

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Resposta dinâmica em torção de edifícios sob ação do vento

Matheus Roman Carini

Porto Alegre
2017

MATHEUS ROMAN CARINI

**RESPOSTA DINÂMICA EM TORÇÃO DE EDIFÍCIOS
SOB AÇÃO DO VENTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Porto Alegre
2017

CIP - Catalogação na Publicação

Carini, Matheus Roman

Resposta dinâmica em torção de edifícios sob ação do vento / Matheus Roman Carini. -- 2017.
135 f.

Orientador: Marcelo Maia Rocha.

Coorientador: Acir Mércio Loredo-Souza.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2017.

1. resposta dinâmica. 2. torção em edifícios. 3. forças devidas ao vento. 4. NBR 6123. I. Rocha, Marcelo Maia, orient. II. Loredo-Souza, Acir Mércio, coorient. III. Título.

MATHEUS ROMAN CARINI

**RESPOSTA DINÂMICA EM TORÇÃO DE EDIFÍCIOS
SOB AÇÃO DO VENTO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 31 de março de 2017

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. techn., Universität Innsbruck, Áustria

Orientador

Prof. Acir Mércio Loredou-Souza
Ph. D., University of Western Ontario,
Canadá

Coorientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Zacarias Martin Chamberlain Pravia (UPF)
D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Prof. Alexandre Luis Braun (UFRGS)
Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Gustavo Javier Zani Núñez (UFRGS)
Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Eng. Mario Gustavo Klaus Oliveira (Vento-S)
Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho a meus pais, Nadil e Vânia, que sempre me apoiaram e estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Marcelo Rocha, orientador deste trabalho, pela dedicação, enorme apoio prestado e incentivo constante durante a realização deste trabalho. Pela contribuição em minha formação pessoal e profissional.

Agradeço ao Prof. Acir pelos esclarecimentos e apoio prestado que ajudaram a aperfeiçoar esta pesquisa.

Agradeço aos demais professores do PPGEC por todo o conhecimento transmitido ao longo do mestrado.

Agradeço especialmente aos meus pais, Nadil e Vânia, por serem os responsáveis por toda a minha educação, me incentivarem e sempre proporcionarem todas as condições que culminaram nesta grande conquista.

À CNPq pela bolsa de estudos concedida.

A todos que me apoiaram e incentivaram nessa longa caminhada, meus sinceros agradecimentos.

Com o sucesso nasceu a ambição – e o homem tem todo o direito de ser ambicioso.

Friedrich Hayek

RESUMO

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

As forças devidas ao vento variam espacial e temporalmente e conseqüentemente provocam esforços de torção em edifícios. A magnitude desses esforços depende basicamente da forma do edifício, de sua altura e estrutura, da influência da vizinhança e da direção do vento. As normas técnicas geralmente negligenciam a importância da torção. A versão atual da norma brasileira de forças devidas ao vento (NBR 6123) não possui uma abordagem aplicável para modos de vibração torcionais. Verificando a falta de recomendações da norma brasileira a respeito dos efeitos dinâmicos da torção em edifícios, este trabalho apresenta uma metodologia para a estimativa do momento torçor devido ao vento, a qual contempla tanto a parcela média quanto a parcela flutuante da solicitação. Para sua calibração utilizaram-se dados de 19 edifícios altos ensaiados no túnel de vento do Laboratório de Aerodinâmica das Construções com o método *High Frequency Pressure Integration* (HFPI), bem como dados da literatura técnica. A análise dos resultados mostrou que as excentricidades das forças de arrasto para cálculo do momento torçor apresentadas na NBR 6123 são adequadas na estimativa dos efeitos estáticos para edificações com efeitos de vizinhança mas tendem a subestimar a solicitação nos casos sem efeito de vizinhança. Assim, propuseram-se novos valores de excentricidades baseadas na análise da base de dados. Finalmente, apresentou-se uma metodologia para estimativa dos momentos torçores estáticos equivalentes, a qual foi comparada com os valores fornecidos pelo HFPI e constatou-se que a proposta fornece valores adequados.

Palavras-chave: resposta dinâmica; torção em edifícios; forças devidas ao vento; NBR 6123

ABSTRACT

CARINI, M. R. Torsional dynamic response on buildings subjected to wind loads. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

Wind loads change spatially and temporally consequently they induce torsional moments on buildings. These moments are affected by building shape and structure, by interfering effects of nearby buildings and wind direction. The importance of torsional loads is usually neglected by most codes. Indeed, dynamic torsional response is not presented on current Brazilian Wind Loads Code (NBR 6123). Therefore, a procedure to determine torsional dynamic response of buildings subjected to turbulent wind action is proposed. Experimental data of 19 buildings are used to improve the reliability of proposed procedure. These experimental tests were performed in boundary layer wind tunnel of Aerodynamic Laboratory using the High Frequency Pressure Integration (HFPI) technique. About torsional loads, results have shown that drag forces eccentricities present on the NBR 6123 are reliable when neighboring effects are considered, but they underestimate torsion when neighboring effects are not considered. New eccentricities values are proposed. Finally, a procedure to estimate the torsional static equivalent moment is presented and it agrees well with HFPI results. The average relative error between the results determined by the proposed formulae and the experimental data obtained by the HFPI shows the reliability and applicability of the proposed formulation to the design of isolated and non-isolated buildings.

Key-words: buildings dynamic response; torsional response; wind loads; NBR 6123

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema de geração de momento torçor por distribuição assimétrica das pressões nas fachadas para incidência de vento oblíquo	24
Figura 2.2 – Coeficientes de torção médio e flutuante para várias formas	25
Figura 2.3 – Fator de martelamento do desvio padrão da resposta torcional	26
Figura 2.4 – Amplificação dinâmica	28
Figura 2.5 – Comparação entre a aceleração causada pela torção e as acelerações translacionais	30
Figura 2.6 – Momentos torçores médio e rms	31
Figura 2.7 – Densidades espectrais do momento torçor	34
Figura 2.8 – Duas das situações de cálculo previstas pela NBR 6123 (1988)	35
Figura 3.1 – Túnel de vento Professor Joaquim Blessmann.....	36
Figura 3.2 – Circuito aerodinâmico do túnel de vento Professor Joaquim Blessmann	37
Figura 3.3 – Gráfico dos perfis de velocidades médias, intensidade de turbulência e escala de turbulência	40
Figura 3.4 – Exemplo de localização de tomadas de pressão em modelo de edifício.....	41
Figura 3.5 – Plantas baixas dos edifícios.....	45
Figura 3.6 – Fachadas dos edifícios.....	46
Figura 4.1 – Critérios para decomposição da força horizontal devida ao vento	48
Figura 4.2 – Definição dos cossenos diretores	49
Figura 4.3 – Dimensões de referência utilizada para os edifícios	51
Figura 4.4 – Coeficientes médios para o E01 isolado com expoente $p = 0,23$	53
Figura 4.5 – Distribuição de pressões médias para o E01 na cota $0,6H$	54
Figura 4.6 – Comparativo dos coeficientes de força do túnel e da NBR 6123	56
Figura 4.7 – Comparativo dos coeficientes de força para direções ortogonais	57
Figura 4.8 – Coeficiente de torção.....	60
Figura 4.9 – Excentricidades normalizadas	61
Figura 4.10 – Curvas propostas para as excentricidades normalizadas sem e com vizinhança.....	64
Figura 4.11 – Dimensões de referência	65
Figura 5.1 – Gráfico do coeficiente de torção estático equivalente para o E01	72
Figura 5.2 – Gráfico do coeficiente de torção estático equivalente para o E06	72
Figura 5.3 – Gráfico do número de Strouhal em função da relação D/B	74
Figura 5.4 – Histograma da razão do número de Strouhal torcional e transversal.....	75
Figura 5.5 – Gráfico do número de Strouhal relacionado com a torção em função da relação D/B	76

Figura 5.6 – Coeficiente de torção rms	78
Figura 5.7 – Envoltória proposta para o coeficiente de torção rms	78
Figura 5.8 – Gráfico do espectro de potência do momento torçor do E16.....	80
Figura 5.9 – Espectro proposto do momento torçor em escala logarítmica	80
Figura 5.10 – Gráfico do coeficiente de torção rms e do coeficiente de torção rms modal para $\gamma = 1$	83
Figura 5.11 – Expoente γ versus λ	83
Figura 5.12 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	86
Figura 5.13 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	87
Figura 5.14 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	88
Figura 5.15 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	89
Figura 5.16 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	90
Figura 5.17 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	91
Figura 5.18 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	92
Figura 5.19 – Comparativo do σu da base de dados e das metodologias propostas	93
Figura 6.1 – Coeficiente de torção total para várias frequências naturais.....	96
Figura 6.2 – Dimensões do edifício medidas conforme orientação do vento.....	97
Figura 6.3 – Modelo dinâmico torcional	98
Figura 6.4 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta	102
Figura 6.5 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta	103
Figura 6.6 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta	104
Figura 6.7 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta	105

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.1 – Frequências naturais de edifícios do acervo LAC (em cinza modos de torção predominante).....	21
Quadro 2.1 – Excentricidades equivalentes para várias seções transversais.....	24
Quadro 2.2 – Coeficientes de torção	32
Quadro 3.1 – Expoentes da lei potencial e categorias de rugosidade do terreno	40
Quadro 3.2 – Dimensões de referência e características das configurações de ensaio dos edifícios	43
Quadro 4.1 – Coeficientes de força	55
Quadro 4.2 – Coeficientes de torção e excentricidades normalizadas	58
Quadro 4.3 – Influência da vizinhança no coeficiente de torção.....	62
Quadro 4.4 – Valores médios e desvios-padrões do coeficiente de torção e excentricidade normalizada	63
Quadro 5.1 – Parâmetros gerais.....	84
Quadro 5.2 – Parâmetros dos exemplos	85
Quadro 6.1 – Parâmetros utilizados nos exemplos.....	101
Quadro 6.2 – Resumo dos resultados	106

LISTA DE SIGLAS

HFPI – *High Frequency Pressure Integration*

LAC – Laboratório de Aerodinâmica das Construções

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A – área de referência

A_t – área da seção transversal do prédio

A_x – projeção da área no eixo x

A_y – projeção da área no eixo y

B – largura, dimensão do edifício perpendicular à direção do vento

B_x – dimensão da edificação na direção x

B_y – dimensão da edificação na direção y

C – matriz de amortecimento

C_k – amortecimento modal

C_x – coeficiente de força na direção x

C_y – coeficiente de força na direção y

\bar{C} – coeficiente de força média

\bar{C}_t – coeficiente de torção médio

\bar{C}_x – coeficiente de força médio na direção x

\bar{C}_y – coeficiente de força médio na direção y

$\hat{C}_{t,eq}$ – coeficiente de torção estático equivalente correspondente aos efeitos flutuantes

\tilde{C} – coeficiente de força rms

\tilde{C}_t – coeficiente de torção rms

\tilde{C}_{tk} – coeficiente de torção modal rms

$\tilde{C}_{t,inf}$ – limite inferior do coeficiente de torção rms

$\tilde{C}_{t,sup}$ – limite superior coeficiente de torção rms

D – profundidade, dimensão do edifício paralela à direção do vento

F_a – força de arrasto calculada pela metodologia da NBR 6123

$F_k(t)$ – força modal

F_x – força total na direção x

F_y – força total na direção y

F_x^{NBR} – força em x calculada pela metodologia da NBR 6123

F_y^{NBR} – força em y calculada pela metodologia da NBR 6123

\tilde{F} – força rms

$\vec{F}(t)$ – vetor de cargas

$\vec{F}_{k,eq}(t)$ – vetor de forças estáticas equivalentes

H – altura da edificação

I_1 – intensidade de turbulência

\mathbf{K} – matriz de rigidez

K_k – rigidez modal

L_1 – escala de turbulência

\mathbf{M} – matriz de massa

M_k – massa modal

M_t – momento torçor total na base da edificação

$M_t(t)$ – momento torçor na base da edificação em relação à origem dos eixos x e y

$M_t^{\text{túnel}}$ – máximo momento torçor médio obtido no túnel

\bar{M}_t – momento torçor médio na base

\hat{M}_t – momento torçor flutuante na base

$\hat{M}_{t,eq}$ – momento torçor estático equivalente na base da edificação

\tilde{M}_t – momento torçor rms na base

P_{atm} – pressão atmosférica

P_w – pressão de vapor

R_0 – constante dos gases para o ar seco

R_w – constante dos gases para o vapor d'água

S_{F_k} – espectro de potência da força modal

S_{M_k} – espectro de potência do momento torçor modal

S_{u_k} – espectro de potência da resposta modal

St_a – número de Strouhal

St_t – número de Strouhal relacionado com a torção

$St_{t,inf}$ – limite inferior do número de Strouhal torcional

$St_{t,sup}$ – limite superior do número de Strouhal torcional

T – tempo de amostragem

$V(z)$ – velocidade média na cota z

V_H – velocidade média do vento no topo do edifício

V_m – velocidade média do vento no topo do modelo

V_{ref} – velocidade média na cota de referência z_{ref}

Letras romanas minúsculas

a – abscissa da área dA_y

b – ordenada da área dA_x

$c_p(t)$ – coeficiente de pressão

ds – incremento infinitesimal do perímetro do edifício

e_a – braço de alavanca do vetor normal à fachada medido a partir do centro de torção

e_x/B_x – excentricidade normalizada na direção x

e_y/B_y – excentricidade normalizada na direção y

\bar{e} – excentricidade proposta para estimativa do momento torçor médio

f_{inf} – frequência correspondente ao limite inferior do número de Strouhal torcional

f_n – frequência natural do modo de vibração torcional

f_s – frequência de desprendimento de vórtices

f_t – frequência correspondente ao pico do espectro do momento torçor

f_{sup} – frequência correspondente ao limite superior do número de Strouhal torcional

g – fator de pico

k_0 – coeficiente que vincula q_m e Δp_a

k_b – fator de bloqueio, considerado igual a 1

p – expoente da curva de potência

$p(t)$ – pressão instantânea na superfície da edificação, medida em relação à pressão estática de referência

q – pressão dinâmica média no topo do edifício

q_m – pressão dinâmica no topo do modelo

t – tempo

$u_k(t)$ – resposta modal

$\vec{u}(t)$ – vetor de deslocamentos generalizados

$\dot{\vec{u}}(t)$ – vetor de velocidades generalizadas

$\ddot{\vec{u}}(t)$ – vetor de acelerações generalizadas

Letras gregas

γ – expoente da forma modal

Δp_a – diferencial de pressão estática

ζ – razão de amortecimento crítico

Θ – temperatura

θ_x – ângulo diretor medido em relação ao eixo x

θ_y – ângulo diretor medido em relação ao eixo y

ρ_{ar} – massa específica do ar

σ_{M_k} – valor rms do momento torçor modal

σ_u – valor rms da resposta torcional

σ_{u_k} – valor rms da resposta modal

ϕ – umidade relativa do ar;

$\vec{\varphi}_k$ – forma modal

ω_k – frequência natural do modo k

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 OBJETIVOS	21
1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	22
2 A TORÇÃO EM EDIFÍCIOS	23
2.1 CAUSAS	23
2.1.1 Forma do edifício	23
2.1.2 Efeitos de vizinhança	25
2.1.3 Características dinâmicas da estrutura	27
2.1.3.1 Amortecimento e frequência natural.....	27
2.1.3.2 Acoplamento estático, dinâmico e entre movimentos	28
2.2 ACELERAÇÕES ANGULARES	29
2.3 ESTUDOS ANTERIORES	30
2.3.1 Isyumov	30
2.3.2 Lythe e Surry	32
2.3.3 Carpeggiani	33
2.3.4 Liang et al.	33
2.4 RECOMENDAÇÕES DA NBR 6123 (1988)	34
3 ANÁLISE EXPERIMENTAL EM TÚNEL DE VENTO	36
3.1 O TÚNEL DE VENTO PROFESSOR JOAQUIM BLESSMANN.....	36
3.2 SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL	39
3.3 HIGH-FREQUENCY PRESSURE INTEGRATION (HFPI).....	40
3.4 O ACERVO DO LAC	42
4 AÇÕES ESTÁTICAS	47
4.1 COEFICIENTES AERODINÂMICOS	47
4.1.1 Coeficiente de pressão	47
4.1.2 Coeficientes de força	48
4.1.3 Coeficiente de torção	51
4.2 RESULTADOS	52
4.2.1 Coeficientes de força	54
4.2.2 Coeficiente de torção	58
4.2.2.1 Influência da vizinhança	61
4.2.2.2 Proposta para estimativa do momento torçor médio.....	63
5 RESPOSTA FLUTUANTE EM TORÇÃO	67
5.1 DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA	67

5.2 EFEITO DA DIRECIONALIDADE.....	70
5.3 NÚMERO DE STROUHAL	73
5.4 COEFICIENTE DE TORÇÃO RMS	77
5.5 ESPECTRO DO MOMENTO TORÇOR MODAL	79
5.6 PROPOSTA SIMPLIFICADA.....	83
5.7 PARÂMETROS UTILIZADOS.....	84
5.8 RESULTADOS	84
6 RESPOSTA TOTAL EM TORÇÃO	95
6.1 MOMENTO TORÇOR MÉDIO	96
6.2 MOMENTO TORÇOR FLUTUANTE.....	97
6.3 RECOMENDAÇÕES E LIMITAÇÕES	100
6.4 RESULTADOS	100
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	107
REFERÊNCIAS	109
APÊNDICE A – Coeficientes Médios de Força e de Torção	112
ANEXO A – Edifícios Estudados (LOREDO-SOUZA et al., 20--)	125

1 INTRODUÇÃO

É inerente ao homem o desejo de construir em direção ao céu. Torres altas e construções como as pirâmides no Egito, os templos maias na Guatemala e o Qutab Minar na Índia fascinam a humanidade desde o início da civilização. Edifícios altos começaram a ser construídos há mais de um século, mas foi somente após a Segunda Revolução Industrial que a rápida urbanização e o crescimento da população criaram a necessidade de sua construção. Além de atender à crescente demanda por espaços nas grandes cidades, sua singularidade torna-os pontos de referência e símbolos de prestígio (BASKARAN, 1993; TARANATH, c2012).

O vento não era problema em construções baixas e pesadas de paredes grossas. Atualmente, as estruturas têm se tornado cada vez mais arrojadas e esbeltas. A resistência dos materiais aumentou; a massa das construções, conseqüentemente, diminuiu. Os edifícios e torres estão cada vez mais altos, leves e flexíveis. Além disso, novas formas e proporções arquitetônicas, com características dinâmicas diferentes das usuais e o emprego de métodos de análise estrutural mais precisos com o auxílio de computadores obrigam, coerentemente, a um melhor conhecimento das forças atuantes na estrutura. Assim, torna-se necessário um estudo mais preciso da ação do vento em edifícios (BLESSMANN, 2001, 2005, 2011).

Essas ações são complicadas por natureza, especialmente quando o movimento transversal à direção do vento, causado pelo desprendimento de vórtices, é considerado. Deste modo, ensaios em túnel de vento são alternativas confiáveis na fase de estudos de uma edificação (WU; CHENG, 2005). Conforme Blessmann (2011), os primeiros ensaios datam do final do século XIX. Porém, foi por volta de 1930 que estudos de edifícios ganharam importância, principalmente devido ao início da construção de arranha-céus nos Estados Unidos.

Além da solicitação estática do vento, que depende de sua velocidade média, aparecem solicitações dinâmicas que dependem da energia cinética contida nas flutuações e de como esta energia se distribui pelas diversas frequências. Devido ao caráter flutuante da excitação, a resposta pode tornar-se ressonante para estruturas com frequências naturais abaixo de 1 Hz e amortecimento reduzido (BLESSMANN, 2013; HOLMES, 2015).

A natureza flutuante das excitações devidas ao vento possui diversas causas. A primeira é a própria característica dinâmica do escoamento devida a turbulência atmosférica e produzida

pela rugosidade do terreno. A segunda é o desprendimento de vórtices que ocorre em corpos rombudos. Outra causa é a turbulência da esteira de edificações situadas a barlavento da estrutura de interesse. O recolamento do escoamento também possui importância pois induz alternância de pressões nas fachadas da edificação (BENEKE; KWOK, 1993; HOLMES, 2015).

As forças devidas ao vento variam espacial e temporalmente de forma não uniforme e consequentemente provocam esforços de torção em edifícios. A magnitude desses esforços depende basicamente da forma do edifício, de sua estrutura, da influência da vizinhança e da direção do vento. As normas técnicas geralmente negligenciam a importância da torção e apresentam abordagens simplificadas, considerando-a através da aplicação da força de arrasto com uma certa excentricidade (BOGGS et al., 2000; ISYUMOV; CASE, 2000).

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) apresenta, no capítulo 9, um modelo discreto para a estimativa da resposta dinâmica da estrutura na direção do vento. Conforme Galindez (1979), tal método é aplicável no caso em que a estrutura em estudo tenha um primeiro modo de vibração aproximadamente linear e que a contribuição dos modos superiores no valor total da resposta seja desprezível. Também se salienta que tal abordagem não é válida para modos de torção. Até pouco tempo atrás, tais hipóteses eram adequadas para a maioria das estruturas construídas.

Atualmente os edifícios tendem a ser mais flexíveis e leves. Isso foi constatado no estudo de Rocha e Loredou-Souza (2011), que apresenta as frequências naturais estimadas através de modelos numéricos para uma série de edificações brasileiras. Nesse estudo constatou-se, conforme quadro 1.1, o predomínio de modo fundamental em torção ao invés de translação e a existência de vários modos inferiores a 1 Hz para uma mesma estrutura.

Nesse contexto torna-se importante possuir uma metodologia que forneça melhores estimativas para o momento torçor causado pelo vento. Cargas torcionais tendem a causar esforços significativos na estrutura e aumentam consideravelmente os deslocamentos e acelerações na periferia da edificação. É possível que o movimento angular seja mais facilmente percebido pelos ocupantes do que o movimento translacional devido aos efeitos visuais mais pronunciados, tornando-se essencial a sua consideração na avaliação do conforto dos usuários em edifícios altos. Dado que o projeto desses edifícios tende a ser governado pela necessidade de limitar a aceleração em níveis aceitáveis, a aceleração adicional devida a torção pode

representar a diferença entre o aceitável e o inaceitável (ISYUMOV, POOLE, 1983; KAREEM, 1985; XIE; IRWIN, 2000).

Frente à representatividade da torção no modo fundamental de vibração livre e verificada a inaplicabilidade da NBR 6123 para esses edifícios, é justificável a realização de estudos adicionais sobre o tema.

Quadro 1.1 – Frequências naturais de edifícios do acervo LAC
(em cinza modos de torção predominante)

Edifício	Altura (m)	Frequência natural (Hz)			
		1a.	2a.	3a.	4a.
1	91	0,20	0,25	0,30	0,67
2	91	0,18	0,24	0,28	0,62
3	96	0,24	0,30	0,31	1,13
4	129	0,14	0,18	0,23	0,43
5	133	0,21	0,22	0,24	0,53
6	85	0,34	0,41	0,48	1,43
7	86	0,18	0,32	0,33	0,79
8	95	0,22	0,23	0,25	0,70

(fonte: adaptada de ROCHA; LOREDO-SOUZA, 2011)

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal do presente trabalho é a elaboração de um procedimento para a estimativa das forças estáticas equivalentes para modos de torção em edifícios, visando aprimorar o capítulo 9 da NBR 6123.

São objetivos secundários do presente trabalho:

- a) comparação entre as forças de arrasto e momentos torçores médios obtidas no túnel de vento e os fornecidos pela NBR 6123;
- b) elaboração de metodologia para estimativa do momento torçor devido aos efeitos estáticos do vento.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho foi dividido em sete capítulos. Após esse primeiro capítulo introdutório, o capítulo 2 apresenta as principais causas da torção em edifícios, estimativas para o momento torçor encontradas na literatura e as recomendações da norma brasileira de forças devidas ao vento. Em seguida, o capítulo 3 apresenta a base de dados utilizada, assim como as técnicas experimentais empregadas na realização dos ensaios no túnel de vento. No capítulo 4 são apresentadas as forças e momentos torçores devidos aos efeitos estáticos do vento, um comparativo com os valores fornecidos pela NBR 6123 e uma metodologia para sua estimativa. Um estudo detalhado da resposta flutuante em torção é apresentado no capítulo 5. Já o capítulo 6 apresenta uma metodologia para estimativa do momento torçor total devido aos efeitos dinâmicos do vento, a qual faz uso das propostas para as parcelas média e flutuante. Por fim, o capítulo 7 apresenta as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

2 A TORÇÃO EM EDIFÍCIOS

Nesse capítulo são apresentadas as principais causas da torção, a influência da aceleração angular na aceleração resultante e estimativas da magnitude do momento torçor encontradas na literatura.

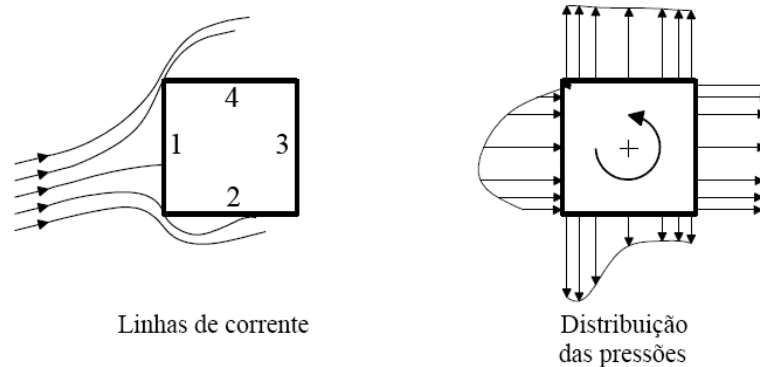
2.1 CAUSAS

Existem inúmeros mecanismos causadores da torção e formas de mitigá-la. Tais mecanismos são interdependentes e foram divididos por Boggs et al. (2000) em três categoriais: a forma do edifício, efeitos de vizinhança e as características dinâmicas da estrutura.

2.1.1 Forma do edifício

O efeito de torção aerodinâmica ocorre na maioria dos prédios de formas convencionais (excluindo os de formas circulares) sempre que o ângulo de incidência do vento for oblíquo ao eixo de simetria. A figura 2.1 apresenta esquematicamente as linhas de corrente e a distribuição de pressões nas fachadas de um edifício de seção quadrada para um ângulo de ataque entre 5° e 20°. A distribuição de pressões na fachada de barlavento é levemente assimétrica, causando um pequeno momento torçor no sentido anti-horário. Nas arestas ocorre a separação do escoamento, conseqüentemente as fachadas 3 e 4 encontram-se numa região de separação, resultando numa sucção aproximadamente uniforme. O mais importante ocorre na face 2, na qual eventualmente ocorre um recolamento do escoamento. A sucção na aresta de separação é maior do que na região de recolamento e essa distribuição de pressões resulta num momento torçor no sentido anti-horário que pode contribuir para até 67% do esforço total (BOGGS et al., 2000; ISYMOV; POOLE, 1983).

Figura 2.1 – Esquema de geração de momento torçor por distribuição assimétrica das pressões nas fachadas para incidência de vento oblíquo



(fonte: adaptada de BOGGS et al., 2000, p. 3)

Boggs et al. (2000) e Merrick e Bitsuamlak (2009) analisaram a influência da geometria da seção transversal do edifício na magnitude do momento torçor. Os primeiros autores descobriram que certas seções, como em forma de paralelogramo, causam grandes excentricidades não previstas em normas técnicas. Os últimos autores estudaram seções quadradas, retangulares, elípticas, triangulares e circulares e concluíram que, dentre as citadas, a triangular é a pior escolha para estruturas sensíveis à torção, devendo-se priorizar as circulares e quadradas. Um resumo dos resultados obtidos é apresentado no quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Excentricidades equivalentes para várias seções transversais

Seção	Excentricidade
	10,7 %
	8,3 %
	11,4 %
	15,4 %

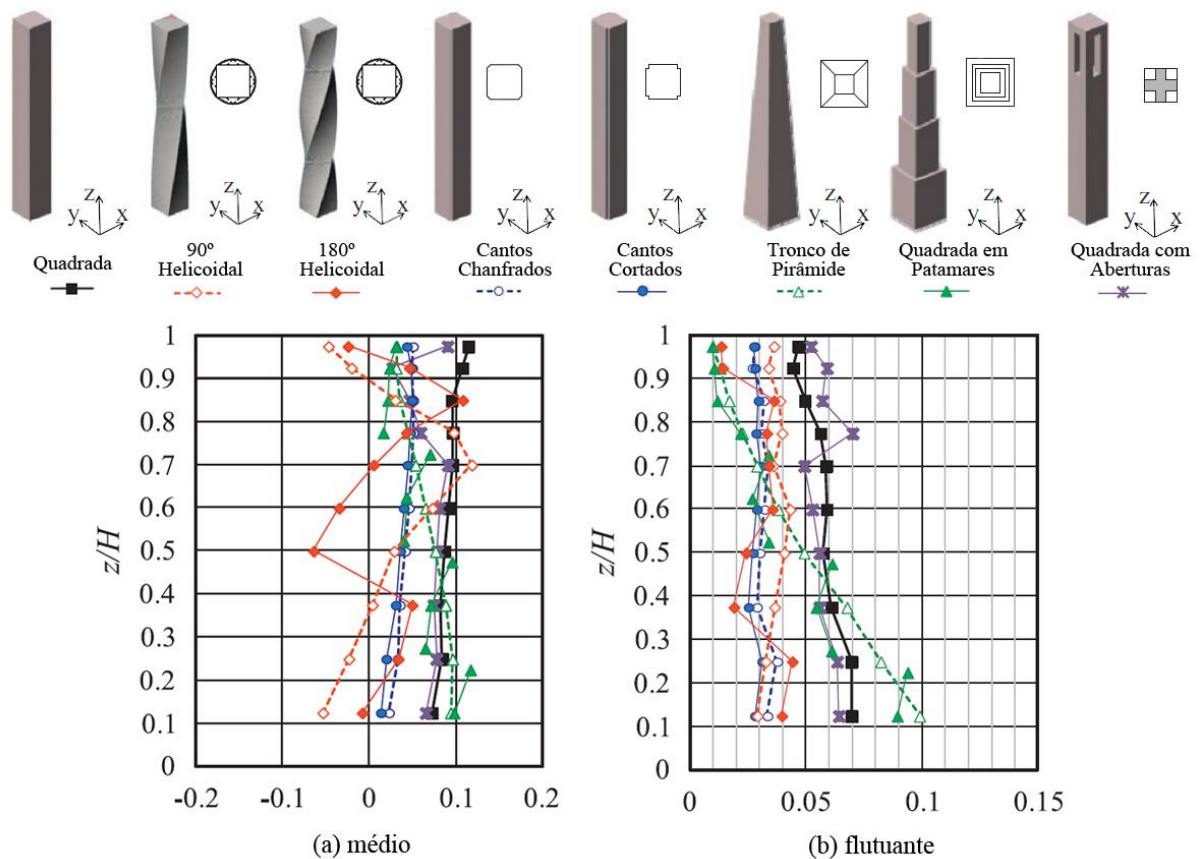
(fonte: MERRICK; BITSUAMLAK, 2009)

Seção	Excentricidade
	8 %
	10 %
	30 %
	48 %

(fonte: BOGGS et al., 2000)

Tanaka et al. (2012) elaboraram extensivo estudo experimental sobre a influência do formato do edifício nas forças e momentos devidos ao vento. Os formatos utilizados e os resultados obtidos para os coeficientes de torção são apresentados na figura 2.2. Dentre os estudados, o maior coeficiente médio foi obtido para a seção quadrada. Alterações nos cantos, como chanfros e cortes, diminuem a parcela média em mais de 50% quando comparadas com a seção quadrada. Para a seção piramidal e em patamares, verificou-se que o coeficiente diminui ao longo da altura. Por fim, a seção com aberturas apresentou resultados semelhantes aos da seção quadrada, exceto na região das aberturas, onde surgiram valores inferiores. Resultados semelhantes foram obtidos para a parcela flutuante.

Figura 2.2 – Coeficientes de torção médio e flutuante para várias formas



(fonte: adaptado de TANAKA et al., 2012)

2.1.2 Efeitos de vizinhança

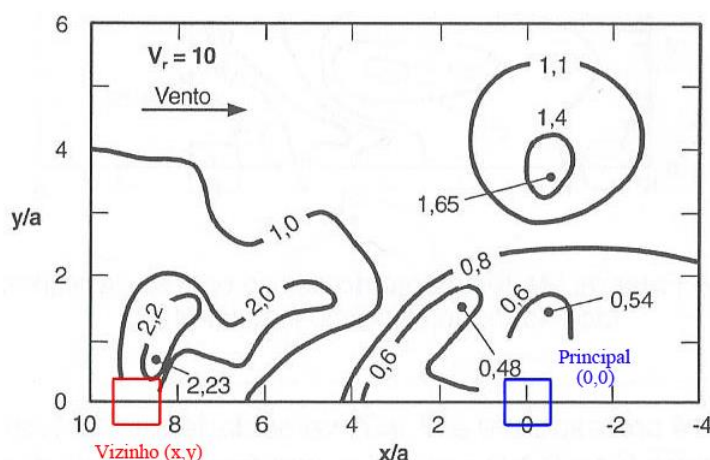
A presença de uma edificação vizinha pode modificar significativamente o campo aerodinâmico, causando alterações nas forças devidas ao vento. A turbulência gerada por um

edifício a barlavento causa não uniformidades no escoamento, podendo induzir um esforço de torção mesmo em edifícios de seção circular (MERRICK; BISUAMLAK, 2009).

Se a edificação estiver situada na esteira de somente uma ou de poucas edificações de dimensões semelhantes convenientemente situadas, ela pode ser atingida, compassadamente, por turbilhões gerados nas edificações a barlavento com uma frequência predominante. Este fenômeno dinâmico é chamado de martelamento. Surge uma força excitadora periódica que causará efeitos dinâmicos, podendo causar esforços significativos quando umas das frequências naturais da edificação coincidir com a frequência dominante dos turbilhões. Tais efeitos podem ser consideráveis mesmo para edificações afastadas a cerca de dez vezes a dimensão característica de sua base (BLESSMANN, 2005).

Zhang et al. (1994) investigaram o martelamento em ensaios em túnel de vento com modelos aeroelásticos utilizando quatro formatos de edifícios vizinhos em diversas localizações. O resultado obtido para o caso com modelo vizinho idêntico ao principal é apresentado na figura 2.3. A posição do modelo instrumentado é mantida fixa na origem e a posição do modelo mudo é variável. Notou-se que a situação mais crítica ocorre quando a frequência de desprendimento de vórtices do edifício vizinho coincide com a frequência natural do prédio estudado (martelamento ressonante), o que resultou em um fator de martelamento, definido como a relação entre a resposta torcional com o modelo vizinho e a resposta do edifício isolado, superior a dois (posição 8,5;1 na figura 2.3). Esses autores verificaram que as posições mais críticas para as respostas média e flutuante são diferentes.

Figura 2.3 – Fator de martelamento do desvio padrão da resposta torcional



(fonte: adaptado de ZHANG et al., 1994)

Harris (1934) estudou o efeito da inclusão de dois edifícios altos na vizinhança do *Empire State Building* em Nova Iorque. Verificou que houve uma diminuição da força resultante devida ao vento em relação ao caso isolado e um aumento do momento torçor de até 100% para cotas abaixo dos topos dos edifícios adjacentes.

Blessmann e Riera (1985) elaboraram um extensivo estudo em túnel de vento sobre a interferência de duas edificações com base quadrada. Quinze posições relativas foram estudadas com a orientação do vento variando em intervalos de 15°. Verificou-se que o máximo momento torçor sempre é superior na situação com o edifício vizinho quando comparada com o edifício isolado. Em alguns casos obteve-se um momento superior ao dobro do caso isolado.

2.1.3 Características dinâmicas da estrutura

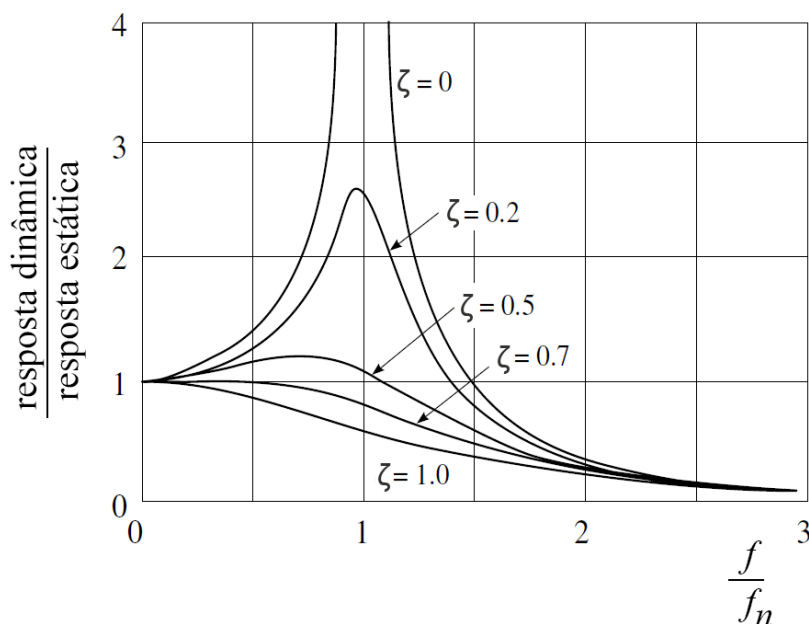
As características estruturais que afetam a resposta torcional são: a frequência natural, o amortecimento e existência de excentricidades entre os centros elástico, geométrico e de massa.

2.1.3.1 Amortecimento e frequência natural

Quando um sistema estrutural vibra há uma dissipação de energia, sob várias formas. A força de amortecimento associada a esta dissipação é bastante complexa, sendo função das características intrínsecas dos materiais, dos detalhes construtivos, das tensões, da amplitude das oscilações, da existência de elementos não estruturais (paredes, pisos, móveis e outros), do estado de fissuração da estrutura e das paredes, e outros (BLESSMANN, 2005).

A resposta dinâmica da estrutura depende da sua capacidade de dissipar energia e da sua frequência natural. Essa dependência pode ser verificada na função de amplificação dinâmica (figura 2.4). O eixo horizontal representa a razão entre a frequência da excitação e a frequência natural (f/f_n) e o eixo vertical a razão entre a resposta dinâmica e a estática. Para pequenos valores de f/f_n , a resposta é praticamente estática e o amortecimento (ζ) apresenta pouca influência. À medida que a frequência da excitação aumenta ou a frequência natural diminui, a amplificação dinâmica assume valores acima da unidade, até que as frequências coincidam e a resposta torna-se ressonante. Nesse caso, o amortecimento possui grande importância, impedindo que a resposta tenda ao infinito. Após a ressonância, a função de amplificação dinâmica decresce, de modo que a excitação exerce pouca influência na estrutura para valores de f/f_n maiores do que 2.

Figura 2.4 – Amplificação dinâmica



(fonte: adaptada de CLOUGH; PENZIEN, 2003)

2.1.3.2 Acoplamento estático, dinâmico e entre movimentos

Liang et al. (1997) estudaram os efeitos do acoplamento entre os deslocamentos laterais e torcional devido a excentricidades dos centros de massa e elástico em relação ao centro geométrico da seção transversal de edificações paralelepípedicas. Verificaram que excentricidades de massa ou de rigidez da ordem de 5% podem causar um aumento de 30% nos deslocamentos e acelerações quando comparadas à estrutura sem excentricidade. Zhang et al. (1993) constataram que uma excentricidade do centro elástico de 10% causou um aumento de até três vezes na resposta média.

Boggs et al. (2000), em um estudo de caso, mostraram que o acoplamento entre o movimento translacional e torcional em algumas formas modais resultou numa correlação entre a força de arrasto e o momento torçor, conduzindo a uma situação de cálculo na qual a máxima força de arrasto é considerada simultaneamente ao máximo momento torçor. O reposicionamento e o aumento da espessura de paredes de contraventamento diminuí o acoplamento entre as formas modais, conseqüentemente diminuindo em 50% o momento torçor e em 54% a aceleração resultante no último pavimento.

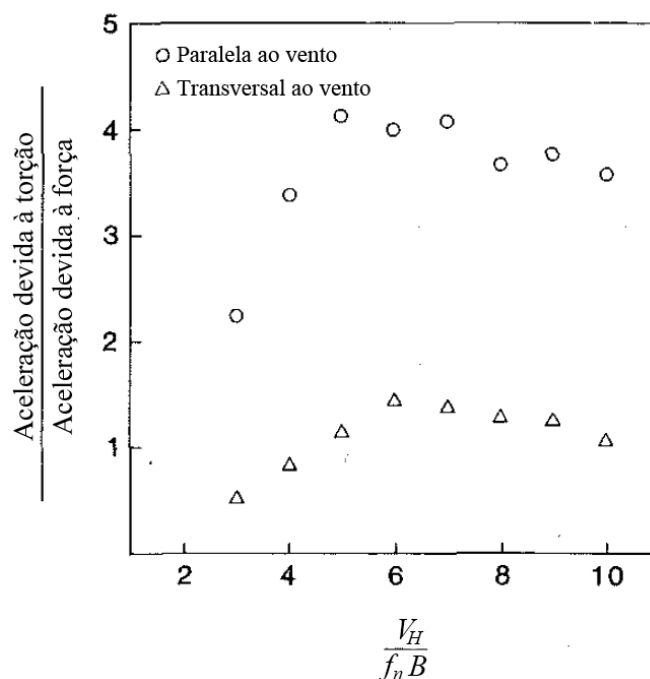
2.2 ACELERAÇÕES ANGULARES

Edifícios altos podem vibrar excessivamente durante tempestades. A amplitude dessas oscilações pode não ser grande o suficiente para causar danos na estrutura, mas pode causar desconforto nos ocupantes. O critério de conforto é extremamente importante devido à sensibilidade biodinâmica humana a movimentos angulares, a qual é acentuada pela sensação visual do horizonte girando. O movimento torcional pode frequentemente ser percebido em limiares que são uma ordem de magnitude inferiores do que os movimentos de translação (KAREEN, 1985).

Acelerações angulares podem aumentar significativamente a aceleração horizontal resultante nos locais próximos aos cantos da edificação. A oscilação torna-se incômoda quando a velocidade torcional ultrapassa o valor de 3 mrad/s no último andar ocupado para um vento com período de retorno de 10 anos. Assim, movimentos angulares podem diminuir significativamente o conforto em edifícios altos. De fato, a experiência mostra que edifícios altos nos quais as acelerações são perceptíveis apresentam uma parcela significativa da resposta no modo de torção (ISYUMOV; CASE, 2000).

Kareen (1985) analisou a contribuição da torção e das forças paralela e transversal à direção do vento na aceleração dos cantos do último pavimento de uma edificação com seção transversal quadrada. As relações entre a aceleração causada pela torção e a causada pelas componentes transversal e paralela ao vento são apresentadas na figura 2.5 para várias velocidades do vento. Nota-se que a aceleração causada pela torção é da ordem de grandeza da componente transversal, mas pode atingir até quatro vezes a aceleração na direção do vento. A consideração da torção no cálculo da aceleração resultante torna-se essencial na verificação dos estados limites de serviço.

Figura 2.5 – Comparação entre a aceleração causada pela torção e as acelerações translacionais



(fonte: KAREEN, 1985, p. 2490)

Tallin e Ellingwood (1985) estudaram a participação de cada componente da força (paralela ao vento, transversal e torcional) na aceleração resultante de edifícios com e sem excentricidade do centro elástico e de massa em relação ao centro geométrico. Observaram que excentricidades no centro elástico possuem maior influência na resposta do que excentricidades no centro de massa, sendo que a componente transversal geralmente é a que mais contribui para a resposta total. A excitação devida ao momento torçor, em alguns casos, pode predominar perante as demais, especialmente na periferia da edificação e nos edifícios nos quais o centro elástico está afastado do geométrico. Concluíram que o acoplamento das equações de equilíbrio dinâmico causado pelas excentricidades possui grande influência na aceleração total.

2.3 ESTUDOS ANTERIORES

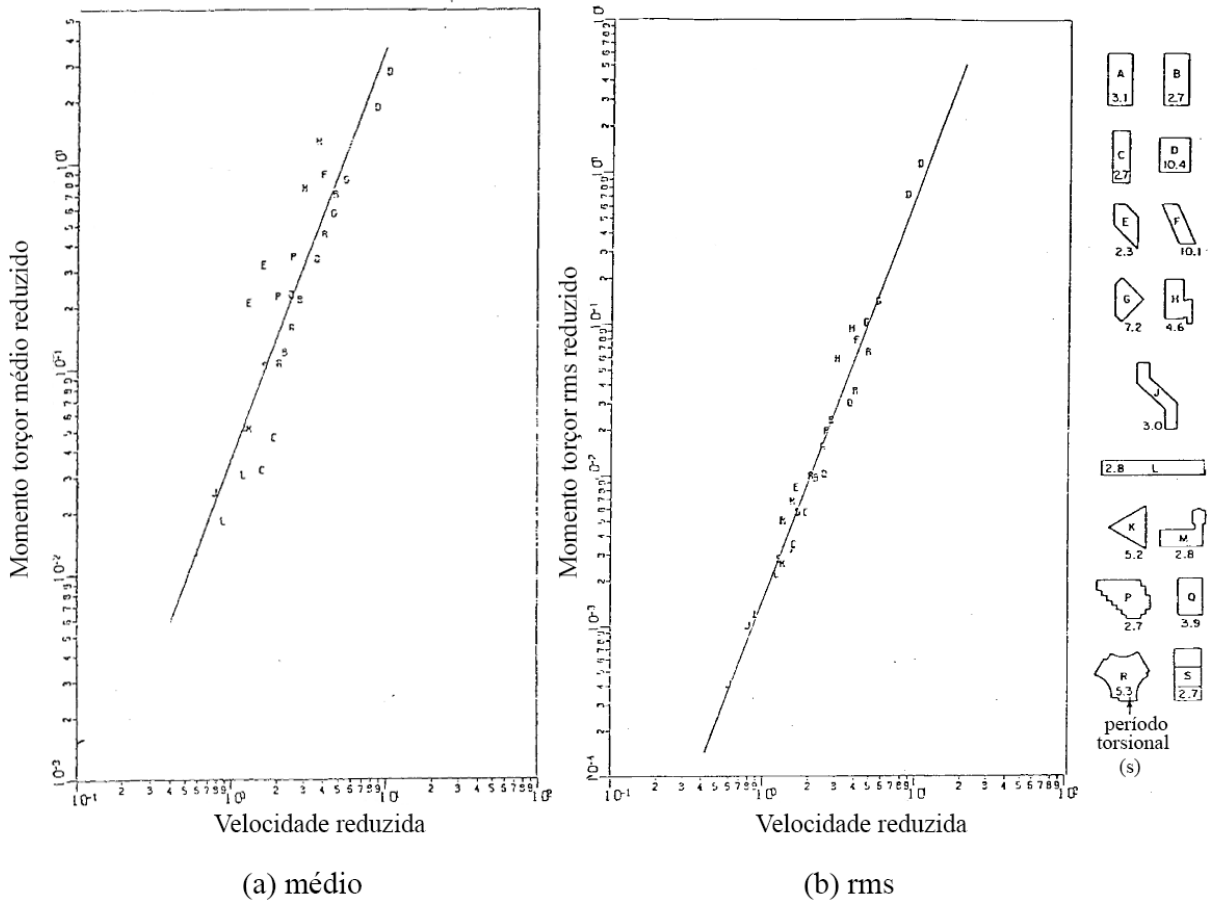
Nesse item são apresentados estudos sobre a magnitude do momento torçor.

2.3.1 Isyumov

Isyumov (1983) apresenta fórmulas para estimativas do momento torçor médio e flutuante, baseadas em ensaios experimentais com modelos reduzidos em túnel de vento. A figura 2.6

apresenta a torção média reduzida e a torção rms reduzida em função da velocidade reduzida $V_H/f_n L$ (velocidade média do vento no topo do edifício V_H , frequência natural torcional f_n e comprimento característico L definido a seguir), além das seções dos modelos ensaiados.

Figura 2.6 – Momentos torçores médio e rms



(fonte: adaptada de ISYUMOV, 1983)

As equações abaixo apresentam as estimativas para a torção média (2.1) e rms (2.2) obtidas por Isyumov (1983).

$$\bar{M}_t = 0,038 \rho_{ar} L^2 H V_H^2 \tag{2.1}$$

$$\tilde{M}_t = \frac{0,00167 \rho_{ar} L^{1,32} H V_H^{2,68}}{f_n^{0,68} \sqrt{\zeta}} \tag{2.2}$$

Sendo:

$$L = \oint |e_a| ds / \sqrt{A_t}$$

\bar{M}_t – momento torçor médio na base;

\tilde{M}_t – momento torçor rms na base;

ρ_{ar} – massa específica do ar;

H – altura do edifício;

f_n – frequência natural do modo de vibração torcional;

ζ – razão de amortecimento crítico;

V_H – velocidade média do vento no topo do edifício;

e_a – braço de alavanca do vetor normal à fachada medido a partir do centro de torção;

ds – incremento infinitesimal do perímetro do edifício;

A_t – área da seção transversal do prédio.

2.3.2 Lythe e Surry

Lythe e Surry (1990) investigaram em túnel de vento a magnitude do momento torçor médio de 63 edifícios. Estes autores estudaram várias fórmulas para adimensionalizar o coeficiente de torção e observaram que a variabilidade pode ser reduzida agrupando os coeficientes conforme o formato da planta baixa do edifício. Foram propostas três divisões: formas simples (quadrada e retangular), complexas simétricas e complexas assimétricas. Os valores médios e desvios-padrões dos coeficientes de torção obtidos são apresentados no quadro 2.2. Para sua estimativa os autores sugerem uma abordagem conservadora, na qual adiciona-se um certo número de desvios-padrões à média. Com a adição de 1,28 desvios-padrões, a probabilidade da torção ser excedida é de 10%. Utilizando dois desvios-padrões, essa chance diminui para 2,5%.

Quadro 2.2 – Coeficientes de torção

Forma do edifício	Coeficiente de torção		
	Médio	Desvio-padrão	Coeficiente de variação
Simple	0,0796	0,0779	0,98
Complexa simétrica	0,1507	0,1402	0,93
Complexa não simétrica	0,1110	0,0645	0,58

Forma do edifício	Coeficiente de torção		
	Médio	Desvio-padrão	Coeficiente de variação
Todas	0,1226	0,1127	0,92

(fonte: LYTHER; SURRY, 1990, p. 231)

2.3.3 Carpeggiani

Em estudo experimental realizado no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Carpeggiani (2004) analisou a resposta torcional devida aos efeitos estáticos do vento em 11 edifícios com diversas configurações arquitetônicas. Os resultados foram comparados com estimativas indicadas nas normas brasileiras, canadense e alemã. Observou-se que os momentos torçores obtidos no túnel de vento para modelos isolados foram superiores, em todas as situações, aos fornecidos pela NBR 6123. O oposto ocorreu para modelos com vizinhança, nos quais verificou-se que a metodologia da norma brasileira apresenta resultados superiores aos obtidos nos ensaios em túnel de vento. Por fim, o autor recomenda adotar um único valor para a excentricidade igual a 15% da maior dimensão em planta, independentemente da existência de efeitos de vizinhança.

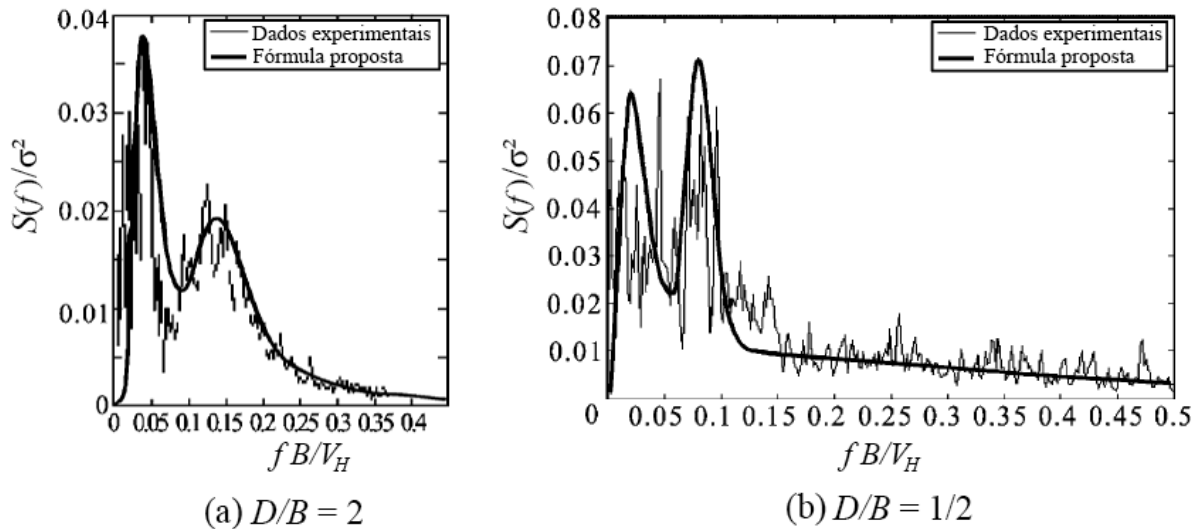
2.3.4 Liang et al.

Liang et al. (2004) investigaram em túnel de vento a torção em edificações paralelepípedicas para quatro relações de larguras da base e para duas alturas distintas cada. Em todos os ensaios realizados o escoamento incide perpendicularmente a uma das fachadas do modelo. Baseado nos testes em modelos rígidos e com o auxílio de transdutores de pressão, apresentam uma formulação empírica para o espectro do momento torçor, para o coeficiente de torção e para o número de Strouhal, além de um modelo analítico para a estimativa da resposta em torção devida ao vento no domínio da frequência.

Os autores observaram diferenças entre as densidades espectrais do momento torçor para modelos com relação profundidade/largura (D/B) maiores do que um e menores do que um. Para $1 \leq D/B \leq 4$ verificou-se que o espectro apresenta dois picos largos (figura 2.7a), sendo o primeiro causado pela assimetria das pressões devida ao desprendimento de vórtices nas

fachadas laterais e o segundo pico causado pelo recolamento do escoamento. A largura e magnitude dos picos variam de acordo com as relações entre as dimensões da edificação e a intensidade de turbulência.

Figura 2.7 – Densidades espectrais do momento torçor



(fonte: adaptada de LIANG et al., 2004)

Para relações $1/4 \leq D/B < 1$ (figura 2.7b), a alternância de pressões devido ao despreendimento de vórtices na fachada de sotavento é a principal causa do momento torçor e também há uma contribuição devida a assimetria de pressões causada pela turbulência atmosférica na fachada de barlavento. Neste intervalo verificou-se pouca diferença entre os espectros das diferentes relações entre os lados.

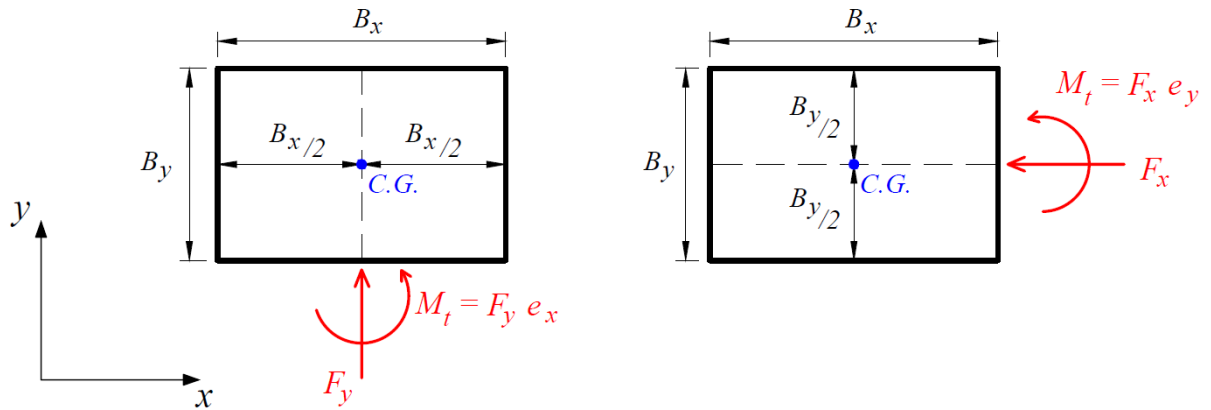
2.4 RECOMENDAÇÕES DA NBR 6123 (1988)

A norma brasileira de forças devidas ao vento apresenta uma metodologia para estimativas das forças em edificações paralelepípedicas. Nesse caso, o projeto deve levar em conta as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas e as excentricidades causada por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Os esforços de torção são calculados considerando estas forças agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico (figura 2.8):

- a) edificações sem efeitos de vizinhança: $e_x = 0,075B_x$ e $e_y = 0,075B_y$;
- b) edificações com efeitos de vizinhança: $e_x = 0,15B_x$ e $e_y = 0,15B_y$.

Das recomendações resultam oito situações de cálculo correspondentes ao vento agindo em cada uma das quatro fachadas e em cada fachada ao momento torçor atuando no sentido horário e anti-horário. Duas dessas situações são apresentadas na figura 2.8.

Figura 2.8 – Duas das situações de cálculo previstas pela NBR 6123 (1988)



(fonte: elaborado pelo autor)

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL EM TÚNEL DE VENTO

Ensaio em túneis de vento são amplamente utilizados para a determinação das cargas de projeto de grandes estruturas. Em muitos casos, a vibração é causada por mais de um fator: vórtices de von Kármán, galope, martelamento e energia cinética das rajadas (e raramente na construção civil por drapejamento), o que aumenta em muito a dificuldade de um cálculo computacional que considere todas estas excitações e os efeitos de vizinhança (BLESSMANN, 2005). Nesse capítulo são apresentadas as características dos ventos simulados, a técnica *High-Frequency Pressure Integration* e os edifícios da base de dados.

3.1 O TÚNEL DE VENTO PROFESSOR JOAQUIM BLESSMANN

O túnel de vento Professor Joaquim Blessmann (figura 3.1) está localizado no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) na Universidade Federal do Rio Grande do Sul e opera desde 1977. Desenvolve diversos estudos, dentre eles: efeitos estáticos e dinâmicos sobre construções civis em geral, dispersão de gases e resíduos sólidos na atmosfera, efeitos do vento sobre usuários das edificações, transeuntes, veículos e plantas (BLESSMANN, 2011).

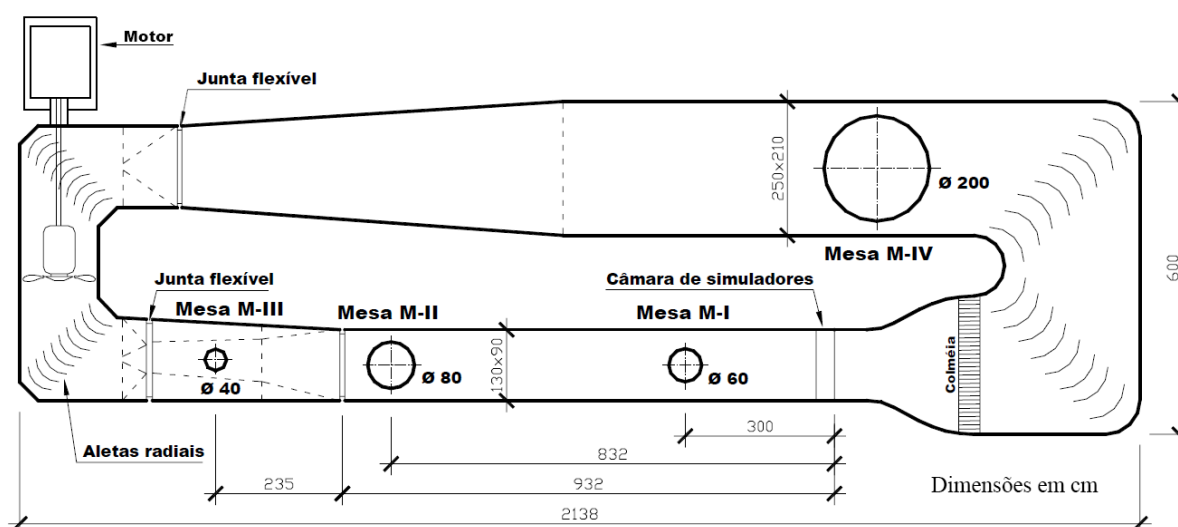
Figura 3.1 – Túnel de vento Professor Joaquim Blessmann



(fonte: SARTORI, 2010)

O túnel é de retorno fechado, sendo o vento gerado por um ventilador de pás e acionado por motor elétrico com 75 kW de potência. A câmara principal de ensaios possui relação comprimento/altura de 10,3, dimensões 1,30 x 0,90 x 9,32 m (largura, altura e comprimento, respectivamente). A velocidade máxima do escoamento de ar nessa câmara, com vento uniforme e suave, sem modelos, é de 42 m/s (BLESSMANN, 2011). O circuito aerodinâmico é apresentado na figura 3.2.

Figura 3.2 – Circuito aerodinâmico do túnel de vento Professor Joaquim Blessmann



(fonte: BLESSMANN, 2011)

Dispõe de quatro mesas giratórias para fixação de modelos para ensaios estáticos e dinâmicos. Cada mesa tem suas aplicações específicas. Os ensaios utilizados no presente trabalho foram realizados na mesa M-II, que, segundo Blessmann (2011), permite a realização de experimentos com a correta simulação da camada limite atmosférica, através de dispositivos geradores de turbulência colocados na câmara de simuladores, além da pesquisa básica em formas geométricas simples e ensaios do tipo aeronáutico.

Durante a realização dos ensaios, a velocidade do vento é monitorada através da medida diferencial de pressão estática (Δp_a), medida entre dois anéis piezométricos situados nos extremos do convergente da entrada da câmara principal. Para cada perfil de velocidades simulado, há um valor do coeficiente k_0 , que vincula o diferencial de pressão estática com a pressão dinâmica de referência (equação 3.1).

$$q_m = k_0 \Delta p_a \quad (3.1)$$

Sendo:

q_m – pressão dinâmica no topo do modelo [Pa];

k_0 – coeficiente que vincula q_m e Δp_a ;

Δp_a – diferencial de pressão estática [Pa].

Com a pressão dinâmica de referência calcula-se a velocidade do ar dentro do túnel de vento:

$$V_m = k_b \sqrt{\frac{2q_m}{\rho_{ar}}} \quad (3.2)$$

Sendo:

V_m – velocidade do escoamento no topo do modelo [m/s];

k_b – fator de bloqueio, considerado igual a 1;

ρ_{ar} – massa específica do ar [kg/m³].

A massa específica do ar depende da temperatura e da umidade relativa do ar dentro do túnel no momento do ensaio. Ela é determinada pela equação:

$$\rho_{ar} = \frac{1}{\Theta} \left(\frac{P_{atm}}{R_0} - \phi P_w \left(\frac{1}{R_0} - \frac{1}{R_w} \right) \right) \quad (3.3)$$

Sendo:

ρ_{ar} – massa específica do ar [kg/m³];

Θ – temperatura [K];

P_{atm} – pressão atmosférica [Pa];

$R_0 = 287,05 \text{ J/kgK}$ – constante dos gases para o ar seco;

$R_w = 461,5 \text{ J/kgK}$ – constante dos gases para o vapor d'água;

ϕ – umidade relativa do ar;

$P_w = 0,0000205e^{0,0631846T}$ – pressão de vapor.

3.2 SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL

A simulação correta das principais características do vento natural é essencial para o estudo dos efeitos do vento. A reprodução dessas características é obtida através da combinação adequada de blocos disseminados no piso e obstáculos colocados no início da câmara de ensaios. A maior parte das simulações realizadas no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann inclui o uso de elementos de rugosidade, agulhas e placas perfuradas (BLESSMANN, 1982).

A variação da velocidade média ao longo da altura é expressa, aproximadamente, pela lei potencial:

$$\frac{V(z)}{V_{\text{ref}}} = \left(\frac{z}{z_{\text{ref}}} \right)^p \quad (3.4)$$

Sendo:

$V(z)$ – velocidade média na cota z ;

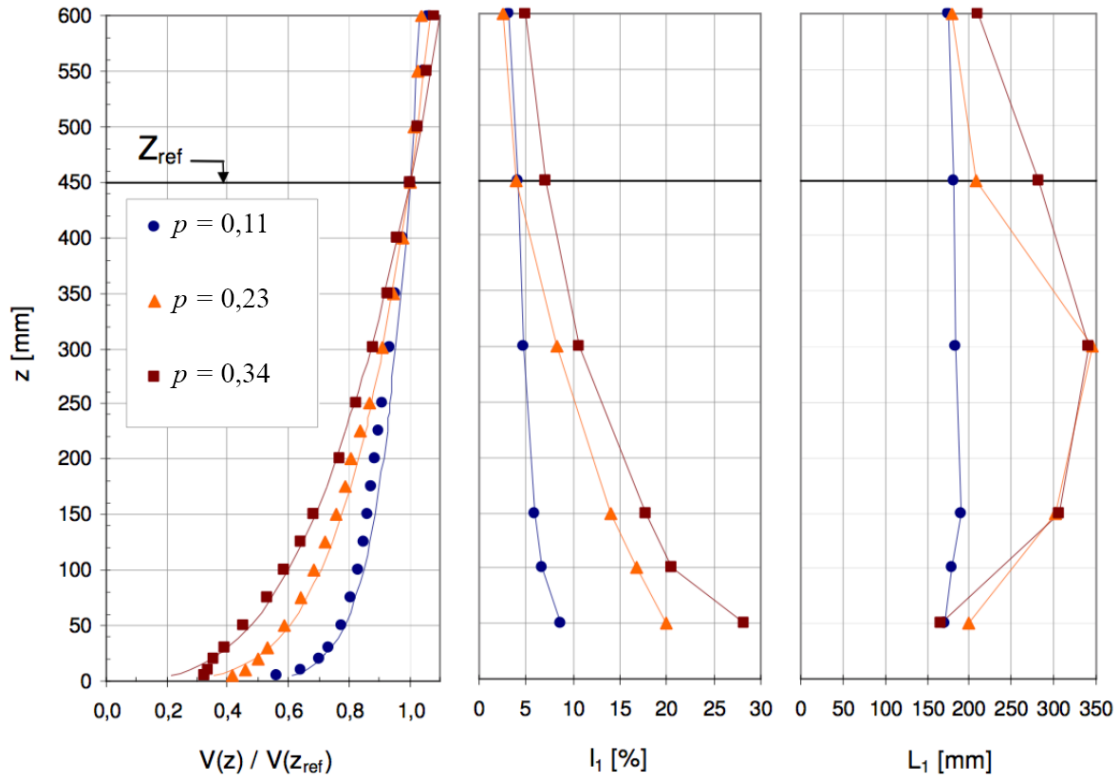
V_{ref} – velocidade média na cota de referência z_{ref} ;

p – expoente da curva de potência.

Os modelos foram submetidos a ventos com perfis de velocidade média cujos expoentes valem $p = 0,11$, $p = 0,23$ e $p = 0,34$. Na figura 3.3 são apresentados os perfis de velocidades médias, a componente longitudinal da intensidade de turbulência (I_1) e da escala de turbulência (L_1).

O vento simulado com expoente p igual a 0,11 corresponde a um terreno com rugosidade da Categoria I da NBR 6123, caracterizada por superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão. Já o valor de p igual a 0,23 refere-se a um terreno entre as Categorias III e IV da norma brasileira. A Categoria III representa terrenos planos ou ondulados com obstáculos cuja cota média do topo é igual a 3,0 m, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A Categoria IV é caracterizada por terrenos cobertos com obstáculos numerosos e pouco espaçados, cuja cota média é considerada igual a 10 m. Por fim, o expoente p igual a 0,34 refere-se a terrenos de Categoria V, cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, o que tipicamente ocorre em centros de grandes cidades. O quadro 3.1 apresenta exemplos de locais de ocorrência de cada categoria.

Figura 3.3 – Gráfico dos perfis de velocidades médias, intensidade de turbulência e escala de turbulência



(fonte: ALBERTI, 2015)

Quadro 3.1 – Expoentes da lei potencial e categorias de rugosidade do terreno

p	Rugosidade do terreno (NBR 6123)	Exemplos
0,11	Categoria I	Zona costeira
0,23	Intermediária entre as Categorias III e IV	III: Granjas e casas de campo
		IV: Cidades pequenas e subúrbios densos
0,34	Categoria V	Centros de grandes cidades

(fonte: elaborado pelo autor baseado na NBR 6123)

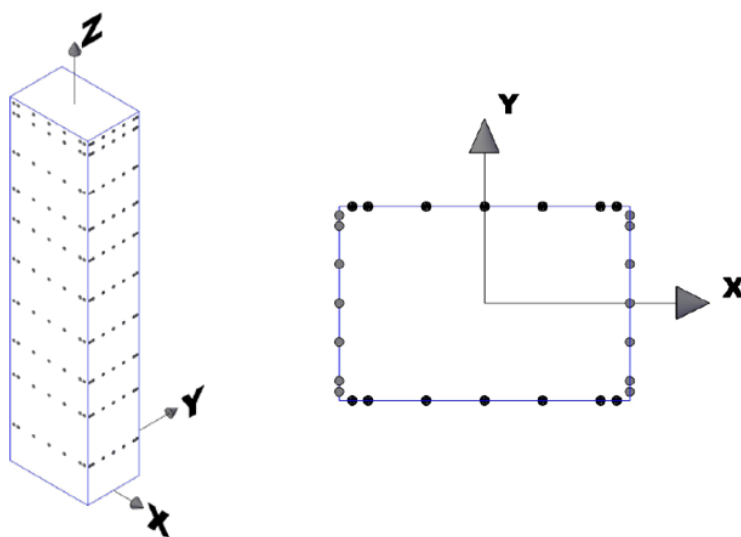
3.3 HIGH-FREQUENCY PRESSURE INTEGRATION (HFPI)

Modelos reduzidos são amplamente utilizados em estudos, por várias razões: rapidez na obtenção dos resultados, economia, estudo inicial de viabilidade de projeto, verificação dos efeitos de mudanças na forma exterior, entre outros (BLESSMANN, 2011). No HFPI mede-se simultaneamente as pressões em diversos locais do modelo (figura 3.4) com transdutores elétricos. Essas séries temporais de pressões incorporam as densidades espectrais e funções de coerência corretas para o vento simulado. Com as pressões, a área de contribuição de cada

transdutor e sua localização, determinam-se as séries temporais das forças ao longo da altura, e, conseqüentemente, os esforços na base.

Segundo Rocha e Loredo-Souza (2008), o HFPI é um método de análise que combina pressões dinâmicas medidas experimentalmente em túnel de vento, com um modelo dinâmico teórico-numérico da estrutura, permitindo uma estimativa das amplitudes de deslocamentos, velocidades, e acelerações que ocorrerão em resposta à ação do vento sobre a edificação. O método incorpora as possíveis amplificações dinâmicas decorrentes de efeitos ressonantes, associados tanto à turbulência atmosférica como ao desprendimento de vórtices. O método também permite a avaliação de níveis de conforto aos quais os usuários da edificação serão submetidos ao longo do tempo.

Figura 3.4 – Exemplo de localização de tomadas de pressão em modelo de edifício



(fonte: adaptada de OLIVEIRA, 2009, p. 136)

O cálculo da resposta estrutural é feito pelo método de superposição modal, o qual necessita da distribuição de massa, das formas modais e frequências naturais de vibração livre. No caso de edifícios altos, as formas modais são usualmente descritas com três coordenadas por pavimento (duas de translação e uma de rotação), obtidas sobre uma linha vertical coincidente com o eixo de rigidez da estrutura. Da superposição modal resulta equações diferenciais de equilíbrio dinâmico desacopladas, cujas soluções podem ser obtidas por um método numérico como o método de Duhamel (domínio do tempo) ou método da transformada complexa de Fourier (domínio da frequência). Por fim, as soluções desacopladas são superpostas para a obtenção da resposta estrutural (ROCHA; LOREDO-SOUZA, 2008).

Em geral, este método é mais trabalhoso do que o *High Frequency Force Balance* (HFFB) pois requer a determinação da área de contribuição de cada transdutor de pressão, com seus respectivos braços de alavanca para o cálculo do momento fletor e torçor, além, da instalação dos inúmeros transdutores de pressão. Há dificuldades de instalação dos transdutores em estruturas muito esbeltas e existe a necessidade de instalação de muitos transdutores em locais de grande variação espacial da pressão, por exemplo nas proximidades dos cantos da edificação e em regiões nas quais o escoamento é influenciado por efeitos de vizinhança (DRAGOIESCU et al., 2006).

A validade dos resultados do HFPI depende da possibilidade de ser desprezada a interação fluido-estrutura, que pode produzir efeitos de instabilidade ou de segunda ordem na resposta estrutural. Em termos gerais, podem-se considerar como válidos os resultados do HFPI quando as deformações da estrutura não implicarem em alterações significativas na forma do escoamento do ar em seu entorno. Esta hipótese é geralmente válida para edifícios altos, mas não pode ser adotada, por exemplo, para tabuleiros de pontes suspensas ou estaiadas mais propensos a drapejamento (*flutter*). Nos casos em que a interação fluido-estrutura é relevante, faz-se indispensável a utilização de modelos reduzidos aeroelásticos (ROCHA; LOREDO-SOUZA, 2008).

3.4 O ACERVO DO LAC

O Laboratório de Aerodinâmica das Construções é referência internacional na simulação do vento natural para aplicações à construção civil, realizando dezenas de estudos sobre efeitos estáticos e dinâmicos do vento em estruturas. Com décadas de experiência, o LAC possui uma diversificada base de dados, que representa padrões arquitetônicos empregados correntemente no Brasil e na América Latina. No presente trabalho utilizaram-se dados de 19 edifícios, nomeados E01 a E16, ensaiados no Túnel de Vento Professor Joaquim Blessmann com o método *High-Frequency Pressure Integration*.

Cada edifício foi estudado em uma ou mais configurações, caracterizadas pelo perfil de velocidades e pela presença ou ausência de edificações vizinhas. Foram simuladas no mínimo 24 incidências do vento, espaçadas de 15 em 15 graus. Em alguns casos adicionaram-se orientações específicas julgadas como relevantes, devidas a peculiaridades da geometria do modelo ou presença de edifícios vizinhos, por exemplo. Em geral, ensaiou-se cada perfil para

todas as direções do vento, exceto os edifícios E09, E10 e E13. Nestes, os dados utilizados correspondem a perfis de velocidades mistos, ou seja, um valor do expoente p foi adotado para certas incidências e outros valores para as demais. O quadro 3.2 apresenta um resumo das configurações estudadas.

Quadro 3.2 – Dimensões de referência e características das configurações de ensaio dos edifícios

Edifício	Dimensões			p			Vizinhança		Escala	Número de tomadas
	B_x (m)	B_y (m)	H (m)	0,11	0,23	0,34	Com	Sem		
E01	45,00	30,00	180,00		X			X	1:400	280
E02	47,05	22,55	152,08		X	X	X	X	1:400	273
E03	42,42	23,48	111,95	X	X		X	X	1:400	383
E04a	55,22	41,90	139,48		X			X	1:500	162
E04b	55,22	41,90	139,48		X			X	1:500	170
E05a	33,63	11,73	105,94		X		X	X	1:300	205
E05b	33,63	11,73	105,94		X		X	X	1:300	205
E06	39,58	21,14	95,98		X		X	X	1:300	214
E07	82,00	40,00	129,21	X	X	X	X	X	1:400	305
E08	47,98	27,47	133,00		X		X	X	1:400	366
E09	38,75	27,40	82,26	Misto			X		1:350	292
E10	62,58	25,96	80,92	Misto			X		1:350	394
E11	49,59	14,51	95,48		X		X		1:400	278
E12a	75,22	19,57	108,53		X		X		1:400	251
E12b	43,57	15,69	79,80		X		X		1:400	114
E13	36,10	23,45	214,09	Misto			X		1:400	452
E14	22,40	20,85	82,00		X		X		1:350	233
E15	65,61	41,93	126,02		X		X		1:400	400
E16	38,86	15,24	111,22			X	X	X	1:200	397

(fonte: LOREDO-SOUZA et al., 20--)

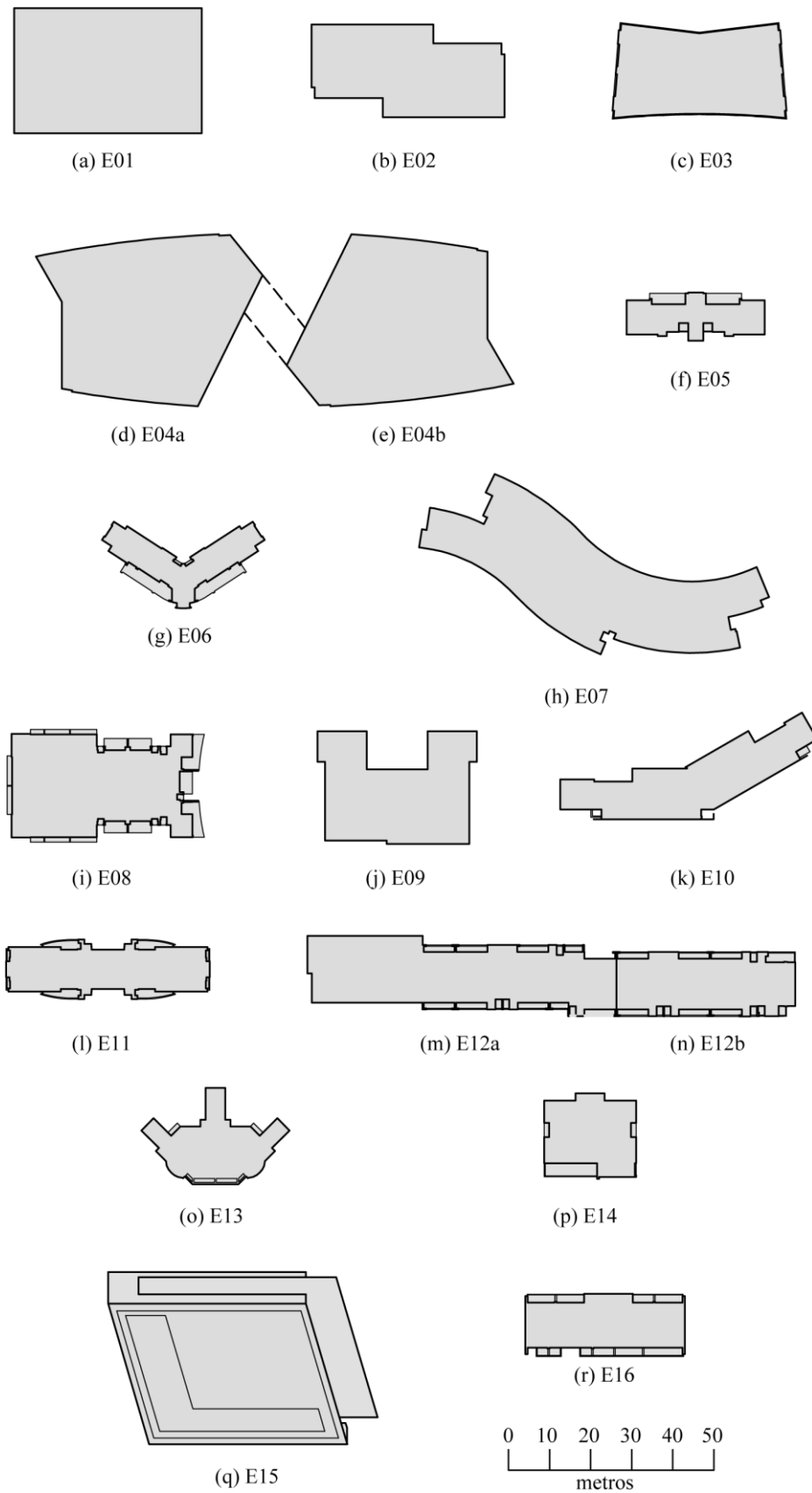
Os modelos foram ensaiados de forma isolada, com vizinhança e sem vizinhança. O relevo do entorno da edificação também foi modelado. O edifício E13, particularmente, foi testado com duas condições de vizinhança, as quais diferem pelo acréscimo de um edifício vizinho na segunda configuração.

Os formatos das edificações são variados, não se restringindo apenas a modelos paralelepípedicos. As figuras 3.5 e 3.6 apresentam, respectivamente, as plantas baixas e as fachadas das edificações. As alturas dos edifícios variam desde 80 m até 214 m e as dimensões

em planta entre 12 m e 80 m. As escalas geométricas empregadas estão entre 1:200 e 1:500. As dimensões de referências dos edifícios são apresentadas no quadro 3.2 e mais detalhadamente no Anexo A.

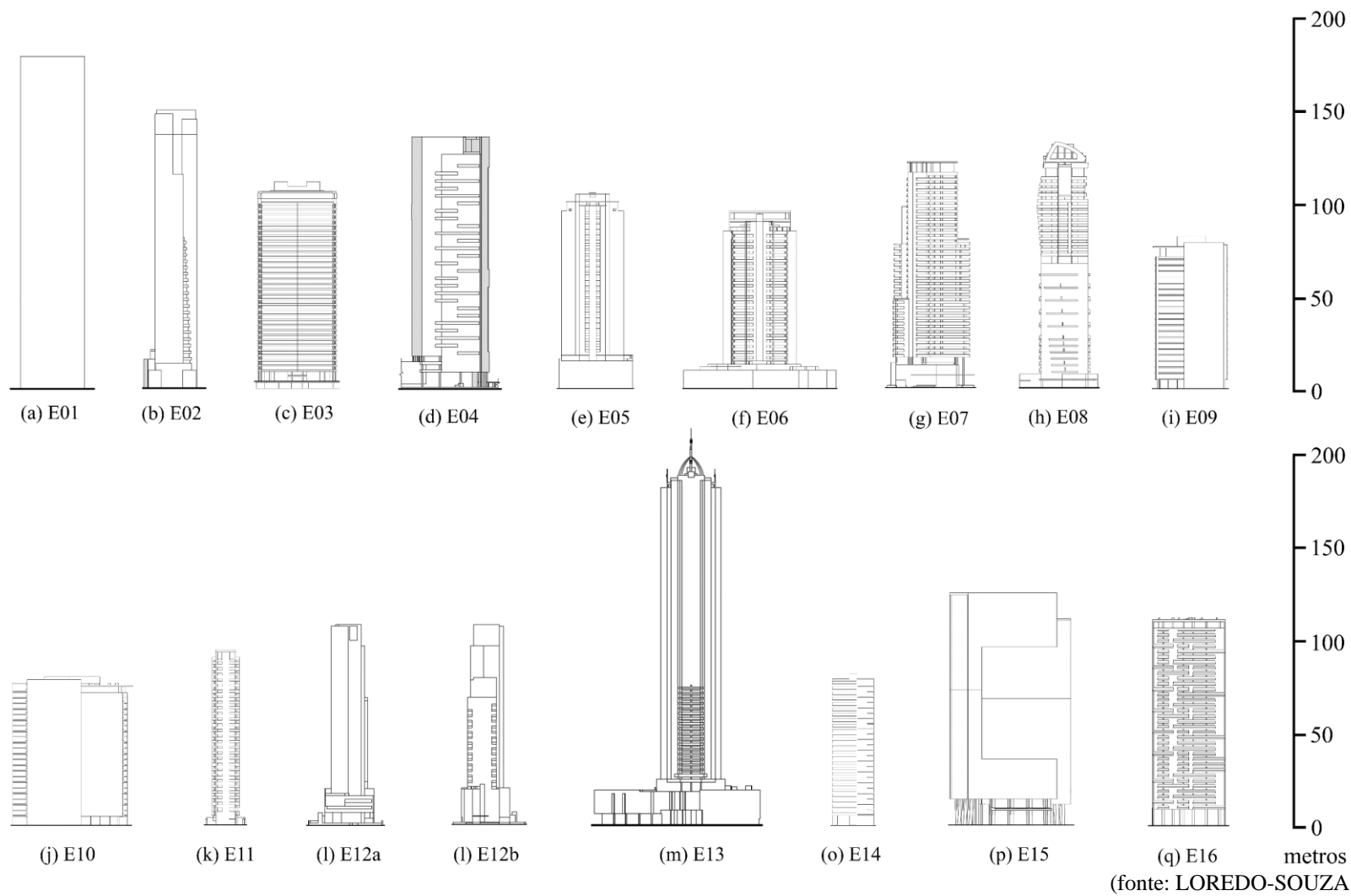
O E01 é o *CAARC Standard Tall Building*. Trata-se do único edifício estudado perfeitamente paralelepípedo, com fachadas planas e ortogonais entre si. Em geral, os demais possuem saliências nas fachadas como sacadas e variações da seção transversal ao longo da altura. Os edifícios E04a e E04b estão situados um ao lado do outro e são conectados por passarelas em diferentes alturas. Já os edifícios E05a e E05b são vizinhos e idênticos, porém estão rotacionados entre si cerca de 90°. Por fim, os edifícios E12a e E12b, apesar de serem analisados separadamente, possuem uma região de contato entre si.

Figura 3.5 – Plantas baixas dos edifícios



(fonte: LOREDO-SOUZA et al., 20--)

Figura 3.6 – Fachadas dos edifícios



4 AÇÕES ESTÁTICAS

Neste capítulo são apresentadas as definições dos coeficientes aerodinâmicos e em seguida os resultados obtidos referentes à parcela estática das forças devidas ao vento. Além disso, comparam-se os resultados do túnel com os fornecidos pela norma brasileira e propõe-se uma formulação para estimar a parcela média da torção.

4.1 COEFICIENTES AERODINÂMICOS

A partir das séries temporais das pressões calculam-se os coeficientes aerodinâmicos, os quais são apresentados a seguir.

4.1.1 Coeficiente de pressão

O primeiro passo é calcular o coeficiente de pressão, conforme equação 4.1. Essa etapa foi feita no pré-processamento, de modo que no processamento dos dados utilizaram-se diretamente as séries temporais dos coeficientes de pressão.

$$c_p(t) = \frac{p(t)}{q} \quad (4.1)$$

Sendo:

$c_p(t)$ – coeficiente de pressão;

$p(t)$ – pressão instantânea na superfície da edificação, medida em relação à pressão estática de referência;

t – tempo;

q – pressão dinâmica média no topo do edifício.

Valores positivos para o coeficiente de pressão significam sobrepessão na fachada e valores negativos, sucção.

4.1.2 Coeficientes de força

Em uma superfície plana a força originada pela pressão do vento atua perpendicularmente a superfície e é dada por:

$$F(t) = \int_A p(t) dA \quad (4.2)$$

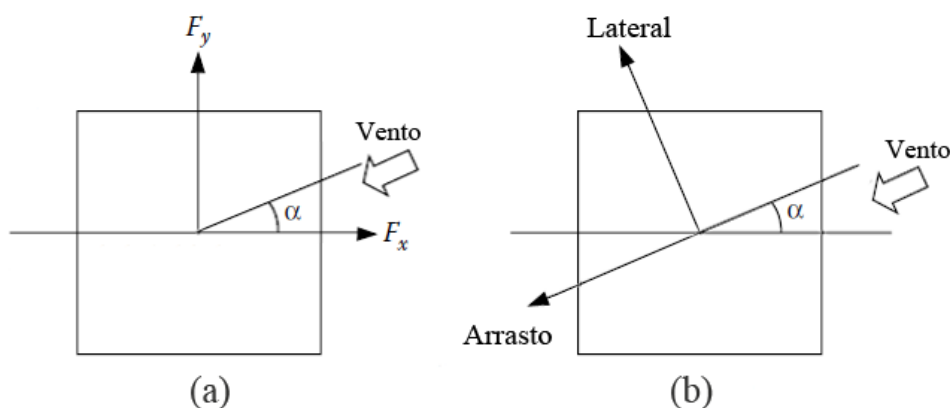
Sendo:

$F(t)$ – força perpendicular à superfície;

A – área de referência.

Há dois critérios para a decomposição da força do vento em edifícios. Por um desses critérios, a orientação das forças está ligada à edificação e é decomposta em duas componentes paralelas aos eixos de referências horizontais x e y (figura 4.1a). Pelo outro critério (figura 4.1b), a força é decomposta em uma componente na direção do vento e em outra perpendicular a esta direção, também em plano horizontal (o vento é suposto agindo horizontalmente). A componente da força horizontal na direção do vento recebe o nome de força de arrasto ou, simplesmente, arrasto. A outra componente é conhecida como a força lateral. A força de arrasto é positiva quando estiver no sentido do vento e a força lateral positiva tem o sentido para a direita, para quem observa a edificação segundo a direção do vento. (BLESSMANN, 2011). A figura 4.1 apresenta esses dois critérios, assim como a definição da direção do vento α , tomada no sentido anti-horário a partir do eixo x positivo.

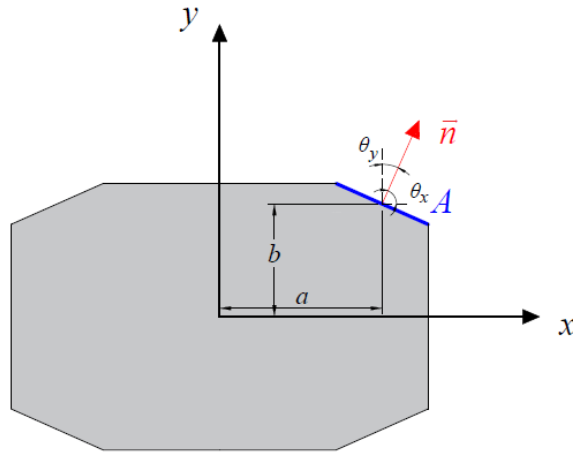
Figura 4.1 – Critérios para decomposição da força horizontal devida ao vento



(fonte: elaborado pelo autor)

Optou-se por utilizar a convenção correspondente a figura 4.1a. Assim, torna-se necessário projetar as áreas das fachadas com o auxílio dos cossenos diretores, conforme apresentado na figura 4.2 e fórmulas 4.3 e 4.4. Os ângulos diretores foram definidos em relação ao vetor normal à fachada da edificação.

Figura 4.2 – Definição dos cossenos diretores



(fonte: elaborado pelo autor)

$$A_x = A \cos \theta_x \quad (4.3)$$

$$A_y = A \cos \theta_y \quad (4.4)$$

Pela definição anterior nota-se que as áreas projetadas podem assumir valores negativos. Também se verifica que o somatório das projeções em cada eixo deve ser nulo pois a seção transversal da edificação é uma poligonal fechada.

Logo, as forças resultantes nas direções x e y são:

$$F_x(t) = - \int_{A_x} p(t) dA_x \quad (4.5)$$

$$F_y(t) = - \int_{A_y} p(t) dA_y \quad (4.6)$$

Os sinais negativos nas equações anteriores compatibilizam os sentidos das pressões em cada fachada com o sentido dos eixos positivos, respeitando a convenção da figura 4.1a. Com as séries temporais das forças, calculam-se as parcelas médias e flutuantes:

$$\bar{F} = \frac{1}{T} \int_0^T F(t) dt \quad (4.7)$$

$$\tilde{F} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T (F(t) - \bar{F})^2 dt} \quad (4.8)$$

Sendo:

\bar{F} – força média;

\tilde{F} – força rms;

T – tempo de amostragem.

E os coeficientes de força média e rms:

$$\bar{C} = \frac{\bar{F}}{q A} \quad (4.9)$$

$$\tilde{C} = \frac{\tilde{F}}{q A} \quad (4.10)$$

Sendo:

\bar{C} – coeficiente de força média;

\tilde{C} – coeficiente de força rms.

Os coeficientes de força foram calculados para as direções x e y e são positivos quando orientados no sentido positivo dos respectivos eixos.

$$C_x = \frac{F_x}{q B_y H} \quad (4.11)$$

$$C_y = \frac{F_y}{q B_x H} \quad (4.12)$$

Sendo:

C_x – coeficiente de força na direção x ;

C_y – coeficiente de força na direção y ;

F_x – força total na direção x ;

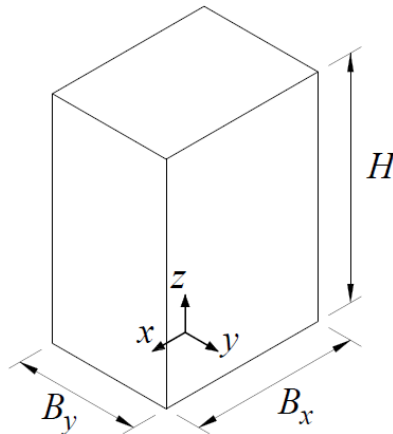
F_y – força total na direção y ;

B_x – dimensão da edificação na direção x (figura 4.3);

B_y – dimensão da edificação na direção y (figura 4.3);

H – altura da edificação (figura 4.3).

Figura 4.3 – Dimensões de referência utilizada para os edifícios



(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.3 Coeficiente de torção

O momento torçor para cada instante é calculado pela equação:

$$M_t(t) = \int_{A_x} p(t) b \, dA_x - \int_{A_y} p(t) a \, dA_y \quad (4.13)$$

Sendo:

$M_t(t)$ – momento torçor na base da edificação em relação à origem dos eixos x e y ;

a – abscissa da área dA_y (figura 4.2);

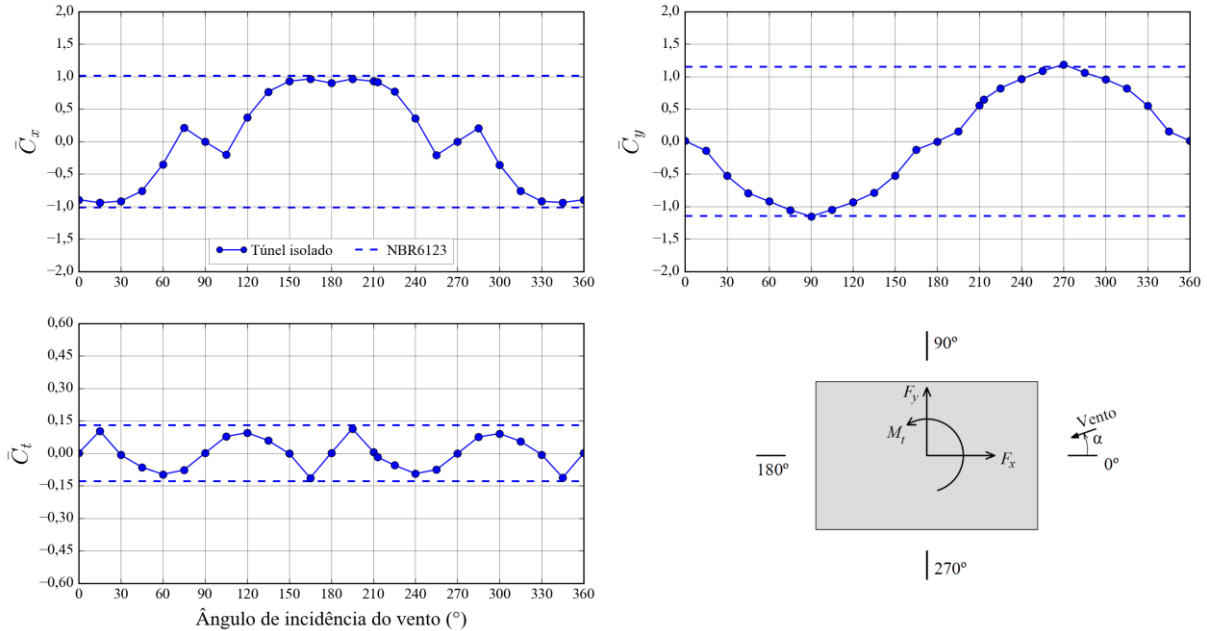
b – ordenada da área dA_x (figura 4.2).

O coeficiente de torção médio é definido pela equação 4.14. Já para o coeficiente de torção rms utilizou-se uma definição diferente, a qual é apresentada no próximo capítulo.

$$\bar{C}_t = \frac{\bar{M}_t}{q B_x B_y H} \quad (4.14)$$

4.2 RESULTADOS

Procedeu-se o cálculo das séries temporais das forças e do momento torçor na base dos modelos para cada ângulo de incidência do vento. Em seguida calcularam-se as médias e os respectivos coeficientes de força e de torção. As rotinas de cálculo foram elaboradas no software *Python*. Como comparação, realizou-se o cálculo das forças devidas ao vento conforme metodologia da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Inicialmente foram obtidos os coeficientes de arrasto da Figura 4 da norma brasileira, a qual refere-se a edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. As dimensões de referência dos edifícios foram apresentadas no capítulo anterior e correspondem as medidas do retângulo circunscrito à seção transversal. Para cada perfil de velocidades utilizado no ensaio, empregou-se a respectiva Categoria do terreno da norma brasileira, conforme explicitado no capítulo 3. Nos casos em que o relevo do entorno do edifício foi modelado no túnel, calculou-se o fator topográfico S_1 cujos valores estimados encontram-se no Anexo A. Por fim, as forças e o momento torçor foram adimensionalizados, tornando-os independente da velocidade básica do vento utilizada. Os resultados obtidos são apresentados no Apêndice A e são exemplificados para o edifício E01 na figura 4.4.

Figura 4.4 – Coeficientes médios para o E01 isolado com expoente $p = 0,23$ 

(fonte: elaborado pelo autor)

Para o edifício E01, o coeficiente de torção atinge valor máximo absoluto de 0,114 para o ângulo de 165°, simultaneamente com o máximo coeficiente de força em x , igual a 0,963. Com o aumento do ângulo de incidência, ocorre a inversão do sentido do coeficiente de torção, atingindo um mínimo local para 60° igual a -0,094. Essa mudança de sentido foi também reportada por Isyumov e Poole (1983) e Boggs et al. (2000). Já o coeficiente de força em y atinge o valor máximo de 1,187 para a incidência de 270°. Os valores obtidos para os ângulos nos quais é verificada a simetria são praticamente idênticos, conforme pode ser constatado na figura 4.4.

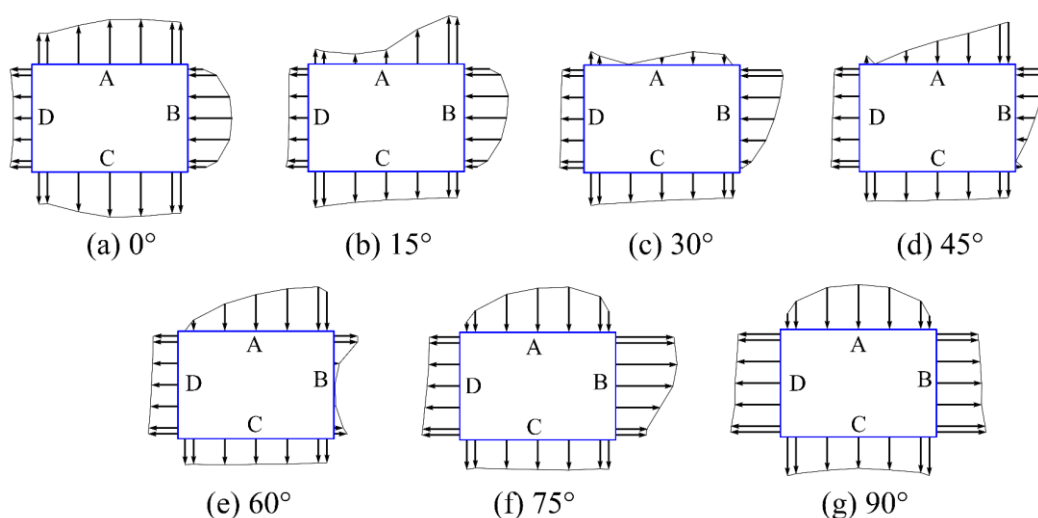
Pela metodologia da norma brasileira obteve-se o valor de 1,015 para o coeficiente de força em x e de 1,150 para o coeficiente de força em y . Esses valores foram, respectivamente, 5,4% superior e 3,1% inferior aos fornecidos pelos ensaios em túnel de vento. Referente à torção, a norma brasileira fornece o valor de 0,129 correspondente a torção devida ao vento paralelo ao eixo y e de 0,051 para o coeficiente de torção devido ao vento paralelo ao eixo x .

No ensaio em túnel de vento verificou-se que a máxima força em x ocorre simultaneamente ao máximo momento torçor, o que não está previsto pela metodologia da NBR 6123. No que tange

aos valores máximos, a norma brasileira forneceu ótimas estimativas para as forças e momentos atuantes no edifício E01.

O efeito da direção do vento (direcionalidade) nas pressões médias é apresentado na figura 4.5. Em geral, verificou-se que, para as direções apresentadas, as pressões na fachada A exercem forte influência na magnitude do momento torçor, conforme apresentado na fachada 2 da figura 2.1, item 2.1.1 do presente trabalho.

Figura 4.5 – Distribuição de pressões médias para o E01 na cota $0,6H$



(fonte: elaborado pelo autor)

Os próximos itens apresentam comparativos dos resultados obtidos no túnel com os fornecidos pela NBR 6123.

4.2.1 Coeficientes de força

Para cada ângulo de incidência ensaiado no túnel calcularam-se os coeficientes de força médios. Destes coeficientes selecionou-se o maior valor absoluto e compararam-se os valores com os fornecidos pela NBR 6123. O resultado é apresentado no quadro 4.1.

O cálculo das forças devidas ao vento pela metodologia da norma brasileira foi feito em 100 cotas igualmente espaçadas ao longo da altura. Em cada cota foram calculados os valores dos fatores S_1 e S_2 , da velocidade do vento e da força de arrasto. Essas forças foram somadas para a obtenção da força total na base. O entorno de cada edifício com vizinhança foi avaliado e nos

casos em que se julgou adequado considerou-se o fator de vizinhança máximo igual a 1,3, não sendo calculado conforme previsto Anexo G da norma brasileira.

Quadro 4.1 – Coeficientes de força

Edifício	p	Conf.	Coeficiente de força em x (\bar{C}_x)		Coeficiente de força em y (\bar{C}_y)	
			Túnel	NBR6123	Túnel	NBR 6123
E01	0,23	Isolado	0,963 (165°)	1,015 (0°)	1,187 (270°)	1,150 (90°)
E02	0,23	Sem viz.	0,943 (15°)	0,867 (0°)	1,116 (90°)	1,156 (90°)
		Com viz.	0,975 (30°)	1,127* (0°)	1,037 (90°)	1,503* (90°)
	0,34	Sem viz.	0,823 (15°)	0,803 (0°)	0,998 (90°)	1,071 (90°)
		Com viz.	0,859 (30°)	1,044* (0°)	0,929 (90°)	1,392* (90°)
E03	0,11	Sem viz.	1,097 (180°)	1,052 (0°)	1,573 (270°)	1,337 (90°)
		Com viz.	1,103 (180°)	1,368* (0°)	1,695 (270°)	1,738* (90°)
	0,23	Sem viz.	0,928 (180°)	0,957 (0°)	1,320 (270°)	1,216 (90°)
		Com viz.	0,895 (180°)	1,244* (0°)	1,437 (270°)	1,580* (90°)
E04a	0,23	Sem viz.	1,046 (150°)	0,982 (0°)	1,473 (84°)	1,094 (90°)
E04b	0,23	Sem viz.	0,941 (334°)	0,982 (0°)	1,050 (84°)	1,094 (90°)
E05a	0,23	Sem viz.	0,848 (330°)	0,818 (0°)	1,222 (300°)	1,175 (90°)
		Com viz.	0,498 (330°)	1,063* (0°)	1,208 (300°)	1,528* (90°)
E05b	0,23	Sem viz.	0,688 (15°)	0,766 (0°)	1,376 (255°)	1,298 (90°)
		Com viz.	0,744 (15°)	0,995* (0°)	1,210 (75°)	1,687* (90°)
E06	0,23	Isolado	0,978 (315°)	0,865 (0°)	1,012 (45°)	1,121 (90°)
		Com viz.	1,180 (240°)	1,125* (0°)	1,257 (36°)	1,457* (90°)
E07	0,11	Sem viz.	0,722 (45°)	0,869 (0°)	0,941 (75°)	1,186 (90°)
		Com viz.	0,737 (30°)	1,129* (0°)	0,958 (75°)	1,542* (90°)
	0,23	Sem viz.	0,592 (45°)	0,793 (0°)	0,818 (75°)	1,083 (90°)
		Com viz.	0,603 (45°)	1,031* (0°)	0,829 (75°)	1,408* (90°)
	0,34	Sem viz.	0,585 (45°)	0,735 (0°)	0,816 (75°)	1,003 (90°)
		Com viz.	0,589 (45°)	0,955* (0°)	0,835 (75°)	1,304* (90°)
E08	0,23	Sem viz.	1,037 (30°)	0,902 (0°)	0,933 (255°)	1,129 (90°)
		Com viz.	0,941 (0°)	1,172* (0°)	0,917 (255°)	1,467* (90°)
E09	Misto	Com viz.	1,168 (210°)	1,338* (0°)	1,471 (255°)	1,535* (90°)
E10	Misto	Com viz.	0,987 (315°)	1,032* (0°)	1,295 (285°)	1,529* (90°)
E11	0,23	Com viz.	0,898 (330°)	0,879* (0°)	1,095 (270°)	1,469* (90°)
E12a	0,23	Sem viz.	0,726 (105°)	0,633 (0°)	0,735 (105°)	1,103 (90°)
		Com viz.	0,736 (105°)	0,823* (0°)	0,741 (105°)	1,469* (90°)

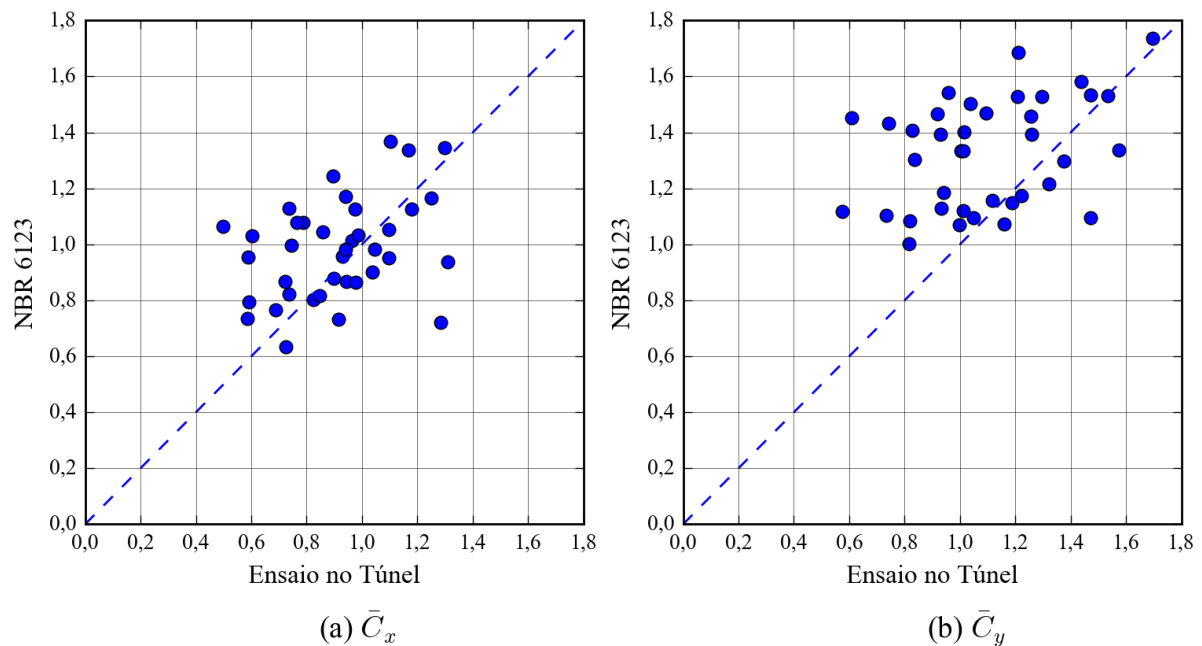
E12b	0,23	Sem viz.	1,285 (75°)	0,722 (0°)	0,576 (270°)	1,117 (90°)
		Com viz.	1,311 (75°)	0,938* (0°)	0,609 (270°)	1,452* (90°)
E13	Misto	Com viz. 1	0,788 (165°)	1,077 (0°)	1,003 (90°)	1,333 (90°)
	Misto	Com viz. 2	0,765 (240°)	1,077 (0°)	1,012 (90°)	1,333 (90°)
E14	0,23	Com viz.	1,298 (15°)	1,345 (0°)	1,534 (75°)	1,531 (90°)
E15	0,23	Com viz.	1,250 (210°)	1,165* (0°)	1,015 (75°)	1,401* (90°)
E16	0,34	Isolado	0,914 (30°)	0,731 (0°)	1,161 (270°)	1,071 (90°)
		Com viz.	1,097 (345°)	0,951* (0°)	1,260 (105°)	1,393* (90°)

*Considerou-se $FV = 1,3$

(fonte: elaborado pelo autor)

Com o intuito de facilitar a visualização da dispersão dos resultados, os mesmos dados do quadro anterior foram utilizados para a elaboração dos gráficos da figura 4.6. No eixo vertical encontram-se os valores da NBR 6123 e no eixo horizontal os valores do túnel.

Figura 4.6 – Comparativo dos coeficientes de força do túnel e da NBR 6123



(fonte: elaborado pelo autor)

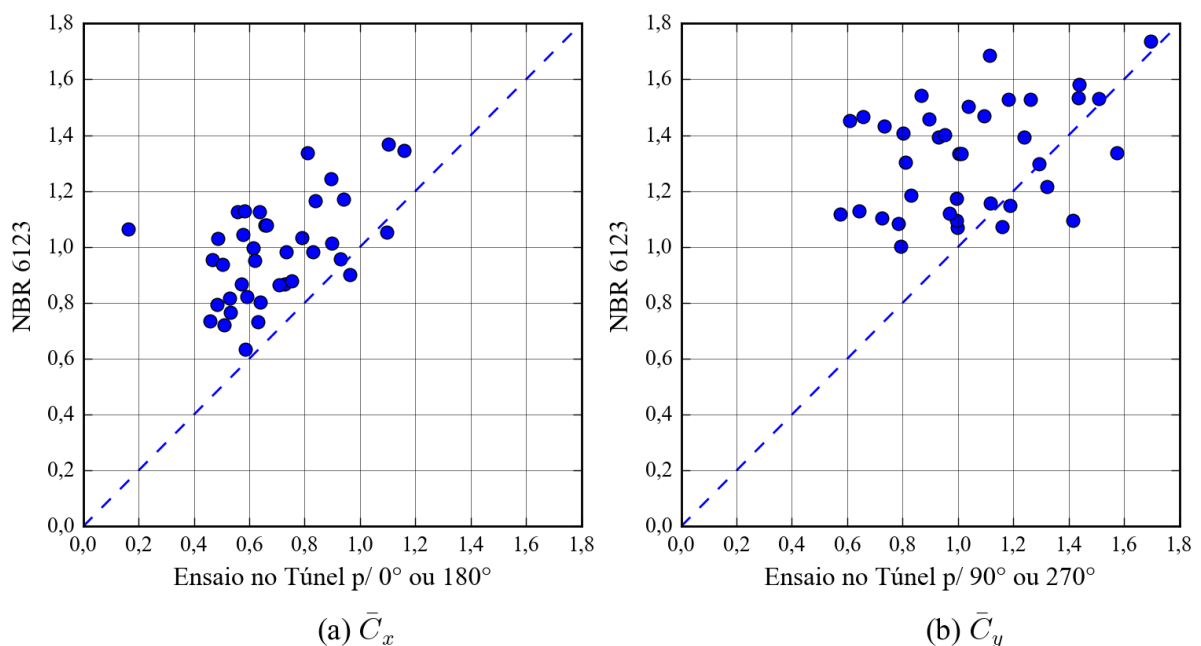
Para 23 das 38 configurações estudadas (60,5%) a NBR 6123 forneceu forças em x superiores às obtidas no túnel de vento. O resultado no qual a NBR 6123 mais subestimou a força em x foi para o edifício E12b sem vizinhança, cujo resultado no túnel foi 78% superior ao obtido pela norma brasileira. Cabe salientar que este edifício está imediatamente ao lado do edifício E12a,

havendo contato entre eles (ver figura 3.5) e que para fins de aplicação da NBR 6123 foram considerados edifícios separados.

Tratando-se de forças em y , em 30 das 38 configurações (78,9%) a norma brasileira forneceu forças superiores às obtidas no túnel de vento. O resultado no qual a norma brasileira mais subestimou a força em y foi para o edifício E04a, cujo resultado do túnel foi 34,6% superior ao fornecido pela norma brasileira.

Salienta-se que a abordagem da norma brasileira é aplicável para edificações com planta retangular e para o vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas. Analisando-se os dados do quadro 4.1, nota-se que a máxima força normalmente ocorre para ventos oblíquos, fato não previsto pela norma brasileira. Visando comparar os resultados do túnel para as direções ortogonais às fachadas, elaborou-se o gráfico apresentado na figura 4.7. Para elaboração desse gráfico, selecionaram-se apenas as direções de 0° e 180° para a direção x e de 90° e 270° para a direção y . Dos coeficientes de forças obtidos no túnel para cada respectiva incidência selecionou-se o maior em valor absoluto. Nesta análise verificou-se que 36 dos 38 (94,7%) coeficientes de força em x fornecidos pela norma brasileira foram superiores aos do túnel. Já para as forças em y , 33 dos 38 casos estudados (86,8%) a NBR6123 forneceu resultados superiores.

Figura 4.7 – Comparativo dos coeficientes de força para direções ortogonais



(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.2 Coeficiente de torção

Calculou-se o coeficiente de torção médio para cada ângulo de incidência do túnel. Destes coeficientes selecionou-se o maior valor absoluto e comparou-se o valor com os fornecidos pela NBR 6123. Para auxiliar o comparativo, definem-se as excentricidades normalizadas:

$$\frac{\hat{e}_x}{B_x} = \frac{M_t^{\text{túnel}}}{F_y^{\text{NBR}} B_x} \quad (4.15)$$

$$\frac{\hat{e}_y}{B_y} = \frac{M_t^{\text{túnel}}}{F_x^{\text{NBR}} B_y} \quad (4.16)$$

Sendo:

$M_t^{\text{túnel}}$ – máximo momento torçor médio obtido no túnel;

F_x^{NBR} – força em x calculada pela metodologia da NBR 6123;

F_y^{NBR} – força em y calculada pela metodologia da NBR 6123.

Relembrando que a NBR 6123 prevê os valores de 7,5% e 15% para as excentricidades normalizadas nas situações sem e com efeitos de vizinhança respectivamente.

O quadro 4.2 apresenta um comparativo dos coeficientes de torção e das excentricidades normalizadas. A maior fachada da edificação, por critérios adotados nos ensaios, sempre é posicionada paralelamente ao eixo x . Conseqüentemente, o maior momento torçor fornecido pela norma brasileira sempre ocorre para o vento correspondente aos ângulos de 90° e 270°.

Quadro 4.2 – Coeficientes de torção e excentricidades normalizadas

Edifício	p	Conf.	Coeficiente de torção (\bar{C}_t)		Túnel / NBR 6123	
			Túnel	NBR6123	\hat{e}_x/B_x	\hat{e}_y/B_y
E01	0,23	Isolado	0,114 (165°)	0,129 (90°)	6,6%	16,8%
E02	0,23	Sem viz.	0,177 (300°)	0,181 (90°)	7,4%	42,7%
		Com viz.	0,242 (300°)	0,362 (90°)	10,0%	58,2%
	0,34	Sem viz.	0,152 (300°)	0,168 (90°)	6,8%	39,5%
		Com viz.	0,211 (300°)	0,335 (90°)	9,4%	54,7%

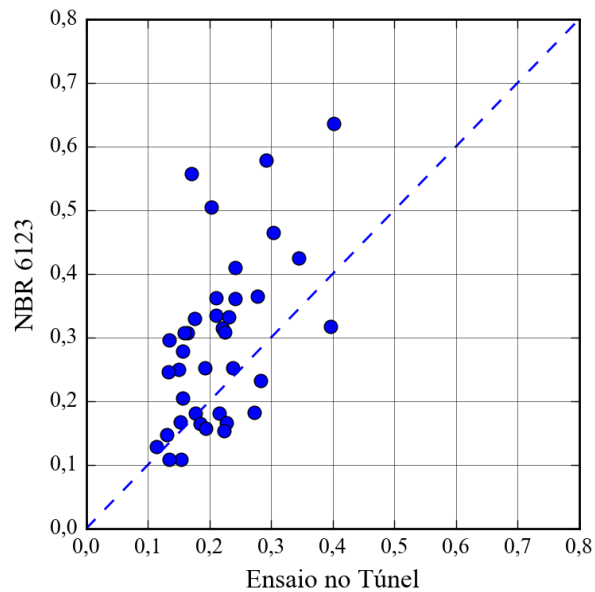
E03	0,11	Sem viz.	0,216 (195°)	0,181 (90°)	8,9%	37,1%
		Com viz.	0,211 (195°)	0,362 (90°)	8,8%	36,3%
	0,23	Sem viz.	0,186 (195°)	0,165 (90°)	8,4%	35,0%
		Com viz.	0,176 (195°)	0,329 (90°)	8,0%	33,3%
E04a	0,23	Sem viz.	0,154 (180°)	0,108 (90°)	10,7%	20,7%
E04b	0,23	Sem viz.	0,134 (0°)	0,108 (90°)	9,3%	18,0%
E05a	0,23	Sem viz.	0,193 (135°)	0,253 (90°)	5,7%	67,8%
		Com viz.	0,204 (135°)	0,505 (90°)	6,0%	71,4%
E05b	0,23	Sem viz.	0,157 (30°)	0,279 (90°)	4,2%	58,8%
		Com viz.	0,170 (30°)	0,558 (90°)	4,6%	63,8%
E06	0,23	Isolado	0,195 (315°)	0,157 (90°)	9,3%	42,1%
		Com viz.	0,221 (240°)	0,315 (90°)	10,5%	47,8%
E07	0,11	Sem viz.	0,273 (30°)	0,182 (90°)	11,2%	64,3%
		Com viz.	0,278 (30°)	0,365 (90°)	11,5%	65,7%
	0,23	Sem viz.	0,227 (30°)	0,166 (90°)	10,2%	58,8%
		Com viz.	0,231 (30°)	0,333 (90°)	10,4%	59,7%
	0,34	Sem viz.	0,224 (30°)	0,154 (90°)	10,9%	62,5%
		Com viz.	0,225 (30°)	0,308 (90°)	10,9%	62,7%
E08	0,23	Sem viz.	0,131 (75°)	0,148 (90°)	6,6%	25,4%
		Com viz.	0,135 (60°)	0,296 (90°)	6,8%	26,1%
E09	Misto	Com viz.	0,150 (30°)	0,250 (90°)	9,0%	20,6%
E10	Misto	Com viz.	0,345 (40°)	0,425 (90°)	12,2%	104,9%
E11	0,23	Com viz.	0,293 (150°)	0,579 (90°)	7,6%	148,0%
E12a	0,23	Sem viz.	0,396 (210°)	0,318 (90°)	9,3%	240,6%
		Com viz.	0,402 (210°)	0,636 (90°)	9,5%	243,8%
E12b	0,23	Sem viz.	0,283 (330°)	0,233 (90°)	9,1%	108,8%
		Com viz.	0,304 (330°)	0,465 (90°)	9,8%	117,1%
E13	Misto	Com viz. 1	0,165 (315°)	0,308 (90°)	8,0%	23,5%
	Misto	Com viz. 2	0,159 (38°)	0,308 (90°)	7,8%	22,8%
E14	0,23	Com viz.	0,133 (285°)	0,247 (90°)	8,1%	10,6%
E15	0,23	Com viz.	0,238 (300°)	0,253 (90°)	14,1%	41,6%
E16	0,34	Isolado	0,156 (300°)	0,205 (90°)	5,7%	54,5%
		Com viz.	0,242 (300°)	0,410 (90°)	8,9%	84,4%

(fonte: elaborado pelo autor)

Para facilitar a visualização de todos os dados, elaborou-se o gráfico apresentado na figura 4.8. No eixo vertical encontram-se os coeficientes de torção obtidos pela metodologia da NBR 6123

e no eixo horizontal os fornecidos pelo ensaio em túnel de vento. Para 28 das 38 configurações estudadas (73,8%), a estimativa da norma brasileira foi superior a fornecida pelo túnel de vento. O resultado mais afastado contra a segurança foi para o edifício E07 sem vizinhança, situação na qual o resultado do túnel foi 49,5% superior ao da norma brasileira.

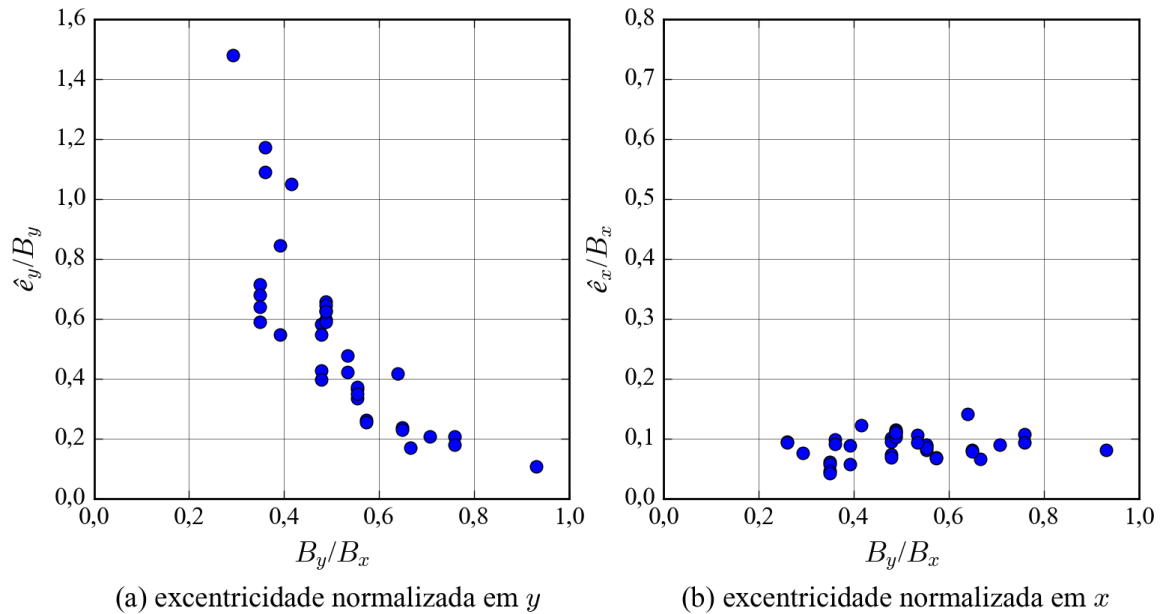
Figura 4.8 – Coeficiente de torção



(fonte: elaborado pelo autor)

As excentricidades normalizadas definidas em 4.15 e 4.16 são apresentadas na figura 4.9 em função da relação entre os lados da seção transversal. Verifica-se a tendência da excentricidade em y aumentar com a diminuição da relação entre os lados, fato que não acontece para a excentricidade em x . Particularmente edifícios estreitos e alongados, como o E11, apresentaram excentricidades grandes na direção y . O comportamento verificado na figura 4.9 serviu como base para a elaboração da proposta para a estimativa do momento torçor médio, apresentada no item 4.2.2.2.

Figura 4.9 – Excentricidades normalizadas



(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.2.1 Influência da vizinhança

Conforme apresentado no capítulo 3, a presença de uma edificação vizinha pode modificar significativamente o campo aerodinâmico, causando alterações nas forças devidas ao vento. O quadro 4.3 apresenta um comparativo entre os coeficientes de torção para as situações com e sem vizinhança. Com exceção do E03, observou-se que para as situações estudadas houve um aumento do momento torçor com a presença de edifícios vizinhos, podendo atingir um aumento de até 54,8% para o edifício E16.

Quadro 4.3 – Influência da vizinhança no coeficiente de torção

Edifício	p	\bar{C}_t		A/B - 1
		Sem Viz. (B)	Com Viz. (A)	
E02	0,23	0,177	0,242	36,4%
	0,34	0,152	0,211	38,4%
E03	0,11	0,216	0,211	-2,1%
	0,23	0,186	0,176	-5,4%
E05a	0,23	0,193	0,204	5,3%
E05b	0,23	0,157	0,170	8,5%
E06	0,23	0,195	0,221	13,4%
E07	0,11	0,273	0,278	2,1%
	0,23	0,227	0,231	1,5%
	0,34	0,224	0,225	0,3%
E08	0,23	0,131	0,135	2,7%
E12a	0,23	0,396	0,402	1,4%
E12b	0,23	0,283	0,304	7,5%
E16	0,34	0,156	0,242	54,8%

(fonte: elaborado pelo autor)

Classificaram-se as configurações em duas amostras: uma na qual a vizinhança foi modelada no ensaio e a outra sem vizinhança. Dessas amostras calcularam-se o valor médio e o desvio-padrão do coeficiente de torção e da excentricidade normalizada em x . Os resultados são apresentados no quadro 4.4. As edificações E12a e E12b foram excluídas dos grupos por apresentarem valores elevados para o coeficiente de torção, fato que pode estar relacionado com a existência de contato entre elas (figura 3.5). Nota-se que a amostra com vizinhança, como esperado, apresentou resultados superiores aos sem vizinhança, sendo as respectivas médias das excentricidades normalizadas iguais a 9,08% e 8,14%. A amostra sem vizinhança apresentou menor dispersão dos resultados do que a amostra com vizinhança.

Quadro 4.4 – Valores médios e desvios-padrões do coeficiente de torção e excentricidade normalizada

Configuração	\bar{C}_t		\hat{e}_x/B_x	
	Média	Desvio-Padrão	Média	Desvio-Padrão
Sem Vizinhança	0,179	0,042	8,14%	2,09%
Com Vizinhança	0,212	0,054	9,08%	2,19%
Todas	0,198	0,052	8,67%	2,19%

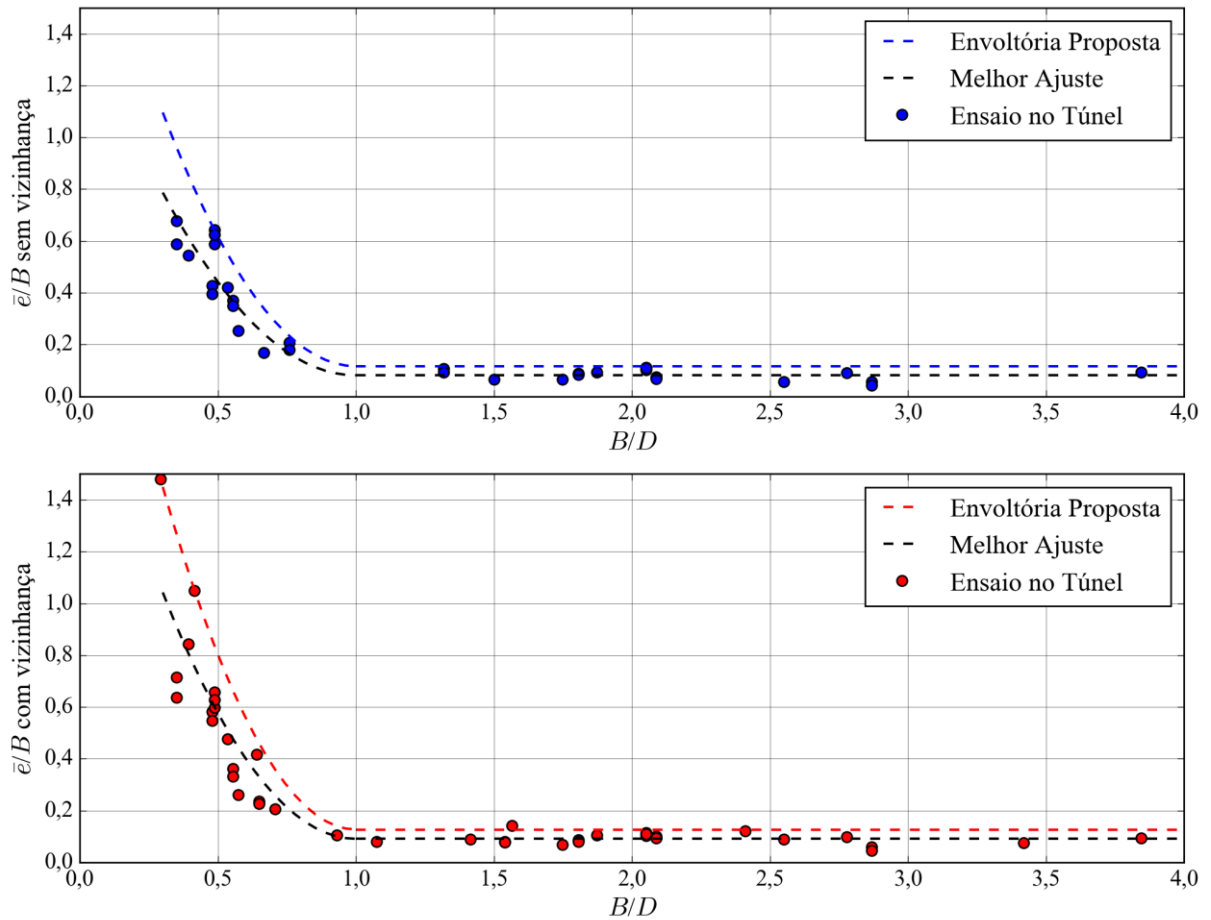
(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.2.2 Proposta para estimativa do momento torçor médio

Analisando-se os ângulos de incidência nos quais ocorrem o maior momento torçor médio não se notou relação com os ângulos nos quais ocorrem as máximas forças médias em x e em y . Em alguns casos, como para o E01, a torção máxima ocorre para ângulos pequenos e praticamente simultaneamente a maior força em x . Para outros notou-se que tal ocorrência acontece juntamente com a máxima força em y . Visando contemplar ambos os casos, propõe-se uma abordagem conservadora que prevê a ocorrência da maior torção obtida no túnel simultaneamente a força em x para uma situação de cálculo e conjuntamente a força em y para outra situação. Em virtude da discrepância entre os resultados dos edifícios E12a e E12b e os demais, estes não foram utilizados para a elaboração dessa formulação.

Calculam-se as forças de arrasto nas direções x e y conforme a metodologia da NBR 6123. Determina-se a excentricidade para estimativa do momento torção através da equação 4.17 para edificações sem efeitos de vizinhança e 4.18 para edificações com efeitos de vizinhança. Essas equações foram baseadas nos dados experimentais apresentados na figura 4.10. Nas situações nas quais a largura é maior do que a profundidade propõe-se uma excentricidade normalizada constante, calculada considerando-se um intervalo de confiança de 95% da amostra estudada. Nas demais situações, ajustou-se uma envoltória parabólica.

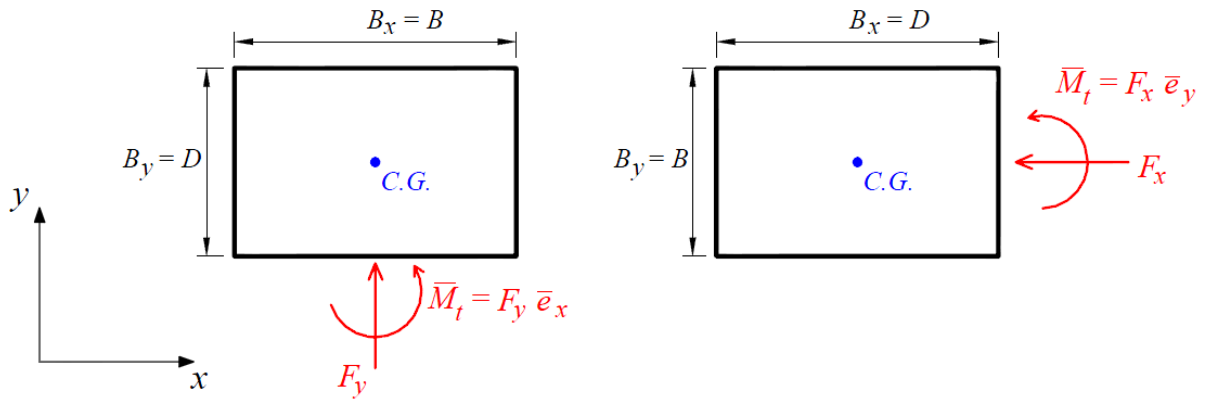
Figura 4.10 – Curvas propostas para as excentricidades normalizadas sem e com vizinhança



(fonte: elaborado pelo autor)

Quando a força de arrasto for paralela ao eixo y (F_y), essa força deve ser multiplicada pela excentricidade \bar{e}_x , a qual é calculada com $B = B_x$ e $D = B_y$ (conforme figura 4.11). Nos casos em que a força de arrasto é paralela ao eixo x (F_x), tal força é multiplicada pela excentricidade \bar{e}_y , calculada com as dimensões $B = B_y$ e $D = B_x$.

Figura 4.11 – Dimensões de referência



(fonte: elaborado pelo autor)

$$\bar{e} = \begin{cases} \frac{2B^3}{D^2} - \frac{4B^2}{D} + 2,116B & \text{para } 0,3D \leq B < D \\ 0,116B & \text{para } D \leq B \leq 4D \end{cases} \quad (4.17)$$

Sendo:

 B – largura conforme figura 4.11; D – profundidade conforme figura 4.11.

$$\bar{e} = \begin{cases} \frac{2,7B^3}{D^2} - \frac{5,4B^2}{D} + 2,827B & \text{para } 0,3D \leq B < D \\ 0,127B & \text{para } D \leq B \leq 4D \end{cases} \quad (4.18)$$

As fórmulas 4.19 e 4.20 representam as curvas que melhor se ajustaram aos dados obtidos. Nas situações em que a largura é maior do que a profundidade, propõe-se também um trecho horizontal cujo valor é igual a média das excentricidades do respectivo trecho. Nas demais situações ajustou-se uma parábola com o método dos mínimos quadrados.

A curva que melhor se ajustou aos pontos sem efeitos de vizinhança:

$$\bar{e} = \begin{cases} \frac{1,44B^3}{D^2} - \frac{2,88B^2}{D} + 1,521B & \text{para } 0,3D \leq B < D \\ 0,081B & \text{para } D \leq B \leq 4D \end{cases} \quad (4.19)$$

Melhor ajuste com efeitos de vizinhança:

$$\bar{e} = \begin{cases} \frac{1,94B^3}{D^2} - \frac{3,88B^2}{D} + 2,031B & \text{para } 0,3D \leq B < D \\ 0,091B & \text{para } D \leq B \leq 4D \end{cases} \quad (4.20)$$

5 RESPOSTA FLUTUANTE EM TORÇÃO

Neste capítulo apresenta-se uma proposta de metodologia para estimativa dos efeitos flutuantes do vento e comparativos dos resultados fornecidos com a base de dados. Também são apresentadas propostas para o número de Strouhal e coeficiente de torção rms.

5.1 DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA

A resposta dinâmica de um sistema com n graus de liberdade é determinada através da solução da equação matricial de equilíbrio dinâmico:

$$\mathbf{M} \ddot{\vec{u}}(t) + \mathbf{C} \dot{\vec{u}}(t) + \mathbf{K} \vec{u}(t) = \vec{F}(t) \quad (5.1)$$

Sendo:

\mathbf{M} – matriz de massa;

\mathbf{C} – matriz de amortecimento;

\mathbf{K} – matriz de rigidez;

$\vec{u}(t), \dot{\vec{u}}(t), \ddot{\vec{u}}(t)$ – vetores deslocamentos, velocidades e acelerações generalizadas, respectivamente;

$\vec{F}(t)$ – vetor de cargas.

Utilizando o método da superposição modal, escreve-se o vetor deslocamento como a soma dos deslocamentos modais:

$$\vec{u}(t) = \sum_{k=1}^n u_k(t) \vec{\varphi}_k \quad (5.2)$$

Sendo:

$u_k(t)$ – resposta modal;

$\vec{\varphi}_k$ – forma modal.

As formas modais $\vec{\varphi}_k$ e as respectivas frequências naturais ω_k são determinadas a partir da solução do problema de autovalores e autovetores:

$$\mathbf{K} \vec{\varphi}_k = \omega_k^2 \mathbf{M} \vec{\varphi}_k \quad (5.3)$$

No presente trabalho estudaram-se apenas formas modais torcionais. Ou seja, as respostas longitudinal e transversal não foram determinadas. Admite-se que essas formas modais possam ser escritas na forma:

$$\varphi_{k_i} = \left(\frac{z_i}{H} \right)^\gamma \quad (5.4)$$

Sendo:

φ_{k_i} – i-ésimo componente da k-ésima forma modal;

z_i – cota do i-ésimo grau de liberdade;

γ – expoente da forma modal.

Pré-multiplicando a equação 5.1 por $\vec{\varphi}_k^T$ e utilizando a definição 5.2 chega-se a:

$$[\vec{\varphi}_k^T \mathbf{M} \vec{\varphi}_k] \ddot{u}_k(t) + [\vec{\varphi}_k^T \mathbf{C} \vec{\varphi}_k] \dot{u}_k(t) + [\vec{\varphi}_k^T \mathbf{K} \vec{\varphi}_k] u_k(t) = [\vec{\varphi}_k^T \vec{F}(t)] \quad (5.5)$$

Sendo:

$[\vec{\varphi}_k^T \mathbf{M} \vec{\varphi}_k] = M_k$ – massa modal;

$[\vec{\varphi}_k^T \mathbf{C} \vec{\varphi}_k] = C_k$ – amortecimento modal;

$[\vec{\varphi}_k^T \mathbf{K} \vec{\varphi}_k] = K_k$ – rigidez modal;

$[\vec{\varphi}_k^T \vec{F}(t)] = F_k(t)$ – força modal.

Assim, a equação matricial resulta em equações diferenciais desacopladas, uma para cada modo:

$$M_k \ddot{u}_k(t) + C_k \dot{u}_k(t) + K_k u_k(t) = F_k(t) \quad (5.6)$$

As quais podem ser resolvidas no domínio do tempo ou da frequência. Após a determinação das respostas modais, utiliza-se a equação 5.2 para o cálculo da resposta da estrutura, sendo possível truncá-la para um número muito menor de termos do que o número de graus de liberdade da estrutura. O presente trabalho limitou-se ao estudo da equação diferencial correspondente ao primeiro modo de vibração torcional e sua solução foi obtida por integração no domínio da frequência (transformada de Fourier).

Caso o espectro de potência da força modal seja conhecido, é possível determinar o espectro do deslocamento modal:

$$S_{u_k} = |H(f)|^2 S_{F_k} \quad (5.7)$$

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{K_k^2} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{f}{f_k}\right)^2\right]^2 + \left[2\zeta_k \left(\frac{f}{f_k}\right)^2\right]^2} \quad (5.8)$$

Sendo:

f_k – frequência natural do k-ésimo modo de vibração;

S_{u_k} – espectro de potência da resposta modal;

$H(f)$ – admitância mecânica;

S_{F_k} – espectro de potência da força modal;

ζ_k – razão de amortecimento crítico.

Integrando-se o espectro da resposta modal obtém-se o valor rms da resposta modal σ_{u_k} :

$$\sigma_{u_k}^2 = \int_0^{\infty} S_{u_k} df \quad (5.9)$$

O qual pode ser multiplicado por um fator de pico g para a obtenção do pico da resposta modal:

$$u_{k,pico} = g\sigma_{u_k} \quad (5.10)$$

O fator de pico da resposta torcional foi calculado pela equação proposta por Davenport (1961):

$$g = \sqrt{2\ln(f_k T_d)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2\ln(f_k T_d)}} \quad (5.11)$$

Sendo:

T_d – intervalo de tempo.

Para fins de dimensionamento, é conveniente especificar um conjunto de forças estáticas equivalentes que causem o pico do deslocamento modal calculado anteriormente. Estas forças podem ser determinadas pela relação:

$$\vec{F}_{k,eq} = \mathbf{K} \vec{u}_{k,pico} \quad (5.12)$$

Caso a matriz de rigidez não seja conhecida explicitamente, pode-se reescrever a equação anterior utilizando as equações 5.2 e 5.3 e determinar-se as forças estáticas equivalentes a partir das frequências naturais e da matriz de massa:

$$\vec{F}_{k,eq} = u_{k,pico} \omega_k^2 \mathbf{M} \vec{\varphi}_k \quad (5.13)$$

Das equações anteriores, constata-se que uma forma possível para a determinação das forças estáticas equivalente é elaborando-se uma metodologia para o espectro do momento torçor modal. Todas as características do carregamento estão contidas nele, sendo possível obter os demais parâmetros do modelo numérico da estrutura.

5.2 EFEITO DA DIRECIONALIDADE

A resposta da estrutura é a soma de uma resposta devida aos efeitos estáticos do vento com a devida aos efeitos flutuantes. A orientação do vento que causa maior deslocamento depende, dentre outros fatores, das características da estrutura. Em edifícios cuja frequência natural torcional é suficientemente alta, a direção na qual obtém-se a maior resposta torcional tende a ser a direção na qual os efeitos estáticos são maiores. Já para edifícios flexíveis, a resposta flutuante corresponde a uma parcela significativa da resposta total e conseqüentemente a direção de maior importância será a direção de maior resposta flutuante.

Visando verificar o efeito da orientação do vento na resposta torcional, analisou-se a resposta torcional para cada direção do vento dos edifícios da base de dados. Admitiu-se modo de vibração linear, razão de amortecimento crítico igual a 1,5% e massa aparente de 300 kg/m³. Os resultados obtidos correspondem a um intervalo de tempo para o cálculo da velocidade média de 10 min, conforme recomendação da NBR 6123. Estes são apresentados utilizando a seguinte notação:

$$\hat{C}_{t,eq} = \frac{\hat{M}_{t,eq}}{qB_x B_y H} \quad (5.14)$$

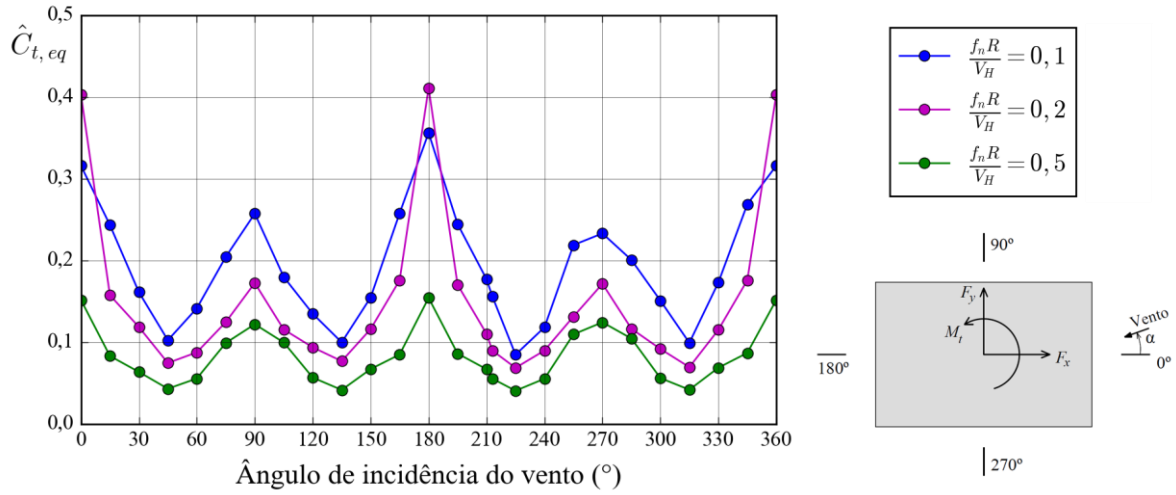
Sendo:

$\hat{C}_{t,eq}$ – coeficiente de torção estático equivalente correspondente aos efeitos flutuantes;

$\hat{M}_{t,eq}$ – momento torçor estático equivalente na base da edificação, conforme equação 5.13.

A figura 5.1 apresenta a resposta flutuante do E01 expressa em termos do coeficiente de torção para várias frequências reduzidas $f_n R/V_H$, sendo f_n a frequência natural, R metade da diagonal do retângulo circunscrito a seção transversal e V_H a velocidade média no topo do edifício. Nota-se que a resposta atinge valores máximos nas direções correspondentes ao vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas. Esse comportamento foi verificado na maioria dos modelos com seção transversal aproximadamente retangular. Nestes, o estudo da parcela flutuante apenas para as incidências de 0°, 90°, 180° e 270° é suficiente na determinação da resposta flutuante torcional.

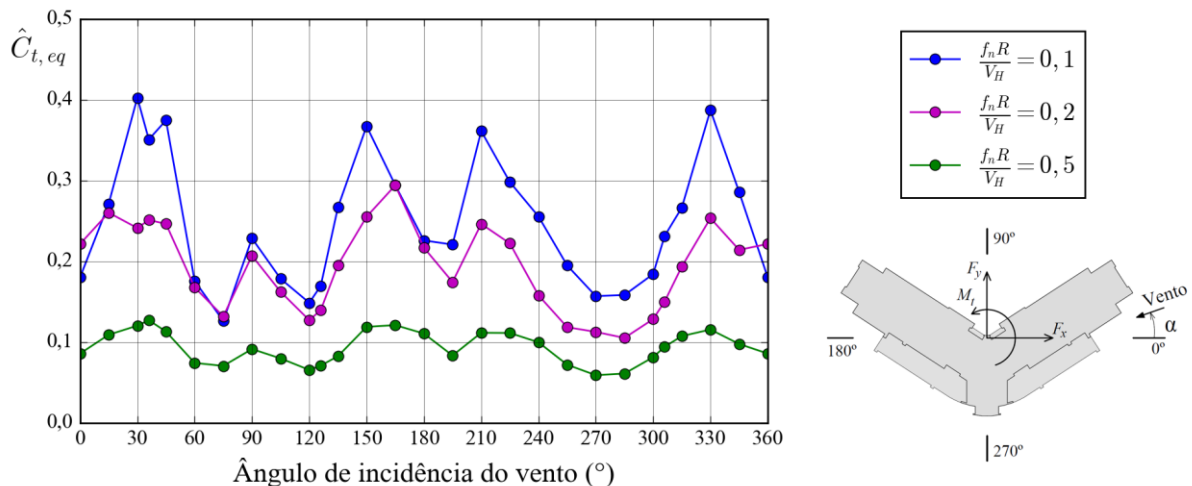
Figura 5.1 – Gráfico do coeficiente de torção estático equivalente para o E01



(fonte: elaborado pelo autor)

Já a figura 5.2 apresenta o gráfico do $\hat{C}_{t,eq}$ para o E06 isolado. Verifica-se que os picos são irregulares, com valores máximos correspondentes a ventos incidindo obliquamente ao retângulo circunscrito à seção transversal. Neste caso, a parcela flutuante da resposta deve ser calculada para cada ângulo de incidência, não podendo, *a priori*, determinar-se em qual ângulo a resposta será máxima. Esse comportamento foi verificado na maioria das seções simétricas (exceto retangulares) e assimétricas.

Figura 5.2 – Gráfico do coeficiente de torção estático equivalente para o E06



(fonte: elaborado pelo autor)

Embora a maioria dos modelos analisados se encontrem na segunda categoria, ou seja, não possuem uma direção predominante para a máxima resposta torcional, restringiu-se, em um

primeiro momento, o estudo da resposta aos ângulos de incidência ortogonais 0° , 90° , 180° e 270° . Tal limitação foi necessária para diminuir o número de direções a serem estudadas para quatro por modelo e é aceitável para seções retangulares, embora possa subestimar a resposta das demais seções.

5.3 NÚMERO DE STROUHAL

O número de Strouhal estabelece uma relação entre a frequência de desprendimento de um par de vórtices f_s , a largura da edificação B e a velocidade do vento no topo do edifício V_H :

$$St_a = \frac{f_s B}{V_H} \quad (5.15)$$

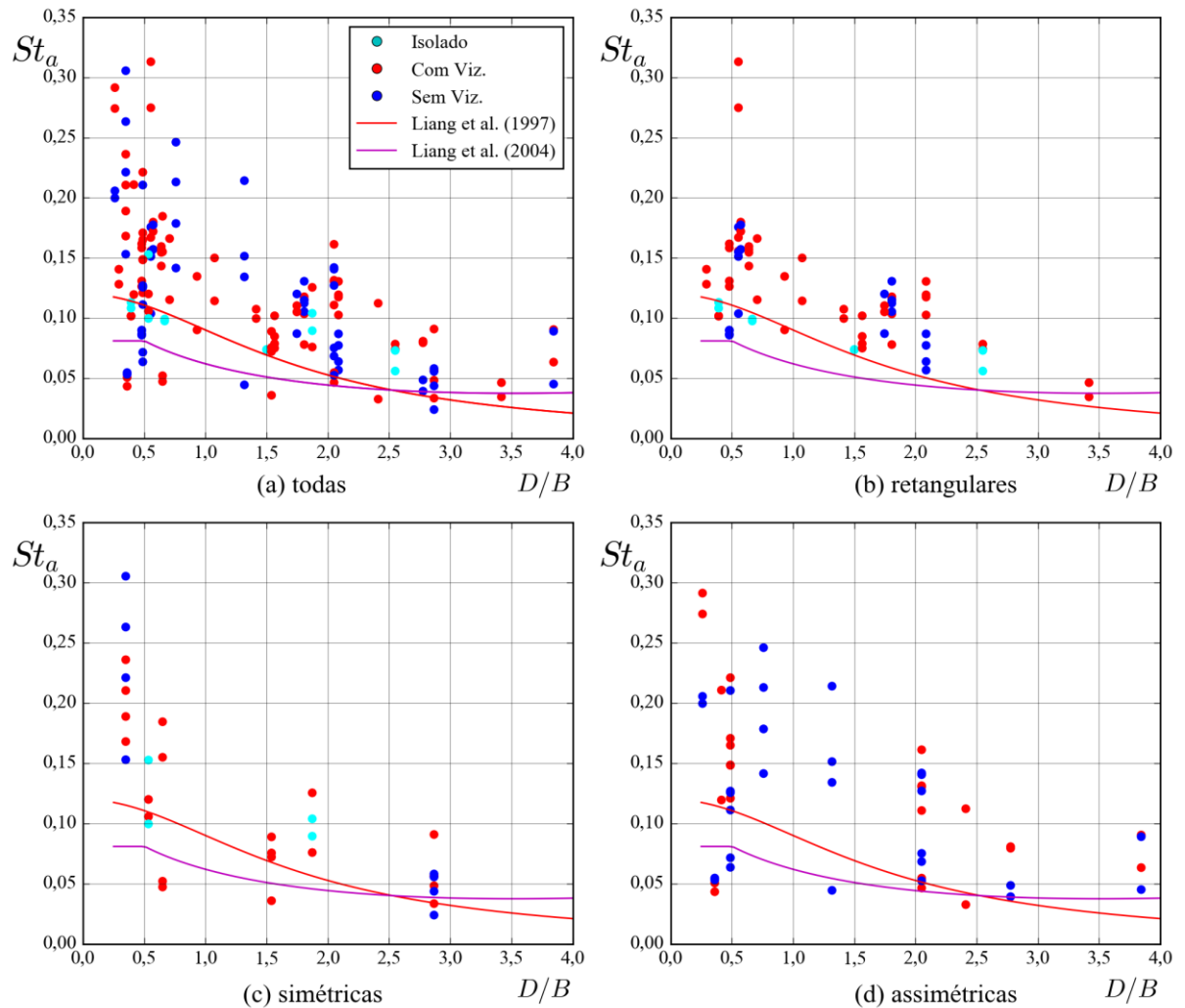
Liang et al. (1997) propõem a seguinte equação para seções retangulares:

$$St_{\text{Liang},B} = \frac{0,12}{[1 + 0,38(D/B)^2]^{0,89}} \quad (5.16)$$

Já Liang et al. (2004) apresentam a seguinte formulação, também para seções retangulares:

$$St_{\text{Liang},S} = \begin{cases} 0,081 & 1/4 \leq D/B \leq 1/2 \\ 0,032(D/B) - 0,12 \sqrt{\frac{D}{B}} + 0,15 & 1/2 < D/B \leq 4 \end{cases} \quad (5.17)$$

As expressões apresentadas foram comparadas com os valores obtidos na análise da base de dados. Para cada caso estudado, obteve-se o espectro de potência da força transversal e dele selecionou-se a frequência correspondente ao seu pico. Em seguida, utilizando a equação 5.15, calculou-se o número de Strouhal. Verificou-se, conforme figura 5.3, que a classificação dos modelos de acordo com seu formato em planta (retangular, simétrico e assimétrico) é útil na diminuição da variabilidade dos resultados. Também se notou que a presença de vizinhança, na maioria dos casos, aumenta o número do Strouhal. Por fim, os valores fornecidos pela literatura técnica forneceram um limite inferior para o número de Strouhal e ficaram próximos aos valores obtidos para as configurações isoladas.

Figura 5.3 – Gráfico do número de Strouhal em função da relação D/B 

(fonte: elaborado pelo autor)

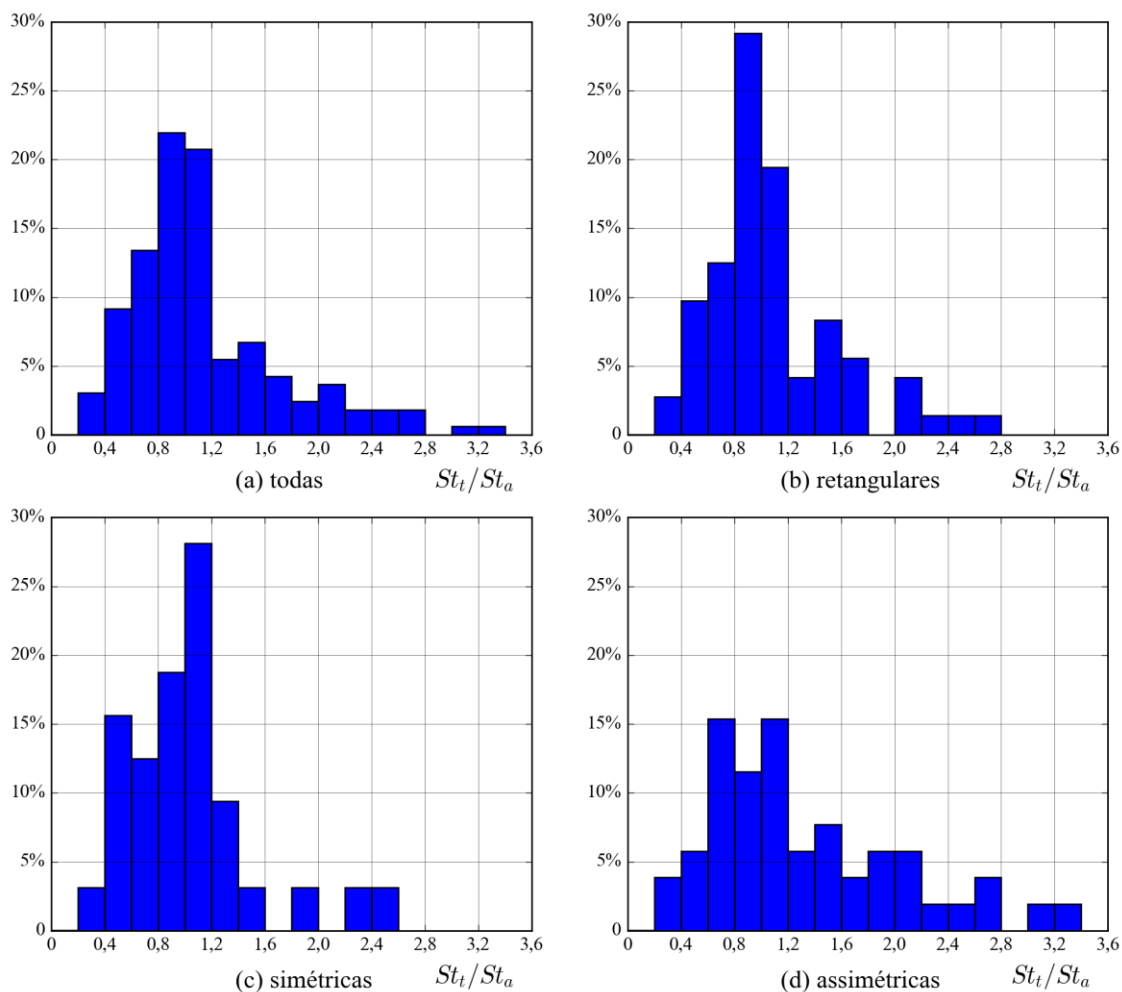
De forma análoga a definição da equação 5.15, define-se um número de Strouhal relacionado à frequência do pico do espectro do momento torçor f_t :

$$St_t = \frac{f_t B}{V_H} \quad (5.18)$$

Liang et al. (2004) afirmam que existe uma relação entre a frequência predominante de desprendimento de vórtices no espectro da força transversal e no espectro do momento torçor. Visando investigar esta relação, elaboraram-se os gráficos apresentados na figura 5.4. No eixo horizontal encontra-se a relação entre o número de Strouhal torcional e transversal (St_t/St_a) e no eixo vertical está representada a fração de resultados em cada intervalo. Analisando-se todas as configurações, verificou-se que para 42,7% dos edifícios a relação encontra-se entre 0,8 e

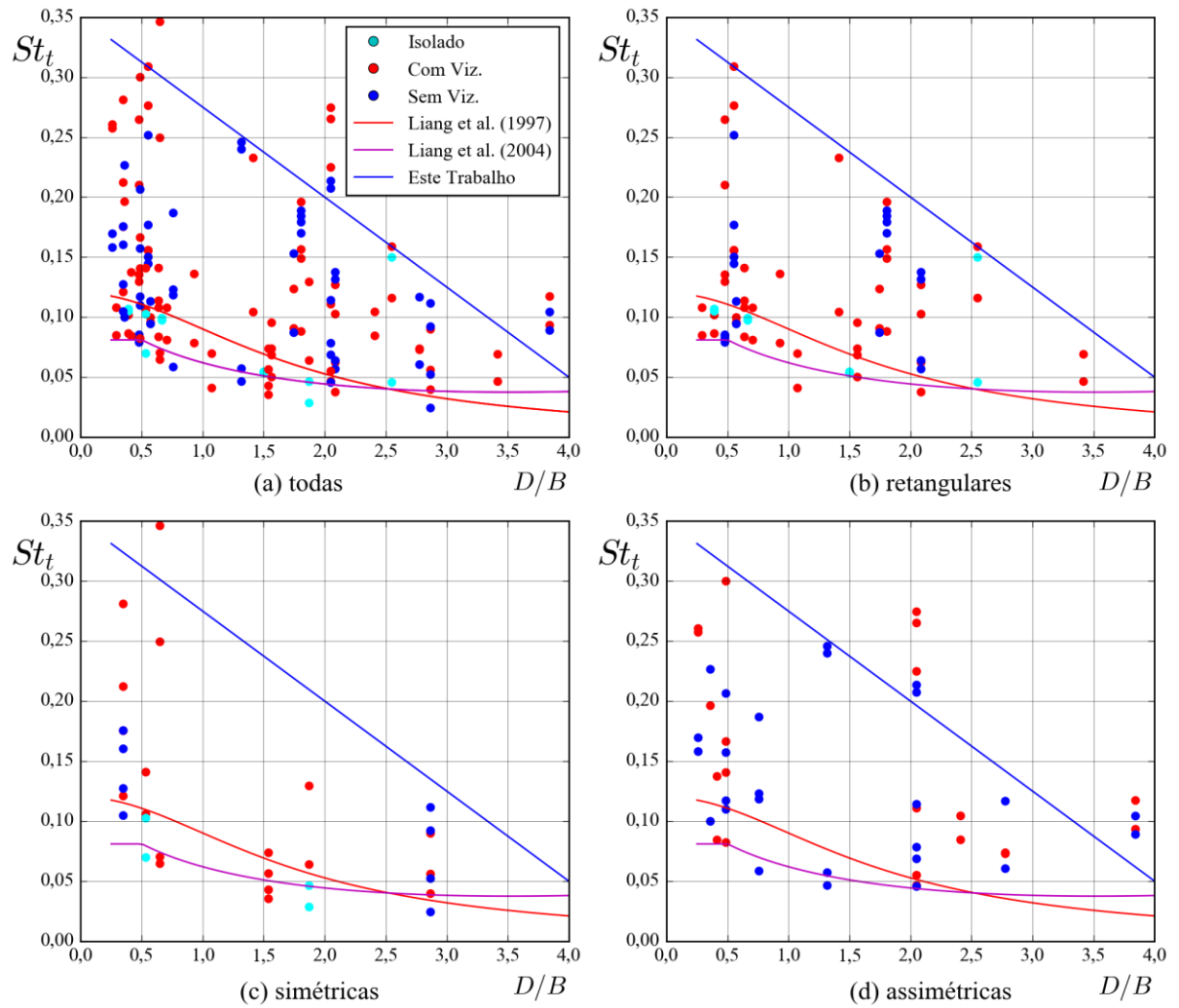
1,2. Já para seções retangulares 48,6% dos valores encontram-se neste intervalo e 46,9% e 26,9% para seções simétricas e assimétricas respectivamente. Nota-se que nas seções assimétricas a dispersão dos resultados é maior, embora ainda seja visível um pico entre 0,6 e 1,2.

Figura 5.4 – Histograma da razão do número de Strouhal torcional e transversal



(fonte: elaborado pelo autor)

Os gráficos do número de Strouhal relacionado com a torção em função da relação profundidade/largura são apresentados na figura 5.5. Nota-se que a dispersão dos resultados, principalmente para seções retangulares, é superior aos do número de Strouhal transversal.

Figura 5.5 – Gráfico do número de Strouhal relacionado com a torção em função da relação D/B 

(fonte: elaborado pelo autor)

Baseado na figura anterior, propõe-se um limite superior e um limite inferior para o número de Strouhal torcional. A abordagem proposta é a mesma para todos os formatos de seções e depende unicamente da relação profundidade/largura. Como limite superior, propõe-se uma reta representada em azul na figura 5.5 e como limite inferior utiliza-se a formulação proposta por Liang et al. (2004):

$$St_{t,sup} = -0,075 \frac{D}{B} + 0,35 \quad (5.19)$$

$$St_{t,\text{inf}} = St_{\text{Liang,S}} = \begin{cases} 0,081 & 1/4 \leq D/B \leq 1/2 \\ 0,032(D/B) - 0,12 \sqrt{\frac{D}{B}} + 0,15 & 1/2 < D/B \leq 4 \end{cases} \quad (5.20)$$

5.4 COEFICIENTE DE TORÇÃO RMS

O coeficiente de torção rms foi definido conforme equação 5.21. Tal definição difere da utilizada para a parcela média da torção e foi baseada em definições semelhantes propostas por Tamura et al. (1996) e Liang et al. (2004):

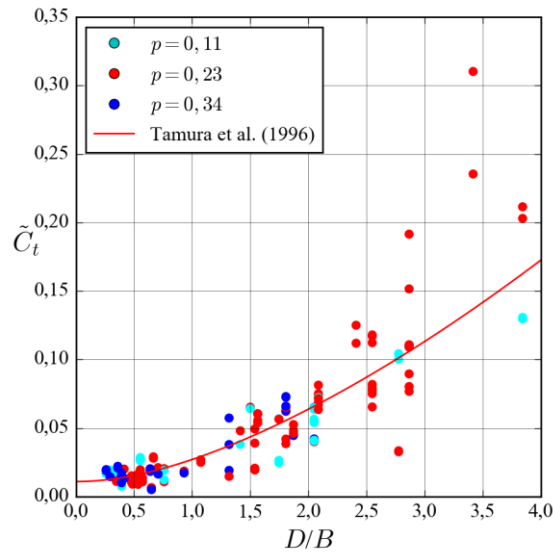
$$\tilde{C}_t = \frac{\tilde{M}_t}{qB^2H} \quad (5.21)$$

O coeficiente de torção rms proposto por Tamura et al. (1996) é apresentado na fórmula 5.22. Esta foi dividida pelo número dois para levar em consideração a diferença na definição proposta pelos autores e a utilizada no presente trabalho.

$$\tilde{C}_{t,\text{Tam}} = \frac{[0,0066 + 0,015(D/B)^2]^{0,76}}{2} \quad (5.22)$$

A figura 5.6 apresenta um comparativo dos coeficientes de torção rms da base de dados e os propostos por Tamura et al. (1996). Nota-se que os valores propostos pelos autores fornecem uma boa estimativa do coeficiente apesar do aumento da variabilidade com o aumento da relação profundidade/largura.

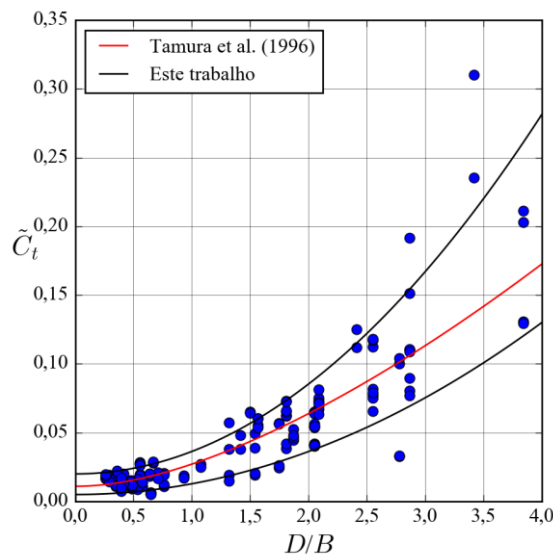
Figura 5.6 – Coeficiente de torção rms



(fonte: elaborado pelo autor)

Teoricamente o coeficiente de torção rms depende da intensidade de turbulência, a qual está relacionada com o expoente de potência do perfil de velocidades. Porém, devido à dispersão dos resultados é razoável adotar um coeficiente independente do perfil de velocidades, conforme pode ser constatado na figura anterior e afirmam Tamura et al. (1996). Assim, propõe-se uma envoltória apresentada na figura 5.7, a qual depende unicamente da relação profundidade/largura. As fórmulas do limite superior e do limite inferior são apresentadas nas equações 5.23 e 5.24.

Figura 5.7 – Envoltória proposta para o coeficiente de torção rms



(fonte: elaborado pelo autor)

$$\tilde{C}_{t,\text{sup}} = \frac{(D/B)^2}{61,25} + 0,02 \quad (5.23)$$

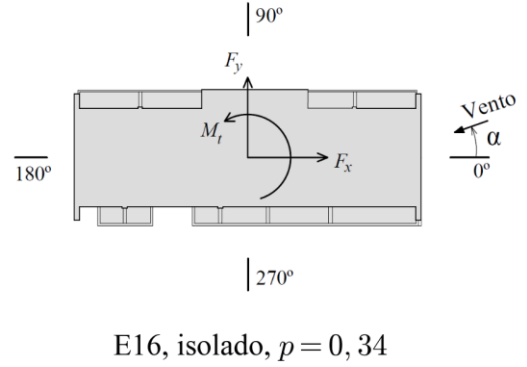
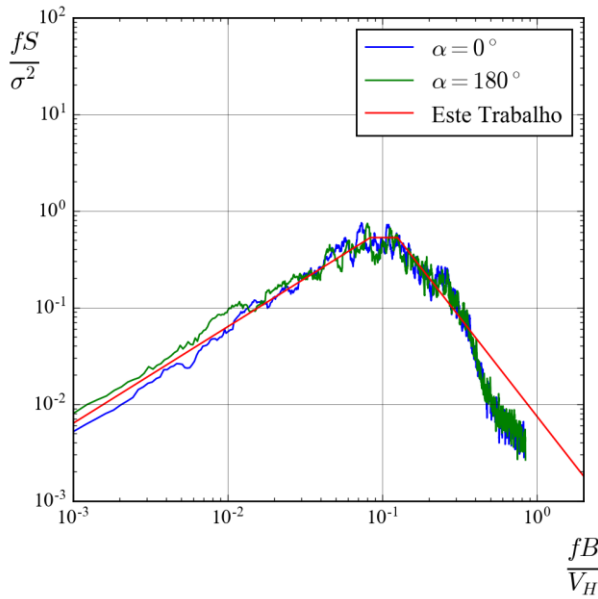
$$\tilde{C}_{t,\text{inf}} = \frac{(D/B)^2}{128} + 0,005 \quad (5.24)$$

5.5 ESPECTRO DO MOMENTO TORÇOR MODAL

Diversos fatores influenciam o formato do espectro do momento torçor, como o desprendimento de vórtices, descolamento do escoamento junto aos vértices, recolamento do escoamento e excitação na esteira. Estes dificultam a elaboração de uma formulação empírica para o espectro (LIN et al., 2005). O formato da seção transversal do edifício e as características do vento influenciam diretamente a curva do espectro do momento torçor.

A análise dos espectros de potência do momento torçor na base dos edifícios foi feita para as direções ortogonais (0° , 90° , 180° e 270°). Os dois picos constatados por Liang et al. (2004), comentados no capítulo 2 (figura 2.7), mostraram-se nítidos em alguns modelos retangulares, como o E01 e o E02. Porém, na maioria dos casos notou-se um pico largo e achatado, conforme figura 5.8. Baseado nesse espectro típico, idealizou-se uma formulação cuja representação no domínio normalizado fS/σ^2 e em escala logarítmica é um trapézio. Tal idealização mostrou-se razoável para a heterogênea base de dados estudada, embora não contemple todos os casos, como as seções retangulares supracitadas.

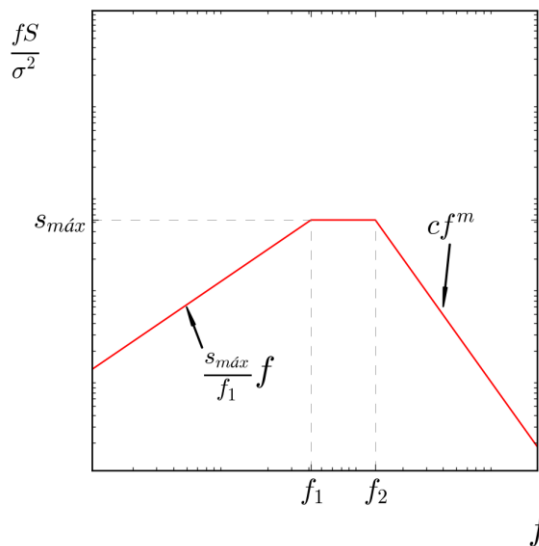
Figura 5.8 – Gráfico do espectro de potência do momento torçor do E16



(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 5.9 apresenta o espectro de potência idealizado no domínio normalizado. Ele parte da origem e atinge valor máximo $s_{m\acute{a}x}$ para a frequência f_1 . Seu topo é horizontal, o qual se estende até a frequência f_2 para então decair exponencialmente.

Figura 5.9 – Espectro proposto do momento torçor em escala logarítmica



(fonte: elaborado pelo autor)

Primeiramente, calculam-se as frequências relacionadas aos limites inferior e superior do número de Strouhal torcional.

$$f_{\text{inf}} = St_{t,\text{inf}} \frac{V_H}{B} \quad (5.25)$$

$$f_{\text{sup}} = St_{t,\text{sup}} \frac{V_H}{B} \quad (5.26)$$

Em seguida determinam-se as frequências correspondentes as abcissas inferior e superior do pico do topo do trapézio (f_1 e f_2 respectivamente). Essas frequências foram calibradas por retroanálise e dependem da frequência natural torcional da estrutura f_n para evitar que o pico tenha largura elevada, o que levaria a resultados muito conservadores.

$$f_n < 1,25f_{\text{inf}} \rightarrow \begin{cases} f_1 = f_{\text{inf}} \\ f_2 = 1,4f_{\text{inf}} \end{cases}$$

$$1,25f_{\text{inf}} < f_n < f_{\text{sup}}/1,2 \rightarrow \begin{cases} f_1 = 0,8f_n \\ f_2 = 1,2f_n \end{cases} \quad (5.27)$$

$$f_n > f_{\text{sup}}/1,2 \rightarrow \begin{cases} f_1 = 0,8f_{\text{sup}} \\ f_2 = f_{\text{sup}} \end{cases}$$

Por fim, determina-se o valor correspondente ao pico do espectro normalizado $s_{\text{máx}}$ e os parâmetros c e m . Estes dois últimos são calculados de modo que a grandeza S/σ^2 seja contínua e tenha área unitária.

$$s_{\text{máx}} = \frac{1}{90} \left(6 \frac{D}{B} + 32,25 \right) \quad (5.28)$$

$$m = - \frac{s_{\text{máx}}}{1 - s_{\text{máx}} \left(1 + \ln \left(\frac{f_2}{f_1} \right) \right)} \quad (5.29)$$

$$c = \frac{s_{\text{máx}}}{f_2^m} \quad (5.30)$$

Portanto, o espectro normalizado é:

$$\frac{f S_{M_k}}{\sigma_{M_k}^2} = \begin{cases} \frac{S_{\text{máx}}}{f_1} f & f \leq f_1 \\ S_{\text{máx}} & f_1 < f \leq f_2 \\ c f^m & f > f_2 \end{cases} \quad (5.31)$$

Sendo o valor rms do momento torçor modal σ_{M_k} dado pela equação:

$$\sigma_{M_k} = \tilde{C}_{tk} B^2 H q \quad (5.32)$$

O coeficiente de torção rms modal \tilde{C}_{tk} está relacionado com o coeficiente de torção:

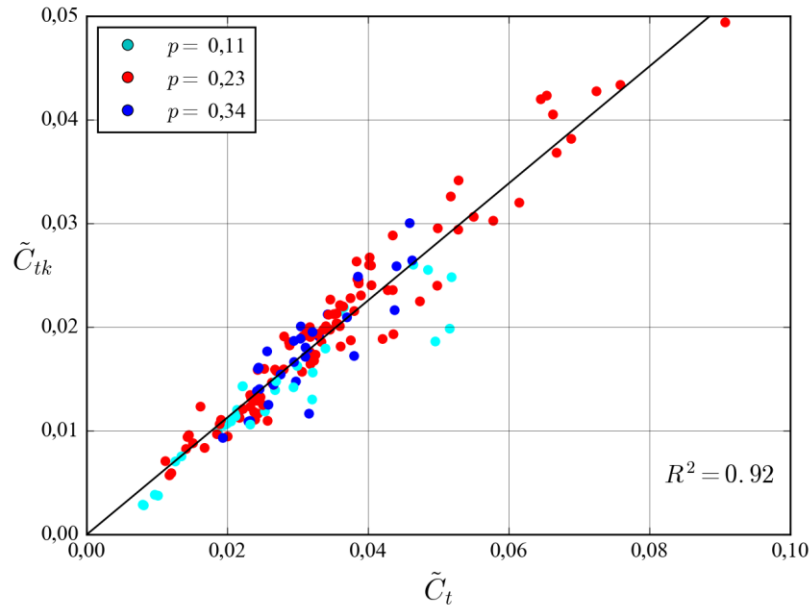
$$\tilde{C}_{tk} = \frac{\tilde{C}_t}{\lambda} \quad (5.33)$$

O valor de λ depende, dentre outros fatores, da forma modal torcional e do perfil de velocidades. A figura 5.10 apresenta a relação entre os coeficientes de torção para forma modal linear. A reta em preto é aquela que melhor se ajusta aos dados pelo método dos mínimos quadrados. Verifica-se que os casos com perfil $p = 0,11$ tendem a fornecer valores menores de \tilde{C}_{tk} e consequentemente maiores valores de λ . Já os perfis $p = 0,23$ e $p = 0,34$ não apresentaram diferença significativa.

Propõe-se a seguinte equação para o coeficiente λ em função do expoente da forma modal γ , a qual baseia-se em ajuste aos dados experimentais (figura 5.11), nos quais observou-se correlação praticamente perfeita:

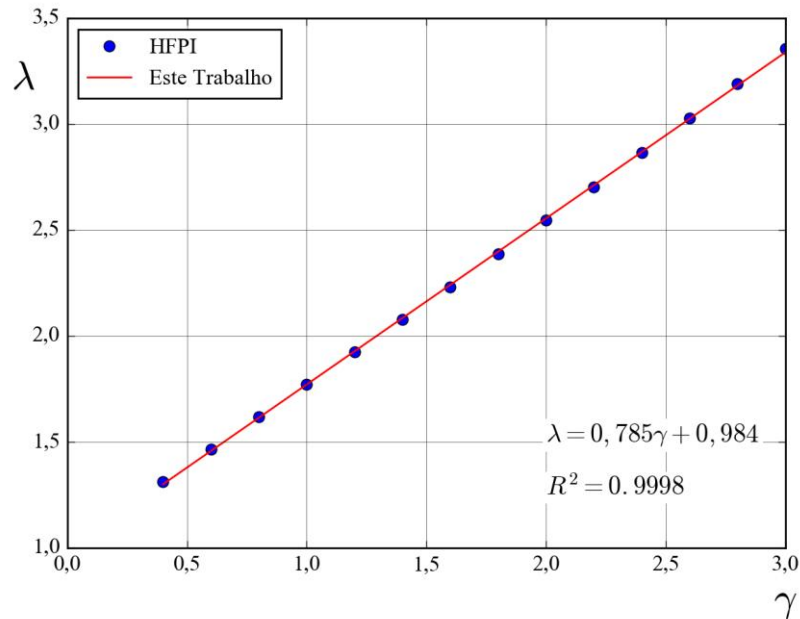
$$\lambda = 0,785\gamma + 0,984 \quad (5.34)$$

Figura 5.10 – Gráfico do coeficiente de torção rms e do coeficiente de torção rms modal para $\gamma = 1$



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.11 – Expoente γ versus λ



(fonte: elaborado pelo autor)

5.6 PROPOSTA SIMPLIFICADA

A determinação do valor rms da resposta modal envolve a integração no domínio da frequência do produto do espectro do momento torçor modal e da admitância mecânica (equações 5.7 a 5.9). Tal procedimento é facilmente realizado com recursos computacionais, mas para cálculos

manuais torna-se conveniente reescrever a equação de uma forma simplificada. A expressão a seguir forneceu resultados satisfatórios e foi baseada na resposta de uma estrutura a uma excitação banda larga com um ajuste aos dados experimentais:

$$\sigma_{u_k} = \sqrt{\frac{\pi f_n S(f_n)}{2\zeta_k K_k^2}} \quad (5.35)$$

5.7 PARÂMETROS UTILIZADOS

A determinação da resposta, tanto da base de dados quanto da metodologia proposta, foi feita com auxílio do software *Python*. A distribuição de massa foi considerada uniforme, com o valor de 300 kg/m³ e a massa total da estrutura foi calculada multiplicando-se esse valor pelo volume do prisma circunscrito ao modelo. Esse valor de massa aparente é um valor típico encontrado na amostra de prédios avaliados, conforme constatou-se pela base de dados. Os edifícios foram modelados como sistemas com massas concentradas, uma em cada pavimento. Adotou-se uma altura de pavimento de 3,0 metros e calculou-se para cada andar seu respectivo momento de inércia de massa considerando-o um prisma quadrangular.

Alguns parâmetros foram mantidos fixos em todos os exemplos, conforme quadro 5.1. Adotou-se o valor de 40 m/s para a velocidade básica do vento e de 600 s para o intervalo de tempo, conforme recomendação da NBR 6123.

Quadro 5.1 – Parâmetros gerais

Parâmetro	Símbolo	Valor
Massa aparente	ρ	300 kg/m ³
Velocidade básica do vento	V_0	40 m/s
Intervalo de tempo	T_d	600 s

(fonte: elaborado pelo autor)

5.8 RESULTADOS

Elaboraram-se comparativos dos resultados fornecidos pela base de dados e os obtidos pelas metodologias propostas. Estes resultados foram expressos em termos do valor rms do

deslocamento angular no topo dos edifícios σ_u . Os valores correspondentes as metodologias propostas foram calculados pela equação 5.35 e também por integração (equações 5.7 a 5.9). Somente as direções de 0°, 90°, 180° e 270° foram consideradas.

Em cada exemplo, foram calculadas a resposta para as frequências naturais de 0,10, 0,25, 0,50 e 0,75 Hz utilizando os limites inferior e superior do coeficiente de torção rms, além da fórmula proposta por Tamura et al. (1996). Como tratam-se de muitos valores a serem comparados, isto é, quatro direções por configuração, cada qual com três coeficientes rms e quatro frequências naturais, optou-se por apresentar o comparativo em forma gráfica. Nesta plotou-se os resultados do HFPI no eixo horizontal e da metodologia proposta no eixo vertical.

Os valores da razão de amortecimento e do expoente da forma modal adotados encontram-se no quadro 5.2. Segundo a NBR 6123, os valores de 1,0% e 2,0% para a razão de amortecimento correspondem a edifícios com estrutura de aço e de concreto sem cortinas respectivamente. Já os valores do expoente γ foram considerados iguais a 1,00, correspondente a uma forma modal linear, e a 2,00.

Quadro 5.2 – Parâmetros dos exemplos

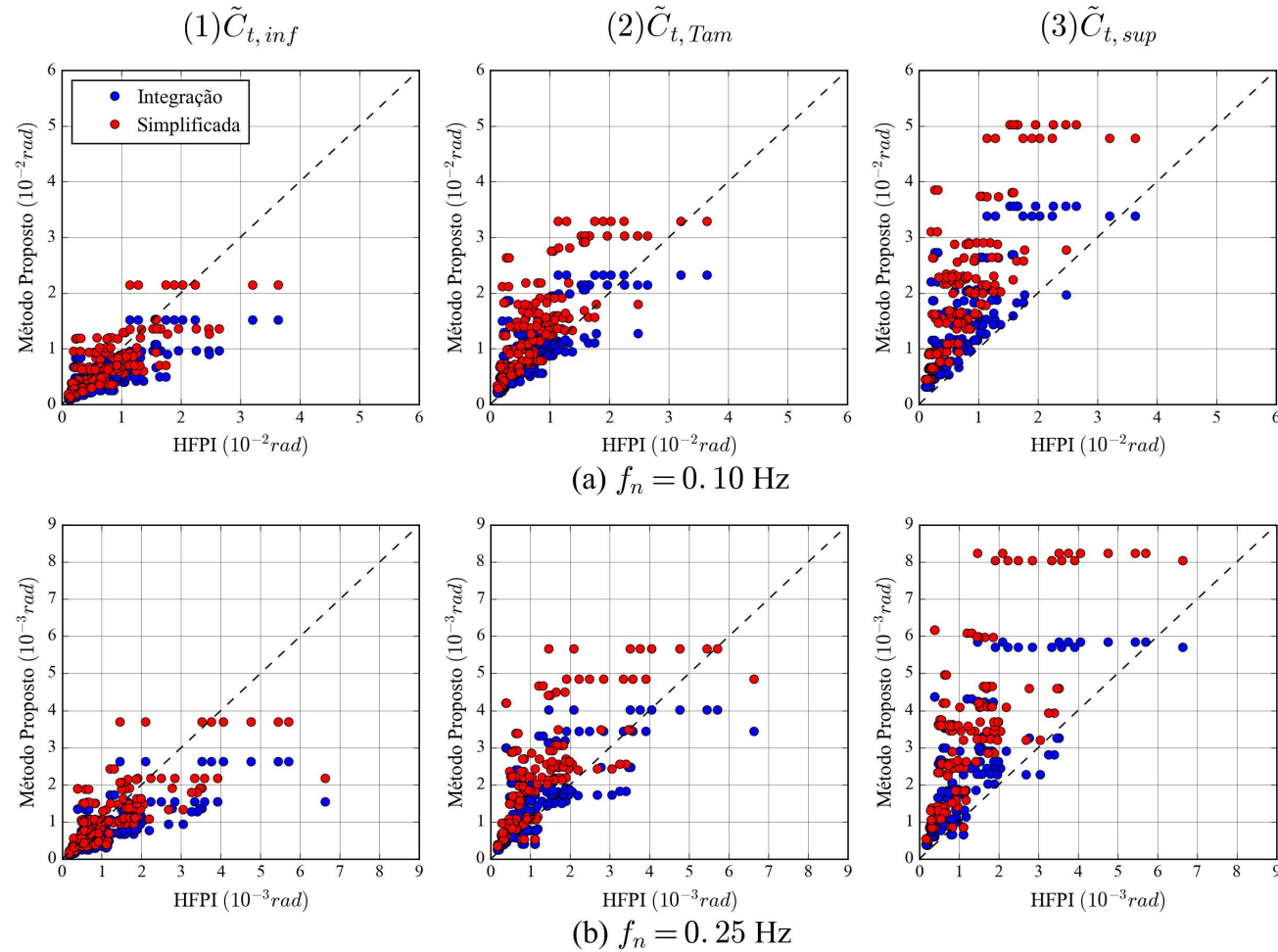
Parâmetro	Símbolo	Exemplo 1	Exemplo 2	Exemplo 3	Exemplo 4
Expoente da forma modal	γ	1,00	1,00	2,00	2,00
Razão de amortecimento	ζ	1,0%	2,0%	1,0%	2,0%

(fonte: elaborado pelo autor)

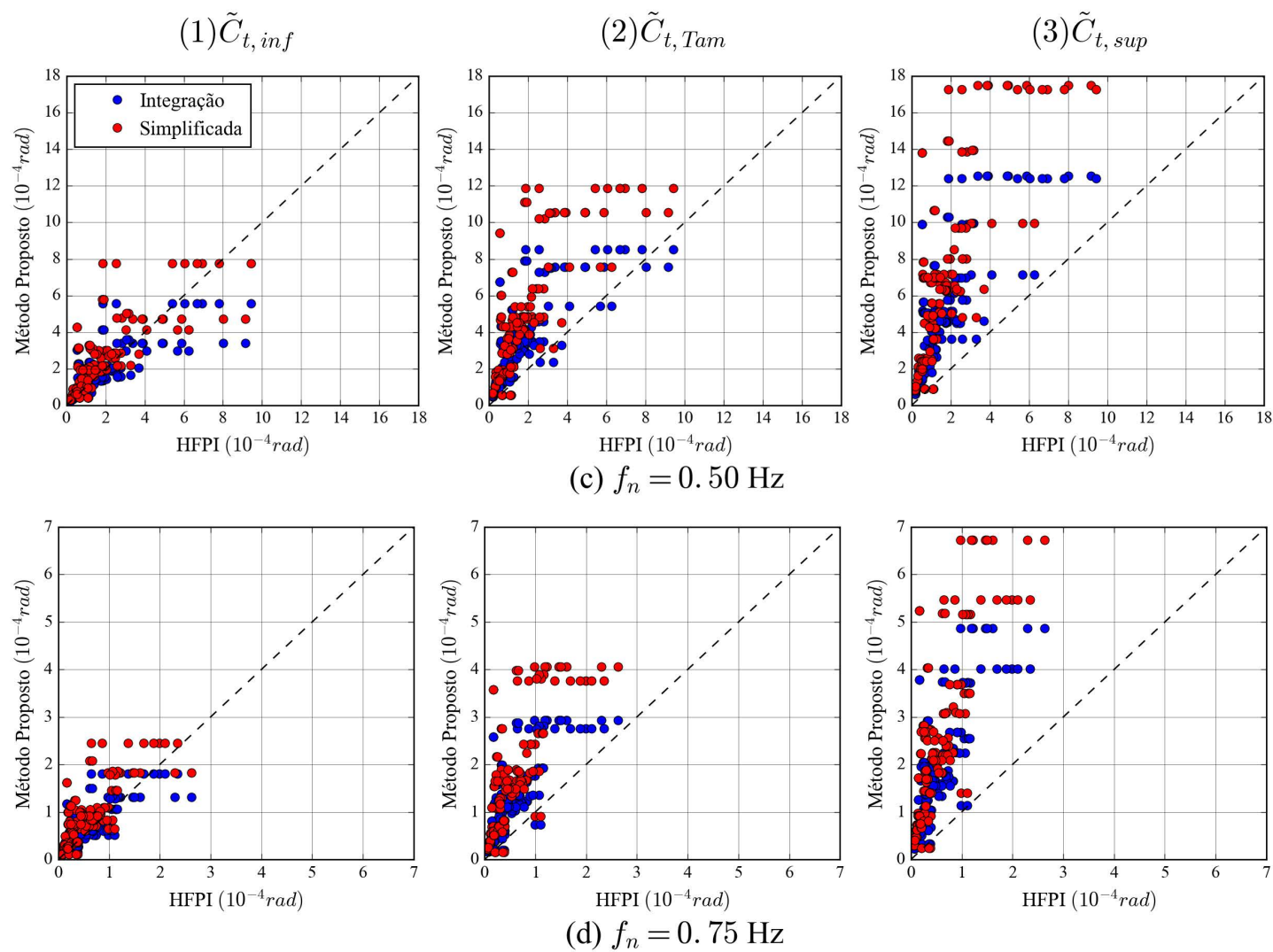
As figuras 5.12 a 5.19 apresentam gráficos comparativos dos valores do deslocamento angular rms do topo do edifício, calculado pelo HFPI (eixo horizontal), por integração e pela fórmula simplificada (eixo vertical). Cada linha de gráficos corresponde a um valor da frequência natural. Na coluna de gráficos da esquerda foi utilizado o limite inferior do coeficiente de torção rms para aplicação das metodologias propostas, na central a fórmula proposta por Tamura et al. (1996) e na coluna da direita utilizou-se o limite superior.

As figuras 5.12 e 5.13 são referentes ao exemplo 1.

Figura 5.12 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas



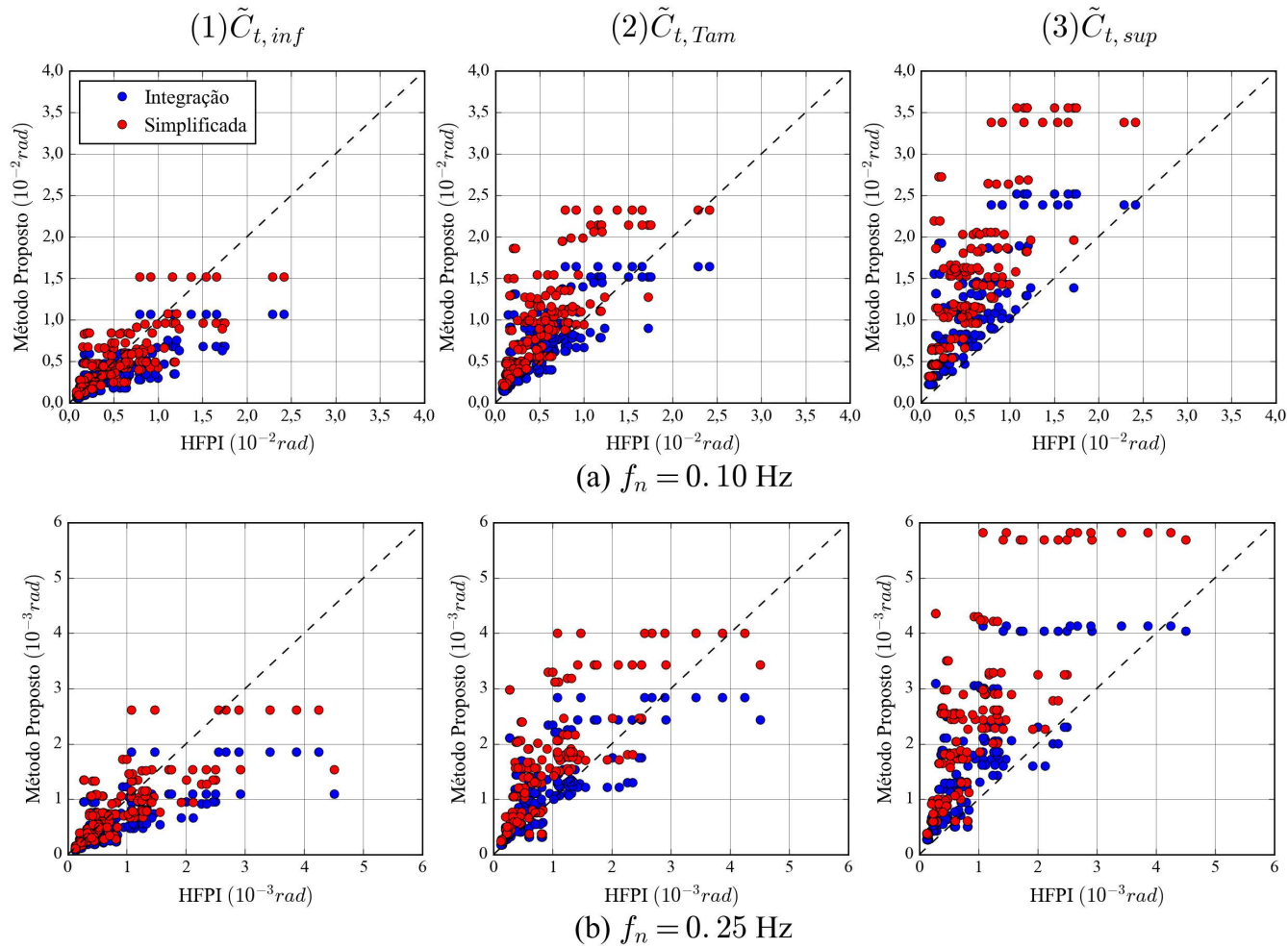
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.13 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas

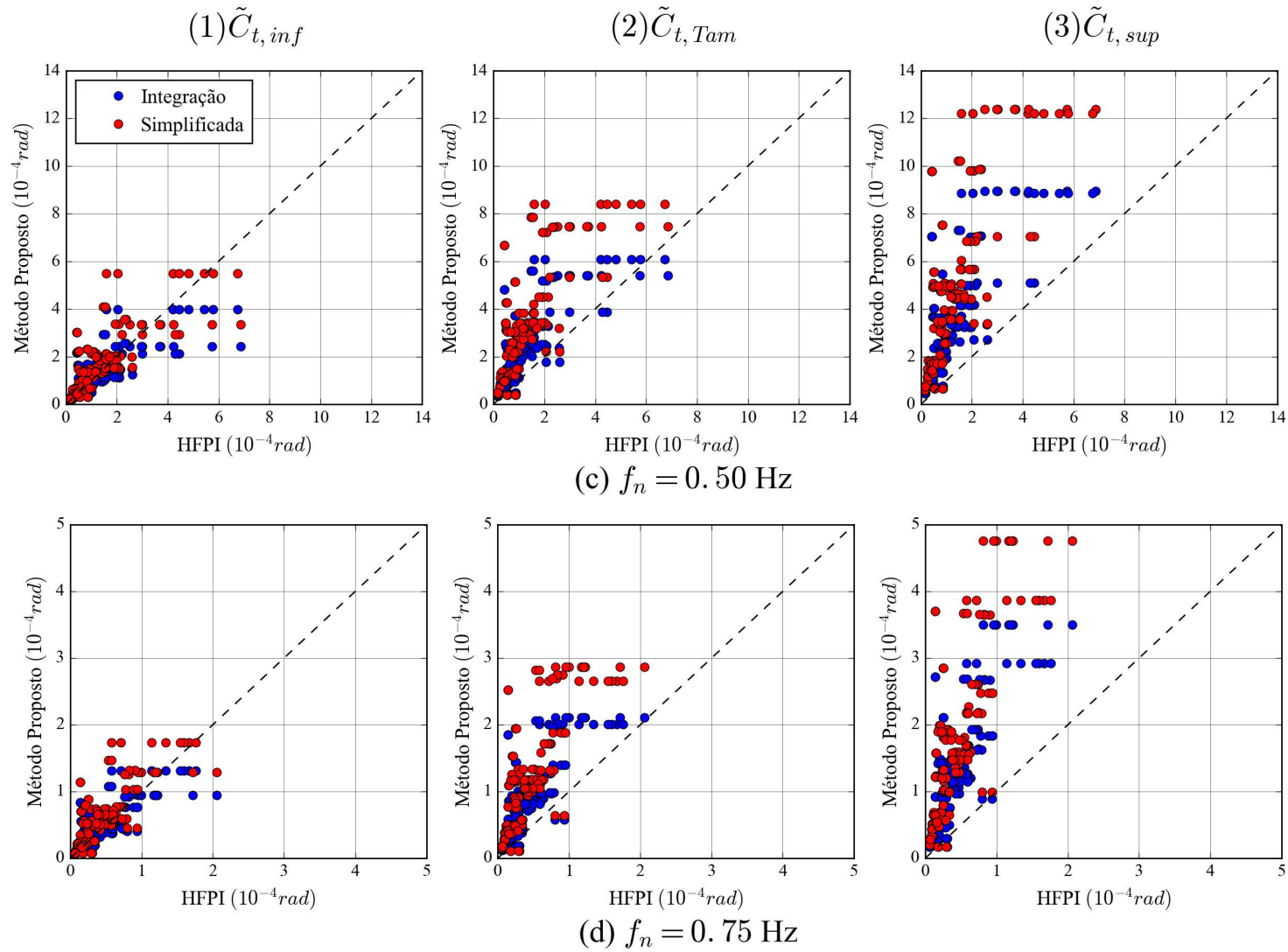
(fonte: elaborado pelo autor)

As figuras 5.14 e 5.15 são referentes ao exemplo 2.

Figura 5.14 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas



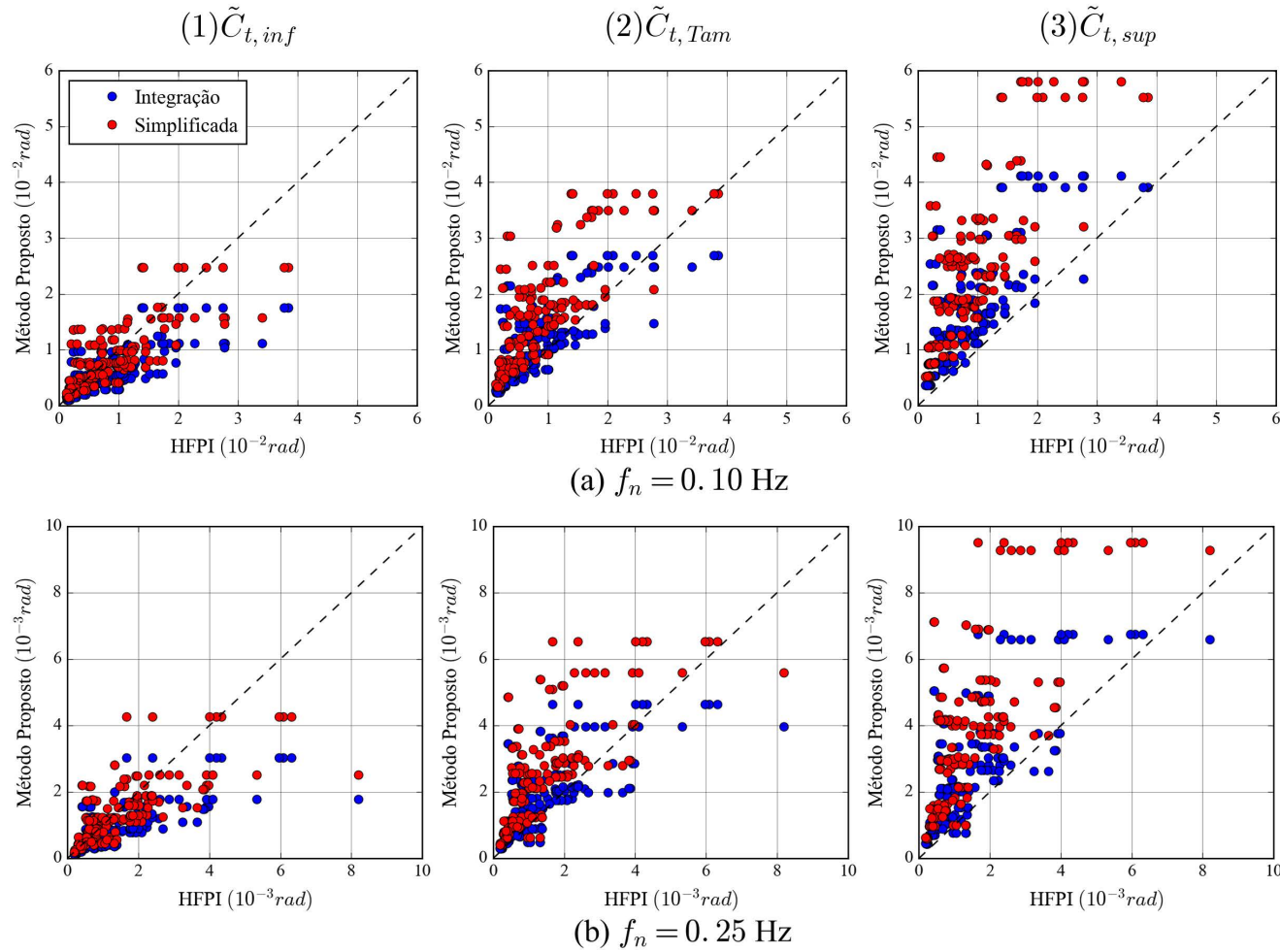
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.15 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas

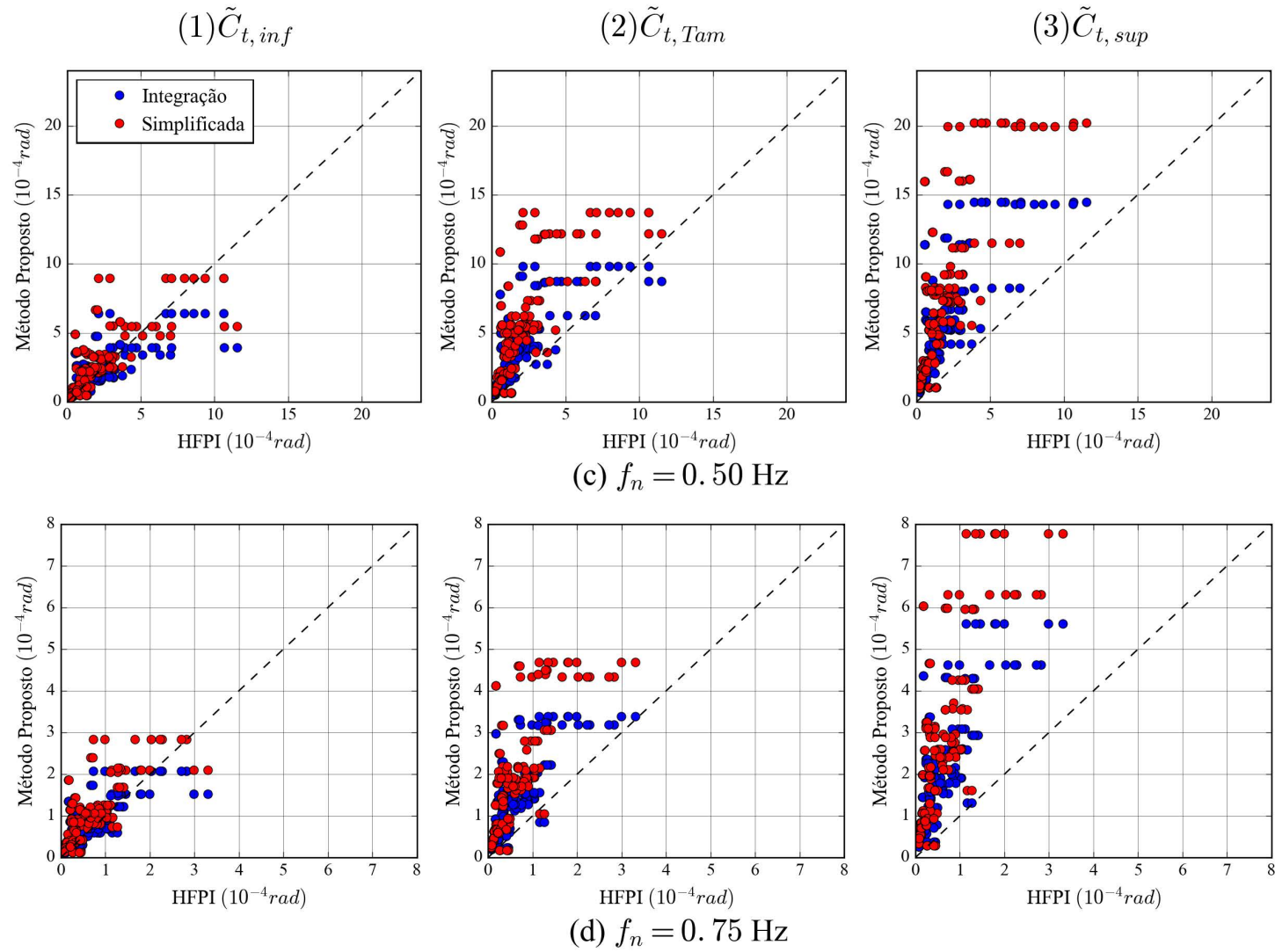
(fonte: elaborado pelo autor)

As figuras 5.16 e 5.17 são referentes ao exemplo 3.

Figura 5.16 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas



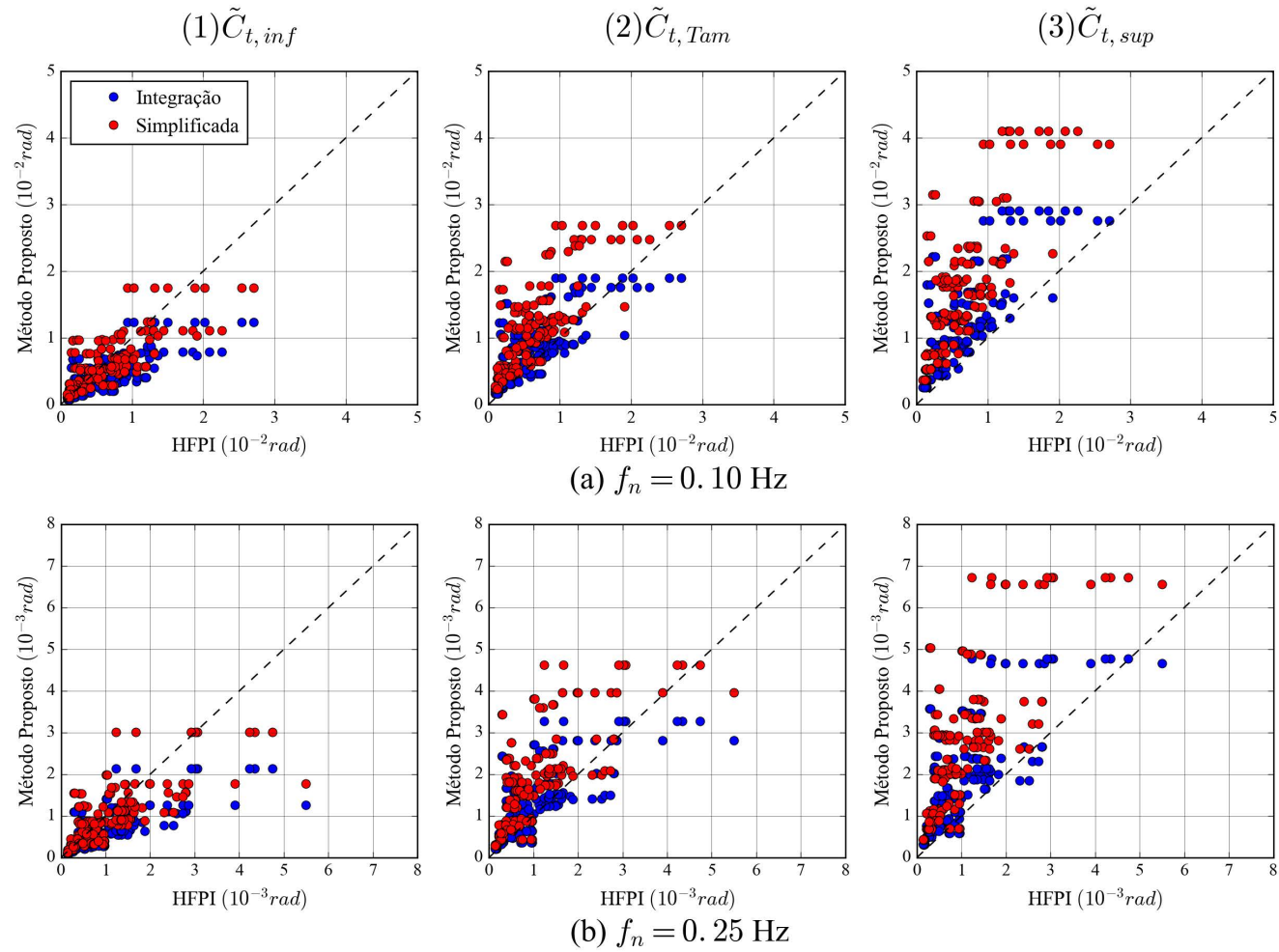
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.17 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas

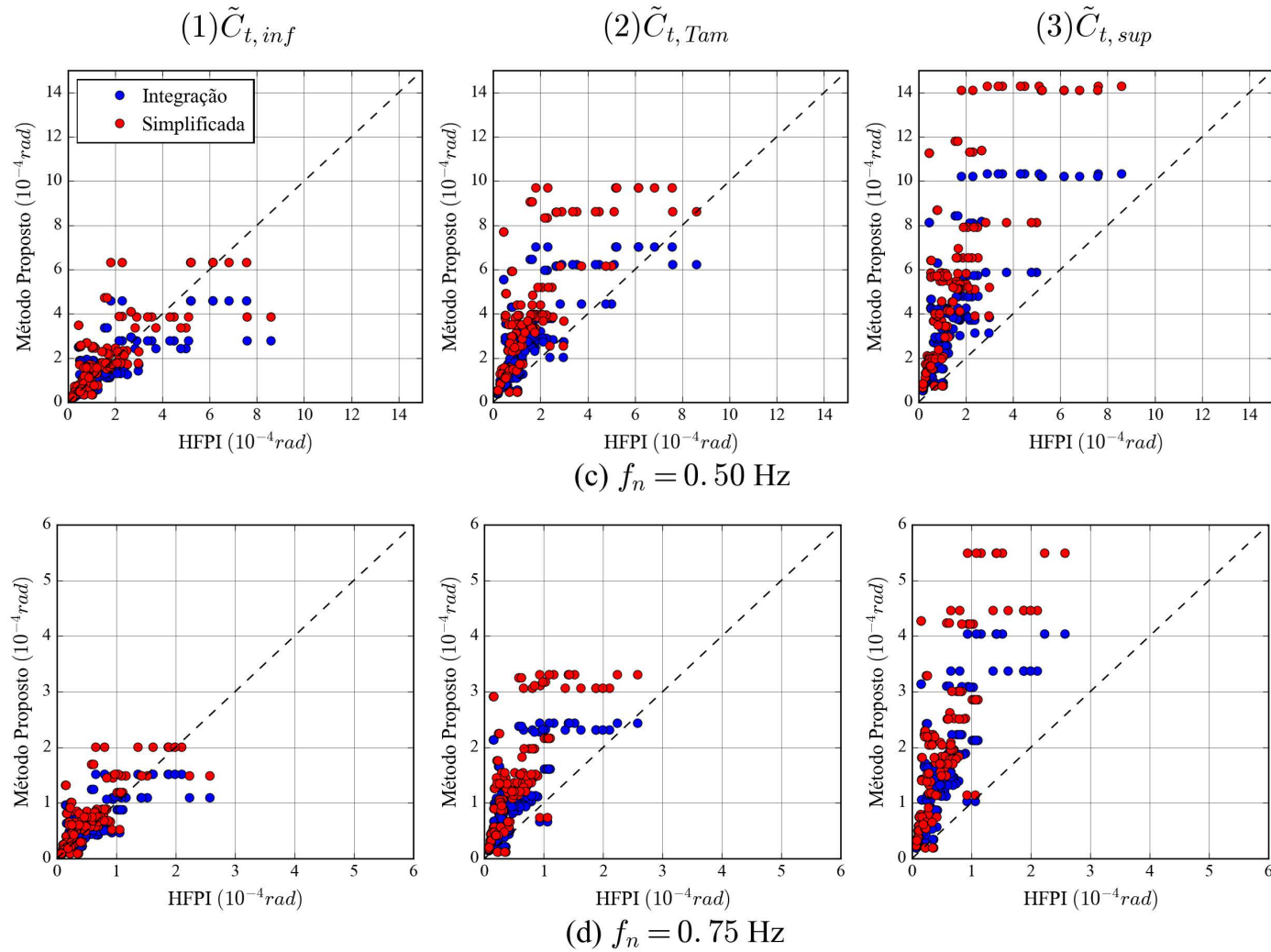
(fonte: elaborado pelo autor)

As figuras 5.18 e 5.19 são referentes ao exemplo 4.

Figura 5.18 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.19 – Comparativo do σ_u da base de dados e das metodologias propostas

(fonte: elaborado pelo autor)

Nas frequências naturais de 0,10 e 0,25 Hz a resposta calculada pela metodologia proposta por integração forneceu, para a maioria dos casos, um limite inferior e superior a resposta do HFPI. À medida que a frequência natural aumentou, a proposta passou a fornecer resultados mais conservadores. Este comportamento pode estar associado a imprecisão do espectro proposto em frequências mais altas.

Referente à metodologia simplificada, verificou-se que esta fornece resultados superiores aos calculados por integração. A adoção do limite superior do coeficiente de torção nesta abordagem levou a respostas, em geral, demasiadamente conservadoras. Também se constatou um comportamento mais conservador em frequências naturais mais altas, semelhante ao descrito no parágrafo anterior.

Comparando os exemplos entre si, nota-se que os gráficos têm características semelhantes. Ou seja, embora o valor do amortecimento e do expoente da forma modal variem, a dispersão dos resultados e a forma dos gráficos se mantêm parecidas. A grande variabilidade obtida pode ser justificada pelas características bastante heterogêneas das formas dos edifícios estudados assim como sua vizinhança. As metodologias propostas são bastante simplificadas e não consideram inúmeras variáveis que influenciam nesta resposta. Mesmo assim, verifica-se que as propostas fornecem uma envoltória para os valores experimentais.

6 RESPOSTA TOTAL EM TORÇÃO

No capítulo 4 apresentou-se uma proposta para estimativa da torção devida aos efeitos estáticos do vento. Já no capítulo 5 foi apresentada uma metodologia referente à parcela flutuante da resposta torcional. Neste capítulo as duas abordagens são reapresentadas e combinadas para a obtenção da resposta total.

Em edifícios cuja frequência natural torcional seja superior a 1 Hz, a resposta flutuante é pequena, de modo que a adoção da metodologia apresentada no capítulo 4 fornece esforços adequados. Porém as edificações com frequência natural torcional inferior a 1 Hz podem apresentar uma resposta flutuante importante. Nestas a resposta dinâmica total é determinada através da análise da estrutura sujeita a soma de um momento torçor médio e flutuante:

$$M_t = \bar{M}_t + \hat{M}_t \quad (6.1)$$

Sendo:

M_t – momento torçor total;

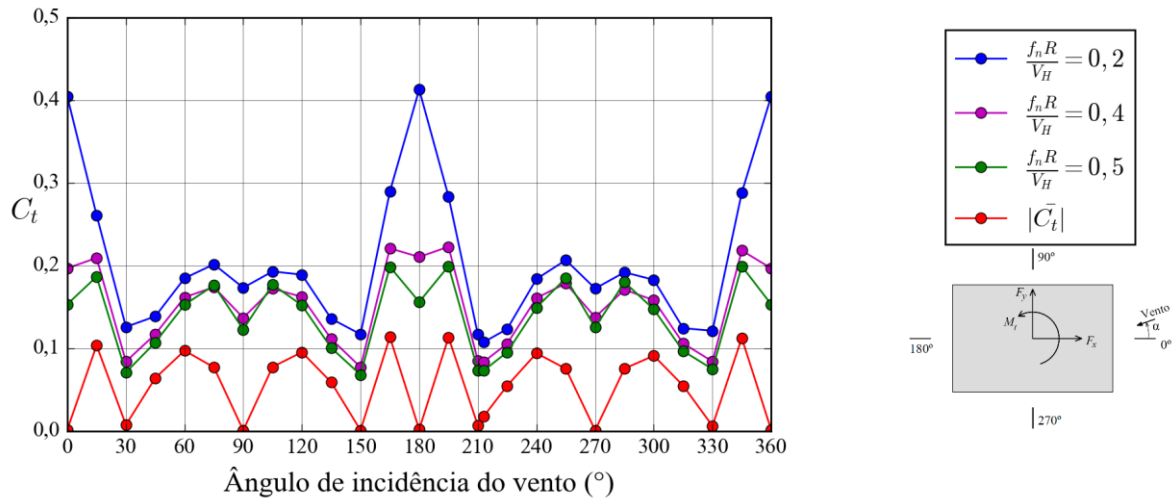
\bar{M}_t – momento torçor médio;

\hat{M}_t – momento torçor flutuante.

A simples soma dos valores médios e flutuantes calculados pelas propostas apresentadas pode fornecer valores muito conservadores visto que seus máximos individuais não ocorrem necessariamente para os mesmos ângulos de incidência do vento. Muito pelo contrário, as análises da base de dados mostraram que tais máximos ocorrem majoritariamente em direções diferentes. A figura 6.1 exemplifica este comportamento para o E01. Para a frequência natural reduzida de 0,1 ($f_n R/V_H$, sendo R a metade da diagonal da seção transversal), a resposta total, expressa pelo coeficiente de torção definido de maneira análoga a expressão 5.14, é máxima para o ângulo de 180°. Nota-se que neste ângulo a resposta média é nula. À medida que a frequência natural aumenta, verifica-se que a maior resposta ocorre para o ângulo de 165°, o qual apresenta maior parcela média. No caso geral, é possível que para alguma frequência natural intermediária a maior resposta não ocorra nem para a direção na qual a resposta flutuante é máxima e nem para a orientação na qual a resposta média é máxima. Nestes casos, a máxima

resposta ocorrerá em uma direção intermediária na qual a soma das respostas média e flutuante ocasionam um valor máximo.

Figura 6.1 – Coeficiente de torção total para várias frequências naturais



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos próximos itens apresenta-se uma proposta para o cálculo do momento torçor devido aos efeitos estáticos e dinâmicos do vento.

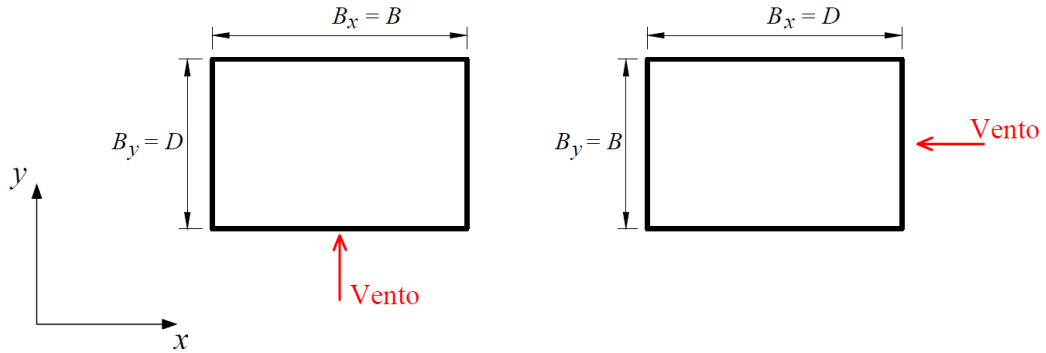
6.1 MOMENTO TORÇOR MÉDIO

Os esforços de torção devido aos efeitos estáticos do vento são estimados multiplicando-se a força de arrasto F_a calculada pela metodologia NBR 6123 por uma excentricidade \bar{e} :

$$\bar{M}_t = F_a \bar{e} \tag{6.2}$$

O valor da excentricidade depende da largura B e da profundidade D medidas conforme figura 6.2.

Figura 6.2 – Dimensões do edifício medidas conforme orientação do vento



(fonte: elaborado pelo autor)

Para edificações sem efeitos de vizinhança a excentricidade é:

$$\bar{e} = \begin{cases} \frac{1,44B^3}{D^2} - \frac{2,88B^2}{D} + 1,521B & \text{para } 0,3D \leq B < D \\ 0,081B & \text{para } D \leq B \leq 4D \end{cases} \quad (6.3)$$

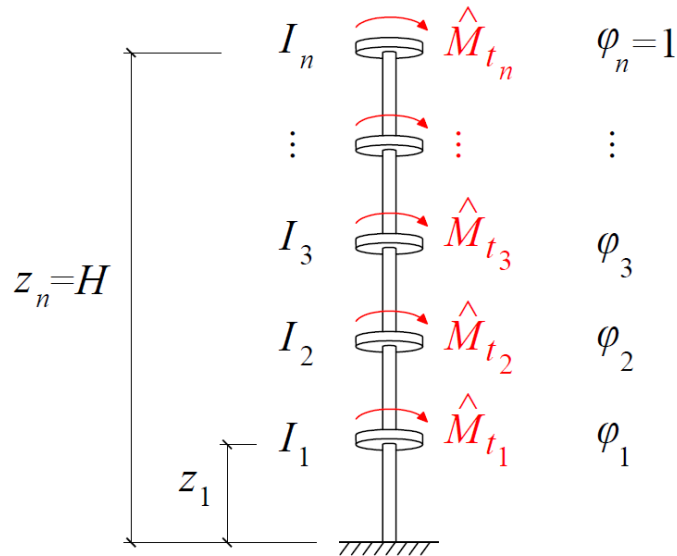
E para edificações com efeitos de vizinhança:

$$\bar{e} = \begin{cases} \frac{1,94B^3}{D^2} - \frac{3,88B^2}{D} + 2,031B & \text{para } 0,3D \leq B < D \\ 0,091B & \text{para } D \leq B \leq 4D \end{cases} \quad (6.4)$$

6.2 MOMENTO TORÇOR FLUTUANTE

Para a determinação do momento torçor flutuante, o edifício deve ser discretizado em n graus de liberdade cada qual com seu respectivo momento de inércia de massa I_i medido em relação ao centro geométrico do retângulo circunscrito a seção transversal.

Figura 6.3 – Modelo dinâmico torcional



(fonte: elaborado pelo autor)

Das \$n\$ formas modais existentes, restringe-se o estudo à primeira forma modal \$\vec{\varphi}_1 = \vec{\varphi}\$, a qual possui uma frequência natural \$f_n\$ e cujas componentes satisfaçam a relação:

$$\varphi_i = \left(\frac{z_i}{H}\right)^\gamma \quad (6.5)$$

Para algum expoente \$\gamma\$ entre 1,0 e 3,0.

Inicialmente calculam-se as frequências referentes aos limites inferior e superior do número de Strouhal torcional, as quais dependem da largura e da profundidade da seção transversal, além da velocidade do vento no topo do edifício \$V_H\$:

$$f_{\text{inf}} = \begin{cases} 0,081 \frac{V_H}{B} & 1/4 \leq D/B \leq 1/2 \\ \left[0,032(D/B) - 0,12 \sqrt{\frac{D}{B}} + 0,15 \right] \frac{V_H}{B} & 1/2 < D/B \leq 4 \end{cases} \quad (6.6)$$

$$f_{\text{sup}} = \left(0,35 - 0,075 \frac{D}{B}\right) \frac{V_H}{B} \quad (6.7)$$

Em seguida, calcula-se o valor do espectro de potência para a frequência natural:

$$S_M(f_n) = \begin{cases} \frac{S_{\text{máx}}}{f_{\text{inf}}} \sigma_M^2 & f_n \leq f_{\text{inf}} \\ \frac{S_{\text{máx}}}{f_n} \sigma_M^2 & f_{\text{inf}} < f_n \leq f_{\text{sup}} \\ c f_n^{m-1} \sigma_M^2 & f_n > f_{\text{sup}} \end{cases} \quad (6.8)$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{1}{90} \left(6 \frac{D}{B} + 32,25 \right) \quad (6.9)$$

$$m = - \frac{S_{\text{máx}}}{1 - 1,223 s_{\text{máx}}} \quad (6.10)$$

$$c = \frac{S_{\text{máx}}}{f_{\text{sup}}^m} \quad (6.11)$$

No qual o valor rms do momento torçor modal σ_M é dado pela equação:

$$\sigma_M = \frac{\tilde{C}_t B^2 H q}{0,785\gamma + 0,984} \quad (6.12)$$

Sendo:

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

Por fim, o momento torçor flutuante no grau de liberdade i é calculado pela expressão 6.13.

$$\hat{M}_{t_i} = \frac{I_i \varphi_i}{\sum_{j=1}^n I_j \varphi_j^2} \sqrt{\frac{8\pi f_n S_M(f_n)}{\zeta}} \quad (6.13)$$

Sendo:

ζ – razão de amortecimento.

6.3 RECOMENDAÇÕES E LIMITAÇÕES

Em edifícios que apresentam seção transversal diferente da retangular recomenda-se, para fins de aplicação da metodologia apresentada, que esta seja considerada como um retângulo circunscrito a seção transversal. Nestes casos o momento torçor calculado deve ser considerado agindo no centro geométrico do retângulo.

A metodologia apresentada possui diversos pressupostos e limitações, dentre elas:

- a) a forma modal torcional deve respeitar a equação 6.5 e a contribuição dos modos de vibração superiores é desprezível;
- b) o número de Strouhal, o coeficiente de torção rms e o espectro do momento torçor independe do formato do edifício;
- c) a intensidade de turbulência não influencia diretamente o coeficiente de torção rms e o espectro do momento torçor;
- d) o perfil de velocidades não modifica o denominador da equação do valor rms do momento torçor modal;
- e) o valor rms do deslocamento angular é calculado por uma fórmula aproximada;
- f) admite-se que o espectro do momento torçor tem o formato mostrado na figura 5.9;
- h) o espectro do momento torçor proposto baseia-se em análises realizadas para as direções do vento de 0° , 90° , 180° e 270° ;
- g) a resposta torcional deve ser combinada com a resposta transversal e longitudinal.

A introdução de todos esses fatores implicaria numa maior sofisticação do procedimento, o qual poderia conduzir a resultados mais próximos aos do HFPI. No entanto, tais sofisticações esbarram em inúmeras incertezas que afetam a resposta, como o valor de amortecimento da estrutura a ser adotado.

6.4 RESULTADOS

Neste item são apresentados exemplos dos resultados obtidos pelo HFPI e pela metodologia proposta. A resposta flutuante do HFPI foi multiplicada por um fator de pico calculado pela equação 5.11 e somada com a resposta média para todas as direções. Destas respostas, uma para cada ângulo, selecionou-se a maior em valor absoluto e comparou-se com os resultados obtidos pela metodologia proposta. Salienta-se que a metodologia foi elaborada apenas para as direções

ortogonais e que a máxima resposta do HFPI pode ocorrer para qualquer direção. Neste comparativo, portanto, confronta-se o maior momento torçor fornecido pelo HFPI com o maior momento torçor da metodologia proposta.

Em cada exemplo, foram calculadas as respostas para diversas frequências naturais. Os valores são apresentados em forma gráfica, na qual plotou-se os resultados, expressos em função do coeficiente de torção, do HFPI no eixo horizontal e da metodologia proposta no eixo vertical. Os parâmetros adotados são idênticos aos dos exemplos do capítulo anterior e encontram-se no quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Parâmetros utilizados nos exemplos

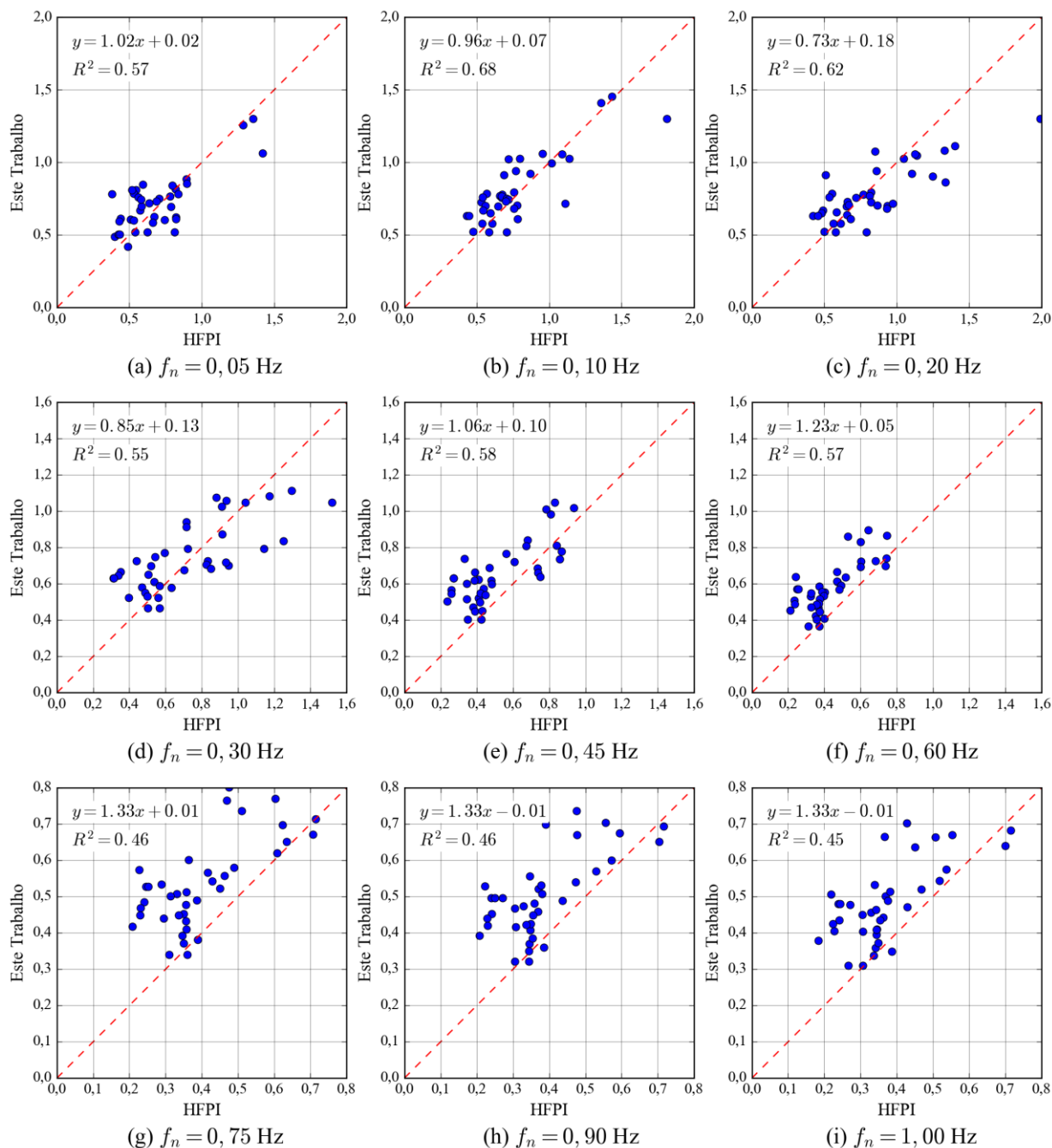
Parâmetro	Símbolo	Exemplo 1	Exemplo 2	Exemplo 3	Exemplo 4
Massa aparente	ρ	300 kg/m ³			
Velocidade básica do vento	V_0	40 m/s			
Intervalo de tempo	T_d	600 s			
Expoente da forma modal	γ	1,00	1,00	2,00	2,00
Razão de amortecimento	ζ	1,0%	2,0%	1,0%	2,0%

(fonte: elaborado pelo autor)

As figuras 6.4 a 6.7 apresentam o comparativo dos valores. Cada gráfico corresponde a um valor da frequência natural.

A figura 6.4 refere-se ao exemplo 1.

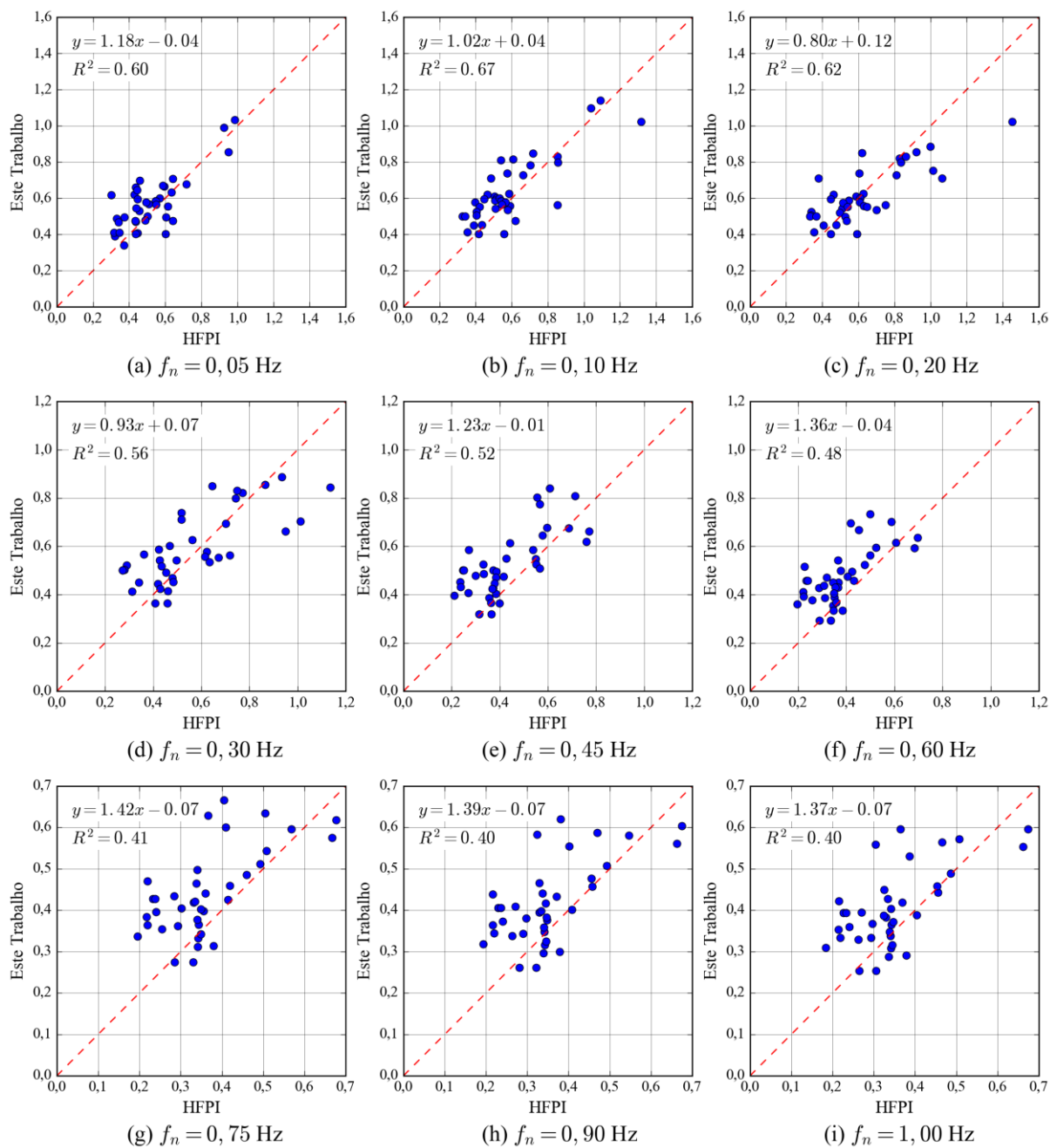
Figura 6.4 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta



(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 6.5 refere-se ao exemplo 2.

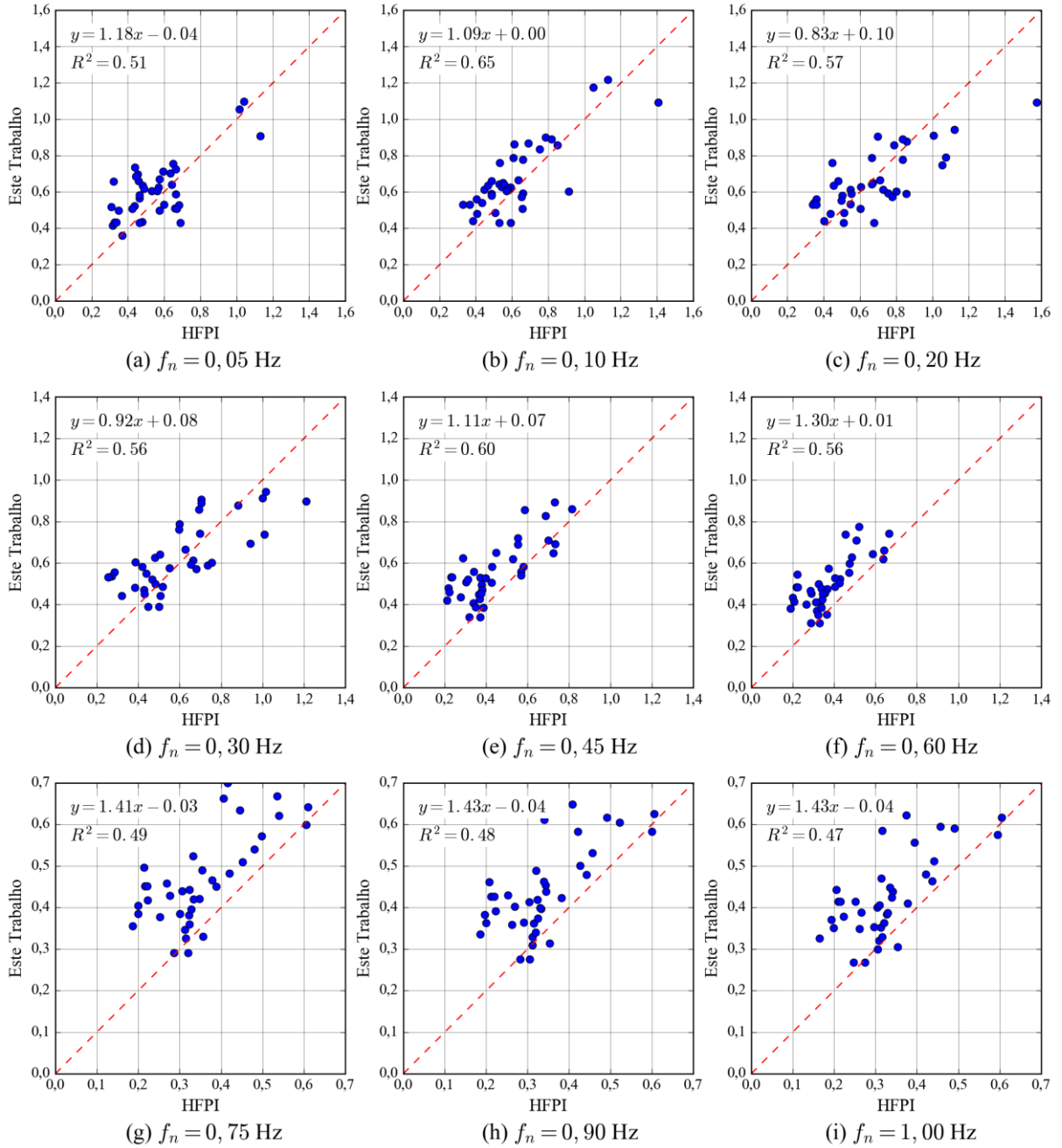
Figura 6.5 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta



(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 6.6 refere-se ao exemplo 3.

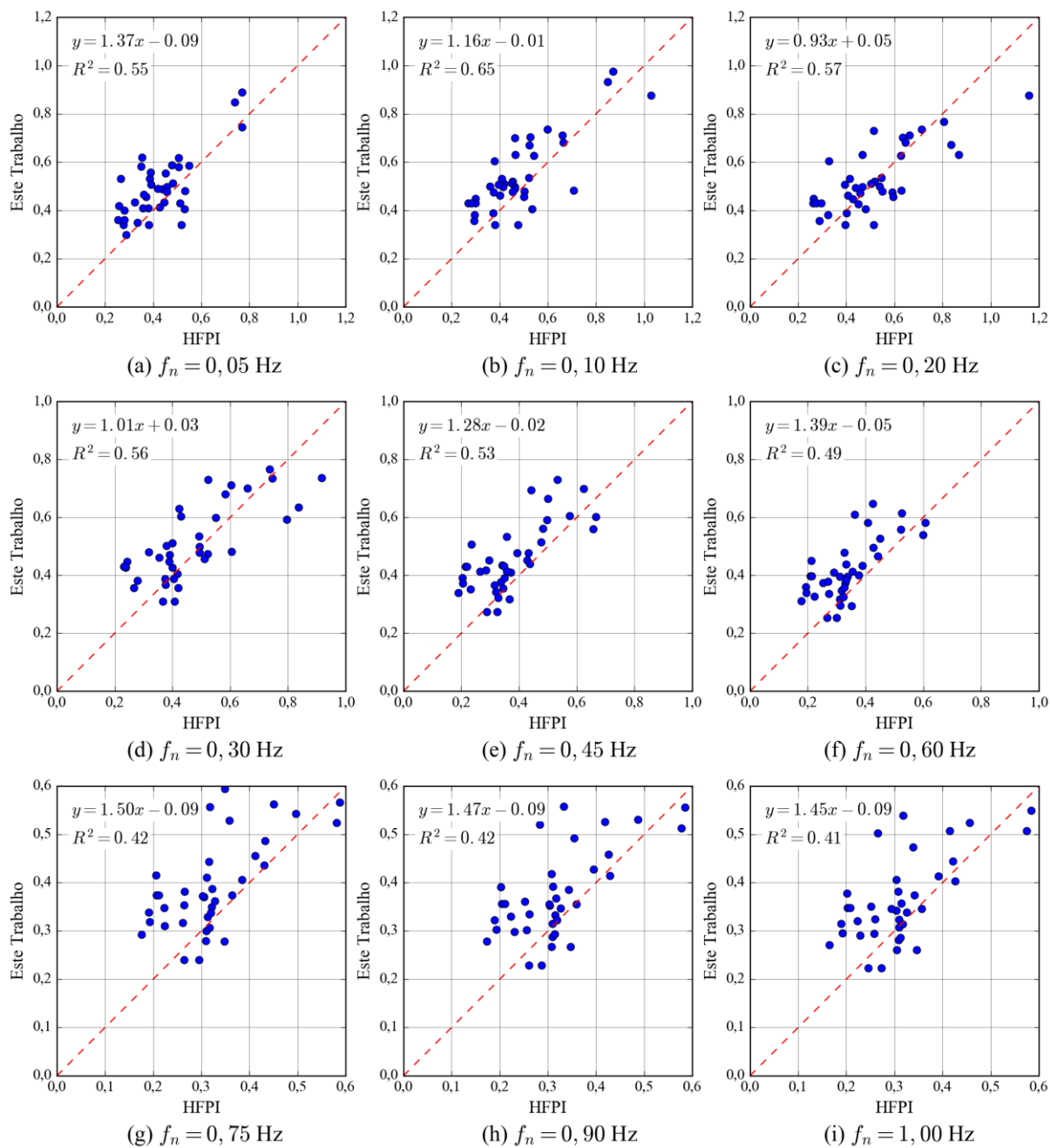
Figura 6.6 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta



(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 6.7 refere-se ao exemplo 4.

Figura 6.7 – Comparativo entre os coeficientes de torção total do HFPI e da metodologia proposta



(fonte: elaborado pelo autor)

Em geral, verificou-se boa concordância entre os valores do HFPI e os fornecidos pelo método proposto. Particularmente, os valores para as frequências naturais intermediárias de 0,30, 0,45 e 0,60 Hz mostraram majoritariamente bastante próximos, com coeficiente de determinação em torno de 0,60. Nas frequências naturais mais altas, a dispersão dos resultados aumentou e a metodologia proposta tende a fornecer valores mais conservadores.

Nos exemplos 3 e 4, os quais utilizam $\gamma = 2$, nota-se uma tendência da metodologia proposta fornecer valores mais conservadores, o que pode ser verificado pelos coeficientes angulares das retas serem maiores do que nos exemplos 1 e 2.

O quadro 6.2 mostra um resumo dos valores, apresentando a média μ da relação $C_{t,\text{proposto}}/C_{t,\text{HFPI}}$, o seu desvio-padrão σ e a fração P de valores acima de 1,00, o que indica que são a favor da segurança. Consta-se que a formulação proposta fornece valores superiores aos do HFPI para 70% a 90% das configurações. Exceto nas frequências naturais de 0,20 e 0,30 Hz, nas quais a porcentagem ficou entre 50% e 60%. O desvio-padrão da razão ficou em torno de 0,3 na maioria dos casos.

Quadro 6.2 – Resumo dos resultados

Frequência natural (Hz)	Exemplo 1			Exemplo 2			Exemplo 3			Exemplo 4		
	μ	σ	P	μ	σ	P	μ	σ	P	μ	σ	P
0,05	1,10	0,28	53%	1,14	0,25	68%	1,16	0,29	68%	1,19	0,27	79%
0,10	1,09	0,20	71%	1,13	0,21	76%	1,14	0,22	79%	1,17	0,23	82%
0,20	1,01	0,26	45%	1,05	0,26	44%	1,05	0,28	50%	1,09	0,28	58%
0,30	1,14	0,36	58%	1,14	0,31	55%	1,16	0,36	60%	1,16	0,31	63%
0,45	1,38	0,42	82%	1,30	0,35	79%	1,37	0,40	84%	1,29	0,34	84%
0,60	1,44	0,40	92%	1,31	0,34	87%	1,41	0,38	92%	1,29	0,32	84%
0,75	1,43	0,39	89%	1,28	0,33	79%	1,39	0,36	92%	1,27	0,32	79%
0,90	1,39	0,36	89%	1,24	0,31	74%	1,36	0,34	87%	1,23	0,31	74%
1,00	1,38	0,35	92%	1,22	0,31	71%	1,36	0,34	89%	1,21	0,31	68%

(fonte: elaborado pelo autor)

Apesar da simplicidade e das limitações do método proposto os resultados obtidos mostraram-se razoáveis para a amostra analisada, principalmente para a faixa de frequências naturais entre 0,30 Hz e 0,60 Hz, a qual é bastante representativa para os edifícios construídos no Brasil.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho analisou-se a torção devida ao vento em edifícios da base de dados do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS. Estudaram-se os efeitos estáticos e dinâmicos do vento.

O estudo da parcela estática da torção seguiu a abordagem da NBR 6123, a qual propõe que a torção aerodinâmica seja calculada pelo produto da força de arrasto, considerada agindo perpendicularmente a uma fachada, por uma excentricidade. Com base nos valores obtidos, constatou-se que a excentricidade proposta pela norma brasileira tende a subestimar os resultados nos casos sem efeitos de vizinhança. Já nos casos com efeitos de vizinhança, a excentricidade da NBR 6123 mostrou-se adequada. No ensaio em túnel de vento verificou-se que a máxima força média em x ocorre simultaneamente ao máximo momento torçor médio, o que não está previsto pela abordagem da norma brasileira.

Apresentou-se uma metodologia para a estimativa da parcela média da torção aerodinâmica, a qual é aplicável a edifícios que apresentam uma pequena resposta flutuante. A determinação da excentricidade a ser utilizada depende da relação entre a largura e a profundidade (B/D) da edificação. Nas relações $B/D > 1$ propõe-se uma excentricidade normalizada de 11,6% e 12,7% para edificações sem e com efeitos de vizinhança, respectivamente. Edifícios estreitos e alongados tendem a apresentar grandes excentricidades quando o vento incide na sua menor fachada. Por este motivo propõe-se um trecho parabólico nas relações $B/D < 1$.

O estudo da resposta flutuante limitou-se aos ângulos de incidência do vento de 0° , 90° , 180° e 270° . Primeiramente determinou-se o número de Strouhal e o coeficiente de torção rms. Notou-se que as estimativas fornecidas pela literatura técnica tendem a fornecer um limite inferior para o número de Strouhal. Já para o coeficiente de torção, apresentaram-se fórmulas para os limites superior e inferior. Uma metodologia para a estimativa da parcela flutuante do deslocamento angular foi apresentada. Verificou-se que os valores fornecidos por esta abordagem fornecem, na maioria dos casos, um limite inferior e superior para o deslocamento angular, quando adotado o respectivo coeficiente de torção rms.

Por fim, apresentou-se uma metodologia para a estimativa da torção devida ao vento em edifícios que apresentam frequência natural inferior a 1 Hz. Verificou-se que a simples soma da máxima resposta média e a da máxima resposta flutuante resulta em valor muito conservador. Assim, a metodologia proposta utiliza as excentricidades médias calculadas no capítulo 4 para estimar a parcela estática e o limite inferior do coeficiente de torção rms para estimar a parcela flutuante. Com base nos exemplos estudados, verificou-se que tal abordagem fornece bons resultados, principalmente para frequências naturais entre 0,30 Hz e 0,60 Hz. Cabe salientar que o método é válido para edifícios que tenham forma modal conforme fórmula 6.5 e que a contribuição dos modos superiores seja negligenciável.

O presente trabalho representa uma primeira tentativa de resolução da resposta torcional e que leva em conta uma série de simplificações. Algumas das melhorias, a serem estudadas no futuro, são:

- a) influência do formato do edifício e da intensidade de turbulência no espectro de potência do momento torçor modal;
- b) a consideração da intensidade de turbulência no cálculo do coeficiente de torção rms;
- c) estudo da combinação da resposta torcional com a resposta na direção do vento e transversal.

REFERÊNCIAS

- ALBERTI, F. A. **Determinação experimental em túnel de vento dos efeitos estáticos de proteção causados por edificações vizinhas: contribuição para a revisão dos fatores de vizinhança da NBR 6123**. 2015. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- BASKARAN, A. Wind engineering studies on tall buildings – transitions in research. **Building and Environment**, Montreal, v. 28, n. 1, p. 1-19, Jan. 1993.
- BENEKE, D. L.; KWOK, K. C. S. Aerodynamic effect of wind induced torsion on tall buildings. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Sydney, v. 50, p. 271-280, Dec. 1993.
- BLESSMANN, J. The boundary layer of TV-2 wind tunnel of the UFRGS. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 10, n. 2, p. 231-248, Aug. 1982.
- _____. **Acidentes causados pelo vento**. 4. ed. rev. e amp. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2001.
- _____. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.
- _____. **Aerodinâmica das construções**. 3. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2011.
- _____. **O vento na engenharia estrutural**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2013.
- BLESSMANN, J.; RIERA, J. D. Wind excitation of neighbouring tall buildings. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 18, n. 1, p. 91-103, Feb. 1985.
- BOGGS, D. W.; HOSOYA, N.; COCHRAN, L. Sources of torsional wind loading on tall buildings: lessons from the wind tunnel. In: **STRUCTURES CONGRESS, 2000**, Philadelphia. **Proceedings...** Philadelphia: ASCE, 2000.
- CARPEGGIANI, E. A. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento**. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 3rd ed. Berkeley: Computers & Structures, 2003.

- DAVENPORT, A. G. The applications of statistical concepts to the wind loading of structures. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Ontario, v. 19, n. 4, p. 449-472, Aug. 1961.
- DRAGOIESCU, C.; GARBER, J.; KUMAR, K. S. A comparison of force balance and pressure integration techniques for predicting wind-induced responses of tall buildings. In: **STRUCTURES CONGRESS**, 2006, Ontario. **Proceedings...** Ontario: ASCE, 2006.
- GALINDEZ, E. E. **Resposta dinâmica de estruturas na direção da velocidade média do vento**. 1979. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1979.
- HARRIS, C. L. Influence of neighboring structures on the wind pressure on tall buildings. **Bureau of Standards Journal of Research**, New York, v. 12, p. 103-118, Jan. 1934.
- HOLMES, J. D. **Wind loading of structures**. 3rd ed. Boca Raton, USA: CRC, 2015.
- 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.; CASE, P. C. Wind-induced torsional loads and responses of buildings. In: **STRUCTURES CONGRESS**, 2000, Philadelphia. **Proceedings...** Philadelphia: ASCE, 2000.
- 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.
- KAREEN, A. Lateral-torsional motion of tall buildings to wind loads. **Journal of Structural Engineering**, Houston, v. 111, n. 11, p. 2479-2496, Nov. 1985.
- 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.
- LIN, N.; LETCHFORD, C.; TAMURA, Y.; LIANG, B.; NAKAMURA, O. Characteristics of wind forces acting on tall buildings. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Texas, v. 93, n. 3, p. 217-242, Mar. 2005.
- LOREDO-SOUZA, A. M.; ROCHA, M. M.; OLIVEIRA, M. G. K. **Ação estática e dinâmica sobre edifícios**. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Base de dados. 20--.
- LYTHE, G. R.; SURRY, D. Wind-induced torsional loads on tall buildings. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 36, n. 1, p. 225-234, 1990.
- MERRICK, R.; BITSUAMLAK, G. Shape effects on the wind-induced response of high-rise buildings. **Journal of Wind and Engineering**, Ontario, v. 6, p. 1-18, July 2009.
- OLIVEIRA, M. G. K. **Desenvolvimento de uma balança dinâmica de três graus de liberdade para estudo dos efeitos de flexo-torção em edifícios altos submetidos à ação do**

vento. 2009. 207 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M. Integração de pressões em alta frequência para o cálculo da resposta dinâmica de estruturas sujeitas à ação do vento. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre, 2008.

_____. Resposta estrutural de edifícios altos frente à ação dinâmica do vento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 53o., 2011, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: IBRACON, 2011.

SARTORI, F. C. **Uma comparação de método para avaliar a resposta dinâmica de edifícios altos em túnel de vento**. 2010. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

TALLIN, A.; ELLINGWOOD, B. Wind-induced motion of tall buildings. **Engineering Structures**, New York, v. 7, n. 4, p. 245-252, Oct. 1985.

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.

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

TARANATH, B. S. **Structural analysis and design of tall buildings: steel and composite construction**. Boca Raton, USA: CRC, c2012.

WU, J.; CHENG, L. Effects of attack angle on performance of actively controlled high-rise building motion. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Taipei, v. 93, n. 5, p. 413-434, May 2005.

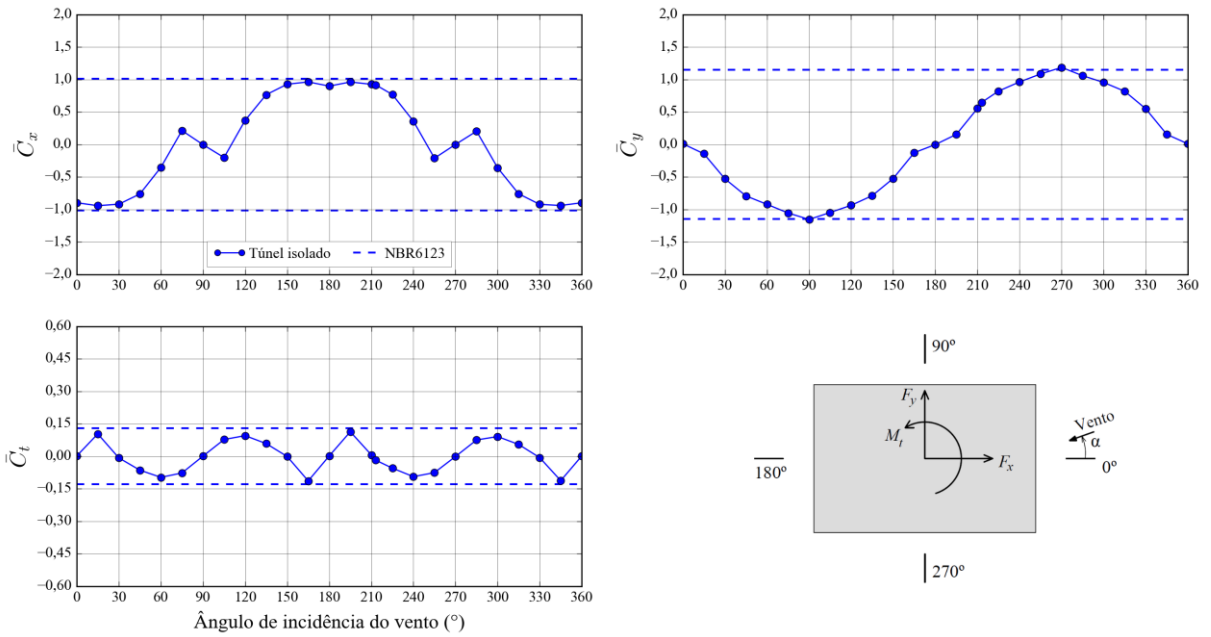
XIE, J.; IRWIN, P. A. Key factors for torsional wind response of tall buildings. In: STRUCTURES CONGRESS, 2000, Philadelphia. **Proceedings...** Philadelphia: ASCE, 2000.

ZHANG, W. J.; XU, Y. L.; KWOK, K. C. S. Torsional vibration and stability of wind-excited tall buildings with eccentricity. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Sydney, v. 50, p. 299-308, Dec. 1993.

ZHANG, W. J.; KWOK, K. C. S.; XU, Y. L. Aeroelastic torsional behaviour of tall buildings in wakes. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Sydney, v. 51, n. 2, p. 229-248, Feb. 1994.

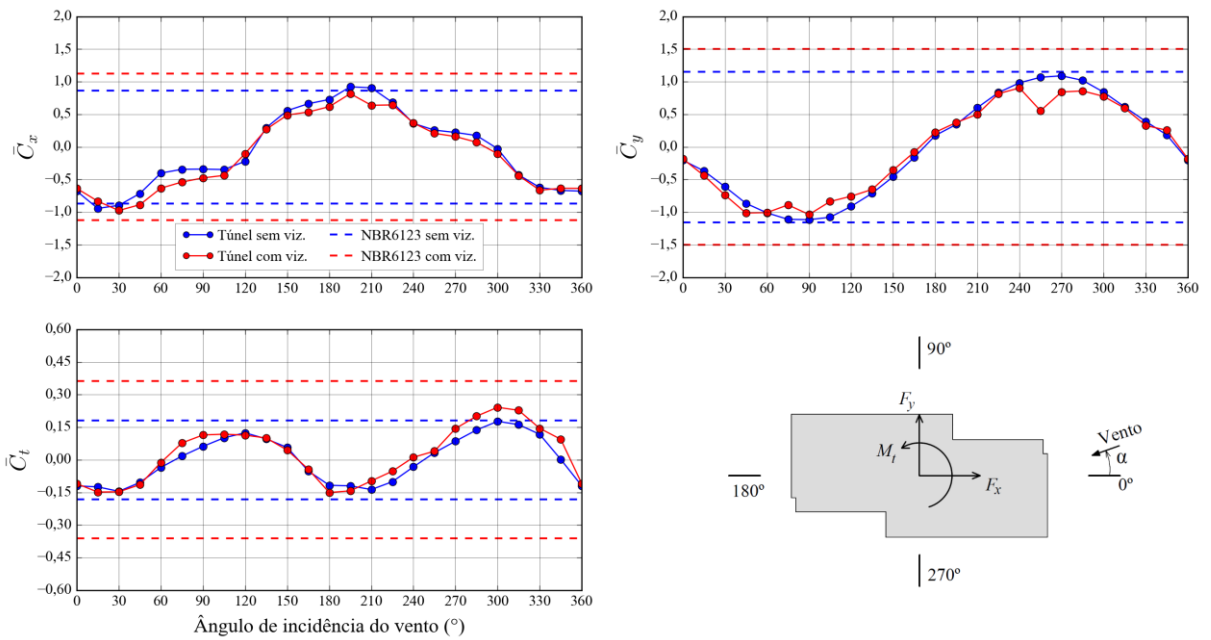
APÊNDICE A – Coeficientes Médios de Força e de Torção

Figura AP-A1 – Coeficientes médios para o E01 com expoente $p = 0,23$



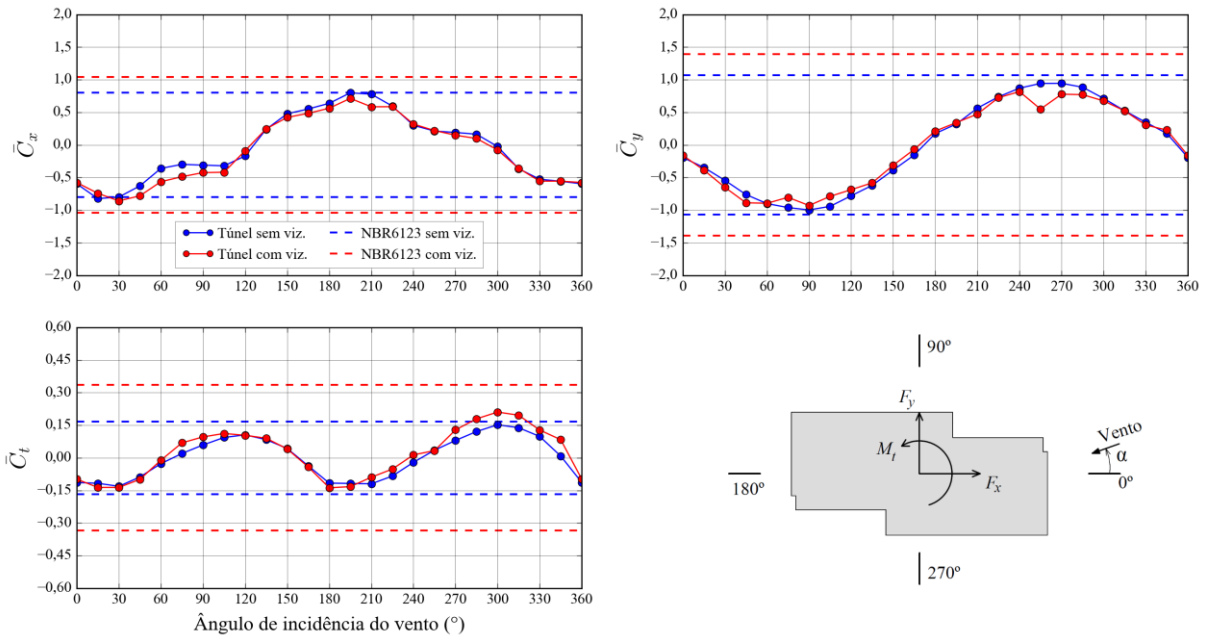
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A2 – Coeficientes médios para o E02 com expoente $p = 0,23$



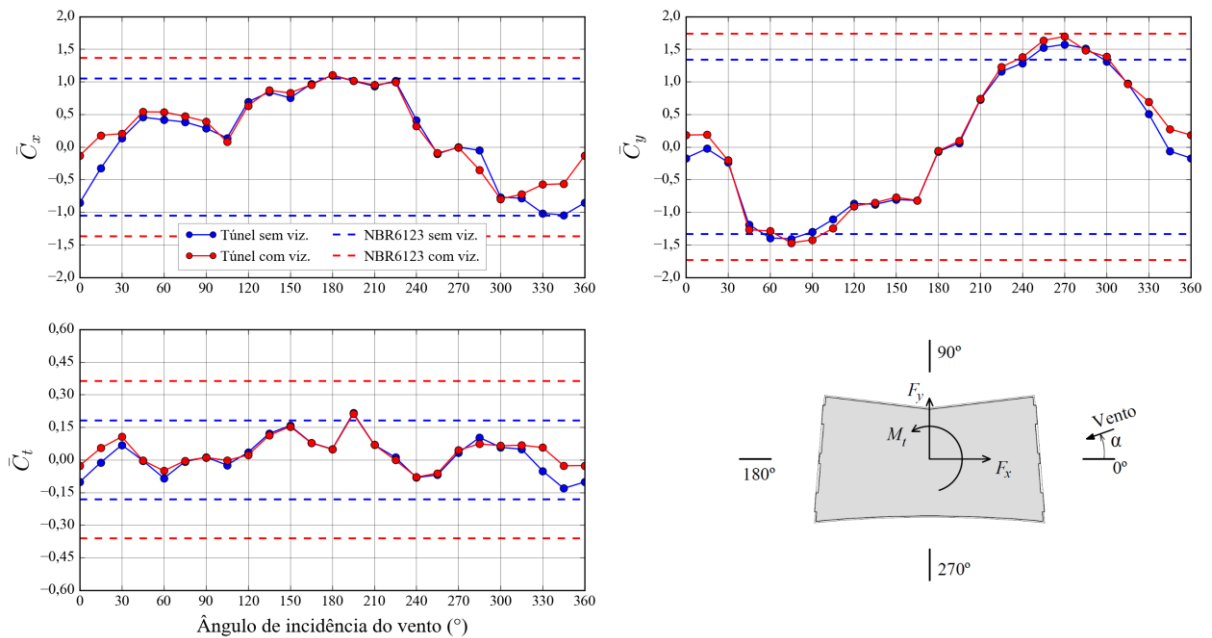
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A3 – Coeficientes médios para o E02 com expoente $p = 0,34$



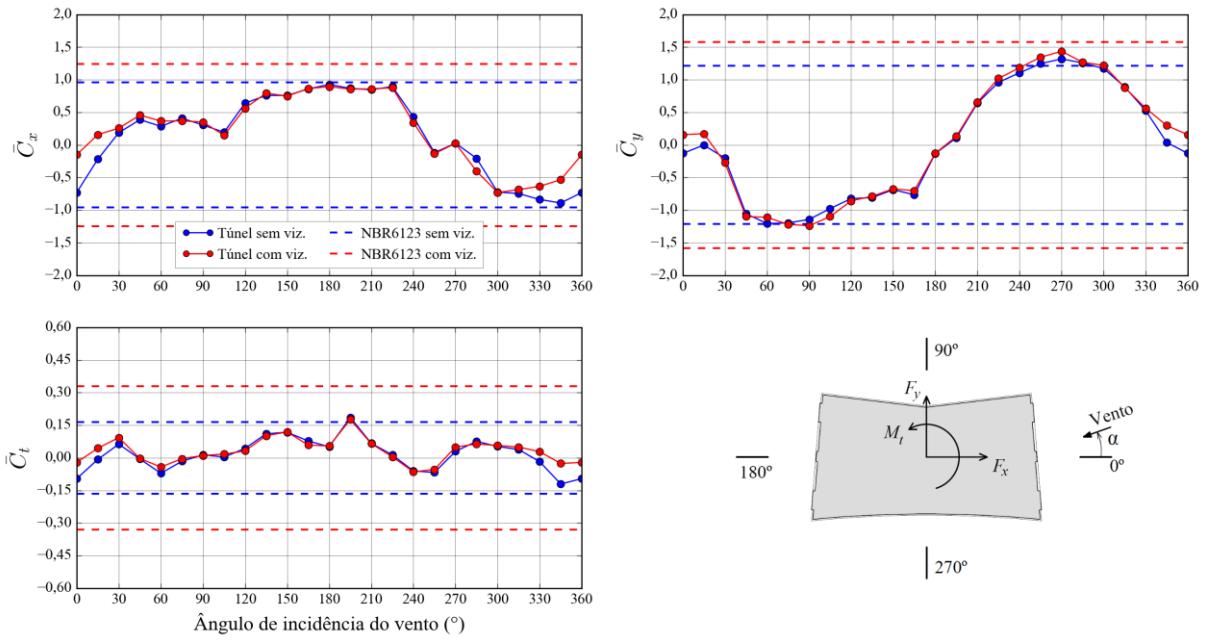
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A4 – Coeficientes médios para o E03 com expoente $p = 0,11$



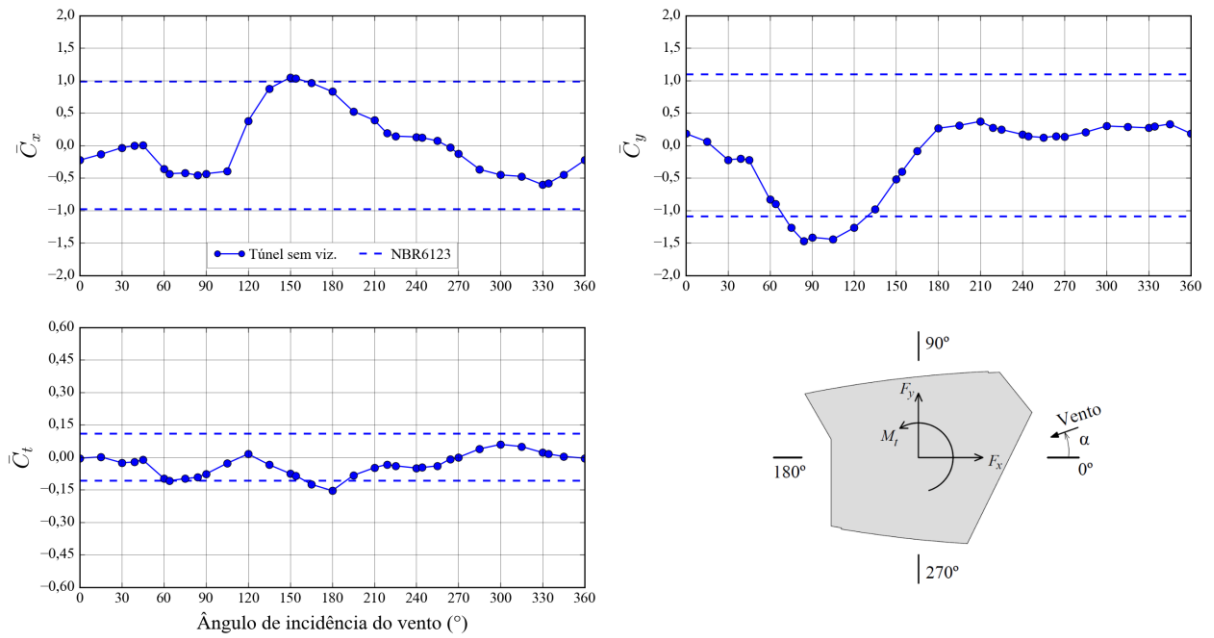
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A5 – Coeficientes médios para o E03 com expoente $p = 0,23$



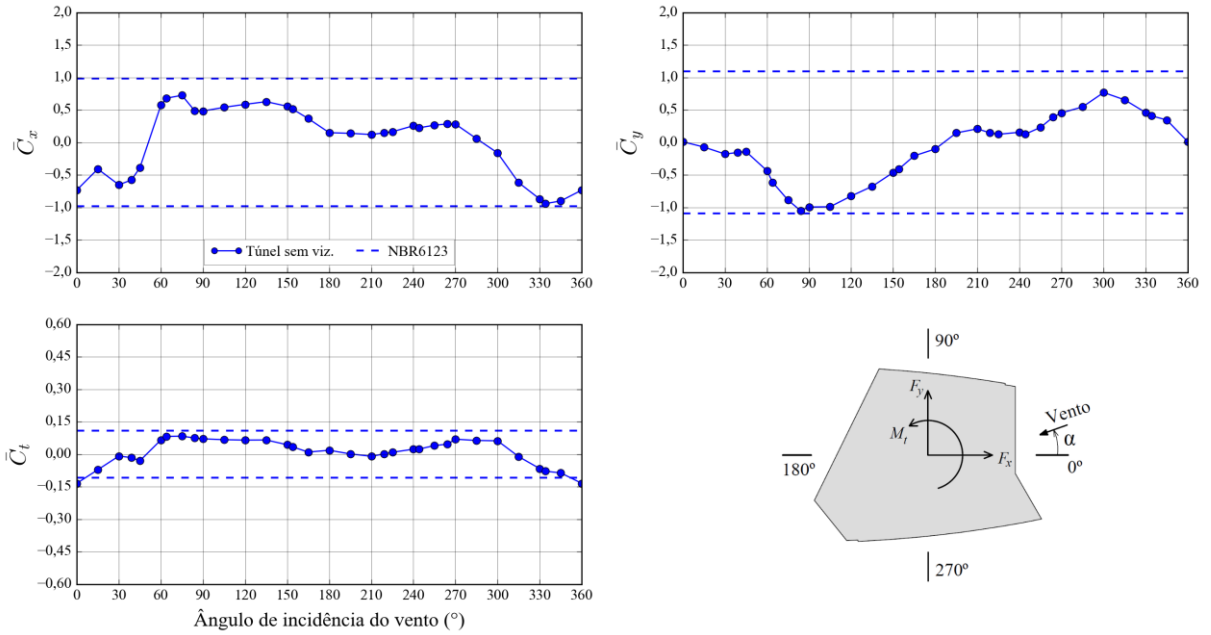
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A6 – Coeficientes médios para o E04a com expoente $p = 0,23$



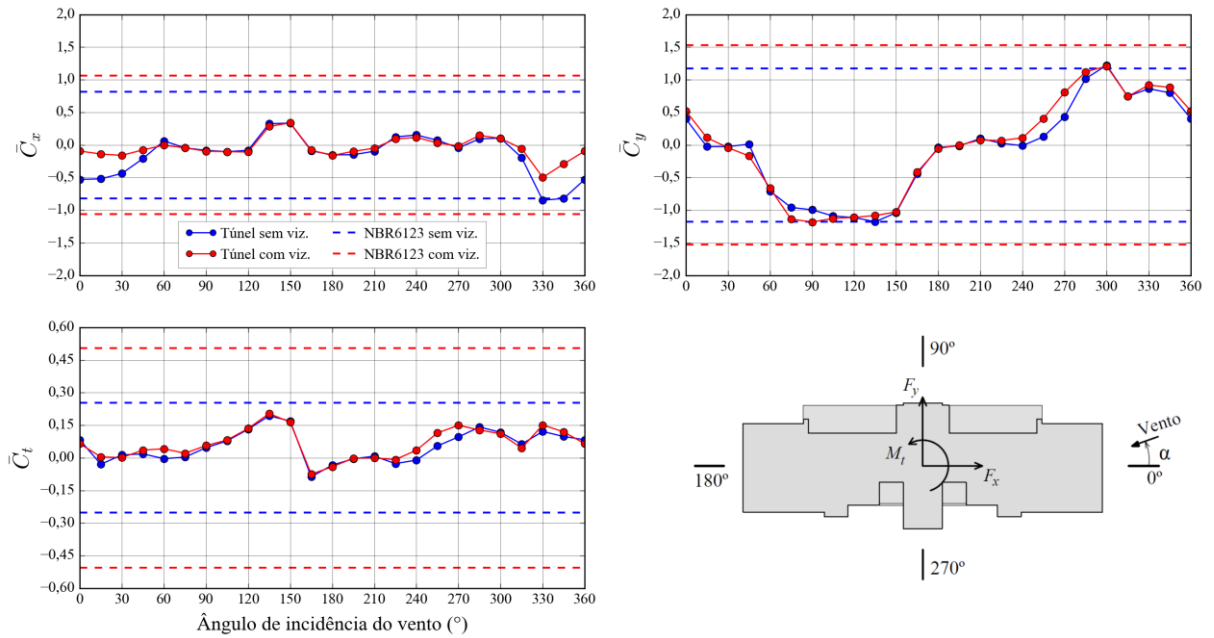
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A7 – Coeficientes médios para o E04b com expoente $p = 0,23$



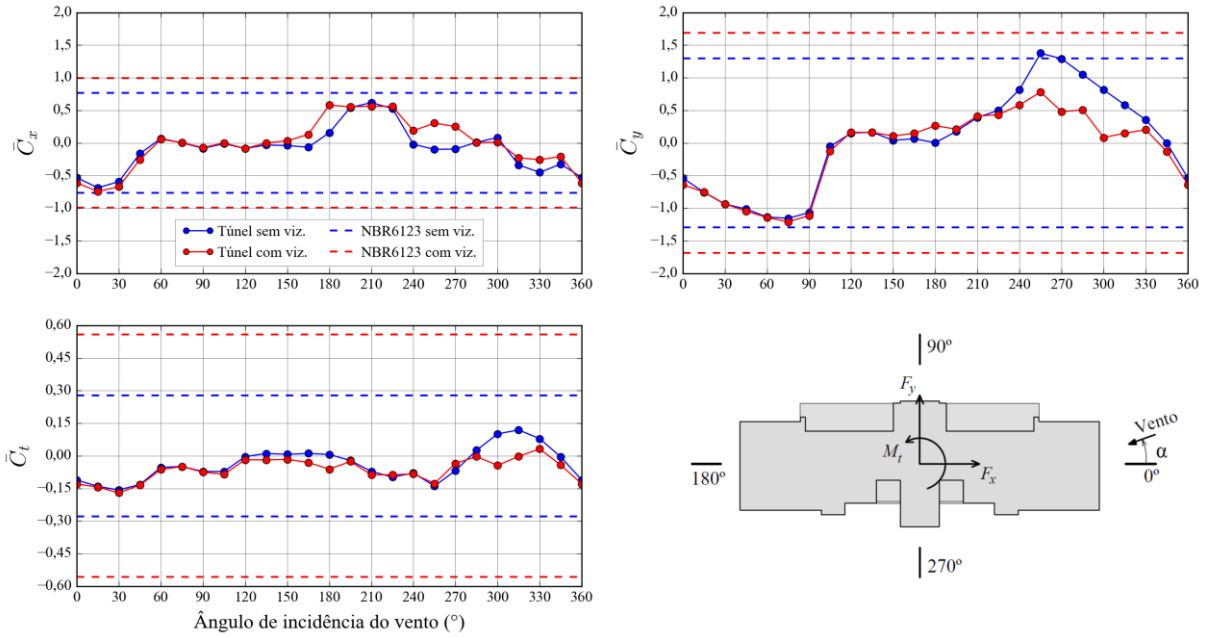
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A8 – Coeficientes médios para o E05a com expoente $p = 0,23$



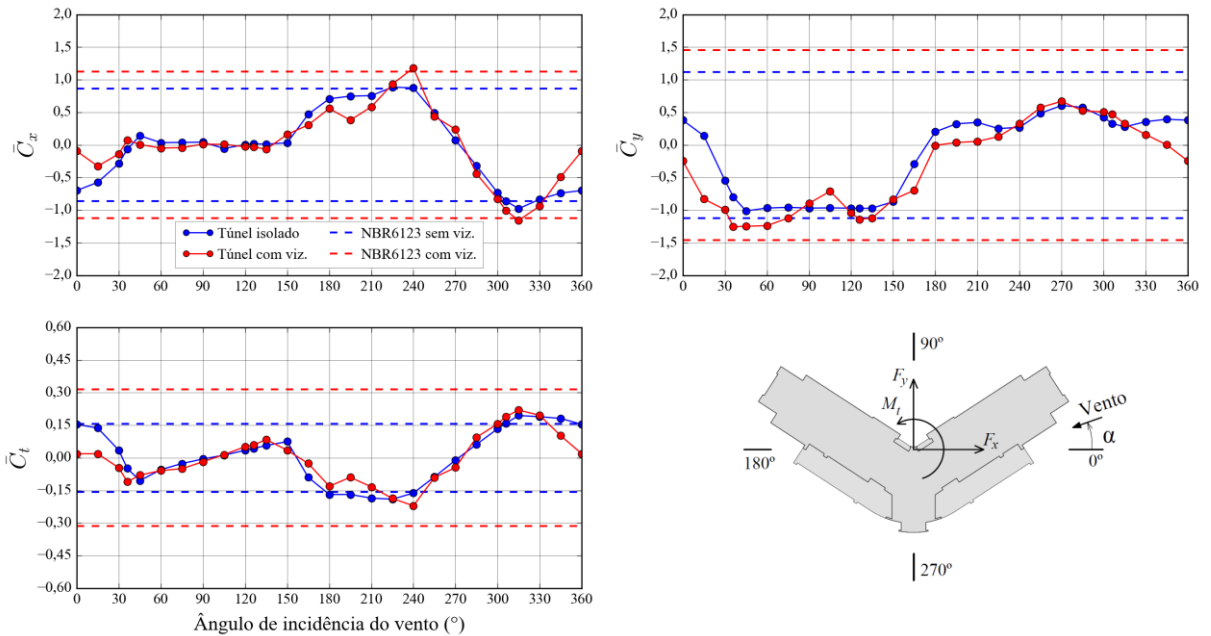
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A9 – Coeficientes médios para o E05b com expoente $p = 0,23$



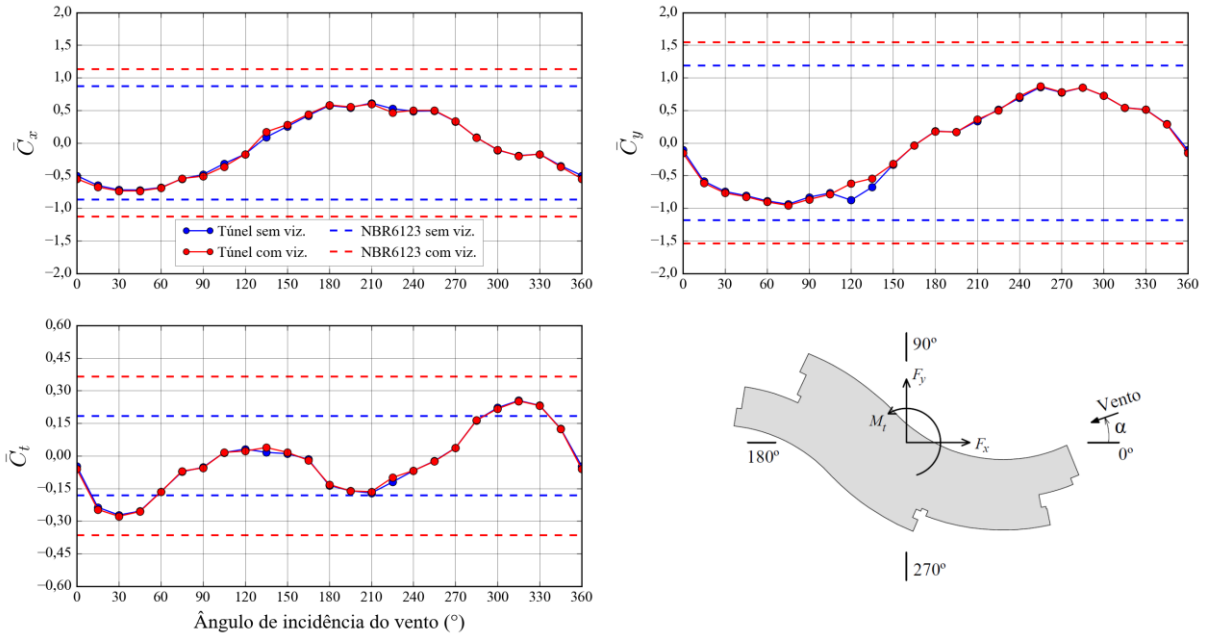
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A10 – Coeficientes médios para o E06 com expoente $p = 0,23$



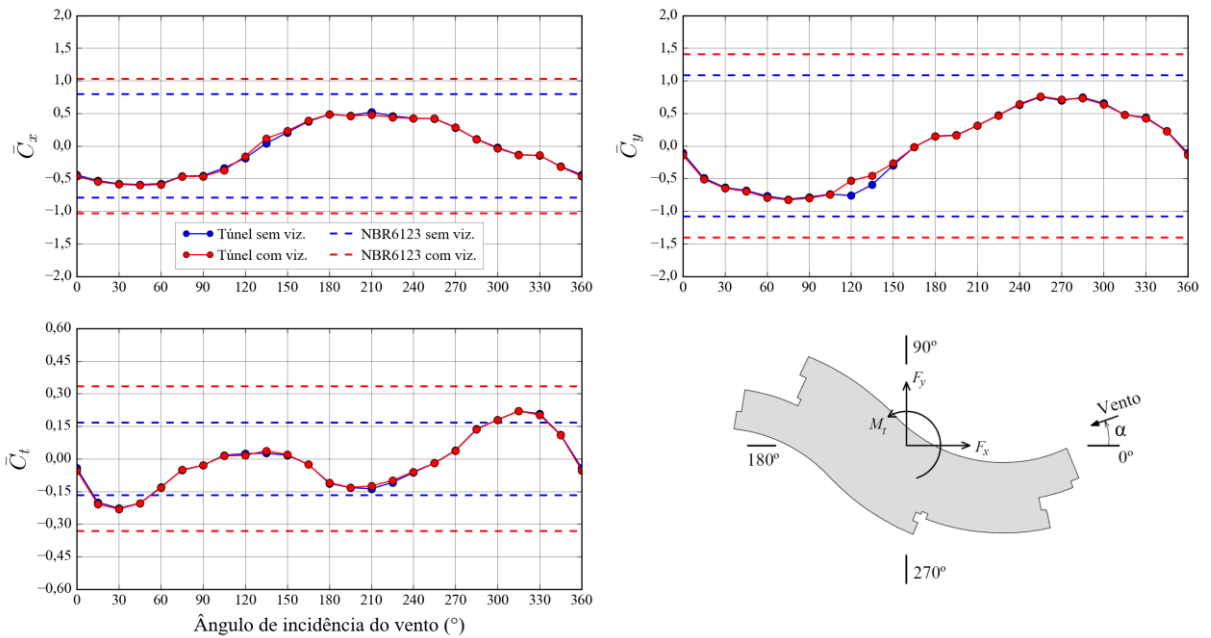
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A11 – Coeficientes médios para o E07 com expoente $p = 0,11$



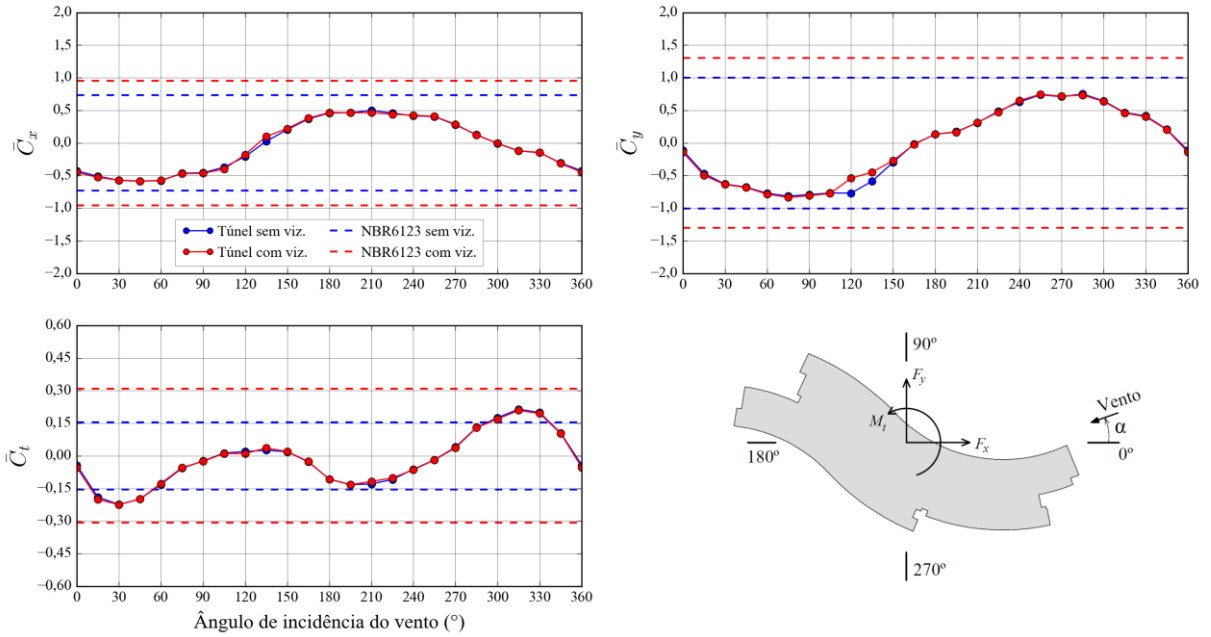
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A12 – Coeficientes médios para o E07 com expoente $p = 0,23$



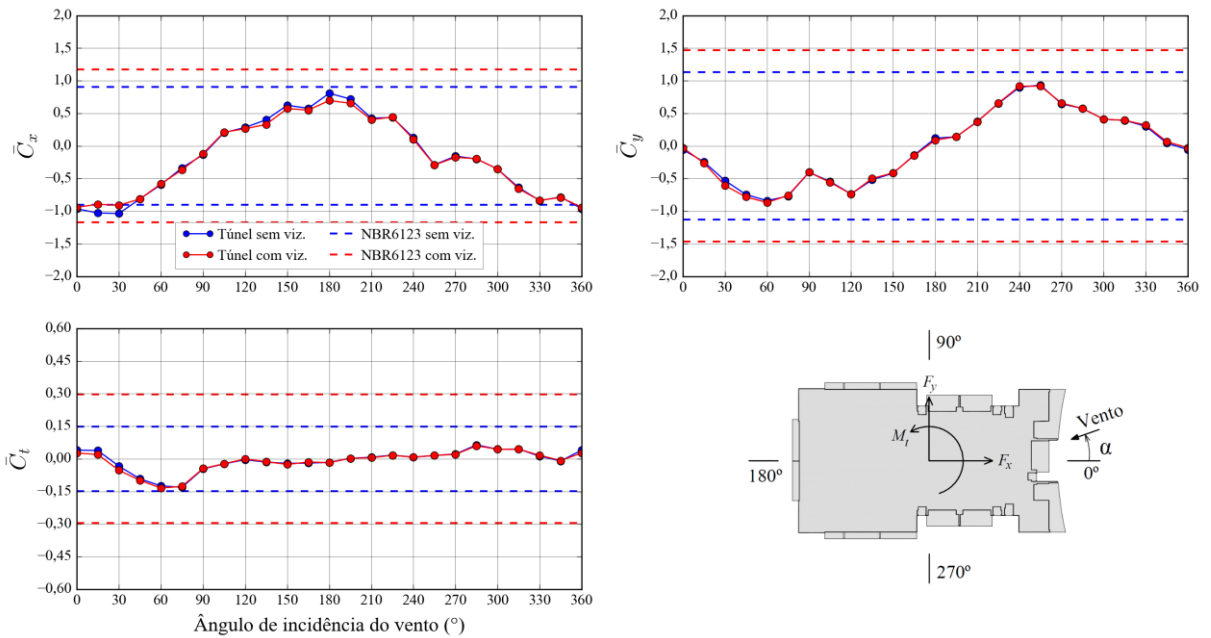
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A13 – Coeficientes médios para o E07 com expoente $p = 0,34$



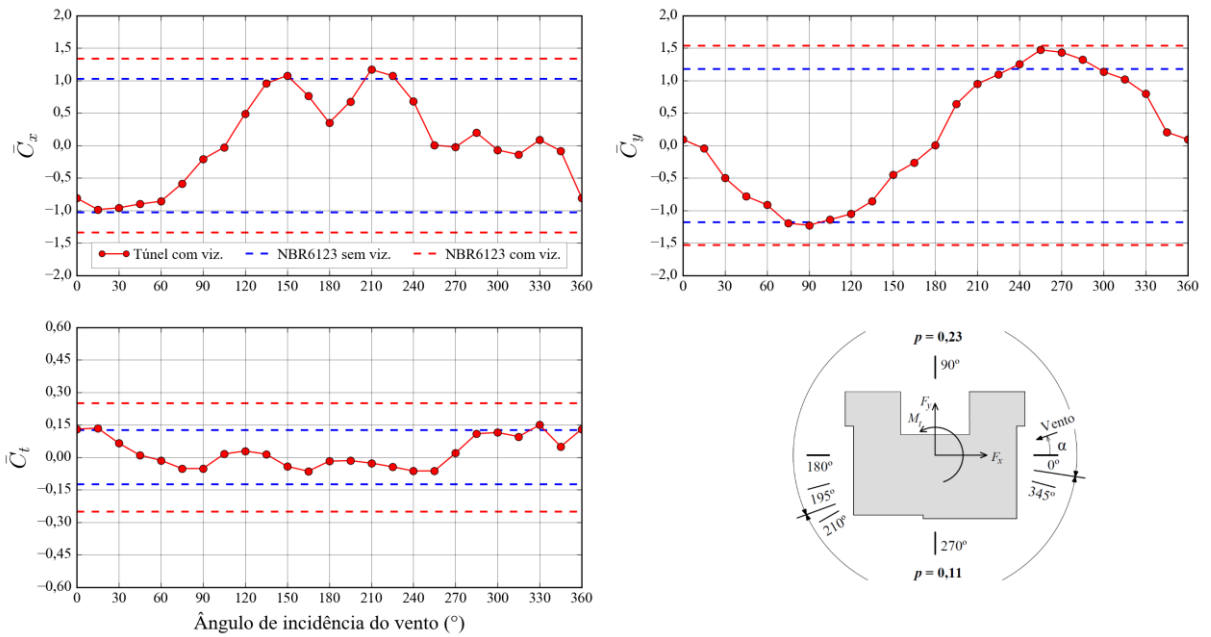
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A14 – Coeficientes médios para o E08 com expoente $p = 0,23$



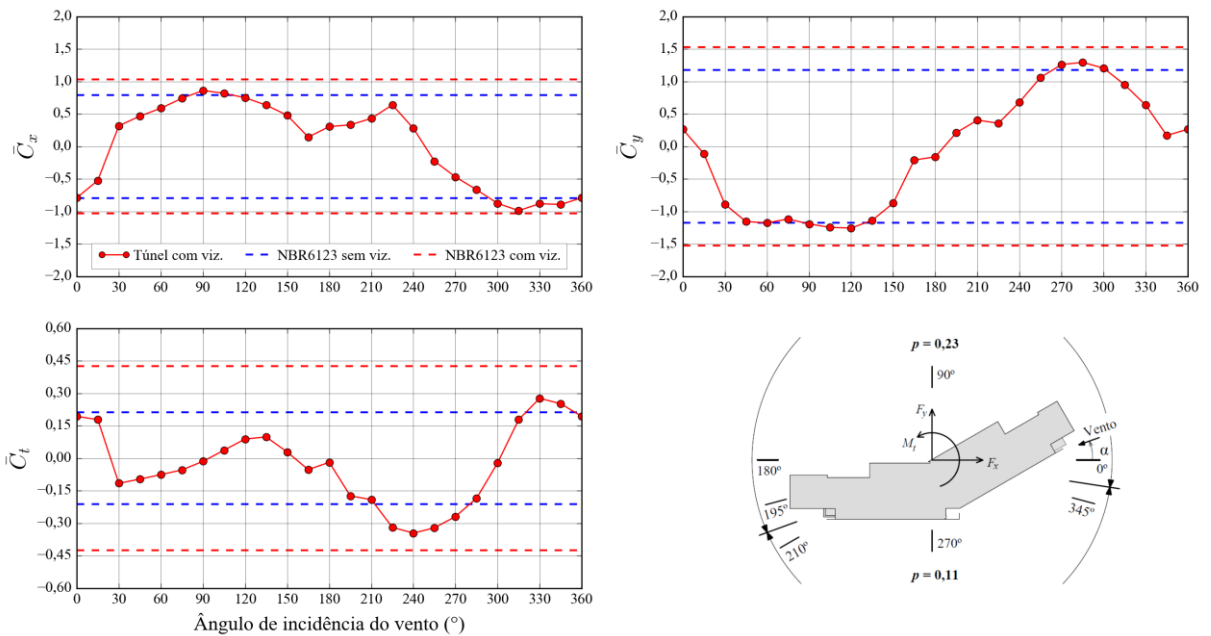
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A15 – Coeficientes médios para o E09



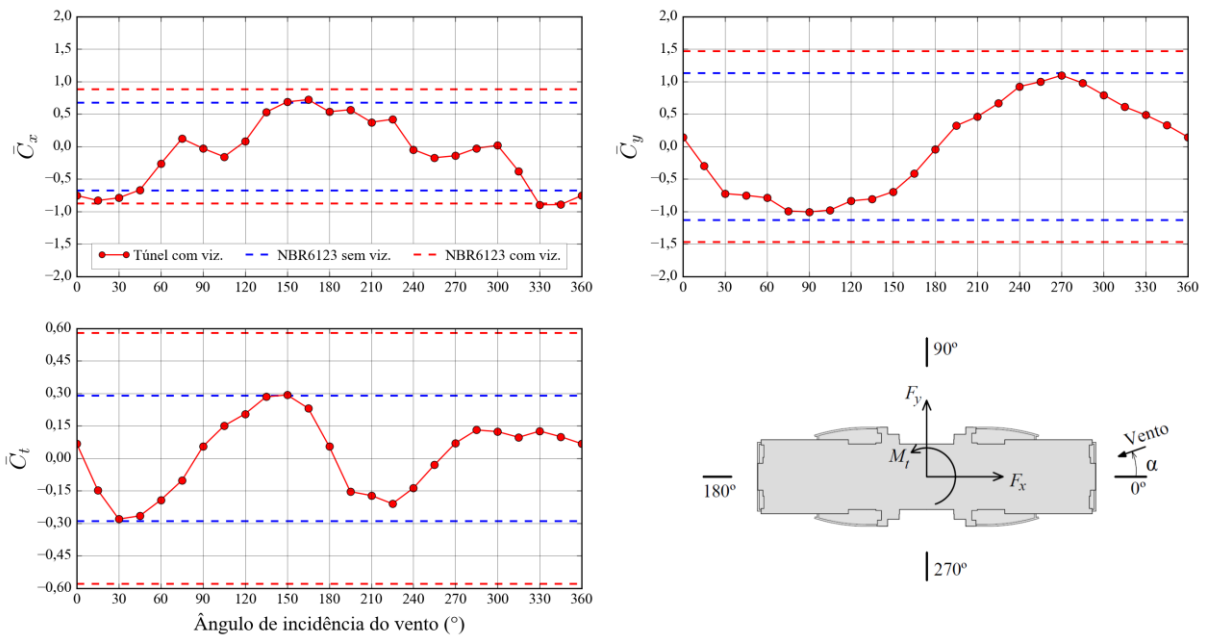
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A16 – Coeficientes médios para o E10



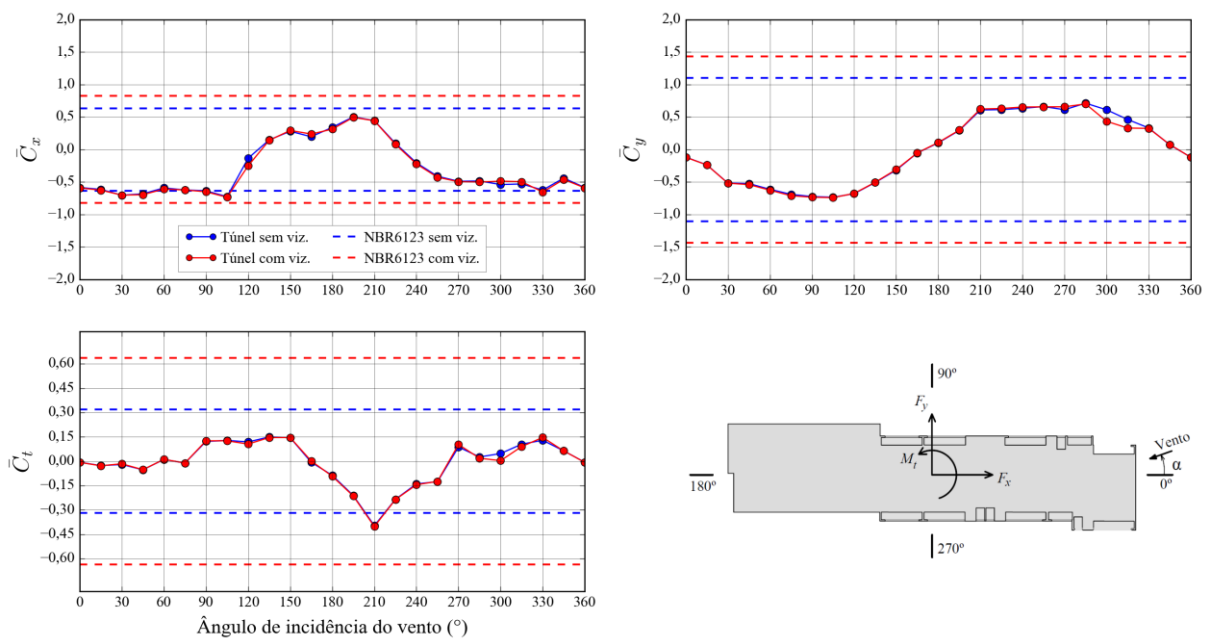
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A17 – Coeficientes médios para o E11 com expoente $p = 0,23$



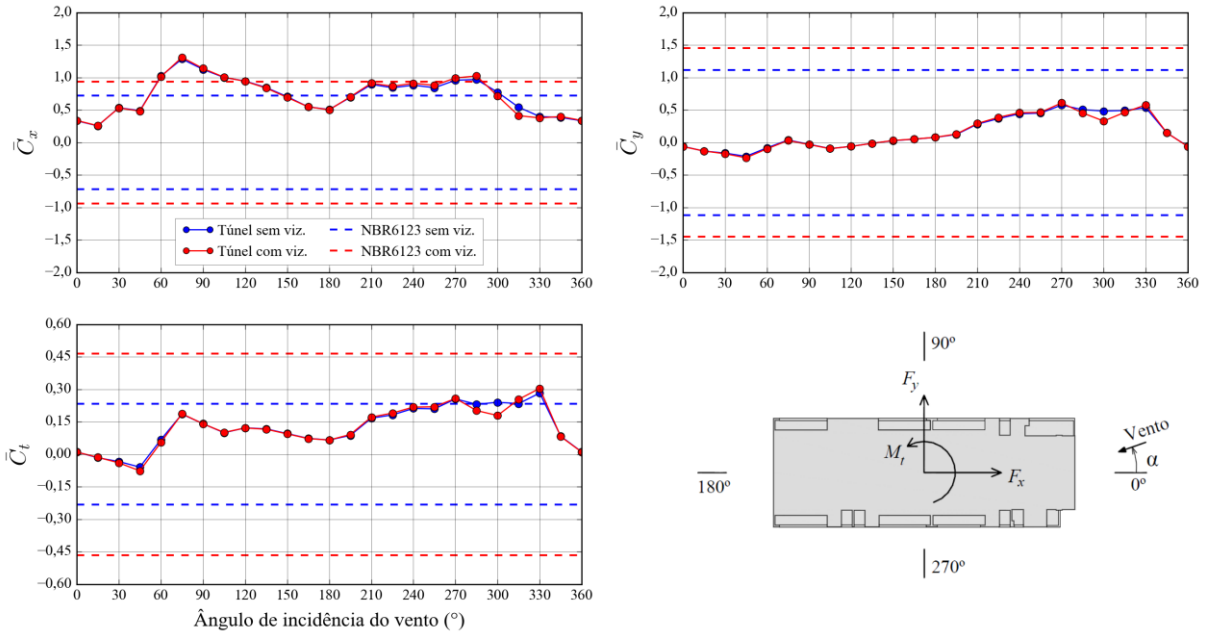
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A18 – Coeficientes médios para o E12a com expoente $p = 0,23$



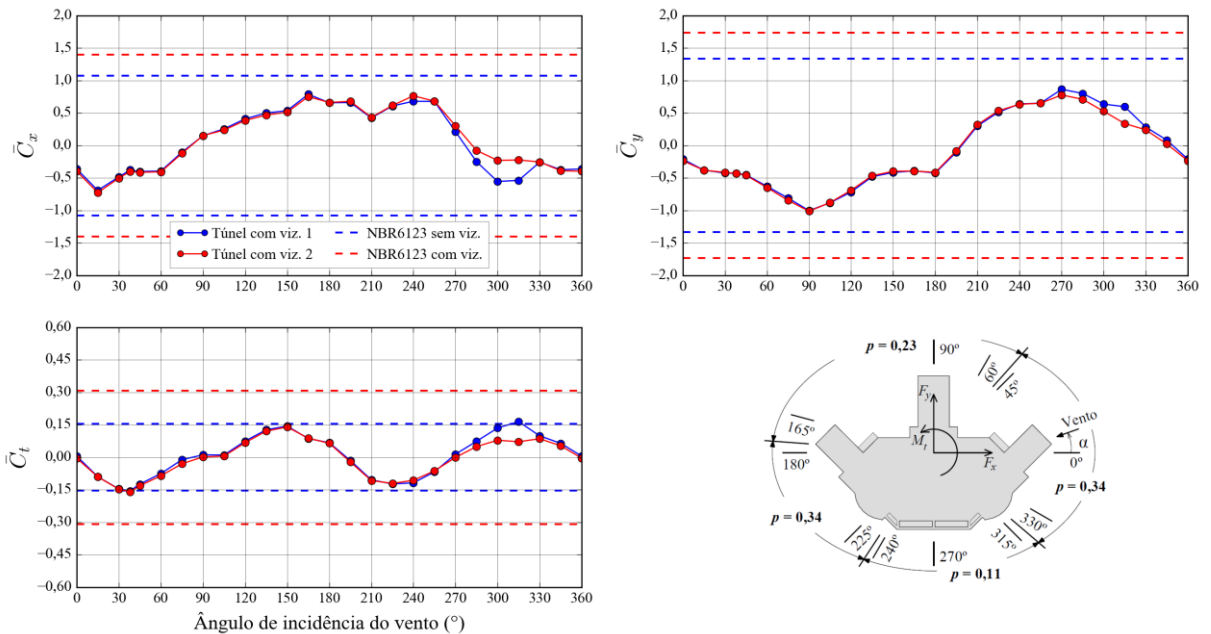
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A19 – Coeficientes médios para o E12b com expoente $p = 0,23$



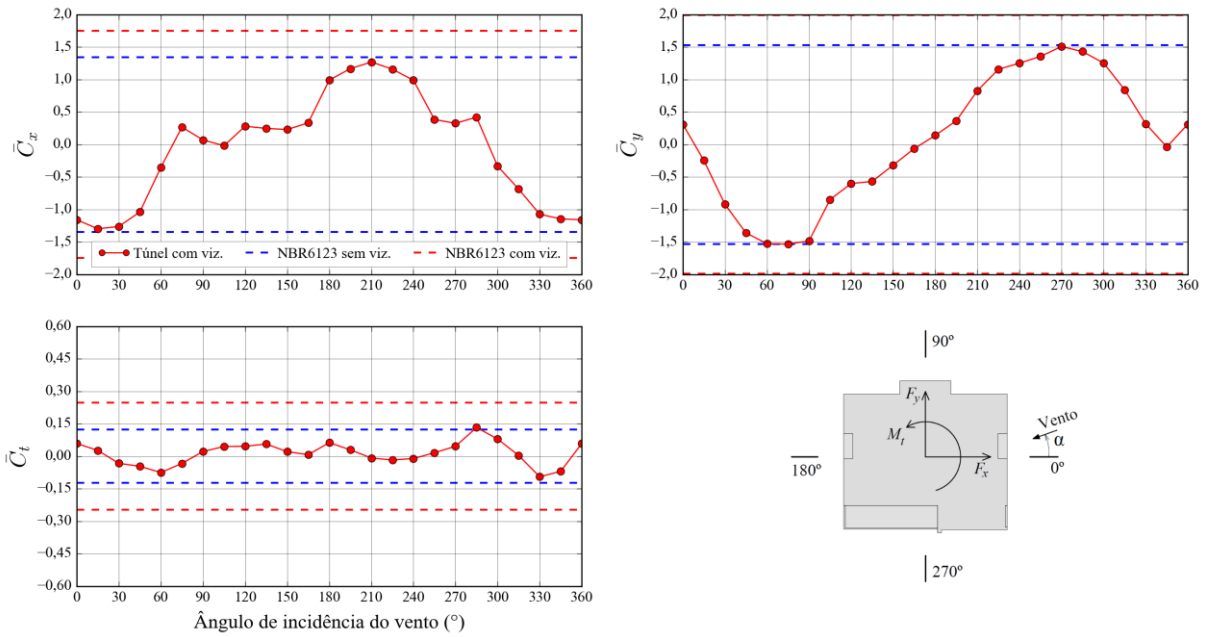
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A20 – Coeficientes médios para o E13



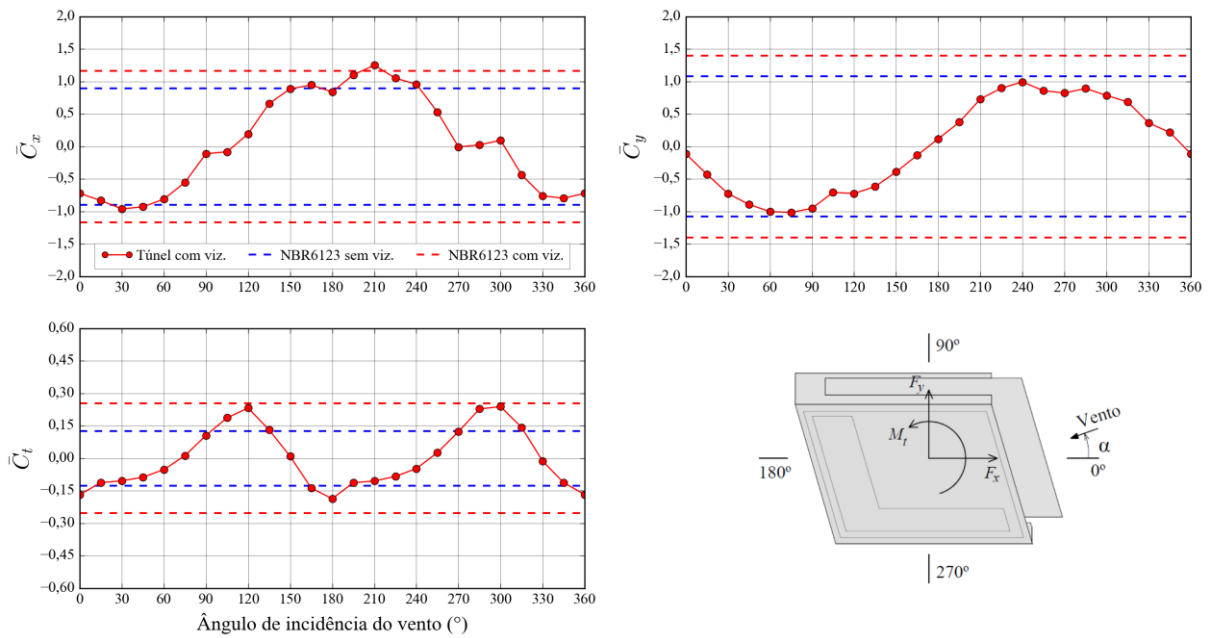
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A21 – Coeficientes médios para o E14 com expoente $p = 0,23$

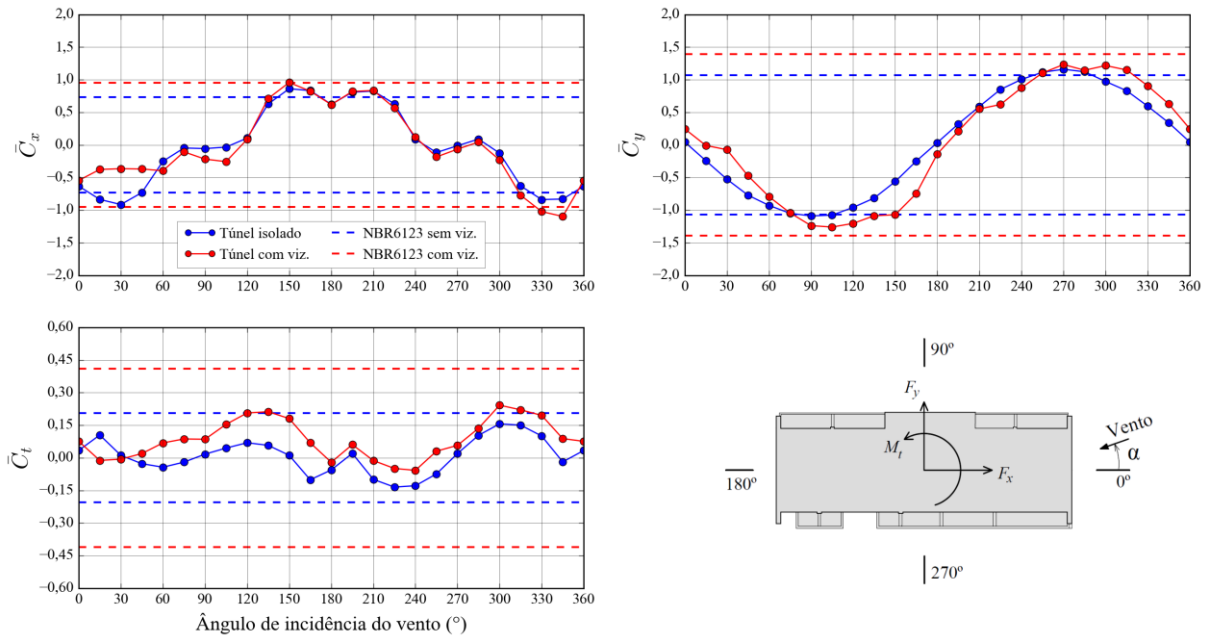


(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A22 – Coeficientes médios para o E15 com expoente $p = 0,23$



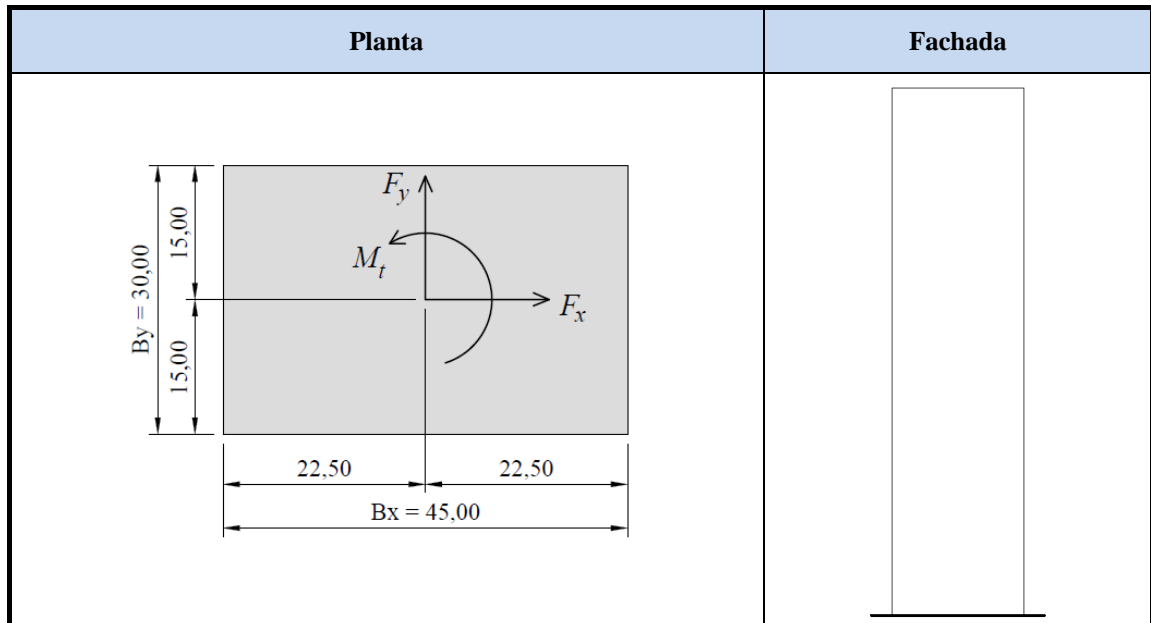
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A23 – Coeficientes médios para o E16 com expoente $p = 0,34$ 

(fonte: elaborado pelo autor)

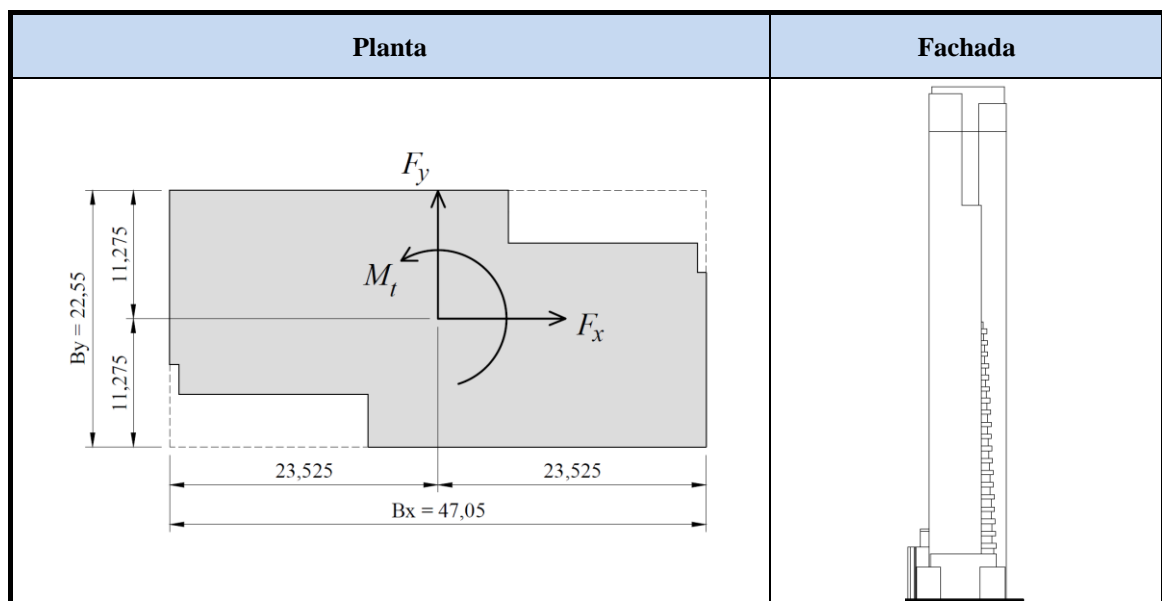
ANEXO A – Edifícios Estudados
(LOREDO-SOUZA et al., 20--)

AN-A.1 EDIFÍCIO E01



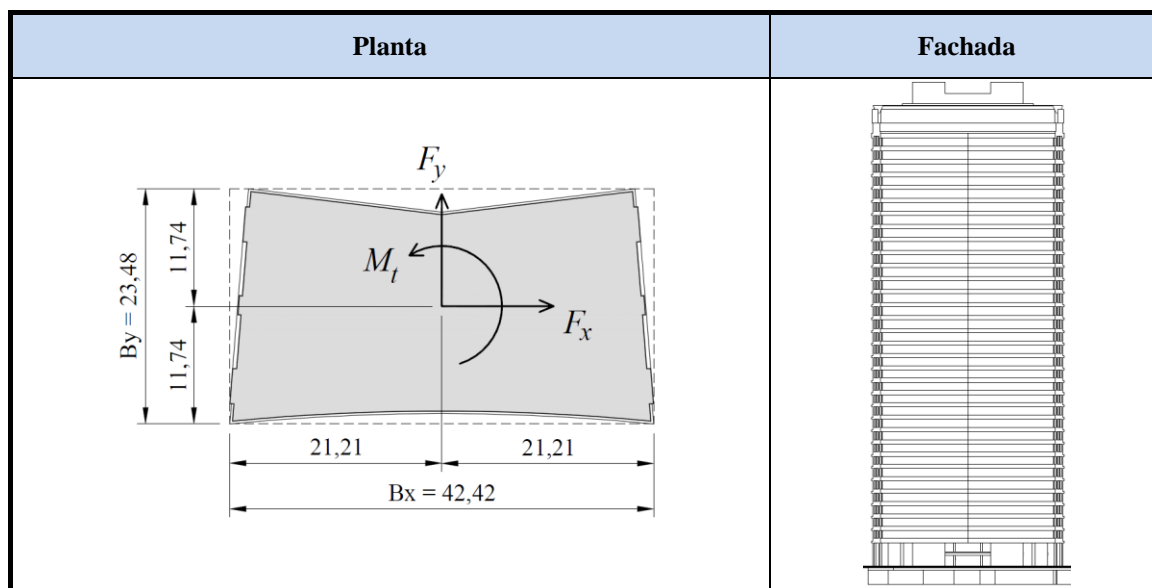
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
45,00	30,00	180,00	1,0

AN-A.2 EDIFÍCIO E02



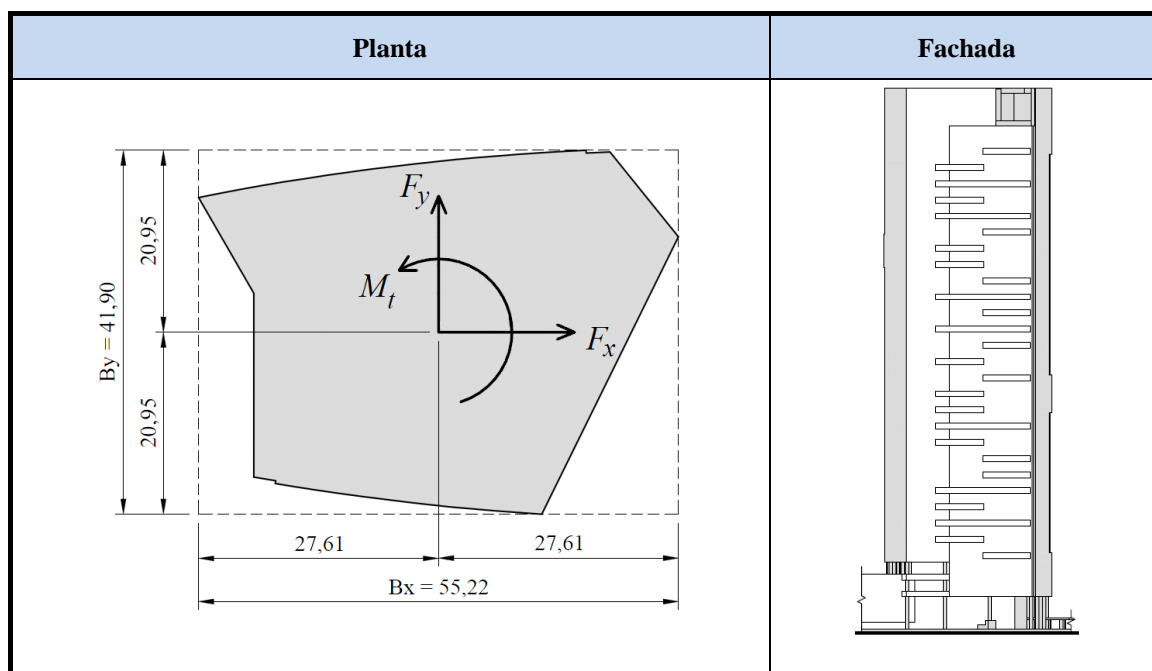
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
47,05	22,55	152,08	1,0

AN-A.3 EDIFÍCIO E03



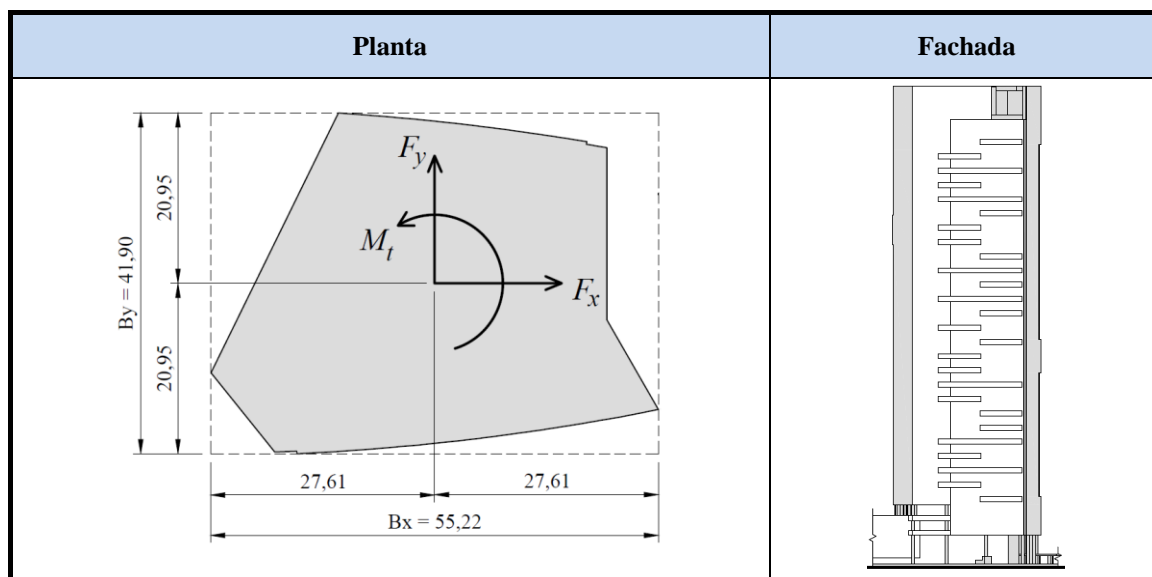
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
42,42	23,48	111,95	$1,0 + 0,16(2,5 - z/160)$

AN-A.4 EDIFÍCIO E04A



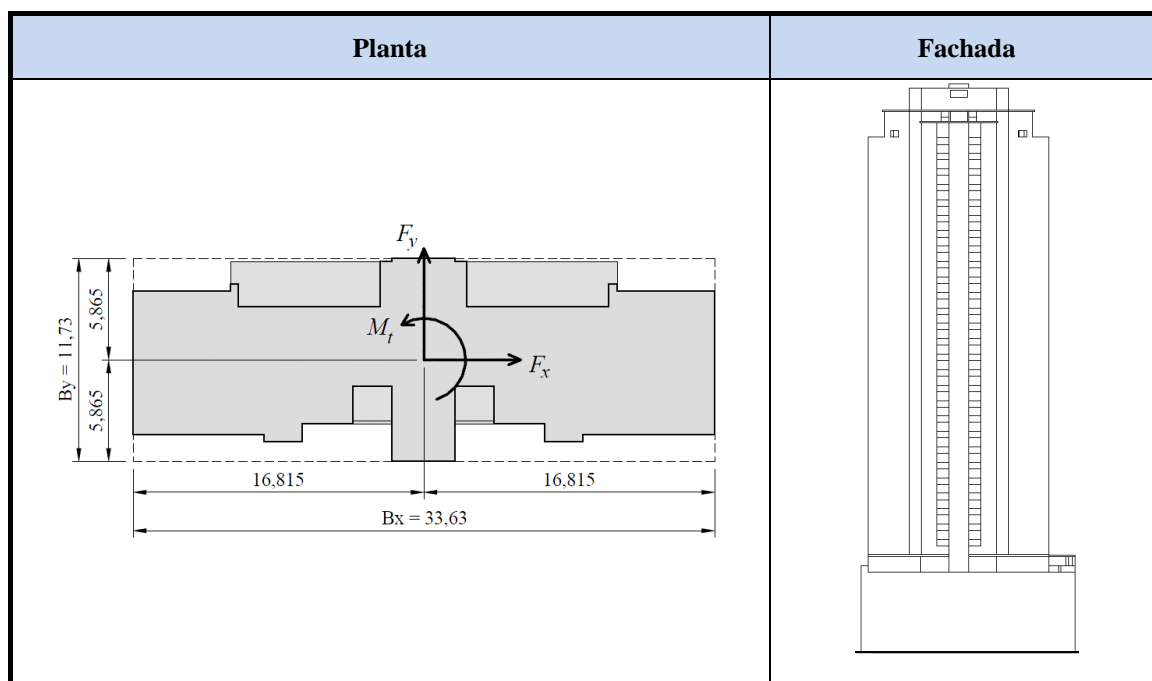
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
55,22	41,90	139,48	1,0

AN-A.5 EDIFÍCIO E04B



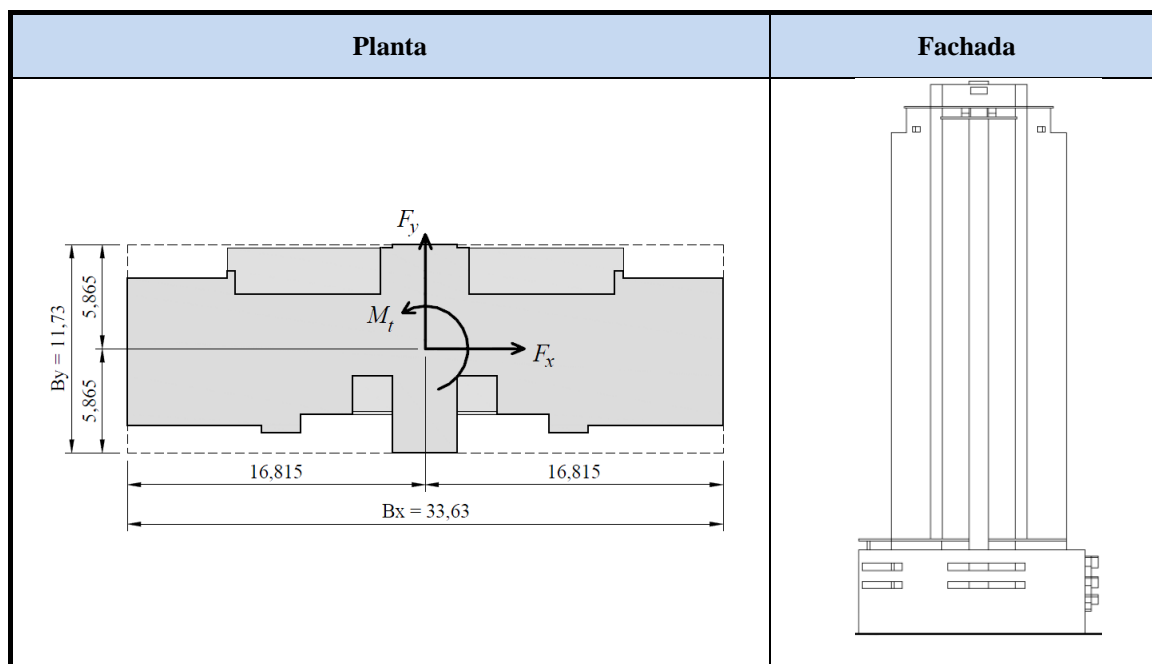
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
55,22	41,90	139,48	1,0

AN-A.6 EDIFÍCIO E05A



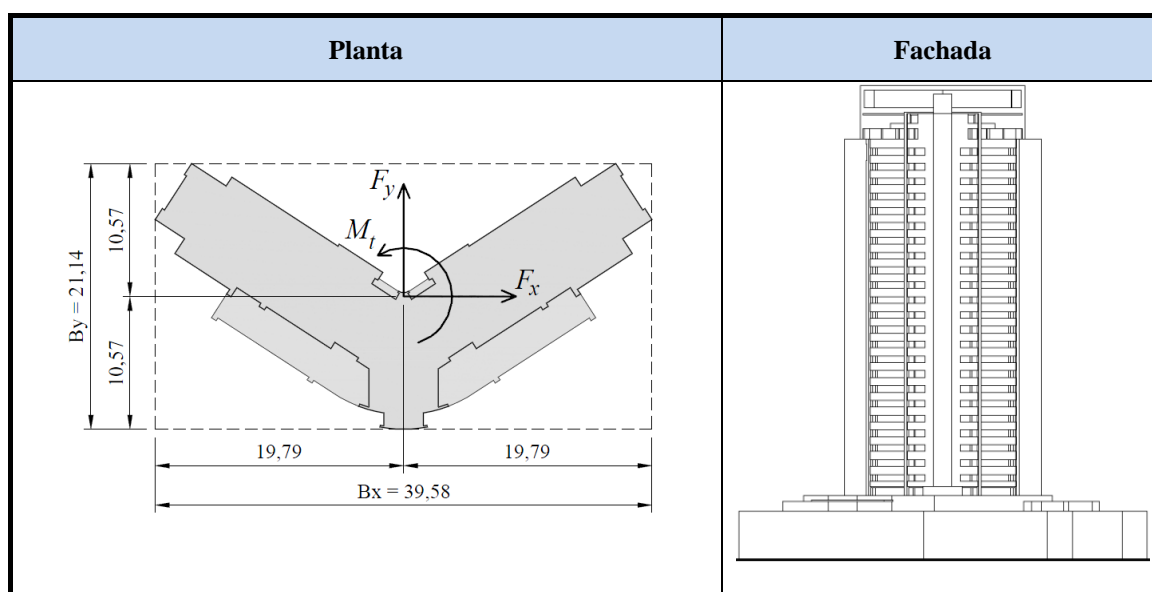
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1 p/ vento em x	S_1 p/ vento em y
33,63	11,73	105,94	$1,0 + 0,195(2,5 - z/200)$	1,0

AN-A.7 EDIFÍCIO E05B



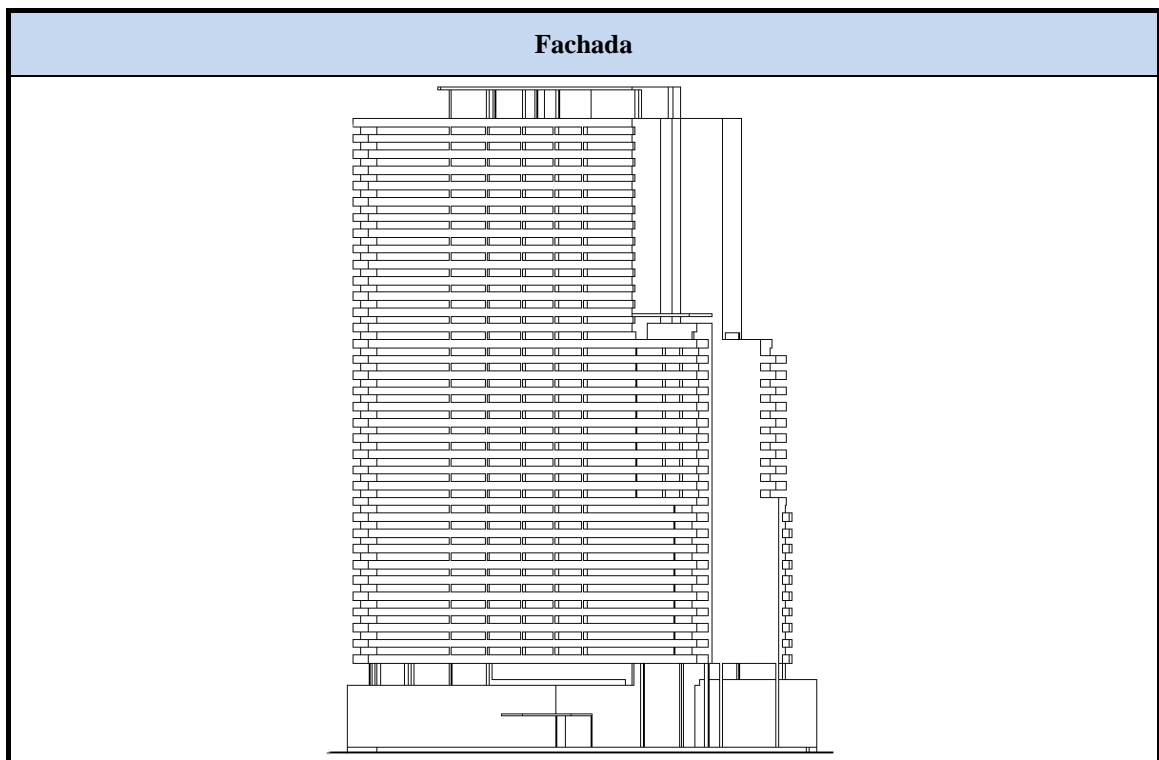
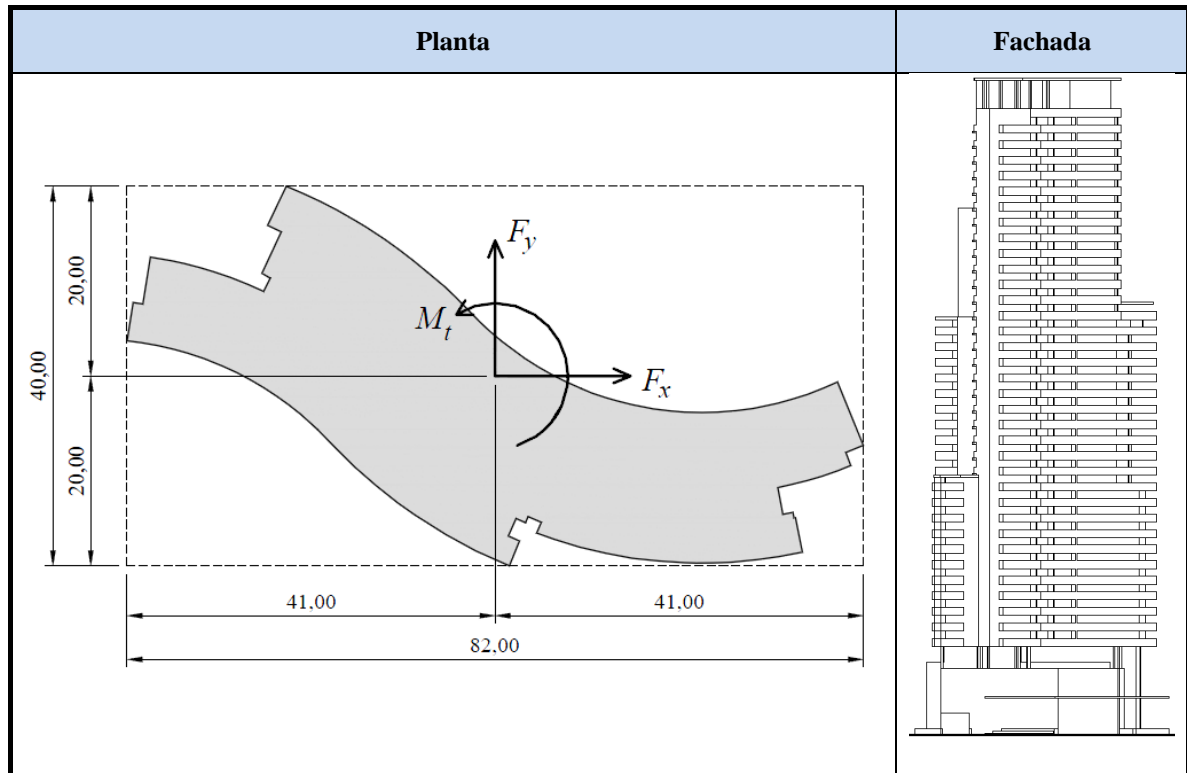
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1 p/ vento em x	S_1 p/ vento em y
33,63	11,73	105,94	1,0	$1,0 + 0,25(2,5 - z/160)$

AN-A.8 EDIFÍCIO E06



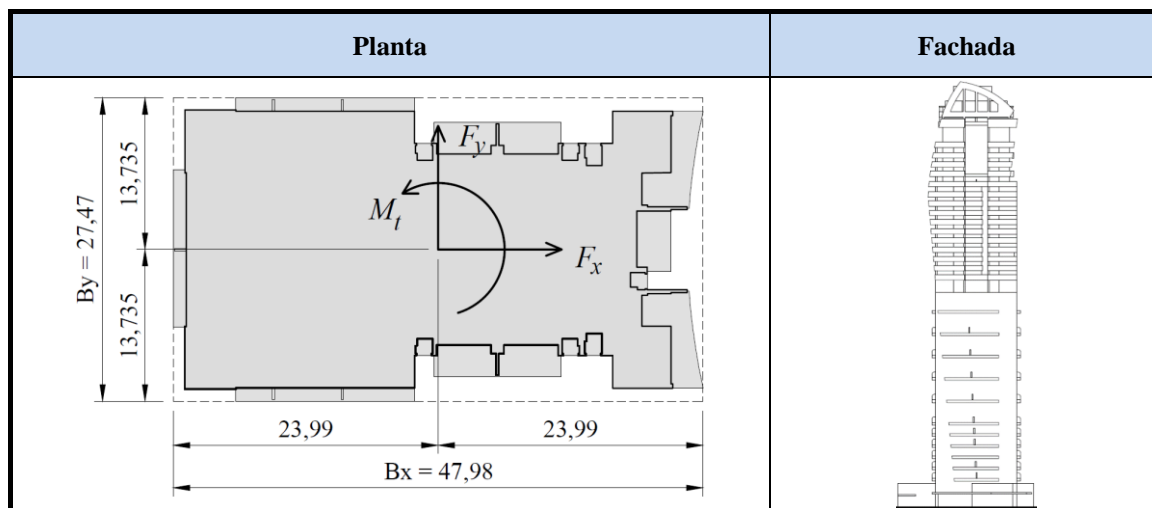
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
39,58	21,14	95,98	$1,0 + 0,05(2,5 - z/13,5)$

AN-A.9 EDIFÍCIO E07



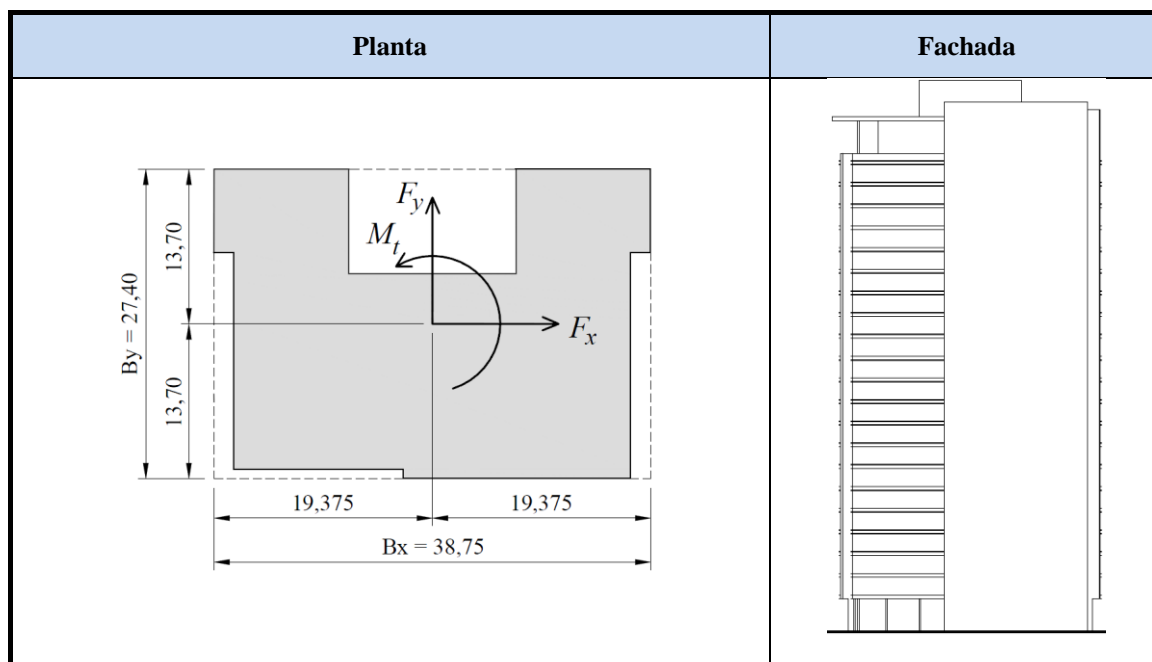
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
82,00	40,00	129,21	1,0

AN-A.12 EDIFÍCIO E08



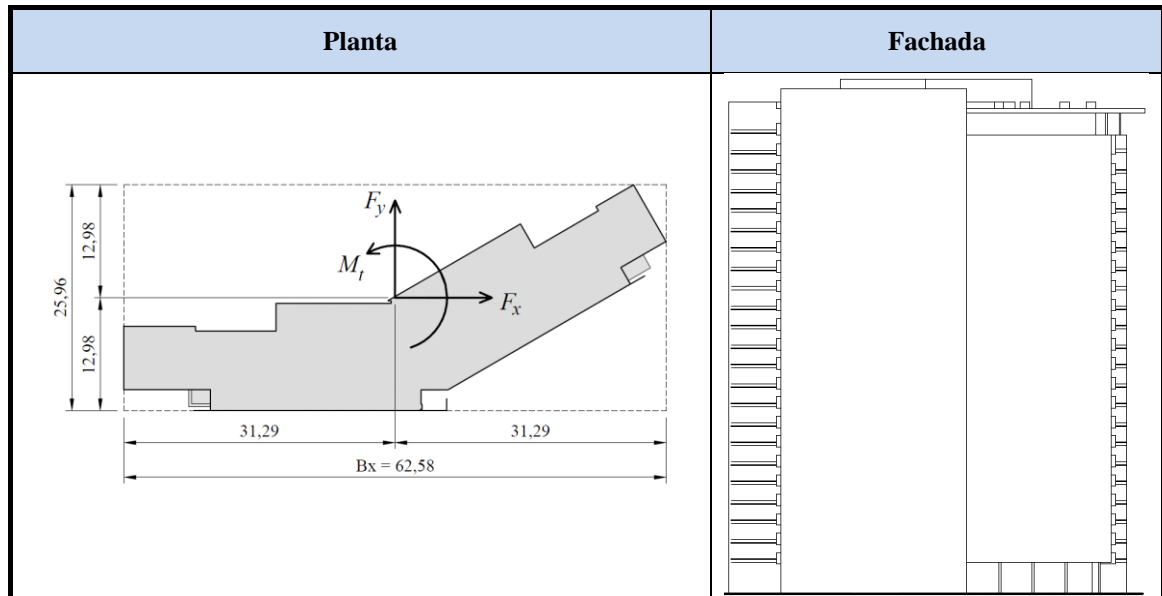
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
47,98	27,47	133,00	1,0

AN-A.13 EDIFÍCIO E09



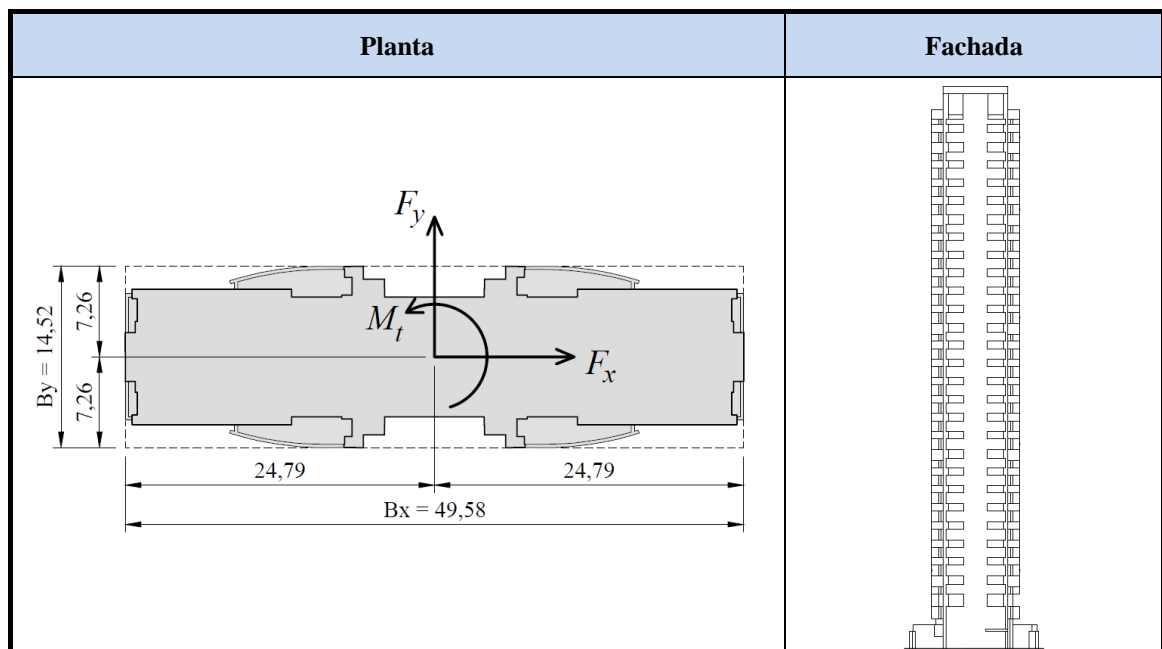
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
38,75	27,40	82,26	1,0

AN-A.14 EDIFÍCIO E10



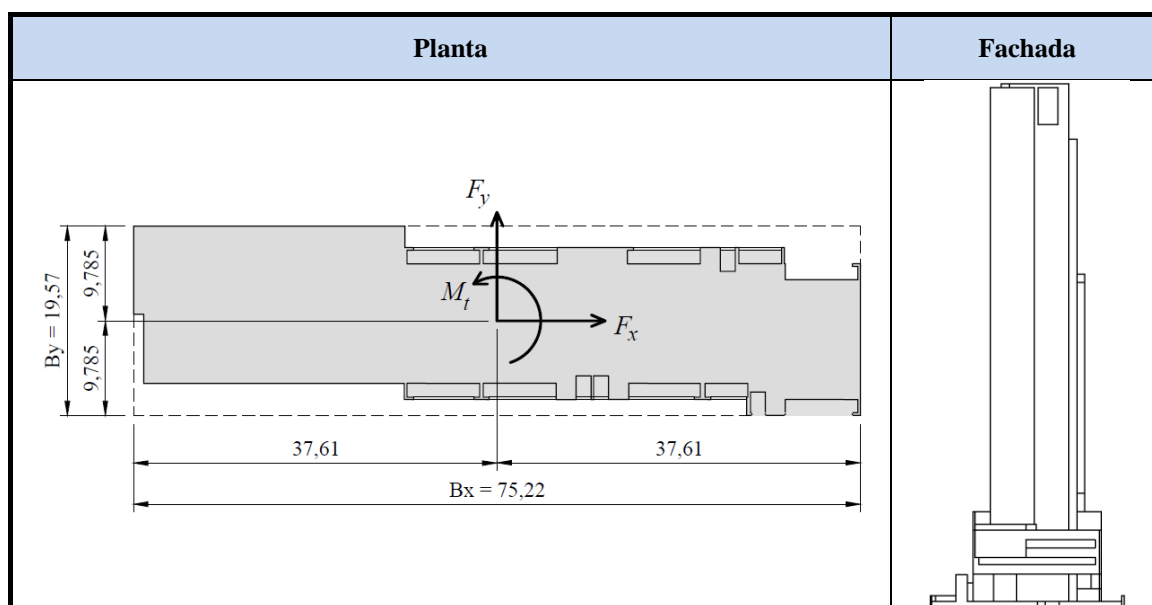
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
62,58	25,96	80,92	1,0

AN-A.15 EDIFÍCIO E11



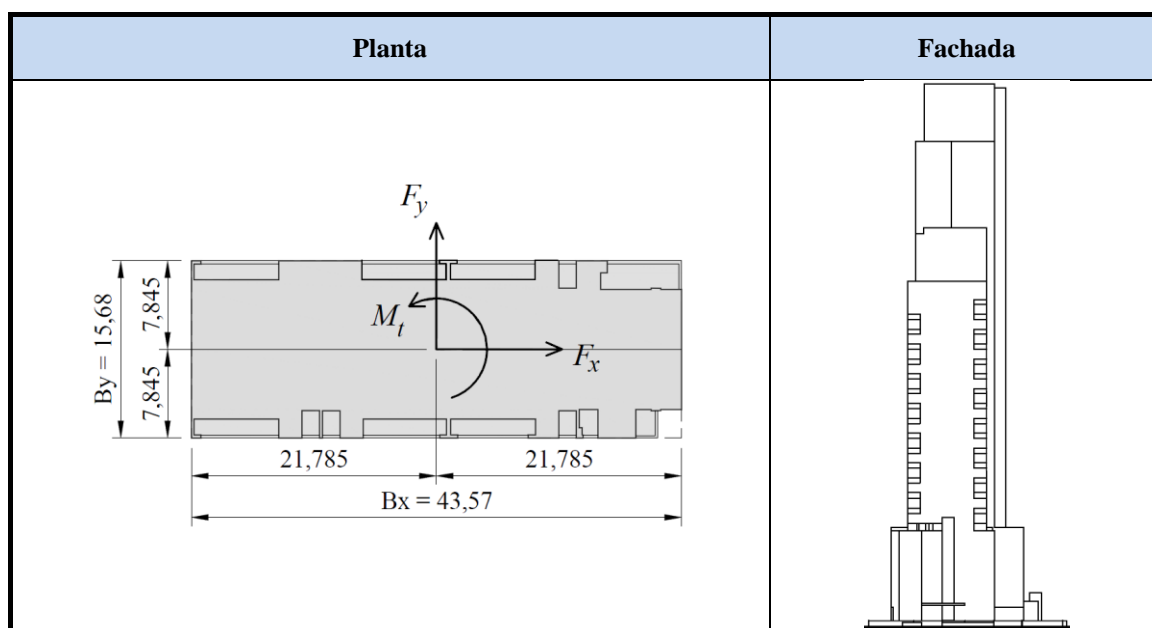
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
49,58	14,52	95,48	1,0

AN-A.14 EDIFÍCIO E12A



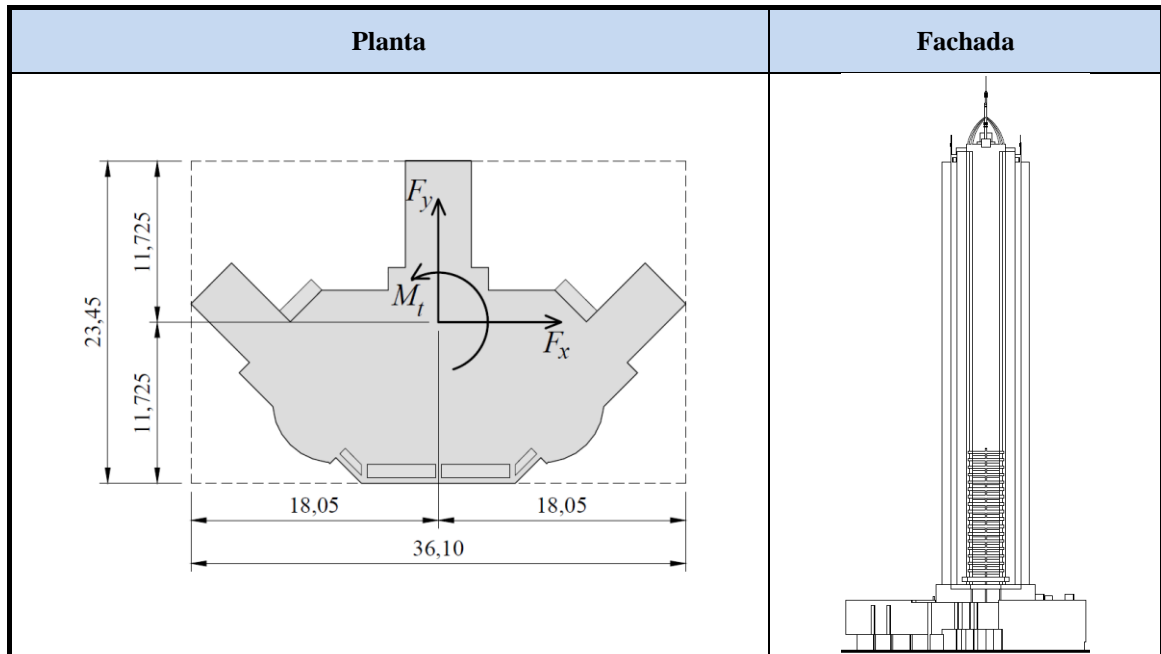
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
75,22	19,57	108,53	1,0

AN-A.15 EDIFÍCIO E12B



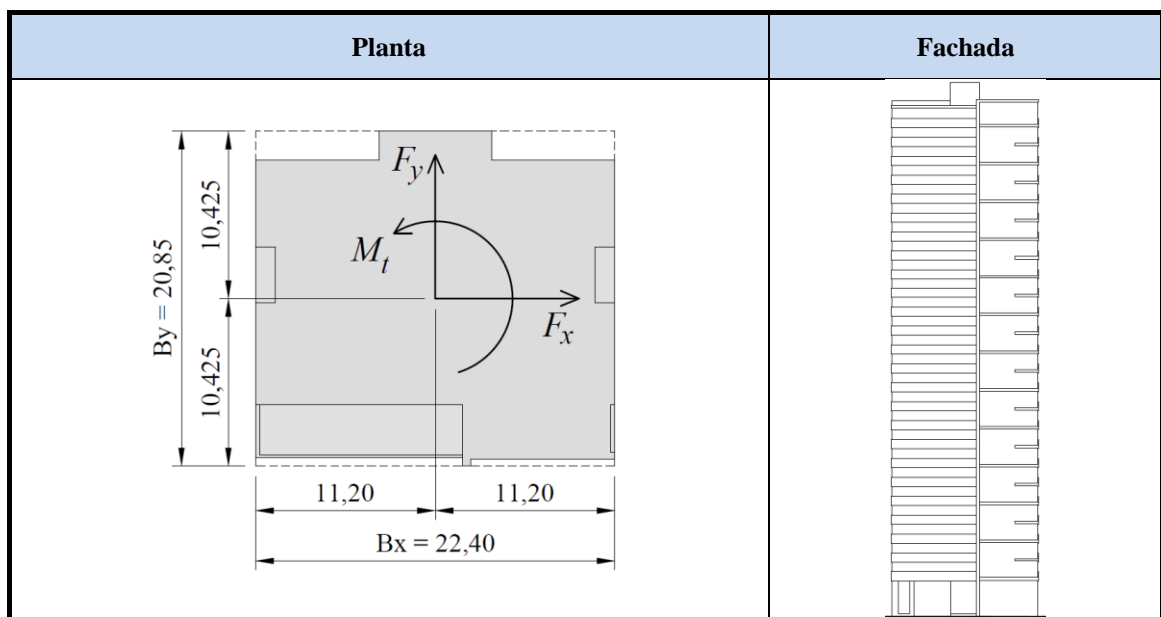
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
43,57	15,69	79,80	1,0

AN-A.18 EDIFÍCIO E13



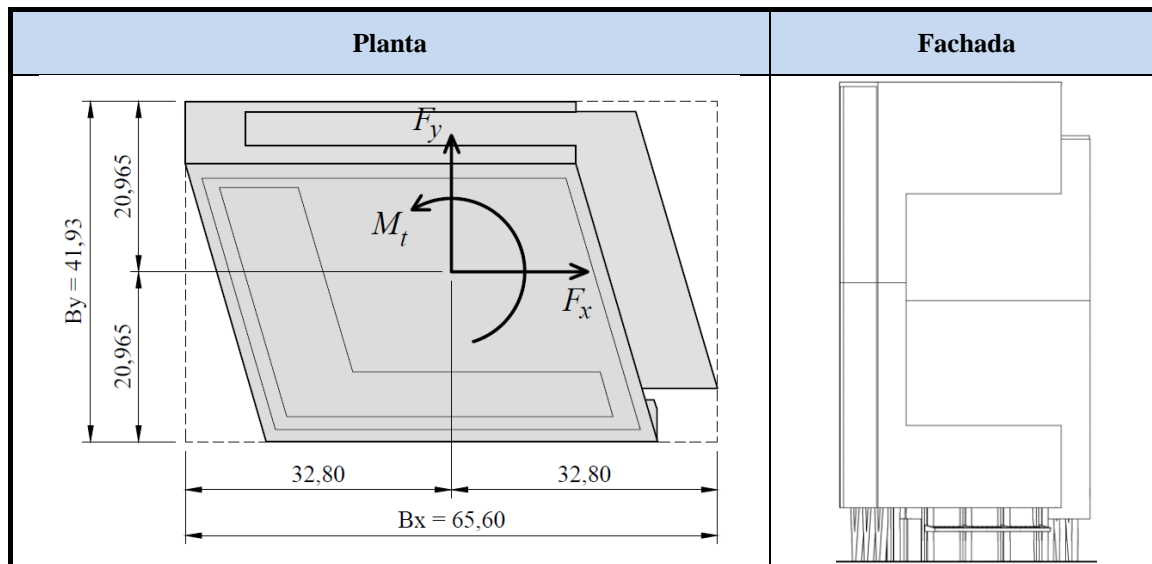
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
36,10	23,45	214,09	1,0

AN-A.19 EDIFÍCIO E14



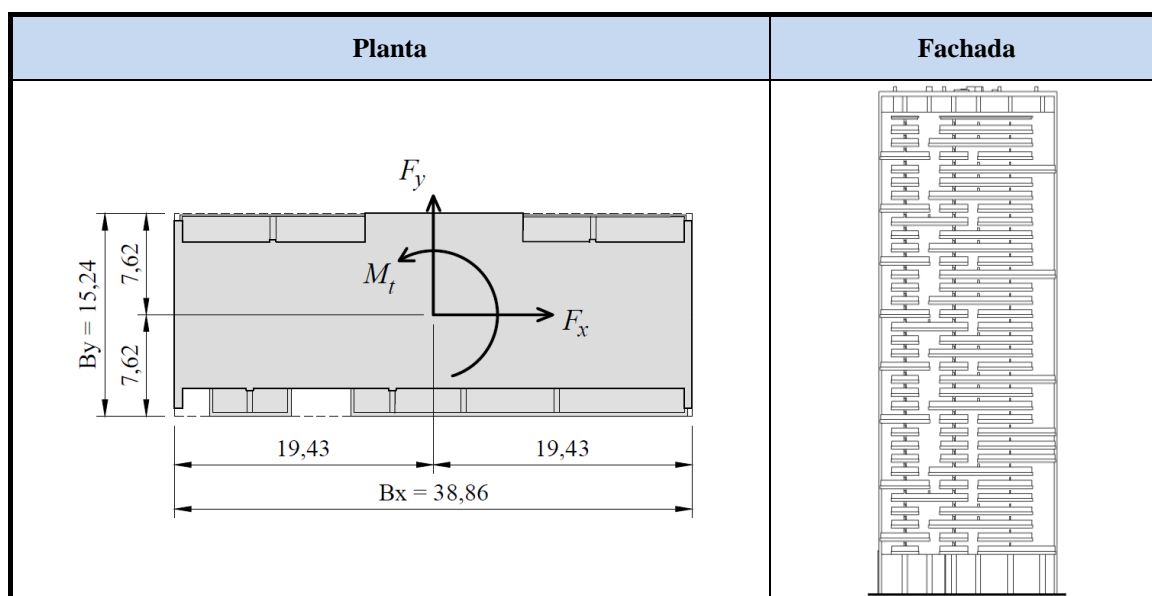
B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1 p/ vento em x	S_1 p/ vento em y
22,40	20,85	82,00	$1,0 + 0,15(2,5 - z/46)$	$1,0 + 0,25(2,5 - z/46)$

AN-A.20 EDIFÍCIO E15



B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
65,61	41,93	126,02	1,0

AN-A.21 EDIFÍCIO E16



B_x (m)	B_y (m)	H (m)	S_1
38,86	15,24	111,22	1,0