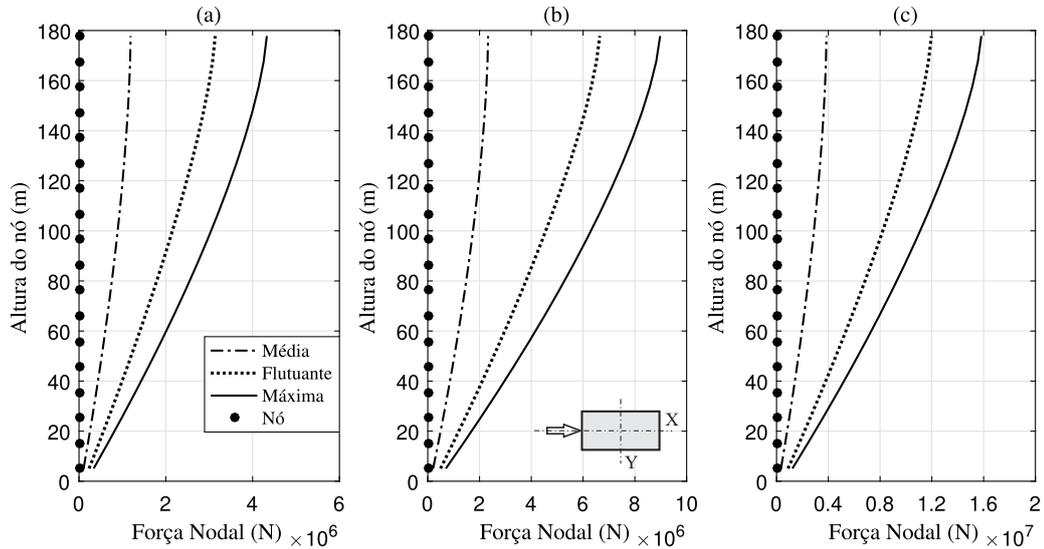


Fonte: próprio autor (2018).

A força de arrasto obedece o perfil vertical da velocidade do vento, definido pelo fator S_2 . Além disso, pode-se perceber que, a medida que a velocidade cresce, a altura em que ela se estabiliza (altura gradiente) também é maior. Como a curva de pressões dinâmicas fornece a resposta estática equivalente, só foram plotadas as respostas totais, pois as interferências das flutuações da velocidade já foram englobadas no cálculo do intervalo de tempo.

A partir dos coeficientes de amplificação dinâmica, ξ , calculados pelos ábacos propostos por Algaba (2016) conforme a seção 3.3.3, obteve-se os perfis da força de arrasto para o vento na direção X e Y mostrados, respectivamente, pelas Figuras 4.2 e 4.3.

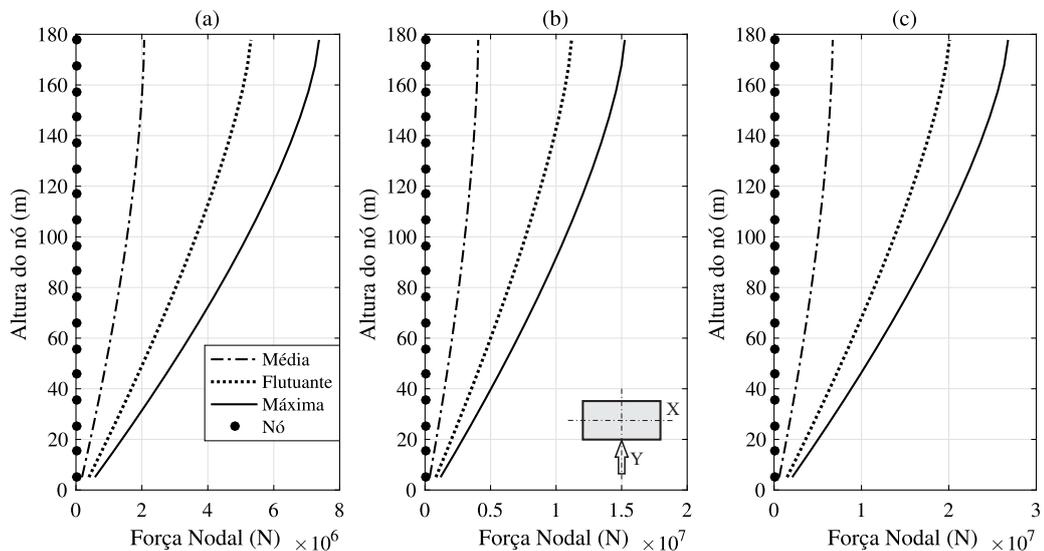
Figura 4.2 – Forças nodais no CAARC obtido com ábacos propostos por Algaba (2016) para categoria V com: a) $V_0 = 25\text{m/s}$; b) $V_0 = 35\text{m/s}$; c) $V_0 = 45\text{m/s}$ na direção X.



Fonte: próprio autor (2018).

A análise da Figura 4.2 mostra que a parcela flutuante da força de arrasto exerce uma influência maior na obtenção da resposta máxima, do que a parcela média. O mesmo ocorre com o vento incidindo na direção Y, como mostrado na Figura 4.3. A resposta máxima foi obtida a partir da soma da parcela média com a flutuante.

Figura 4.3 – Forças nodais no CAARC obtido com ábacos propostos por Algaba (2016) para categoria V com: a) $V_0 = 25\text{m/s}$; b) $V_0 = 35\text{m/s}$; c) $V_0 = 45\text{m/s}$ na direção Y.



Fonte: próprio autor (2018).

Comparando as respostas máximas dos dois procedimentos teóricos na direção X, é possível perceber que o Método Discreto Modificado fornece valores aproximadamente duas vezes maiores, enquanto a componente média é 60% menor. Para o vento atuando na direção Y, temos que a diferença entre as respostas máximas dadas pelas duas metodologias é de aproximadamente 45% a mais para a metodologia proposta por Algaba (2016).

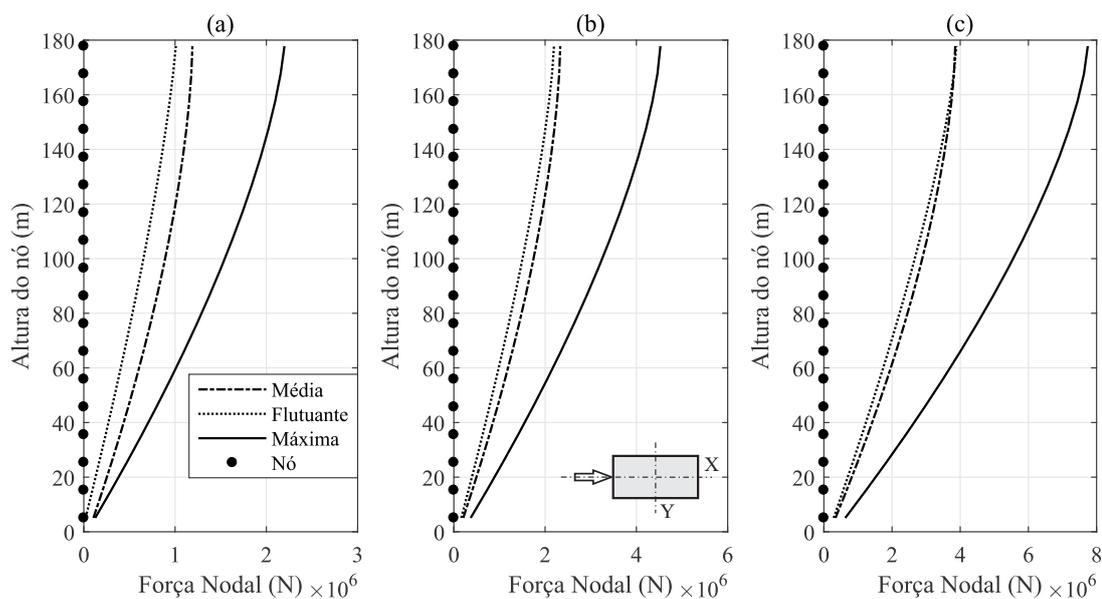
Com isso, pode-se destacar que a diferença gerada entre as duas metodologias é causada, dentre outros fatores, pela componente flutuante da força de arrasto.

4.1.2 ABNT NBR-6123:1988

A força de arrasto dada pelo método discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988) bem como suas componentes, foram calculadas tomando como base os parâmetros mostrados na seção 3.2.1 para as duas direções de incidência do vento.

Para o vento agindo na direção X, temos que as componentes média (\bar{X}), flutuante (\hat{X}) e máxima (X), são mostradas na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Forças nodais no CAARC obtido pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para categoria V com: a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$ na direção X.

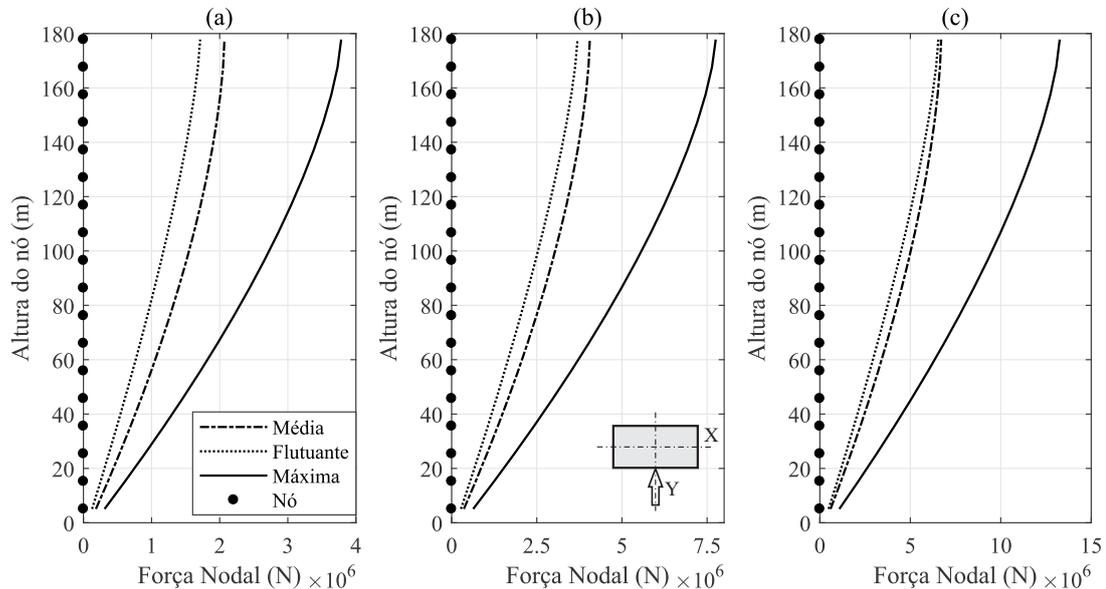


Fonte: próprio autor (2018).

Observando a resposta máxima dada pela Figura 4.1 e a força média mostrada na Figura 4.4, notamos que a variação da força de arrasto ao longo da altura no CAARC segue o mesmo comportamento, sendo a norma brasileira 45% maior. Já comparando a Figura 4.2 com a Figura 4.4, temos que a proposta de Algaba (2016) fornece uma resposta máxima cerca de duas vezes a obtida pela NBR 6123 (ABNT, 1988). O que pode ser explicado devido ao fato dos ábacos propostos por Algaba (2016) fornecerem valores de coeficiente de amplificação dinâmica, Tabela 3.19, cerca de 33% maiores do que os obtidos pelo método discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988), Tabela 3.7.

Com o vento atuando na direção Y, temos que os perfis da força de arrasto são dados pela Figura 4.5.

Figura 4.5 – Forças nodais no CAARC obtido pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para categoria V com: a) $V_0 = 25\text{m/s}$; b) $V_0 = 35\text{m/s}$; c) $V_0 = 45\text{m/s}$ na direção Y.



Fonte: próprio autor (2018).

Observando a resposta média dada pela Figura 4.2 com a força média mostrada na Figura 4.4, notamos que a variação da força de arrasto ao longo da altura no CAARC segue o mesmo comportamento, sendo a norma brasileira igual. Já comparando as componentes máximas da Figura 4.2 com a Figura 4.4, temos que a proposta de Algaba (2016) fornece uma resposta máxima cerca de duas vezes a obtida pela NBR 6123 (ABNT, 1988).

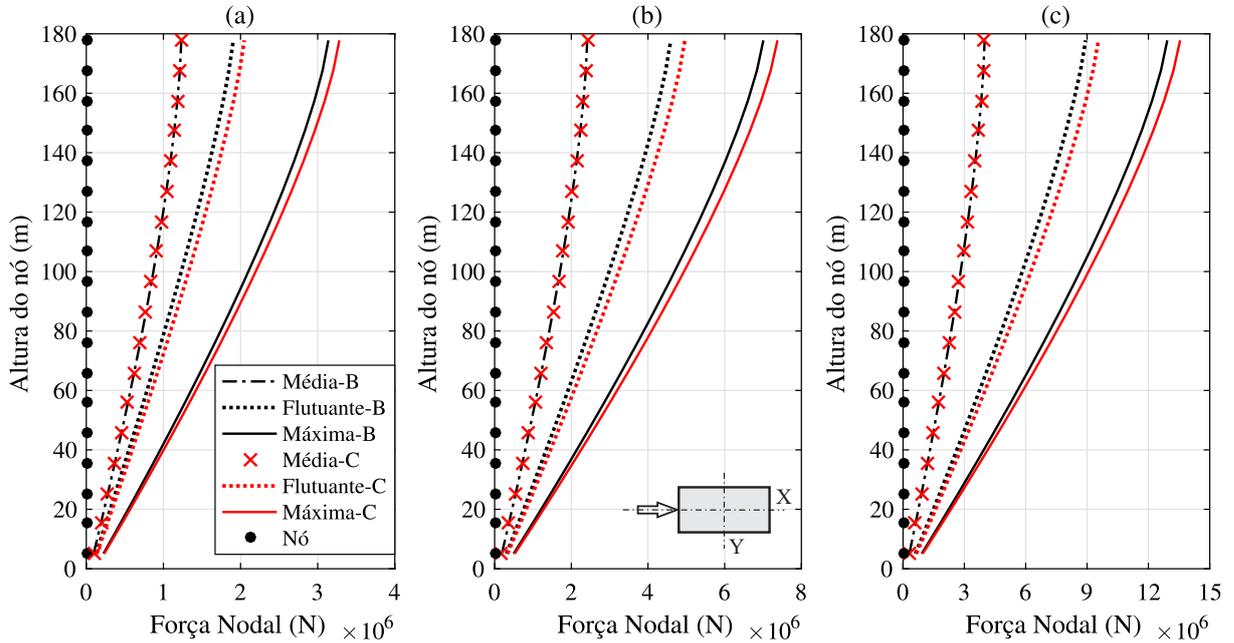
4.1.3 Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005)

A força de arrasto dada pela norma europeia foi calculada usando os parâmetros encontrados na seção 3.2.2. A força flutuante foi obtida através da diferença entre a força máxima, $F_{w,e}$ (direção X) ou F_w (direção Y), e a força média. Esta última foi calculada retirando a influência da intensidade de turbulência, I_v , da Eq. 2.34 e retirando também o coeficiente estrutural, $c_s c_d$, no cálculo da força de arrasto. Ele foi desconsiderado por englobar as vibrações da estrutura devidas à turbulência.

Assim, para o vento incidindo na direção X, temos que a força de arrasto obtida pelos anexos B e C da norma europeia é dada pela Figura 4.6.

Conforme citado pelo Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005), a diferença percentual entre a força de arrasto dada pelos dois anexos não ultrapassou 5%.

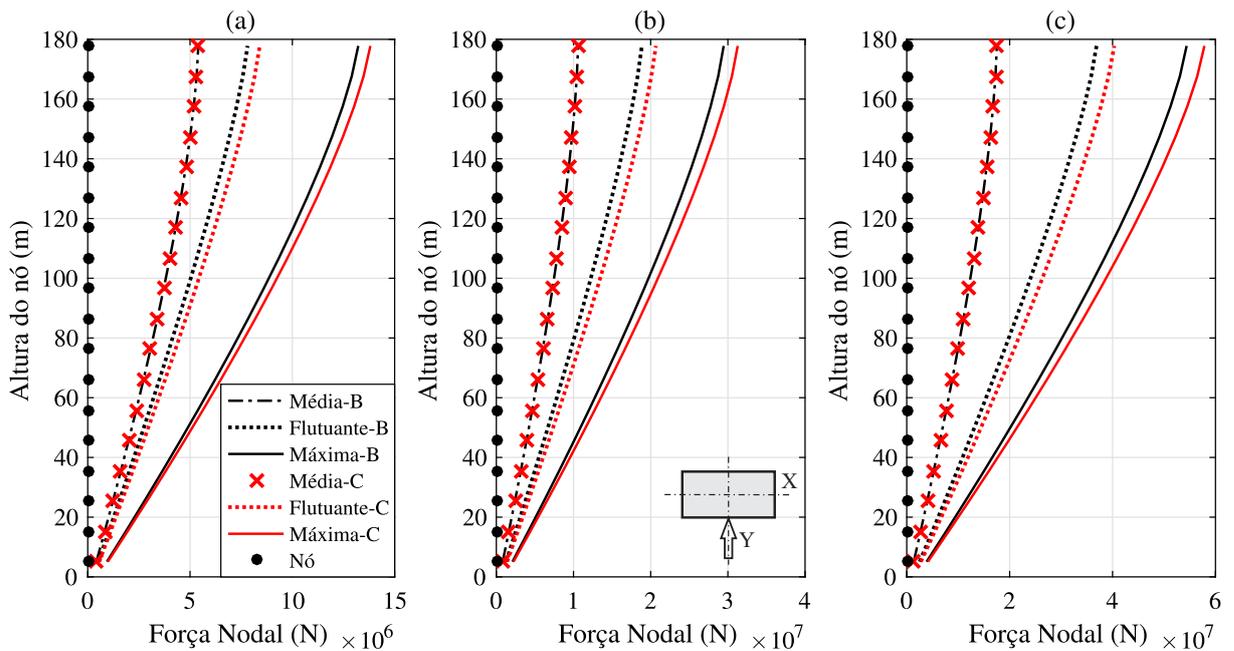
Figura 4.6 – Forças nodais no CAARC obtidas pelos Anexos B e C do Eurocode para categoria IV com: a) $v_b = 25\text{m/s}$; b) $v_b = 35\text{m/s}$; c) $v_b = 45\text{m/s}$ na direção X.



Fonte: próprio autor (2018).

Para o vento atuando na direção Y, temos que a força de arrasto dada pelos anexos B e C da norma é mostrada na Figura 4.7.

Figura 4.7 – Forças nodais no CAARC obtidas pelos Anexos B e C do Eurocode para categoria IV com: a) $v_b = 25\text{m/s}$; b) $v_b = 35\text{m/s}$; c) $v_b = 45\text{m/s}$ na direção Y.



Fonte: próprio autor (2018).

Diferentemente do comportamento mostrado pelos perfis de força obtidos da metodo-

logia mostrada tanto pela NBR 6123 (ABNT, 1988) quanto pelo Método Discreto Modificado, proposto por Algaba (2016), é possível perceber uma inversão entre as parcelas médias e flutuantes. Ou seja, na norma europeia a parcela média apresenta o menor valor, já a flutuante fica entre a média e a máxima.

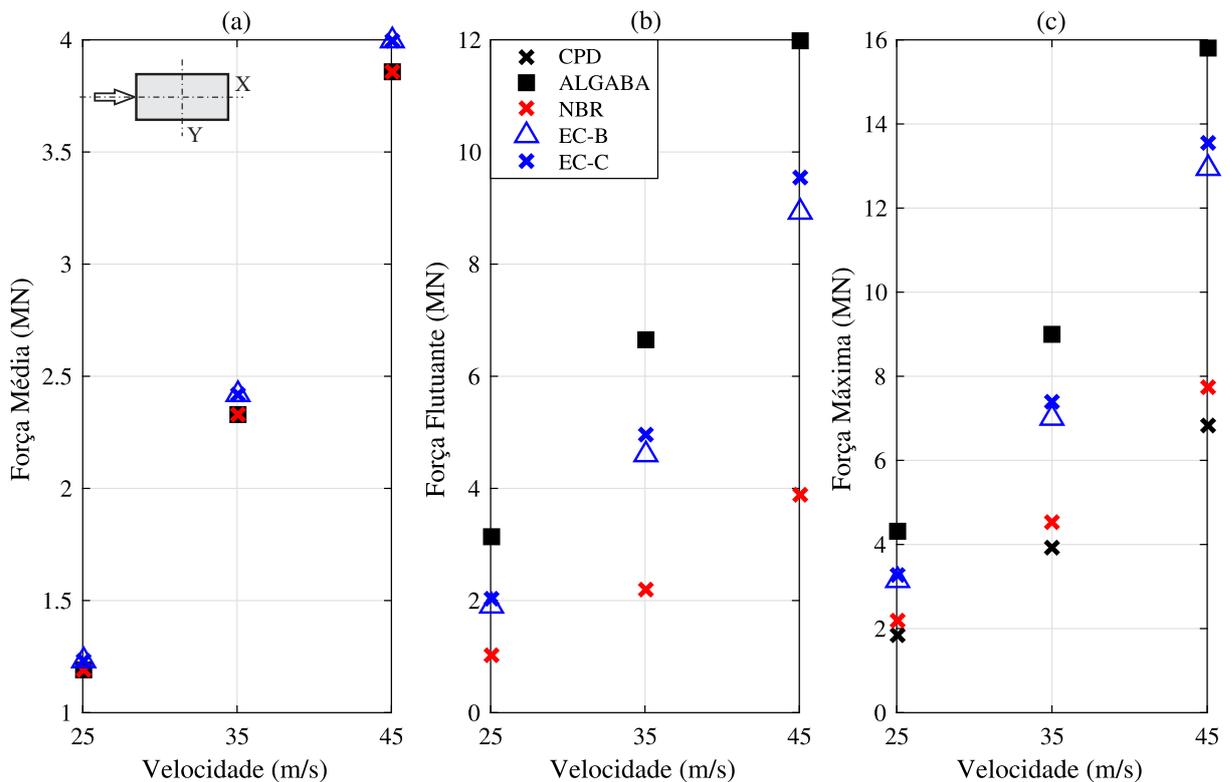
A comparação entre as três parcelas da força obtidas da norma europeia com os outros procedimentos abordados nesse trabalho será mostrada na próxima seção.

4.1.4 Comparação da Força de Arrasto No Topo do CAARC

Depois de serem determinados as forças nodais ao longo da altura do CAARC *Standard Tall Building* utilizando os procedimentos abordados neste trabalho, foram elaborados gráficos que relacionam as forças no topo do edifício de acordo com cada componente, sendo elas: flutuante, média e máxima.

Para o vento atuando na direção X, temos que o comportamento calculado pelas cinco metodologias utilizadas, estão presentes na Figura 4.8.

Figura 4.8 – Forças nodais no topo do CAARC obtidas pelos procedimentos abordados neste trabalho: a) média; b) flutuante; c) total na direção X.



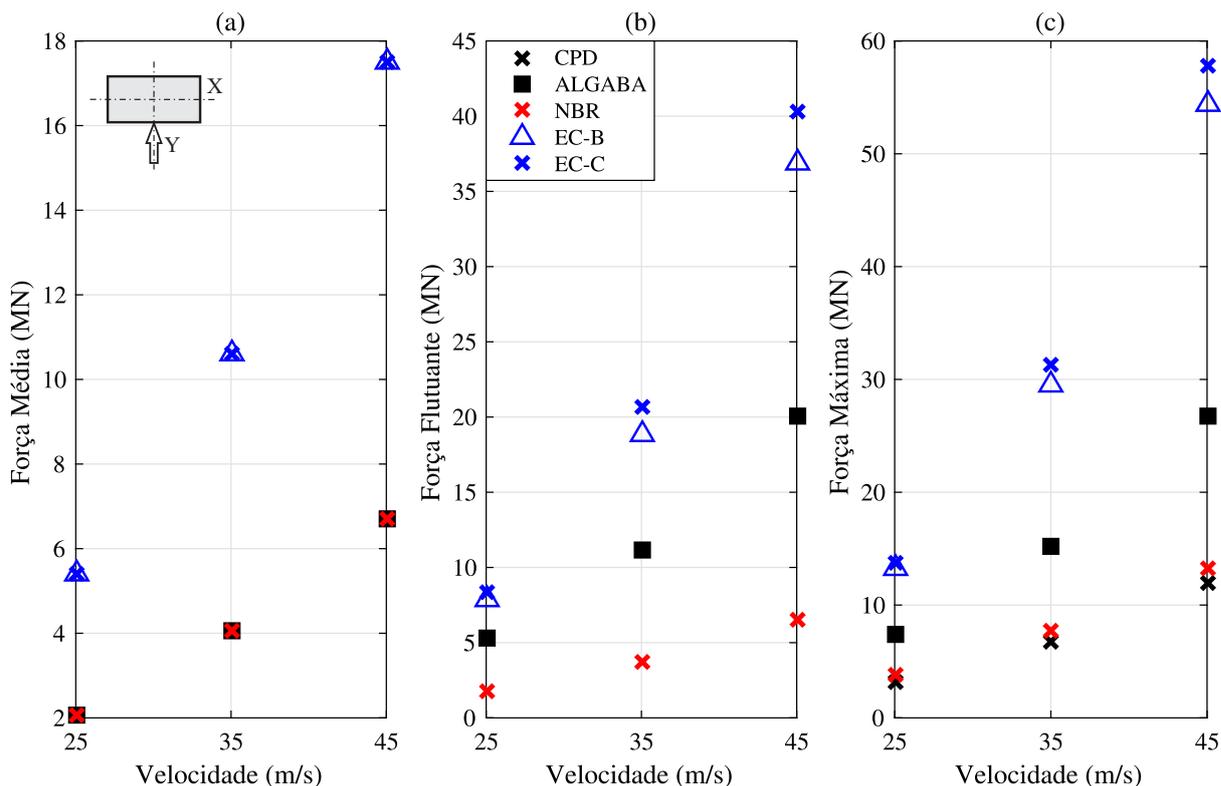
Fonte: próprio autor (2018).

Quanto a parcela média pode-se perceber que a metodologia proposta por Algaba (2016) apresenta os mesmos valores que a NBR 6123 (ABNT, 1988), pelo fato dos coeficientes propostos por Algaba (2016) só alteram a parcela flutuante, pois são aplicados na Eq. 2.24. Para esta componente, a norma europeia é cerca de 48% maior que a brasileira, ficando próximo as outras

abordagens. De acordo com a força flutuante mostrada na Figura 4.8 (b), a norma europeia foi 68% menor do que a proposta de Algaba (2016) e 48% maior que a NBR 6123 (ABNT, 1988).

A força máxima seguiu a mesma tendência da força flutuante, evidenciando que a componente flutuante foi novamente determinante para a resposta total. A Figura 4.9 mostra os resultados obtidos para a direção Y.

Figura 4.9 – Forças nodais no CAARC obtidas pelos Anexos B e C do Eurocode para categoria IV com: a) média; b) flutuante; c) total na direção Y.



Fonte: próprio autor (2018).

A parcela média calculada pelo Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005) foi quase três vezes maior do que a força obtida pelos outros dois procedimentos. Esse fato pode ser explicado devido a formulação utilizada para o cálculo nessa direção. Como já mencionado, ela foi obtida a partir dos coeficientes de força (arrasto), diferenciando-se daquele mostrado na direção X (a partir dos coeficientes de pressão). Essa diferenciação ocorreu para possibilitar o cálculo do momento torçor, que a depender da relação h/d , pode ser calculada pelo coeficiente de arrasto ou pelos coeficientes de pressão.

Quanto a força flutuante, temos que a NBR 6123 (ABNT, 1988) mostrou valores cerca de 50% daqueles obtidos pelo Método Discreto Modificado, proposto por Algaba (2016), sendo este duas vezes menor do que o calculado pela norma europeia. Para a resposta total, temos um comportamento semelhante, mas com a presença da curva de pressões dinâmicas, que foi menor do que todos os outros métodos e se aproximou mais (12,5%) da NBR 6123 (ABNT, 1988).

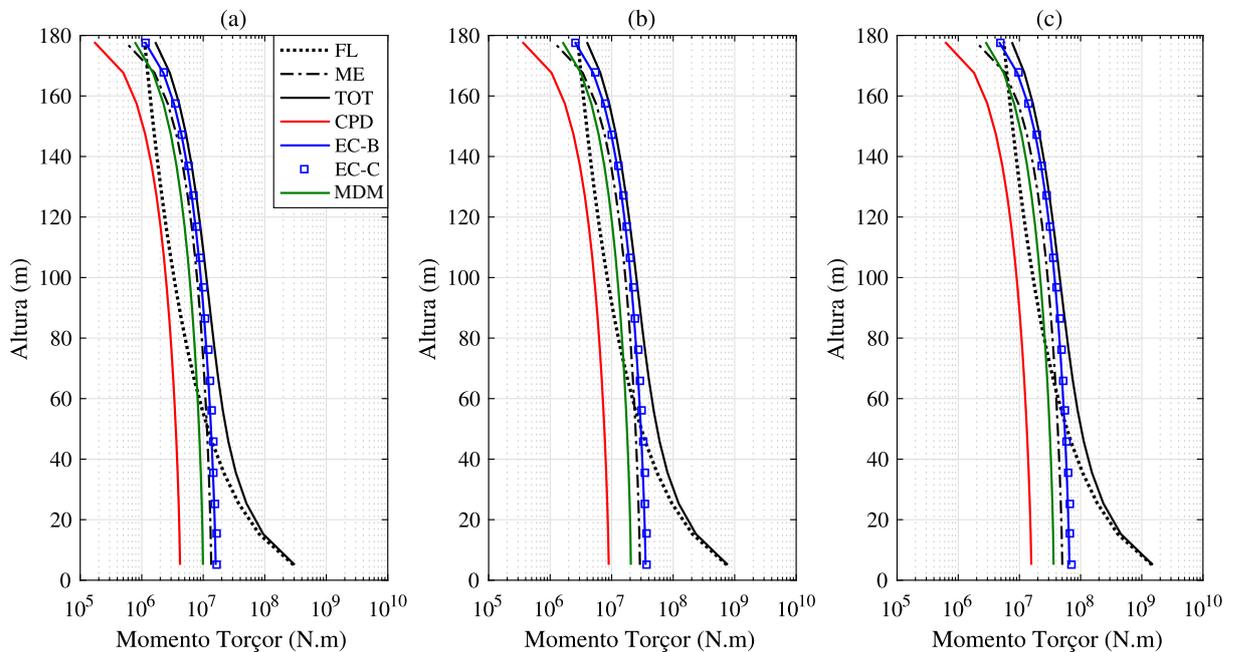
4.2 MOMENTO TORÇOR AO LONGO DA ALTURA

A seguir, serão apresentados nas seções 4.2.1 e 4.2.2 a variação do momento torçor ao longo da altura do *CAARC Standard Tall Building*. As respostas foram agrupadas inicialmente entre os procedimentos da literatura e a norma europeia, depois entre os procedimentos normativos. Contudo, a metodologia proposta por Carini (2017) é abordada também na seção 4.2.2 com intuito de auxiliar na interpretação das respostas, bem como de verificar as diferenças causadas pela aplicação da sua proposta utilizando tanto os procedimentos teóricos, quanto os normativos. Isso foi realizado devido ao fato de que a metodologia proposta pelo autor em questão, possui abordagem separada para o cálculo da parcela flutuante. Sendo a análise de sua influência para a resposta torcional, um dos principais objetivos desse trabalho.

4.2.1 Comparação Entre Procedimentos da Literatura e Eurocode

Aplicando-se a curva de pressões dinâmicas, a metodologia proposta por Carini (2017), os procedimentos 1 e 2 do Eurocode 1 - Parte 1-4 (EN 1991-1-4:2005) e o Método Discreto Modificado (MDM), temos que para o vento incidindo na direção do eixo X, a variação do momento torçor ao longo da altura do *CAARC Standard Tall Building* é dada pela Figura 4.10.

Figura 4.10 – Momento torçor ao longo da altura do CAARC para os procedimentos da literatura na direção X, com : a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$.



Fonte: próprio autor (2018).

Com base na análise da Figura 4.10 é possível perceber que, para as três velocidades abordadas, o formato das curvas é semelhante ao longo da altura. Entretanto, devido à parcela flutuante (FL) proposta por Carini (2017), a resposta total (TOT) dada pelo autor possui comportamento próximo (no formato e na magnitude) as outras abordagens até aproximadamente

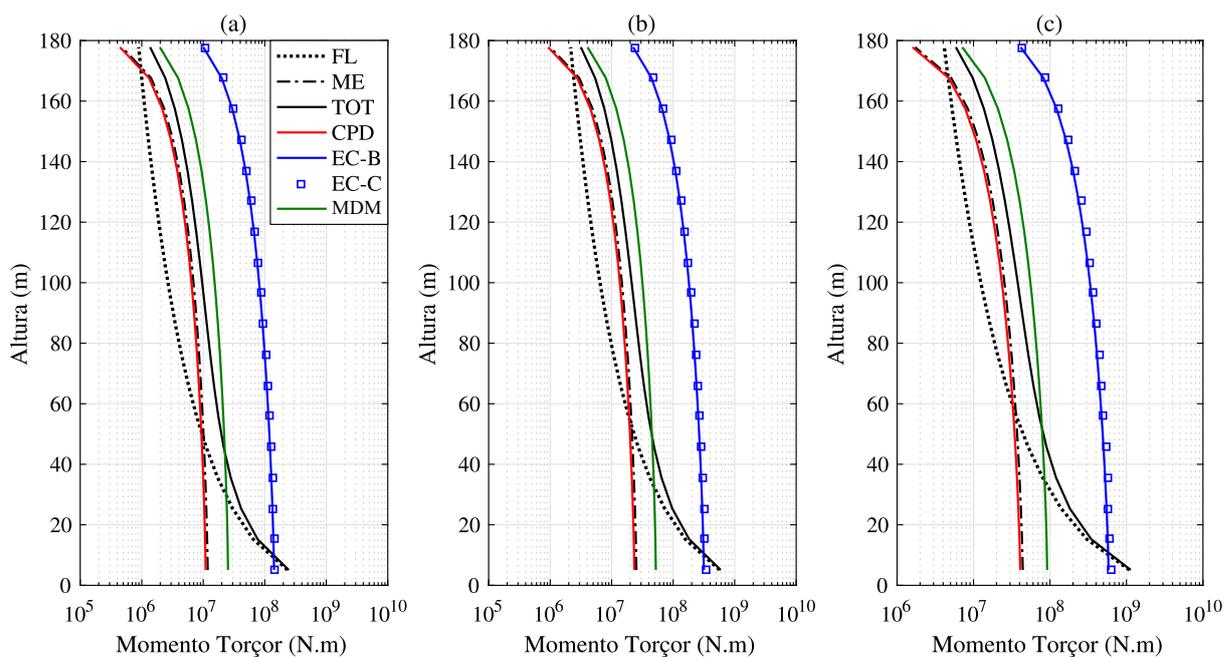
a altura de $50m$, um dos pontos aonde a curva da parcela flutuante intercepta a parcela média (ME), o que volta a ocorrer próximo aos $170m$. Ou seja, por cerca de $2/3$ da altura do edifício, a componente flutuante é menor do que a média.

Uma das causas possíveis para isso, é a própria formulação matemática no cálculo do momento torçor dado por Carini (2017), através do denominador da Eq. 2.82, o que faz com que ele possua valores menores até a altura de $50m$, nos primeiros 5 elementos discretizados, acarretando em maiores resultados.

Tanto a CPD quanto o MDM apresentaram menores valores na base do que as outras análises. Além disso, a componente ME foi 18% menor ao longo da altura do que a norma europeia. Esta superou na base a metodologia proposta por Algaba (2016) em 61% e foi apenas 5% da resposta TOT.

A Figura 4.11 mostra os resultados para a direção Y.

Figura 4.11 – Momento torçor ao longo da altura do CAARC para os procedimentos da literatura na direção Y, com : a) $V_0 = 25m/s$; b) $V_0 = 35m/s$; c) $V_0 = 45m/s$.



Fonte: próprio autor (2018).

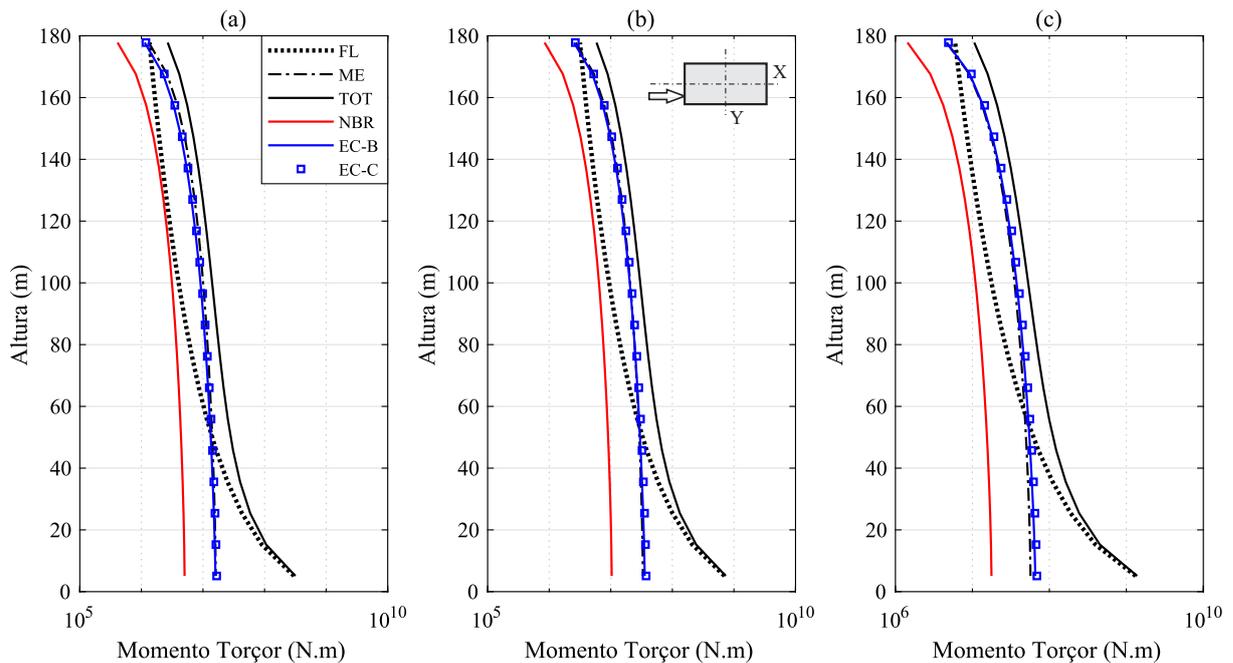
Nesta direção, os comportamentos das parcelas ME, FL e TOT, ao longo da altura foram análogos ao vento atuando na direção X. Contudo, a CPD quase coincidiu com a parcela ME proposta por Carini (2017), sendo 8% menor. Essa pequena diferença ocorreu porque na direção Y os valores da excentricidade da força de arrasto foram próximos: 3,43m para a CPD e 3,70m para a parcela ME.

A CPD foi 42% do valor referente ao Método Discreto Modificado (MDM), e a parcela ME apresentou 49% do MDM. A norma europeia demonstrou valores superiores a CPD e ME ao longo da altura, e foi 38% menor que a resposta TOT na base.

4.2.2 Comparação Entre Procedimentos Normativos

De acordo com o método discreto dado pelo capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988), aplicando-se as recomendações do *Eurocode 1-4* (2005) pelos anexos B (EC-B) e C (EC-C), temos que para o vento atuando na direção X, a variação do momento torçor ao longo da altura do CAARC é dada pela Figura 4.12.

Figura 4.12 – Momento torçor ao longo da altura do CAARC obtido pelos procedimentos normativos na direção X, com: a) $V_0 = 25\text{m/s}$; b) $V_0 = 35\text{m/s}$; c) $V_0 = 45\text{m/s}$.



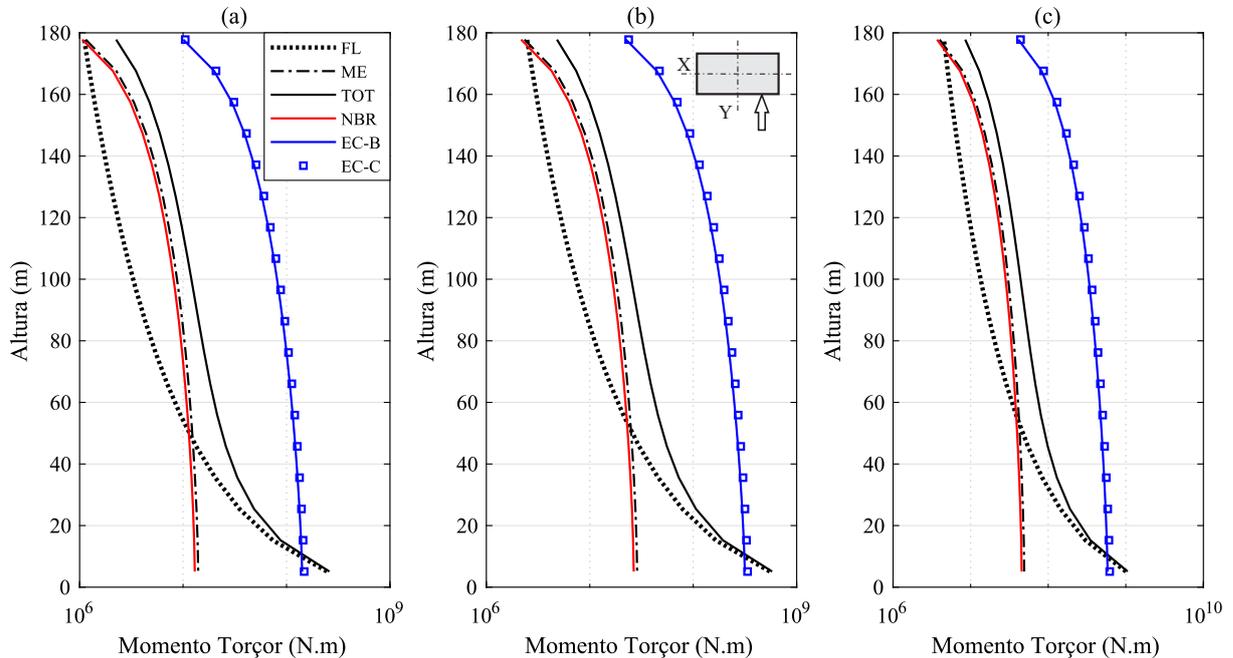
Fonte: próprio autor (2018).

Temos um comportamento semelhante a Figura 4.10, mas com maior aproximação (6%) entre a componente ME e a norma europeia. Esta foi 30% maior que a NBR 6123 (ABNT, 1988) e representou 11% da resposta TOT na base.

Pode-se ainda destacar que, para o vento atuando na direção X, a resposta ME dada pela metodologia de Carini (2017) foi maior que a norma brasileira, devido aos diferentes valores de excentricidade adotados, 2, 29m para a NBR 6123 (ABNT, 1988) e 7, 35m para a resposta média recomendada por Carini (2017).

A Figura 4.13 mostra os resultados para direção Y.

Figura 4.13 – Momento torçor ao longo da altura do CAARC obtido pelos procedimentos normativos na direção Y, com: a) $V_0 = 25\text{m/s}$; b) $V_0 = 35\text{m/s}$; c) $V_0 = 45\text{m/s}$.



Fonte: próprio autor (2018).

Nesta direção, os comportamentos das parcelas ME, FL e TOT, ao longo da altura foram análogos ao vento atuando na direção X. Contudo, a NBR 6123 (ABNT, 1988) quase coincidiu com a parcela ME proposta por Carini (2017), sendo 8% menor, pelo mesmo motivo que ocorreu na Figura 4.11.

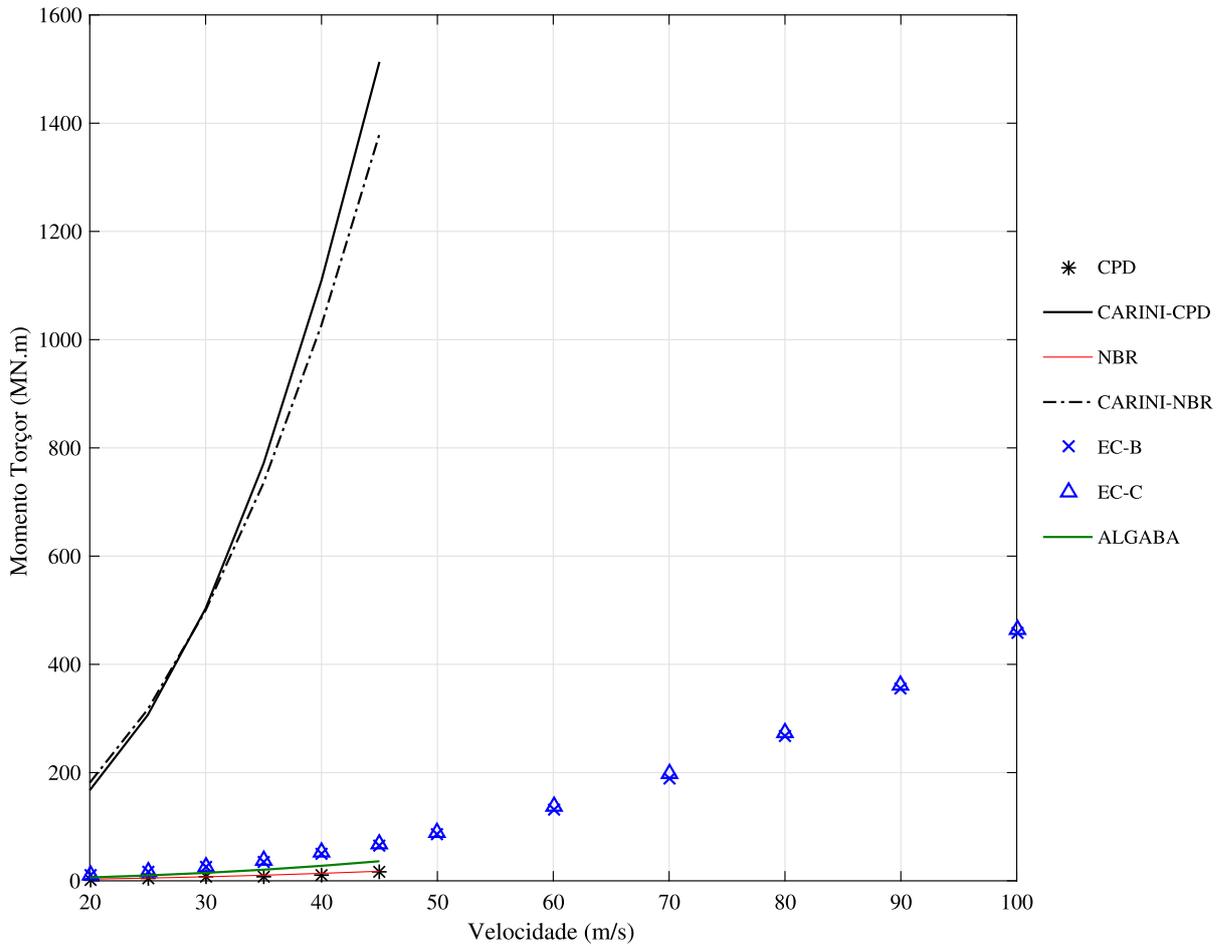
A NBR 6123 (ABNT, 1988) representou 12% do resultado mostrado pelo Eurocode. Por fim, a norma europeia demonstrou valores superiores a todos os procedimentos contemplados ao longo da altura, e foi 39% da resposta TOT na base.

A seguir serão apresentadas as diferenças entre as respostas encontradas de acordo com cada componente.

4.3 RESPOSTAS NA BASE

Depois de analisar as variações dessa solicitação ao longo da altura do CAARC, foram elaborados dois gráficos que mostram as respostas totais na base do edifício. Para a direção X, temos a Figura 4.14.

Figura 4.14 – Resposta total na base do CAARC para o vento atuando na direção X.



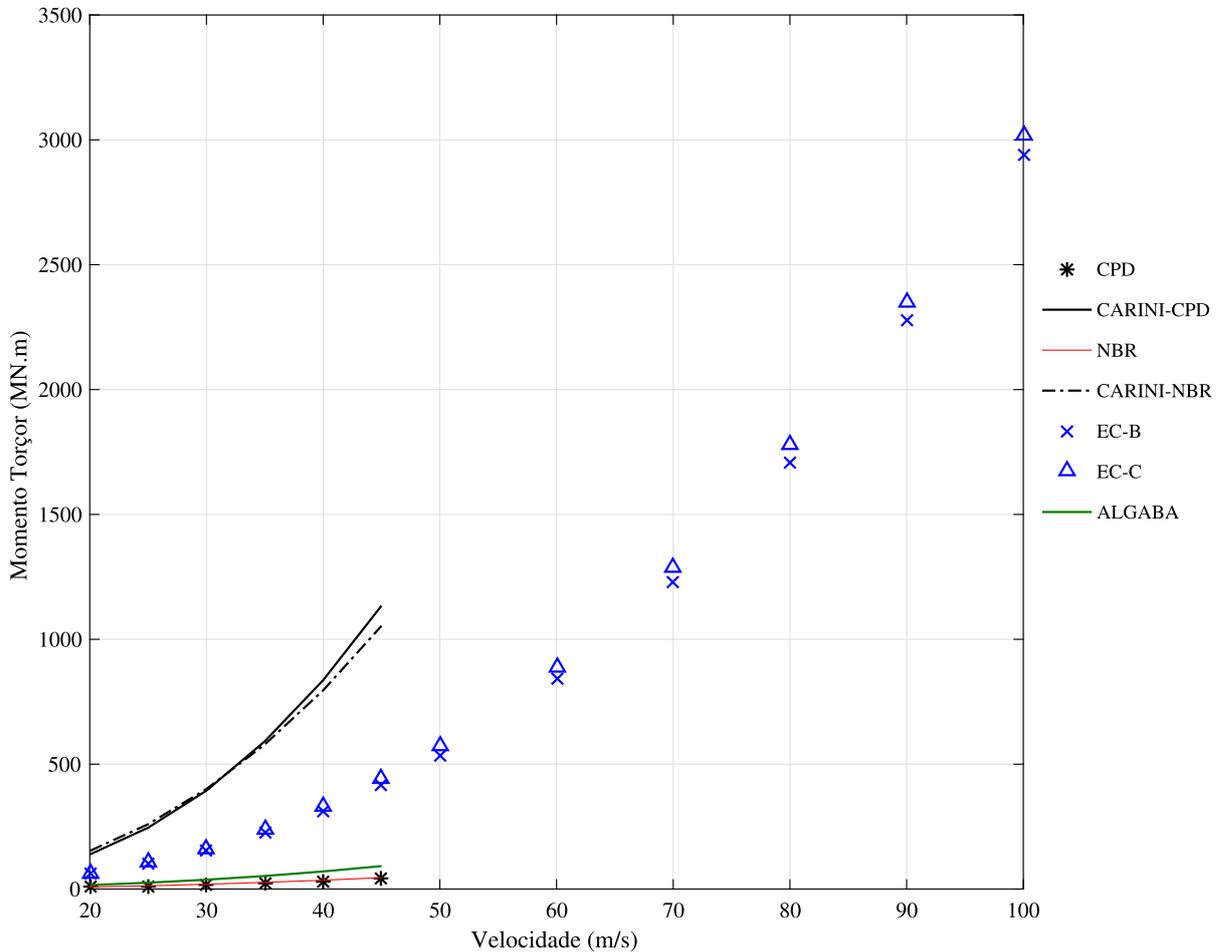
Fonte: próprio autor (2018).

Observando a Figura 4.14 é possível visualizar a discrepância entre as metodologias que não possuem um cálculo distinto para o momento torçor, com aquelas que contemplam a parcela dinâmica desta solicitação separadamente.

Ainda sobre a Figura 4.14, temos que a norma europeia se aproxima mais da metodologia proposta por Algaba (2016) do que da norma brasileira, isso ocorre devido o Método Discreto Modificado fornecer maiores valores para a força de arrasto, especificamente para a parcela flutuante. Contudo, no cálculo do momento torçor pelo Método Discreto Modificado, foi considerado-se a mesma excentricidade da norma brasileira.

Para o vento atuando na direção Y, temos as respostas totais na base mostradas na Figura 4.15.

Figura 4.15 – Resposta total na base do CAARC para o vento atuando na direção Y.



Fonte: próprio autor (2018).

Como já comentado, devido aos altos valores da força de arrasto calculada pela norma europeia para o vento incidindo perpendicularmente a fachada maior, este procedimento forneceu valores maiores de momento torçor. Essa diferença entre ela e o Método Discreto Modificado (curva mais próxima) é ainda incrementada porque nesta direção os dois métodos apresentam valores de excentricidade também distintos: 7,62m para a norma europeia e 3,43m para o método proposto por Algaba (2016).

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram aplicadas cinco metodologias para a estimativa do comportamento torcional do edifício alto com formato paralelepípedo CAARC *Standard Tall Building*, através do cálculo da força na direção longitudinal. Buscou-se verificar a influência de parâmetros como a excentricidade da força de arrasto, o cálculo das componentes da força de arrasto, do intervalo de tempo utilizado e, principalmente, da resposta torcional ocasionada pelas flutuações da velocidade do vento.

Comparando os resultados da aplicação da metodologia de Carini (2017) utilizando a proposta tal qual como desenvolvida por ele com aquela sugerida neste trabalho, foi possível observar que a parcela total obtida com os dados do MD foi menor do que a obtida com os dados da curva de pressões dinâmicas. O que aconteceu devido aos maiores valores de velocidade e pressão dinâmica do vento fornecidas pelo CPD. Esses dados entram na determinação da resposta flutuante do momento torçor modal, que é a componente que exerce maior influência para a resposta total na base do edifício.

Não se pode afirmar que a metodologia proposta por Carini (2017) superestima os demais procedimentos com relação a resposta total, pois nenhum dos outros contém o cálculo separado para o momento torçor flutuante. O que foi observado aqui é que a proposta do autor teve boa proximidade com os demais métodos para o vento atuando na direção X, com destaque para a pequena diferença entre a parcela média, MD, e a norma europeia, o que não ocorreu na direção Y.

Quanto a norma brasileira, a resposta total mostrada por ela foi maior do que a resposta dada pela curva de pressões dinâmicas. Como constatado, ela subestimou as respostas para a situação sem a presença de vizinhança nas duas direções de incidência e para ou outros métodos.

O cálculo da resposta torcional utilizando os dados de Algaba (2016) com a excentricidade dada pela norma brasileira, mostrou boa relação com as demais respostas, na região aonde a parcela flutuante dada por Carini (2017) era menor que a parcela média, sendo menor que elas na direção X. Para a direção Y, o método discreto modificado mostrou valores mais conservadores. Isso mostrou que, os novos coeficientes de amplificação dinâmica propostos, fizeram com que a força de arrasto dada pela NBR 6123 (ABNT, 1988) se aproximasse mais da norma europeia.

Portanto, a aplicação de todos os métodos mostrou a divergência obtida para as respostas totais na base. Sendo que a maioria apresentou boa relação para o vento atuando perpendicularmente a menor fachada do edifício. Já para outra direção, as diferenças tanto em termos de parcela total quanto da média foram superiores.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Partindo do ponto que o CAARC Standard Tall Building possui geometria regular, sem modificações aerodinâmicas e com distribuição de massa uniforme. Sugere-se que seja feita uma análise que considere edifícios com: diferentes seções transversais, variações em sua altura, mudanças na geometria (dimensões) ao longo da altura e massa específica não uniforme.
- Foi investigado a resposta torcional em um modelo experimental utilizado como base para calibração de ensaios em túnel de vento. Outro estudo seria aplicar as metodologias utilizadas em edifícios reais, comparando as respostas obtidas também com a aplicação de algum software de cálculo estrutural.
- A frequência natural torcional do CAARC, $0,3Hz$, coincide com um dos limites estudados por Carini (2017), sendo ele de $0,3Hz$ a $0,6Hz$. Desse modo, pode-se aplicar a metodologia desenvolvida pelo autor em estruturas com outros valores de frequência.
- Este trabalho utilizou a norma europeia como parâmetro normativo adicional para a análise comparativa. Assim, recomenda-se utilizar outros procedimentos normativos, como a norma canadense e alemã.
- Sabendo que a velocidade tomada como referência para a determinação da resposta torcional em todas as metodologias foi a velocidade básica, outra investigação seria considerar a mesma velocidade média entre as normas.

REFERÊNCIAS

ALGABA, F. G. **Avaliação de Métodos Teóricos para Estimativa do Comportamento de Edifícios Altos sob a Ação de Vento Turbulento**. 2016. 133 f. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1988. 66 p.

BÊNIA, M. C. D. **Determinação dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de edifícios altos sob a ação do vento**. 2013. 112 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2013.

BLESSMANN, J. **Ação do vento em edifícios**. 2. ed. Porto Alegre: Ed. da Universidade/ufrgs, 1989. 81 p. (Engenharia Estrutural/7).

_____. **Aerodinâmica das construções**. 3. ed. Porto Alegre: Editora da Ufrgs, 2011. 264 p.

_____. **Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento**. 3. ed. Porto Alegre: Ed. da Universidade/ufrgs, 1988. 53 p. (Engenharia Estrutural/3).

_____. **O vento na engenharia estrutural**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da Ufrgs, 2013. 240 p.

CARINI, M. R. **Resposta dinâmica em torção de edifícios sob ação do vento**. 2017. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

CARPEGIANI, E. A. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento**. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

DAVENPORT, A. G. The response of slender structures to wind. **Wind Climate in Cities**. v. 277. p.209-239, 1995. Springer Netherlands.

EUROCODE 1. **Actions on structures – Part 1-4**: General actions – Wind actions. The European Standard EN 1991-1-4:2005+AC 2010.

GONÇALVES, R. M.; NETO, J. M.; SALES, J. J.; MALITE, M. **Ação do Vento nas Edificações**: Teoria e Exemplos. 2. ed. São Carlos: EESC-USP, 2013. 138 p.

GÜNEL, M. H.; ILGIN, H. E. **Tall Buildings**: Structural Systems and Aerodynamic Form. New York: Routledge, 2014. 214 p.

ISYUMOV, N. Estimation of torsional wind loads on tall buildings. **ASCE State of the art report of wind action on tall buildings**, 1983.

ISYUMOV, N.; POOLE, M. Wind induced torque on square and rectangular building shapes. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 13, n. 1-3, p.183-196, Dec. 1983.

LAVÔR, T. F. A. **Análise Dinâmica do Modelo Padrão de Edifício Alto Sob a Ação do Vento**. 2017. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

LIANG, B.; TAMURA, Y.; SUGANUMA, S. Simulation of wind-induced lateral-torsional motion of tall buildings. **Computers & Structures**, Japan, v. 63, n. 3, p. 601-606, May 1997.

LIANG, S.; LI, Q. S.; LIU, S.; ZHANG, L.; GU, M. Torsional dynamic wind loads on rectangular tall buildings. **Engineering Structures**, Hubei, v. 26, n. 1, p. 129-137, Jan. 2004.

MELBOURNE, W. H. Comparison of measurements on the CAARC standard tall building model in simulated model wind flows. **Journal Of Wind Engineering And Industrial Aerodynamics**, [s.l.], v. 6, n. 1-2, p.73-88, jul. 1980. Elsevier BV.

MENDIS, P.; NGO, T.; HARITOS, N.; HIRA, A.; SAMALI, B.; CHEUNG, J. Wind Loading on Tall Buildings. **Electronic Journal Of Structural Engineering**, Australia, v. 7, p.41-54, 2007. Especial Issue - Loading on Structures.

OLIVEIRA, M. G. K. (2009). **Desenvolvimento de Uma Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade para Estudo dos Efeitos de Flexo-Torção em Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento**. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 204.

ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M. **Resposta Estrutural de Edifícios Altos frente à Ação Dinâmica do Vento**. Florianópolis: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011. Color. Seminário sobre Boas Práticas para Projetos de Edifícios Altos.

SIMIU, E.; SCANLAN, R. H. **Wind Effects on Structures: Fundamentals and applications to design**. 3. ed. England: John Wiley & Sons, 1996.

SIQUEIRA, G. M. **Estudo da torção devida ao vento em edifícios altos: comparação entre túnel de vento e NBR 6123/1988**. 2009. 70 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall Building Structures: Analysis and Design**. New York: Wiley-interscience, 1991. 537 p.

TAMURA, Y.; KAWAI, H.; UEMATSU, Y.; MARUKAWA, H.; FUJII, K.; TANIKE, Y. Wind load and wind-induced response estimations in the Recommendations for Loads on Buildings, AIJ 1993. **Engineering Structures**, Tokyo, v. 18, n. 6, p. 399-411, June 1996.

TARANATH, B. S. **Structural Analysis and Design of Tall Buildings**. New York: Mcgraw-hill, 1988. 672 p.

VANIN, D. D. **Resposta Dinâmica de Edifícios Altos Frente à Ação do Vento: Comparação**

de Técnicas Experimentais em Túnel de Vento. 2011. 112 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

APÊNDICES

A FATOR ESTRUTURAL $C_S C_D$ COM O USO DO ANEXO B E C DO EUROCODE 1 PARTE 1-4 (EN 1991-1-4:2005) PARA O CAARC

A.1 PROCEDIMENTO 1

A altura de referência $z_s = 109,73m$ foi calculada pela Eq. 2.40. Através da Eq. 2.47 obtiveram-se os valores de $f_L(z_s, n_{1,x})$, sendo $n_{1,x} = 0,20Hz$ para as duas direções de incidência do vento.

Os parâmetros η_h e η_b , bem como a escala de turbulência $L(z_s) = 200,65m$ foram determinados, respectivamente, pelas Eqs. 2.50, 2.51 e 2.42.

As funções de admitância aerodinâmica R_h e R_b foram obtidas das Eqs. 2.48 e 2.49. Os resultados desses parâmetros são mostrados na Tabela A.1.

A Tabela A.2 mostra os coeficientes de resposta quase-estática, B^2 , e em ressonância, R^2 , referentes ao Anexo B da norma, com S_L foi obtido da Eq. 2.46. O decremento logarítmico presente na Eq. 2.46 foi dado por: $\delta = 2\pi\zeta$. Onde ζ é a razão de amortecimento crítico.

Por último, a Tabela A.3 fornece os valores de $c_s c_d$, do fator de pico k_p e das frequências de passagens ascendentes ν .

A.2 PROCEDIMENTO 2

A Tabela A.4 mostra a função do efeito redutor de dimensão, k_s , bem como os valores de ϕ_y e ϕ_z para as duas direções de incidência do vento.

Os coeficientes B^2 e R^2 são fornecidos pelas Eqs. 2.54 e 2.55, tendo seus resultados na Tabela A.5.

Por último, a Tabela A.6 fornece os valores de k_p , ν e $c_s c_d$ obtidos de forma análoga ao procedimento 1.

A.3 RESULTADOS DO COEFICIENTE $C_S C_D$ **Tabela A.1** – Valores das funções de admitância aerodinâmica - Anexo B.

v_m (m/s)	$v_m(z_s)$ (m/s)	$f_L(z_s, n_{1,x})$	η_h	η_b		R_h	R_b	
		Dir X e Y	Dir X e Y	Dir X	Dir Y	Dir X e Y	Dir X	Dir Y
24,4	22,02	1,82	7,64	1,27	1,91	0,12	0,50	0,39
30,5	27,52	1,46	6,11	1,02	1,53	0,15	0,56	0,45
36,6	33,03	1,22	5,09	0,85	1,27	0,18	0,61	0,50
42,7	38,53	1,04	4,37	0,73	1,09	0,20	0,65	0,54
48,8	44,04	0,91	3,82	0,64	0,96	0,23	0,68	0,58
54,9	49,54	0,81	3,40	0,57	0,85	0,25	0,71	0,61
61,0	55,04	0,73	3,06	0,51	0,76	0,27	0,73	0,64
73,2	66,05	0,61	2,55	0,42	0,64	0,32	0,77	0,68
85,4	77,06	0,52	2,18	0,36	0,55	0,35	0,80	0,72
97,6	88,07	0,46	1,91	0,32	0,48	0,39	0,82	0,75
109,8	99,08	0,41	1,70	0,28	0,42	0,42	0,84	0,77
122,0	110,09	0,36	1,53	0,25	0,38	0,45	0,85	0,79

Tabela A.2 – Coeficientes de resposta determinado pelo Anexo B.

v_m (m/s)	$v_m(z_s)$ (m/s)	B^2		S_L	R^2	
		Dir X	Dir Y	Dir X e Y	Dir X	Dir Y
24,4	22,02	0,517	0,506	0,087	0,419	0,326
30,5	27,52	0,517	0,506	0,099	0,656	0,525
36,6	33,03	0,517	0,506	0,109	0,929	0,762
42,7	38,53	0,517	0,506	0,119	1,229	1,028
48,8	44,04	0,517	0,506	0,127	1,551	1,318
54,9	49,54	0,517	0,506	0,135	1,886	1,625
61,0	55,04	0,517	0,506	0,142	2,231	1,945
73,2	66,05	0,517	0,506	0,154	2,936	2,608
85,4	77,06	0,517	0,506	0,164	3,639	3,279
97,6	88,07	0,517	0,506	0,173	4,326	3,943
109,8	99,08	0,517	0,506	0,180	4,986	4,586
122,0	110,09	0,517	0,506	0,187	5,613	5,201

Tabela A.3 – Fator estrutural determinado pelo Anexo B.

v_m (m/s)	$\nu(Hz)$		k_p		$c_s c_d$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
24,4	0,134	0,125	3,164	3,143	0,925	0,892
30,5	0,149	0,143	3,199	3,185	0,994	0,954
36,6	0,160	0,155	3,221	3,210	1,064	1,020
42,7	0,168	0,164	3,235	3,227	1,132	1,085
48,8	0,173	0,170	3,244	3,239	1,199	1,149
54,9	0,177	0,175	3,251	3,247	1,263	1,212
61,0	0,180	0,178	3,257	3,253	1,325	1,272
73,2	0,184	0,183	3,264	3,261	1,438	1,386
85,4	0,187	0,186	3,268	3,266	1,541	1,488
97,6	0,189	0,188	3,271	3,270	1,632	1,581
109,8	0,190	0,190	3,273	3,272	1,714	1,664
122,0	0,191	0,191	3,275	3,274	1,787	1,739

Tabela A.4 – Valores da função de efeito redutor de dimensão - Anexo C.

v_m (m/s)	$v_m(z_s)$ (m/s)	ϕ_y		ϕ_z	K_s	
		<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX e Y</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
24,4	22,02	3,18	4,78	19,10	0,09	0,07
30,5	27,52	2,55	3,82	15,28	0,12	0,10
36,6	33,03	2,12	3,18	12,74	0,15	0,13
42,7	38,53	1,82	2,73	10,92	0,17	0,15
48,8	44,04	1,59	2,39	9,55	0,20	0,18
54,9	49,54	1,42	2,12	8,49	0,22	0,20
61,0	55,04	1,27	1,91	7,64	0,24	0,22
73,2	66,05	1,06	1,59	6,37	0,28	0,26
85,4	77,06	0,91	1,36	5,46	0,31	0,30
97,6	88,07	0,80	1,19	4,78	0,35	0,33
109,8	99,08	0,71	1,06	4,25	0,37	0,36
122,0	110,09	0,64	0,96	3,82	0,40	0,39

Tabela A.5 – Coeficientes de resposta determinado pelo Anexo C.

v_m (m/s)	$v_m(z_s)$ (m/s)	B^2		S_L	R^2	
		<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX e Y</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
24,4	22,02	0,416	0,409	0,087	0,604	0,480
30,5	27,52	0,416	0,409	0,098	0,915	0,760
36,6	33,03	0,416	0,409	0,109	1,252	1,076
42,7	38,53	0,416	0,409	0,119	1,603	1,415
48,8	44,04	0,416	0,409	0,127	1,961	1,766
54,9	49,54	0,416	0,409	0,135	2,321	2,124
61,0	55,04	0,416	0,409	0,142	2,679	2,482
73,2	66,05	0,416	0,409	0,154	3,382	3,189
85,4	77,06	0,416	0,409	0,164	4,059	3,870
97,6	88,07	0,416	0,409	0,173	4,701	4,519
109,8	99,08	0,416	0,409	0,180	5,308	5,130
122,0	110,09	0,416	0,409	0,187	5,876	5,703

Tabela A.6 – Fator estrutural determinado pelo Anexo C.

v_m (m/s)	$\nu(Hz)$		k_p		$c_s c_d$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
24,4	0,154	0,147	3,208	3,193	0,956	0,916
30,5	0,166	0,161	3,231	3,222	1,039	0,997
36,6	0,173	0,170	3,244	3,239	1,118	1,077
42,7	0,178	0,176	3,253	3,250	1,192	1,152
48,8	0,182	0,180	3,259	3,257	1,261	1,223
54,9	0,184	0,183	3,263	3,261	1,325	1,289
61,0	0,186	0,185	3,266	3,265	1,384	1,351
73,2	0,189	0,188	3,270	3,269	1,491	1,462
85,4	0,190	0,190	3,273	3,273	1,586	1,559
97,6	0,192	0,192	3,275	3,275	1,668	1,645
109,8	0,193	0,192	3,277	3,277	1,742	1,720
122,0	0,193	0,193	3,278	3,278	1,807	1,787

B PARÂMETROS UTILIZADOS NO CÁLCULO DO MOMENTO TORÇOR PELA PROPOSTA DE CARINI (2017) PARA O CAARC

Tabela B.1 – Frequências inferior e superior para o CAARC com dados do MD.

V_H (m/s)	$f_{inf}(Hz)$		$f_{sup}(Hz)$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
13,80	0,023	0,022	0,108	0,091
17,25	0,029	0,028	0,134	0,113
20,70	0,035	0,033	0,161	0,136
24,15	0,040	0,039	0,188	0,158
27,60	0,046	0,044	0,215	0,181
31,05	0,052	0,050	0,242	0,204

Tabela B.2 – Momento torçor modal para o CAARC com dados do MD.

V_H (m/s)	\bar{q}_0 (N/m ²)	σ_M	
		<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
13,80	116,74	2,46E+05	2,08E+05
17,25	182,41	3,85E+05	3,25E+05
20,70	262,66	5,54E+05	4,68E+05
24,15	357,52	7,54E+05	6,36E+05
27,60	466,96	9,84E+05	8,31E+05
31,05	590,99	1,25E+06	1,05E+06

Tabela B.3 – Espectro de potência para o CAARC com dados do MD.

V_H (m/s)	$s_{m\acute{a}x}$		m		c		$S_M(f_n)$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
13,80	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,045	0,060	3,17E+10	2,24E+10
17,25	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,057	0,071	9,78E+10	6,53E+10
20,70	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,068	0,083	2,45E+11	1,56E+11
24,15	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,080	0,093	5,34E+11	3,28E+11
27,60	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,092	0,104	1,05E+12	6,21E+11
31,05	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,104	0,114	1,90E+12	1,09E+12

Tabela B.4 – Freqüências inferior e superior para o CAARC com os dados do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

V_H (m/s)	$f_{inf}(Hz)$		$f_{sup}(Hz)$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
16,23	0,027	0,026	0,126	0,106
20,67	0,035	0,033	0,161	0,136
25,21	0,042	0,040	0,196	0,165
29,90	0,050	0,048	0,233	0,196
34,57	0,058	0,055	0,269	0,227
39,29	0,066	0,063	0,306	0,258

Tabela B.5 – Momento torçor modal para o CAARC com os dados do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

V_H (m/s)	\bar{q}_0 (N/m ²)	σ_M	
		<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
16,23	161,55	3,41E+05	2,88E+05
20,67	261,93	5,52E+05	4,66E+05
25,21	389,61	8,21E+05	6,93E+05
29,90	547,92	1,16E+06	9,75E+05
34,57	732,69	1,54E+06	1,30E+06
39,29	946,40	2,00E+06	1,68E+06

Tabela B.6 – Espectro de potência para o CAARC com os dados do capítulo 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

V_H (m/s)	$s_{m\acute{a}x}$		m		c		$S_M(f_n)$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
16,23	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,053	0,068	7,20E+10	4,88E+10
20,67	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,068	0,082	2,44E+11	1,55E+11
25,21	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,084	0,097	6,63E+11	4,03E+11
29,90	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,100	0,111	1,57E+12	9,12E+11
34,57	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,117	0,124	3,26E+12	1,83E+12
39,29	0,458	0,403	-1,043	-0,794	0,133	0,137	6,08E+12	3,38E+12