

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC

***Determinação dos Efeitos Estáticos de Torção
em Edifícios Altos Devidos à Ação do Vento***

Elvis Antônio Carpeggiani

**Dissertação para obtenção do título de
Mestre em Engenharia**

**Porto Alegre
Dezembro de 2004**

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC

***Determinação dos Efeitos Estáticos de Torção
em Edifícios Altos Devidos à Ação do Vento***

Elvis Antônio Carpegiani

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

**Porto Alegre
Dezembro de 2004**

C294d Carpeggiani, Elvis Antônio
Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios
altos devidos à ação do vento / Elvis Antônio Carpeggiani. –
2004.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio
Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2004.

Orientador : Prof. Dr. Acir Mércio Loredo-Souza

1. Vento – Estruturas – Ensaios. 2. Edifícios altos. 3. Mo-
delos reduzidos. I. Souza, Acir Mércio Loredo, orient. II.
Título.

CDU-624.042.4(043)

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de *Mestre em Engenharia* e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza
Ph.D., University of Western Ontario, Canadá
Orientador da dissertação

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC / UFRGS

Banca Examinadora:

- *Prof. Edith Beatriz Camaño Schettini*
Dr., Institut Polytechnique de Grenoble, França

- *Prof. Ronald José Ellwanger*
Dr., COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

- *Prof. Mário José Paluch*
D.Sc., UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

*Aos meus pais e aos meus irmãos,
com amor,
Dedico este trabalho.*

AGRADECIMENTOS

De certo modo, não me considero o único autor desta dissertação. Ela é fruto do trabalho conjunto de uma equipe de pesquisa, comandada pelo meu orientador Acir Mércio Loredou-Souza, com quem que tive a honra de em tempos remotos ser bolsista de iniciação científica e agora me orgulha ser seu orientando e participante dos projetos de pesquisa do Laboratório de Aerodinâmica das Construções. O meu especial agradecimento é para ti Acir, por acreditares que eu seria capaz, que poderia superar as dificuldades, por diversas que foram. Com muita admiração e respeito, te agradeço pela inspiração criativa deste projeto e pelo senso prático e objetivo com que o orientou. Agradeço-te pelo crescimento pessoal e intelectual que me proporcionaste, por sua paciência, amizade e incentivo à pesquisa, que como quem ensina uma criança a caminhar, me incentivaste a percorrer o caminho da ciência dos ventos.

Ao estimado amigo Paulo Francisco Bueno, pela efetiva participação e colaboração em todas as fases deste trabalho.

Ao amigo doutorando Gustavo Javier Zani Núñez, pelas enriquecedoras observações e discussões, sobretudo no que diz respeito à concepção e análise dos resultados desta pesquisa.

Aos bolsistas do LAC, Diego Savi Mondo, Renê André Muraro, Aloísio Maggi Fin, Henrique Luiz Rupp e ao mestrando Leandro Inácio Rippel que dispensaram seu tempo e dedicação na colaboração direta ou indireta para a realização desta dissertação.

Aos professores Marcelo Maia Rocha e Edith Beatriz Camaño Schettini que contribuíram através de sugestões e conselhos.

Ao professor Joaquim Blessmann, que gentilmente colaborou para a concretização deste trabalho.

Aos meus pais, Jacy e Lorena, aos meus irmãos, Juliano, Luciana e Adriana, e ao meu sobrinho, Arthur, por compreenderem que a minha incessante ausência no convívio familiar tem um nobre motivo: a busca da valorização pessoal e profissional.

E por fim, mas não menos importante, agradeço a minha querida Kalin Cogo Rodrigues, que em todos os momentos esteve presente, com palavras de carinho e incentivo.

Sumário

Lista de Tabelas	ix
Lista de Gráficos	x
Lista de Figuras	xiv
Lista de Símbolos	xviii
Resumo	xxii
Abstract	xxiii
1 Introdução	1
1.1 Relevância do problema	1
1.1.1 Forma da secção transversal da edificação	2
1.1.2 Efeitos de interferência da vizinhança	5
1.1.2.1 Por efeito Venturi	5
1.1.2.2 Por deflexão do vento na direção vertical	6
1.1.2.3 Por turbulência da esteira	6
1.1.2.4 Efeitos gerais da vizinhança	8
1.1.3 Efeitos dinâmicos	9
1.2 Revisão bibliográfica	10
1.3 Objetivos do trabalho	19
2 Metodologias de Projeto	20
2.1 Coeficientes aerodinâmicos	20
Coeficiente de pressão média	20
Coeficiente de pressão máximo	20
Coeficiente de pressão mínimo	21
Coeficiente de pressão <i>rms</i>	21
Coeficiente de forma externo	21
Coeficientes de força globais	23
Coeficiente de torção	24

Coeficiente de excentricidade normalizada	24
2.2 Norma brasileira - NBR-6123 (1988)	26
2.3 Norma canadense - NBCC (1990)	34
2.4 Norma alemã - DIN-1055 (1977)	40
2.5 Estimativa teórica de Isyumov (1983)	42
Picos de torção	43
Torção média	44
Torção <i>rms</i>	44
3 Ensaio em Túnel de Vento	45
3.1 Descrição do equipamento	45
3.2 Simulação do vento natural	48
3.3 Descrição dos modelos	52
3.3.1 Projeto <i>Torre de Málaga</i>	54
3.3.2 Projeto <i>L'Essence Jardins</i>	56
3.3.3 Projeto <i>RochaVerá</i>	59
3.3.4 Projeto <i>SP Wellness</i>	61
3.3.5 Projeto <i>Brascan Century Staybridge Suites</i>	64
3.3.6 Projeto <i>Cyrela Classique Klabin</i>	67
3.3.7 Projeto <i>Gafisa-Eldorado</i>	68
3.3.8 Projeto <i>e-Tower</i>	72
3.3.9 Projeto <i>Mandarim</i>	74
3.3.10 Projeto <i>Sundeck Residence</i>	77
3.3.11 Projeto <i>Sunset Residence</i>	80
4 Análise dos Resultados	83
4.1 Recomposição das forças e momentos torçores devidos ao vento	83
4.2 Projeto <i>Torre de Málaga</i>	85
4.3 Projeto <i>L'Essence Jardins</i>	90
4.4 Projeto <i>RochaVerá</i>	95

4.5 Projeto <i>SP Wellness</i>	101
4.6 Projeto <i>Brascan Century Staybridge Suites</i>	106
4.7 Projeto <i>Cyrela Classique Klabin</i>	110
4.8 Projeto <i>Gafisa-Eldorado</i>	116
4.9 Projeto <i>e-Tower</i>	121
4.10 Projeto <i>Mandarim</i>	126
4.10 Projeto <i>Sundeck Residence</i>	132
4.11 Projeto <i>Sunset Residence</i>	137
4.12 Comentários gerais	142
5 Conclusões e Recomendações	148
6 Referências Bibliográficas	149
7 Anexo – Gráficos polares de torção	155

Lista de Tabelas

Tabela 3.1	- Quadro informativo das características do edifício <i>Torre de Málaga</i>	54
Tabela 3.2	- Quadro informativo das características do edifício <i>L'Essence Jardins</i>	56
Tabela 3.3	- Quadro informativo das características do edifício <i>RochaVerá</i>	59
Tabela 3.4	- Quadro informativo das características do edifício <i>SP Wellness</i>	61
Tabela 3.5	- Quadro informativo das características do edifício <i>Brancan Century</i>	64
Tabela 3.6	- Quadro informativo das características do edifício <i>Cyrela Classique</i>	67
Tabela 3.7	- Quadro informativo das características do edifício <i>Gafisa-Eldorado</i>	68
Tabela 3.8	- Quadro informativo das características do edifício <i>e-Tower</i>	72
Tabela 3.9	- Quadro informativo das características do edifício <i>Mandarim</i>	74
Tabela 3.10	- Quadro informativo das características do edifício <i>Sundeck Residence</i>	77
Tabela 3.11	- Quadro informativo das características do edifício <i>Sunset Residence</i>	80
Tabela 4.1	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>Torre de Málaga</i>	87
Tabela 4.2	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>L'Essence Jardins</i>	92
Tabela 4.3	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>RochaVerá</i>	97
Tabela 4.4	- Quadro comparativo das solicitações na base dos edifícios do <i>SP Wellness</i>	103
Tabela 4.5	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>Brancan Century</i>	108
Tabela 4.6	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>Cyrela Classique</i>	113
Tabela 4.7	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>Gafisa-Eldorado</i>	118
Tabela 4.8	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>e-Tower</i>	123
Tabela 4.9	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>Mandarim</i>	128
Tabela 4.10	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>Sundeck Residence</i>	134
Tabela 4.11	- Quadro comparativo das solicitações na base do edifício <i>Sunset Residence</i>	139
Tabela 4.12	- Quadro comparativo geral – Coeficientes Aerodinâmicos.	144
Tabela 4.13a	- Quadro comparativo geral – Forças, Momentos Torçores e Excentricidades.	145
Tabela 4.13b	- Quadro comparativo geral – Forças, Momentos Torçores e Excentricidades.	146
Tabela 4.14	- Quadro comparativo geral – Excentricidades para Codificação e Projeto.	147

Lista de Gráficos

Gráfico 4.1	- Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>Torre de Málaga</i> .	85
Gráfico 4.2	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>Torre de Málaga</i> .	86
Gráfico 4.3	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>Torre de Málaga</i> .	86
Gráfico 4.4	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Torre de Málaga</i> .	88
Gráfico 4.5	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Torre de Málaga</i> .	88
Gráfico 4.6	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Torre de Málaga</i> .	89
Gráfico 4.7	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Torre de Málaga</i> .	89
Gráfico 4.8	- Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	90
Gráfico 4.9	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	91
Gráfico 4.10	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	91
Gráfico 4.11	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	93
Gráfico 4.12	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	93
Gráfico 4.13	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	94
Gráfico 4.14	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	94
Gráfico 4.15	- Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	95
Gráfico 4.16	- Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	96
Gráfico 4.17	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	96
Gráfico 4.18	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	97
Gráfico 4.19	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	98
Gráfico 4.20	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	99
Gráfico 4.21	- Variação da excentricidade e_a/a , para o prédio isolado, em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	99
Gráfico 4.22	- Variação da excentricidade e_b/b , para o prédio isolado, em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	99
Gráfico 4.23	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	100

Gráfico 4.24	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>RochaVerá</i> .	100
Gráfico 4.25	- Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	101
Gráfico 4.26	- Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	102
Gráfico 4.27	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	102
Gráfico 4.28	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	103
Gráfico 4.29	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	104
Gráfico 4.30	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	105
Gráfico 4.31	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	105
Gráfico 4.32	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifícios <i>SP Wellness</i> .	105
Gráfico 4.33	- Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>Brascan Century</i> .	106
Gráfico 4.34	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>Brascan Century</i> .	107
Gráfico 4.35	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>Brascan Century</i> .	107
Gráfico 4.36	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Brascan Century</i> .	109
Gráfico 4.37	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Brascan Century</i> .	109
Gráfico 4.38	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Brascan Century</i> .	109
Gráfico 4.39	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Brascan Century</i> .	110
Gráfico 4.40	- Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	111
Gráfico 4.41	- Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	111
Gráfico 4.42	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	112
Gráfico 4.43	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	112
Gráfico 4.44	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	114
Gráfico 4.45	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	114
Gráfico 4.46	- Variação da excentricidade e_a/a , para o prédio isolado, em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	115
Gráfico 4.47	- Variação da excentricidade e_b/b , para o prédio isolado, em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	115

Gráfico 4.48	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	115
Gráfico 4.49	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Cyrela</i> .	116
Gráfico 4.50	- Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> .	117
Gráfico 4.51	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> .	117
Gráfico 4.52	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> .	118
Gráfico 4.53	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> .	119
Gráfico 4.54	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> .	120
Gráfico 4.55	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> .	120
Gráfico 4.56	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> .	120
Gráfico 4.57	- Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>e-Tower</i> .	121
Gráfico 4.58	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>e-Tower</i> .	122
Gráfico 4.59	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>e-Tower</i> .	122
Gráfico 4.60	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>e-Tower</i> .	124
Gráfico 4.61	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>e-Tower</i> .	124
Gráfico 4.62	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>e-Tower</i> .	125
Gráfico 4.63	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>e-Tower</i> .	125
Gráfico 4.64	- Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	126
Gráfico 4.65	- Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	127
Gráfico 4.66	- Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	127
Gráfico 4.67	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	128
Gráfico 4.68	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	130
Gráfico 4.69	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	131
Gráfico 4.70	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	131
Gráfico 4.71	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Mandarin</i> .	131

Gráfico 4.72	- Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	132
Gráfico 4.73	- Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	133
Gráfico 4.74	- Variação do coeficiente de força C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	133
Gráfico 4.75	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	134
Gráfico 4.76	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	135
Gráfico 4.77	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	136
Gráfico 4.78	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	136
Gráfico 4.79	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Sundeck Residence</i> .	136
Gráfico 4.80	- Variação do coeficiente de força C_x e C_y em função da incidência do vento – Edifício <i>Sunset Residence</i> .	137
Gráfico 4.81	- Variação do coeficiente de força C_t em função da incidência do vento – Edifício <i>Sunset Residence</i> .	138
Gráfico 4.82	- Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento – Edifício <i>Sunset Residence</i> .	138
Gráfico 4.83	- Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Sunset Residence</i> .	140
Gráfico 4.84	- Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Sunset Residence</i> .	140
Gráfico 4.85	- Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento – Edifício <i>Sunset Residence</i> .	141
Gráfico 4.86	- Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento – Edifício <i>Sunset Residence</i> .	141
Gráfico 7.1	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>Torre de Málaga</i> .	155
Gráfico 7.2	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>L'Essence Jardins</i> .	156
Gráfico 7.3	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>RochaVerá</i> .	156
Gráfico 7.4	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>SP Wellness</i> .	157
Gráfico 7.5	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>Brascan Century</i> .	157
Gráfico 7.6	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>Cyrela Classique</i> .	158
Gráfico 7.7	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>Gafisa-Eldorado</i> .	158
Gráfico 7.8	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>e-Tower</i> .	159
Gráfico 7.9	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>Mandarim</i> .	159
Gráfico 7.10	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>Sundeck Residence</i> .	160
Gráfico 7.11	- Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, para o projeto <i>Sunset Residence</i> .	160

Lista de Figuras

Figura 1.1	- O escoamento do vento sobre um objeto simétrico originando um torque.	2
Figura 1.2	- Localização das secções analisadas.	3
Figura 1.3	- Linhas isobáricas com incidência do vento de 0°.	3
Figura 1.4	- Linhas isobáricas com incidência do vento de 15°.	3
Figura 1.5	- Linhas isobáricas com incidência do vento de 30°.	3
Figura 1.6	- Ilustração do Edifício Pirelli, Milão.	4
Figura 1.7	- Perfis horizontais de pressão no Edifício Pirelli, Milão.	4
Figura 1.8	- Efeito Venturi.	5
Figura 1.9	- Deflexão do vento na direção vertical.	6
Figura 1.10	- Características da esteira.	6
Figura 1.11	- Regime de escoamento de corpo isolado.	7
Figura 1.12	- Regime de escoamento deslizando.	8
Figura 1.13	- Regime de escoamento de interferência de esteira.	8
Figura 2.1	- Componentes das forças do vento para ações locais e zonas curvas da fachada.	23
Figura 2.2	- Eixo de coordenadas, excentricidades e esforços.	24
Figura 2.3	- Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência (NBR – 6123).	26
Figura 2.4	- Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência (NBR – 6123).	27
Figura 2.5	- Isopletas da velocidade básica do vento [m/s].	29
Figura 2.6	- Fator resposta da turbulência em função da largura e altura da edificação.	36
Figura 2.7	- Fator de redução de tamanho em função da largura, altura e frequência reduzida.	36
Figura 2.8	- Intensidade de rajadas em função da frequência natural da estrutura.	37
Figura 2.9	- Fator de pico em função da taxa média de flutuação.	37
Figura 2.10	- Coeficientes de pressão para edificações.	38
Figura 2.11	- Aplicação da norma canadense.	39
Figura 2.12	- Instrução da norma alemã.	41
Figura 2.13	- Torção média na base dos diversos modelos de edifícios altos ensaiados.	42

Figura 2.14	- Torção <i>rms</i> na base dos diversos modelos de edifícios altos ensaiados.	43
Figura 3.1	- Túnel de Vento <i>Prof. Joaquim Blessmann</i> .	45
Figura 3.2	- Circuito aerodinâmico do Túnel de Vento <i>Prof. Joaquim Blessmann</i> (Blessmann, 1990).	46
Figura 3.3	- Micromanômetro à água tipo Betz.	46
Figura 3.4	- Exemplo do registro das pressões no multimanômetro.	47
Figura 3.5	- Características do vento deslizante e turbulento simulado com expoente $p=0,19$.	49
Figura 3.6	- Características do vento deslizante e turbulento simulado com expoente $p=0,23$.	50
Figura 3.7	- Características do vento deslizante e turbulento simulado com expoente $p=0,34$.	51
Figura 3.8	- Perfil de velocidade média sobre terrenos de distintas rugosidades.	52
Figura 3.9	- Perspectiva artística do edifício <i>Torre de Málaga</i> .	54
Figura 3.10	- Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.	55
Figura 3.11	- Modelo do edifício <i>Torre de Málaga</i> no interior do túnel de vento.	55
Figura 3.12	- Referência para o ângulo de incidência do vento.	56
Figura 3.13	- Perspectiva artística do edifício <i>L'Essence Jardins</i> .	57
Figura 3.14	- Referência para o ângulo de incidência do vento.	57
Figura 3.15	- Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.	58
Figura 3.16	- Modelo do edifício <i>L'Essence Jardins</i> no interior do túnel de vento.	58
Figura 3.17	- Perspectiva artística do empreendimento <i>RochaVerá</i> .	59
Figura 3.18	- Modelo dos edifícios do complexo <i>RochaVerá</i> no interior do túnel de vento.	60
Figura 3.19	- Referência para o ângulo de incidência do vento.	60
Figura 3.20	- Perspectiva artística do edifício <i>SP Wellness</i> .	61
Figura 3.21	- Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.	62
Figura 3.22	- Referência para coeficientes de força e de torção.	62
Figura 3.23	- Foto do modelo <i>SP Wellness</i> no interior do túnel de vento.	63
Figura 3.24	- Referência para o ângulo de incidência do vento.	63
Figura 3.25	- Perspectiva artística do <i>Brascan Century Plaza</i> .	64
Figura 3.26	- Referência para coeficientes de força e de torção.	65

Figura 3.27 - Foto do modelo <i>Brascan Century Plaza</i> no interior do túnel de vento.	65
Figura 3.28 - Referência para o ângulo de incidência do vento.	66
Figura 3.29 - Planta baixa do edifício com dimensões [m].	67
Figura 3.30 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e incidência do vento.	68
Figura 3.31 - Modelo do edifício <i>Cyrela Classique Klabin</i> no interior do túnel de vento.	68
Figura 3.32 - Perspectiva artística do edifício Gafisa-Eldorado.	69
Figura 3.33 - Fachada e planta baixa com dimensões da edificação.	69
Figura 3.34 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.	70
Figura 3.35 - Referência para aplicação dos coeficientes de torção.	70
Figura 3.36 - Modelo do edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> no interior do túnel de vento.	71
Figura 3.37 - Referência para o ângulo de incidência do vento.	71
Figura 3.38 - Perspectiva artística do edifício <i>e-Tower</i> .	72
Figura 3.39 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.	73
Figura 3.40 - Modelo do edifício <i>e-Tower</i> no interior do túnel de vento.	73
Figura 3.41 - Referência para o ângulo de incidência do vento.	74
Figura 3.42 - Perspectiva artística do empreendimento <i>Mandarin</i> .	75
Figura 3.43 - Configuração I e referência para o ângulo de incidência do vento.	75
Figura 3.44 - Configuração II e referência para o ângulo de incidência do vento.	76
Figura 3.45 - Modelo do edifício <i>Mandarin</i> no interior do túnel de vento.	76
Figura 3.46 - Perspectiva artística dos edifícios <i>Sundeck Residence</i> .	77
Figura 3.47 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.	78
Figura 3.48 - Modelos dos edifícios <i>Sundeck Residence</i> no interior do túnel de vento.	78
Figura 3.49 - Referência para o ângulo de incidência do vento.	79
Figura 3.50 - Referência para exposição do vento.	79
Figura 3.51 - Perspectiva artística do edifício <i>Sunset Residence</i> .	80
Figura 3.52 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.	81
Figura 3.53 - Modelo do edifício <i>Sunset Residence</i> no interior do túnel de vento.	81

Figura 3.54	- Referência para o ângulo de incidência do vento.	82
Figura 4.1	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>Torre de Málaga</i> para as estimativas teóricas.	85
Figura 4.2	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>L'Essence Jardins</i> para as estimativas teóricas.	90
Figura 4.3	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>RochaVerá</i> para as estimativas teóricas.	95
Figura 4.4	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>SP Wellness</i> para as estimativas teóricas.	101
Figura 4.5	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>Brascan Century</i> para as estimativas teóricas.	106
Figura 4.6	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>Cyrela</i> para as estimativas teóricas.	110
Figura 4.7	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>Gafisa-Eldorado</i> para as estimativas teóricas.	116
Figura 4.8	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>e-Tower</i> para as estimativas teóricas.	121
Figura 4.9	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>Mandarin</i> para as estimativas teóricas.	126
Figura 4.10	- Perfis verticais de pressão para incidência de 90°.	129
Figura 4.11	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>Sundeck Residence</i> para as estimativas teóricas.	132
Figura 4.12	- Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício <i>Sunset Residence</i> para as estimativas teóricas.	137

Lista de Símbolos

Letras Romanas Maiúsculas:

A	área
A_e	área frontal efetiva
A_x	área total da face paralela ao eixo X
A_y	área total da face paralela ao eixo Y
B	fator da resposta da turbulência
B_x	dimensão nominal da secção transversal na direção X
B_y	dimensão nominal da secção transversal na direção Y
C	coeficiente de forma externo
C	fator que depende da pressão atmosférica e temperatura do ar
C_a	coeficiente de arrasto = $F_a / q A$
C_e	fator de exposição
C_{eH}	fator de exposição para o topo da edificação
C_f	coeficiente de força resultante
C_g	fator de efeito da rajada
C_p	coeficiente de pressão
C_t	coeficiente de momento torçor
C_x	coeficiente de força ao longo do eixo X
C_y	coeficiente de força ao longo do eixo Y
F	força resultante na base da edificação
F_i	intensidade das rajadas
F_a	força de arrasto

F_r	fator de rajada, sempre correspondendo à categoria II
F_x	força total, na base da edificação, devido à incidência do vento na direção X
F_y	força total, na base da edificação, devido à incidência do vento na direção Y
FV	fator de efeito de vizinhança
H	altura da edificação
I_1	intensidade da componente longitudinal da turbulência = σ_1 / V
K	fator relativo à rugosidade do terreno
L	excentricidade efetiva da força aerodinâmica
L_1	macroescala da componente longitudinal da turbulência
M_f	momento fletor, resultante, na base da edificação
M_t	momento torçor
$M_{t\ TÚNEL}$	momento torçor obtido dos ensaios no túnel de vento
S_1	fator topográfico
S_2	rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o solo
S_3	fator estatístico
V	velocidade média do vento
$V(z)$	velocidade média do vento na altura z
V_H	velocidade média topo da edificação
V_k	velocidade característica do vento
V_k	velocidade de projeto
V_o	velocidade básica do vento
V_{ref}	velocidade média em uma altura de referência
\bar{V}	velocidade de referência do vento

T	intervalo de tempo de amostragem
\bar{T}	torção média
T_{rms}	torção rms
W	largura da edificação

Letras Romanas Minúsculas:

a	maior dimensão da projeção horizontal do edifício
b	menor dimensão da projeção horizontal do edifício
b	parâmetro meteorológico utilizado para determinação de S_2
c_{pe}	coeficiente de pressão externa = $\Delta p_e / q$
e_a	excentricidade correspondente à face maior da edificação
e_b	excentricidade correspondente à face menor da edificação
\hat{e}	excentricidade corrigida
g_p	fator de pico
g_T	fator de pico de torção
h	altura da edificação acima do terreno natural
k_o	coeficiente do túnel de vento que vincula q e Δp_a
l_1	largura: dimensão horizontal da edificação perpendicular à direção do vento
l_2	profundidade: dimensão da edificação na direção do vento
m	vida útil da edificação, em anos
n_o	frequência natural ou fundamental de vibração da estrutura
n_T	frequência de torção
p	expoente da curva de potência teórica ajustada ao perfil de velocidades médias

$p(t)$	pressão instantânea
q	pressão dinâmica ao longe = $(1/2)\rho V^2$
q_k	pressão dinâmica de projeto
t	tempo
s	deslocamento correspondente à forma a coordenada i , na direção X
s	fator da redução de tamanho
z	cota acima de um nível de referência
z_i	cota acima de um nível de referência da ordenada i
z_{ref}	cota de referência= 10m

Letras Gregas Minúsculas:

β	amortecimento crítico
μ	valor médio do carregamento
ρ	massa específica do ar
σ	desvio padrão do carregamento ou da velocidade do vento
σ_1	desvio padrão da componente longitudinal da turbulência
ν	taxa média de flutuação
ϕ	fator de correção direcional

Letras Gregas Maiúsculas:

Δp_a	pressão de referência (diferença de pressão entre os anéis piezométricos)
Δp_e	pressão efetiva externa

Resumo

Em um ambiente típico de cidade, onde vários edifícios altos e outros tipos de edificações encontram-se agrupados em grande proximidade, cada edifício pode influenciar o campo aerodinâmico dos outros e, portanto, as forças do vento agindo sobre os outros ao seu redor. A influência da vizinhança em determinadas situações pode ser favorável, por exemplo, servindo como proteção à incidência direta do vento. Entretanto, há casos em que a ação do vento pode causar efeitos indesejáveis: picos de sucção localizados, aumento dos valores médios das forças cortantes, momentos fletores e momentos torçores atuantes na edificação.

Este trabalho visou analisar a resposta torcional devida aos efeitos estáticos da ação do vento em modelos reduzidos ensaiados no túnel de vento, de diversas configurações arquitetônicas, simulando as principais características reais do escoamento em que a edificação está imersa.

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios foram comparados com estimativas teóricas indicadas nas normas brasileira, canadense e alemã, e por um trabalho de pesquisa realizado por Isyumov, no Canadá.

A análise dos resultados demonstrou que a NBR-6123, na sua recomendação das excentricidades das forças de arrasto para cálculo do momento torçor, subestima a indicação para a excentricidade na situação de edificações isoladas, porém cobre a maioria dos casos na prescrição da excentricidade para a situação de prédios submetidos aos efeitos de vizinhança.

Abstract

In a typical city configuration, where several tall buildings and other types of buildings are located in great proximity, each building may influence the aerodynamic field and, therefore, the wind forces acting on the others in their surroundings. The influence of the neighborhood may be beneficial, in some cases, causing a protection to the direct wind incidence. However, there are situations in which the wind may cause undesirable effects: high suction peaks, increase in the mean values of shear forces, bending moments as well as torsional moments acting on the buildings.

This work had the aim of analyzing the static torsional response due to the wind of reduced models of several architectural characteristics, through wind tunnel testing simulating the main characteristics of the wind flow.

The experimental results obtained in the tests were compared with the methods proposed by the Brazilian wind code, Canadian wind code and German wind code, as well as with a method proposed by Isyumov, in Canada.

The analysis of the results has shown that NBR-6123, in its recommendation of the eccentricities of the drag forces to determine the torsional moments, underestimates the indication for the no vicinity case, but covers the majority of the cases for the situations with vicinity effects.

1 Introdução

1.0 Relevância do problema

Por razões de instabilidade estrutural, e devido à sensibilidade biodinâmica humana ao movimento angular, os efeitos de torção são fatores importantes em projetos de construção civil. A maioria das normas e métodos analíticos empregados na concepção dos projetos estruturais de edifícios altos considera apenas vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de edifícios de planta retangular, fazendo com que o projetista negligencie os esforços de torção pela suposição que as cargas devidas ao vento distribuem-se uniformemente nas fachadas, anulando-se lateralmente (Kareem, 1981). Porém, isso raramente acontece, mesmo com o vento médio incidindo perpendicularmente a uma das fachadas aparecerão esforços de torção, devidos à turbulência do vento, que faz com que em um dado instante a distribuição de pressões seja assimétrica (Blessmann, 1985). Essas cargas torcionais tornam-se mais evidentes quando a incidência do vento for oblíqua a uma das fachadas ou mesmo quando o sistema estrutural não for simétrico (o eixo de torção não coincide com o eixo geométrico). No entanto, ensaios realizados em túneis de vento têm mostrado que mesmo em um edifício prismático de planta retangular (inclusive de secção quadrada) e com eixo de torção coincidindo com o eixo geométrico, aparecem esforços de torção consideráveis em certas incidências oblíquas do vento médio (Isyumov e Poole, 1983, Zhang et al., 1994). Portanto, pode-se atribuir os efeitos de torção a três causas: forma externa da edificação, efeitos de interferência da vizinhança e efeitos dinâmicos na estrutura devidos à turbulência atmosférica. Os engenheiros projetistas podem exercer uma leve influência na primeira causa, nenhuma na segunda, mas muito na terceira (Boggs et al., 2000). A torção não pode ser eliminada, mas possivelmente pode ser reduzida, ou pelo menos, a estrutura pode ser projetada para absorver esses esforços. O uso do túnel de vento como ferramenta para a obtenção dos coeficientes de torção para edifícios com algumas características acima descritas é imprescindível e correto, conduzindo a resultados coerentes e aceitáveis para o cálculo estrutural.

1.0.0 Forma da Secção Transversal da Edificação

O efeito de torção aerodinâmica ocorre na grande maioria dos prédios de formas convencionais (excluindo os de formas arredondadas) sempre que o ângulo de incidência do vento for oblíquo ao eixo de simetria. Isso pode ser visto na Figura 1.1, que mostra esquematicamente as linhas de corrente, a separação e a distribuição das pressões nas faces de uma edificação genérica submetida a um vento uniforme. A sobrepressão na parede de barlavento (distribuição de pressão positiva) é levemente assimétrica, resultando num pequeno torque no sentido anti-horário. A fachada de sotavento está em uma zona de separação, sofrendo uma sucção (distribuição de pressão negativa) quase uniforme. Talvez menos óbvio e mais importante, é a pressão nas fachadas laterais. O escoamento é separado nas arestas da fachada de barlavento e em função do ângulo de incidência, a parede superior é submetida à sucções distribuídas quase uniformes. Pela separação, na parede inferior, o bulbo de pressões é bem definido, desequilibrando as forças nas fachadas laterais, resultando num efeito torcional anti-horário (Boggs, 2000).

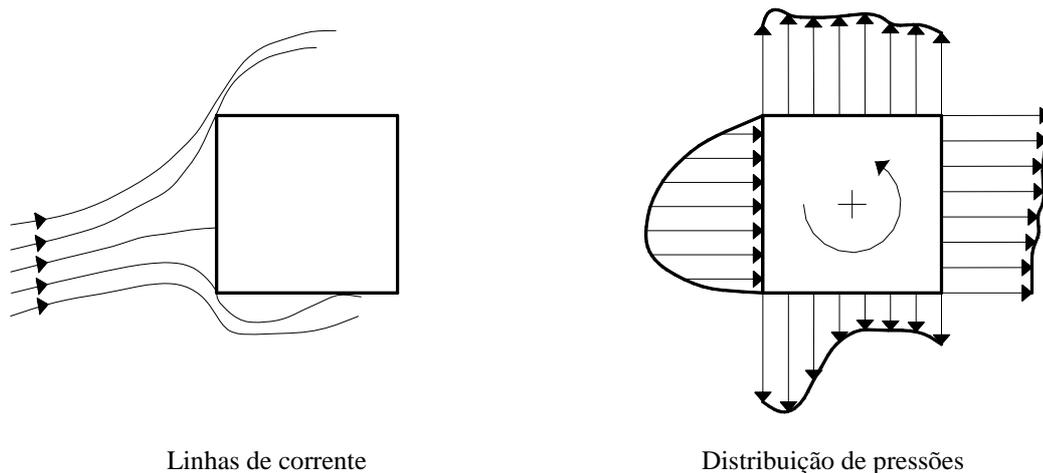


Figura 1.1 – Escoamento do vento sobre um objeto simétrico originando um torque.

Certos edifícios, de pouca largura, funcionam como verdadeiras asas, para vento levemente inclinado em relação à fachada maior (pequeno ângulo de ataque). Nas figuras 1.2 a 1.5 vemos um modelo em que isto aconteceu para vento a 30° (sucção local máxima de $-1,19$, em termos de coeficiente de pressão; grande parte lateral com sucções acima de $-1,00$). Também a 15° as sucções na parede lateral foram elevadas (Blessmann, 1989).

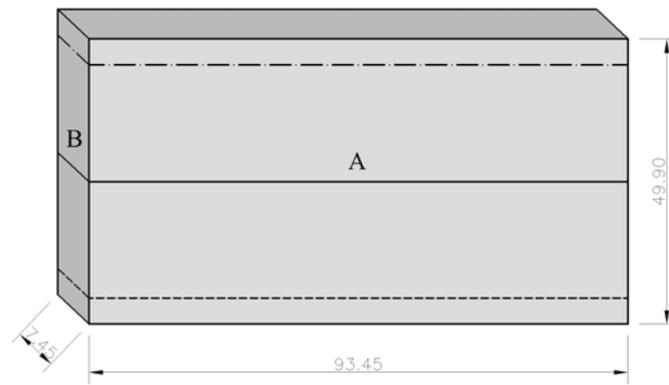


Figura 1.2 – Localização das secções analisadas.

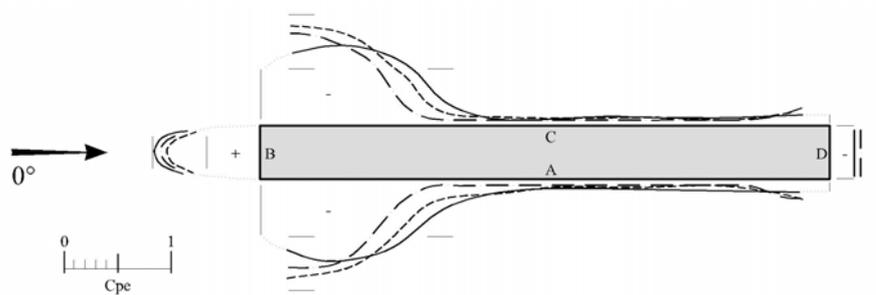


Figura 1.3 – Linhas isobáricas com incidência do vento de 0°.

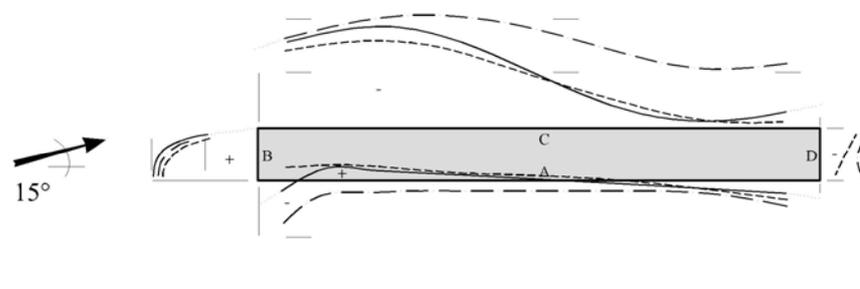


Figura 1.4 – Linhas isobáricas com incidência do vento de 15°.

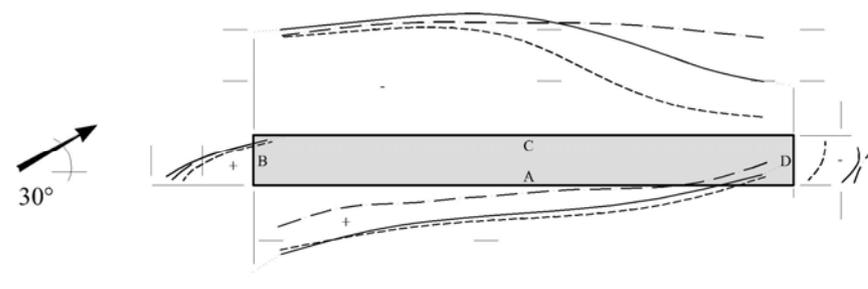


Figura 1.5 – Linhas isobáricas com incidência do vento de 30°.

Um caso clássico caso do efeito asa foi comprovado nos ensaios em túnel de vento realizados para o Edifício Pirelli (Blessmann, 1989), de 127 m de altura, construído no final da década de 50 em Milão, Itália (figura 1.6).



Figura 1.6 – Ilustração do Edifício Pirelli, Milão.

Os testes demonstraram que sucções locais com $C_{pe} = -2,86$ poderiam ocorrer com vento a 15° com o eixo horizontal maior, resultando uma componente de força horizontal no sentido contrário ao vento.

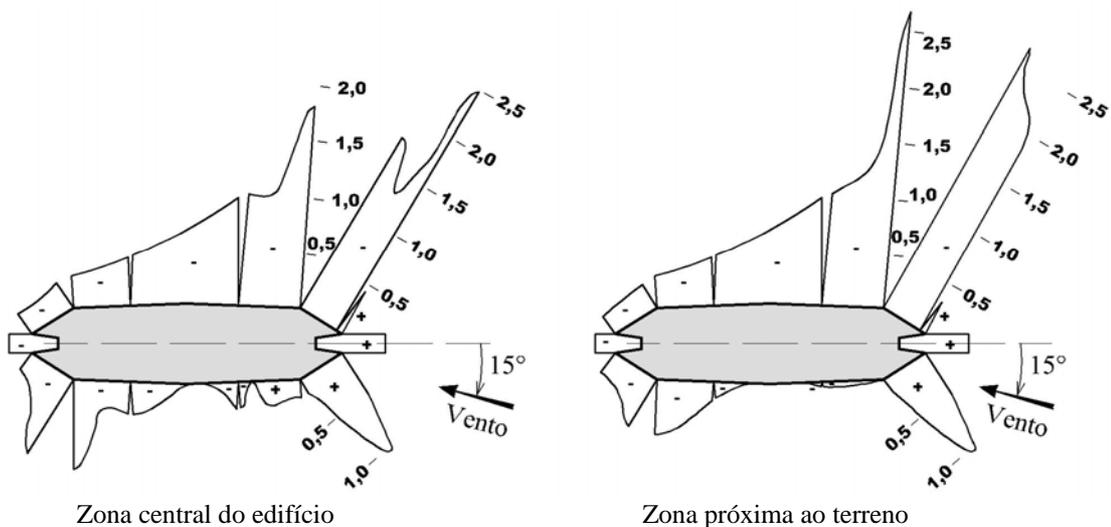


Figura 1.7 – Perfis horizontais de pressão no Edifício Pirelli, Milão.

1.1.2 Efeitos de Interferência da Vizinhança

Os coeficientes aerodinâmicos variam muito com as condições de interação entre construções vizinhas. Um obstáculo colocado nas proximidades da construção em estudo pode afetar grandemente o campo aerodinâmico, causando majorações nas pressões, forças e, principalmente, nos momentos torçores (Blessmann e Riera, 1985).

De um modo geral, as forças devidas ao vento em edificações são obtidas a partir de coeficientes aerodinâmicos contidos em normas, manuais ou relatórios de pesquisas. Estes coeficientes referem-se a construções isoladas. Entretanto, edificações situadas nas proximidades podem causar efeitos ponderáveis de interação, alterando as sucções, forças e momentos torçores. Para efeitos normativos não é possível, devido ao grande número de casos que podem aparecer, fornecer uma indicação precisa que abranja a todos. No entanto, a presença de edificações vizinhas pode causar aumento das forças do vento de três modos diferentes, como evidencia a norma brasileira, descritos a seguir, que são: o efeito Venturi, a deflexão do vento na direção vertical e pela turbulência da esteira.

1.0.0.0 Por efeito Venturi

Edificações vizinhas podem, por suas dimensões, forma e orientação, causar um afunilamento do vento (figura 1.8) acelerando o escoamento de ar, com uma conseqüente alteração nas pressões. Este efeito aparece principalmente em edificações muito próximas, caso em que já foram observados coeficientes de pressão médios negativos (sucções) excedendo, em módulo, o valor 2,0. Estes picos de sucção verificaram-se nas paredes confrontantes das duas edificações, próximo às arestas de barlavento.

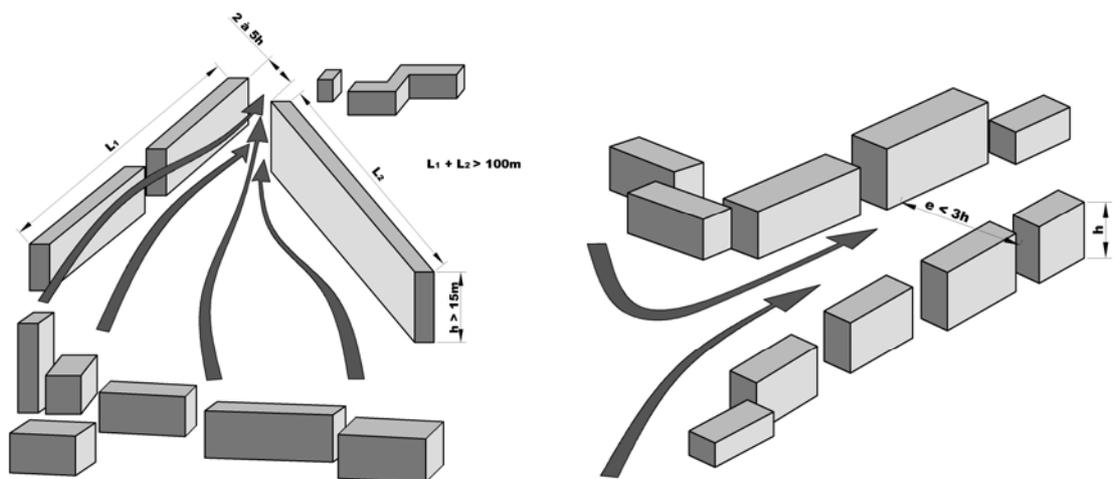


Figura 1.8 - Efeito Venturi.

1.0.0.0 Por deflexão do vento na direção vertical

Edificações altas defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada de barlavento (figura 1.9), aumentando a velocidade em zonas próximas ao solo. Edificações mais baixas, situadas nestas zonas, poderão ter as cargas do vento aumentadas por este efeito, com os coeficientes de forma médios atingindo valores entre -1,5 e -2,0.

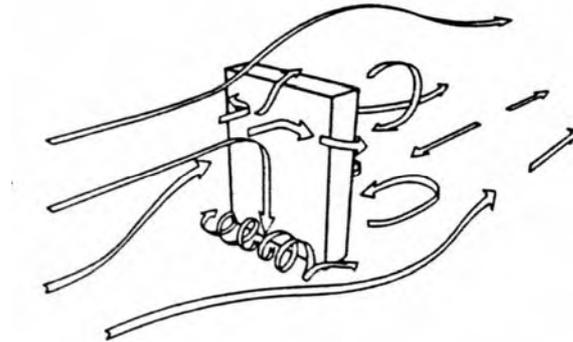


Figura 1.9 - Deflexão do vento na direção vertical.

1.0.0.0 Pela turbulência da esteira

Uma edificação situada a sotavento de outra pode ser afetada sensivelmente pela turbulência gerada na esteira da edificação de barlavento (figura 1.10), podendo causar efeitos dinâmicos (“efeitos de golpe”) consideráveis e alterações nas pressões. Estas são particularmente importantes em edificações com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves.

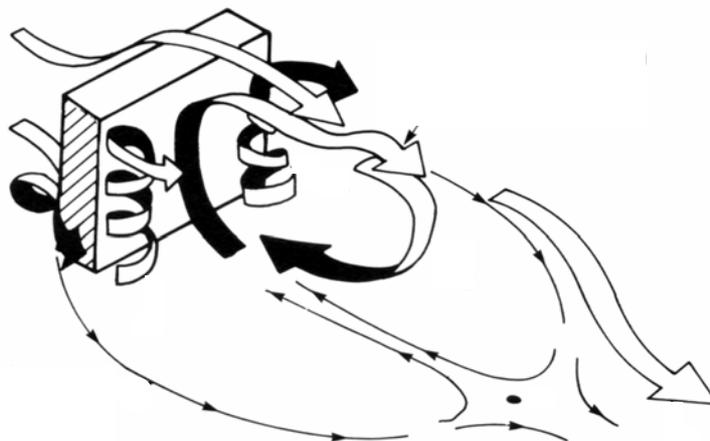


Figura 1.10 - Características da esteira.

Para edificações alinhadas na direção do vento pode-se definir três regimes distintos de escoamento, caracterizados pelos padrões de escoamento (Cook, 1990):

- regime de escoamento de corpo isolado (figura 1.11);
- regime de escoamento deslizante (figura 1.12); e
- regime de escoamento de interferência de esteira (figura 1.13).

No regime de escoamento de corpo isolado, figura 1.11, os edifícios estão suficientemente afastados de tal forma que cada um atua isoladamente. Um vórtice de pé de fachada forma-se em torno de cada edifício individualmente e o escoamento posterior à esteira recola ao solo, antes de atingir o próximo edifício. Neste caso, a distância de separação, x , é maior do que a soma dos comprimentos de separação a barlavento e de recolamento a sotavento. O efeito de proteção neste caso é menor e as forças em cada edifício individualmente são similares aos valores correspondentes ao edifício isolado.

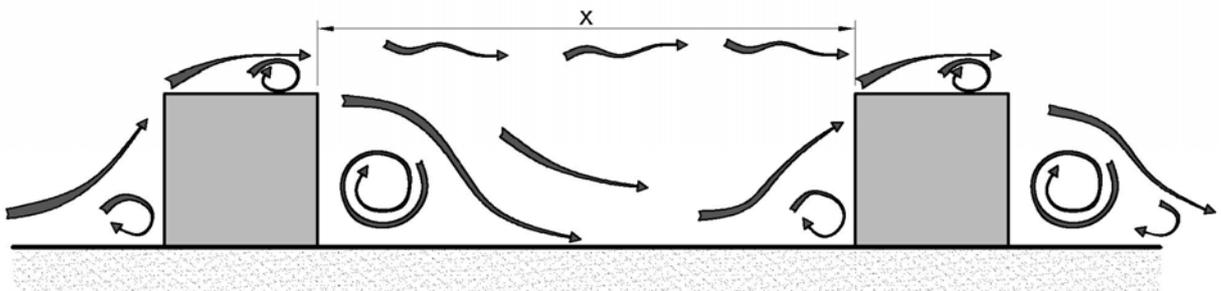


Figura 1.11 - Regime de escoamento de corpo isolado.

No regime de escoamento deslizante, figura 1.12, os edifícios são suficientemente próximos de tal forma que um vórtice estável pode se formar no espaço entre eles. O escoamento parece saltar ou deslizar por sobre o topo dos edifícios. O efeito de proteção é grande e as forças nos edifícios situados a sotavento, individualmente, são muito pequenas, pois este edifício encontra-se mergulhado na esteira do primeiro.

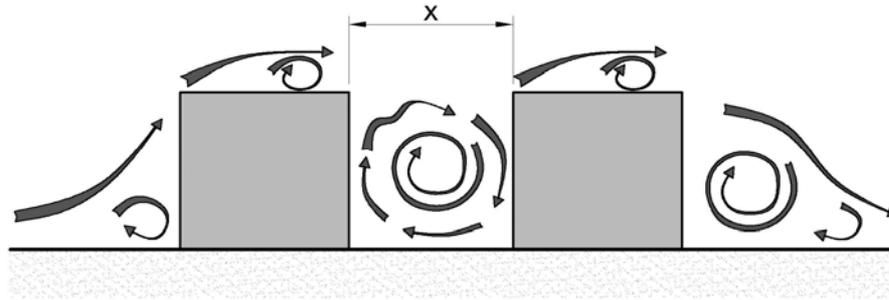


Figura 1.12 - Regime de escoamento deslizante.

O regime de escoamento de interferência de esteira, figura 1.13, representa um estado intermediário entre os regimes de escoamento de corpo isolado e deslizante. Neste caso não há espaço suficiente para a formação completa da esteira, porém a separação é muito grande para que possa existir um vórtice estável.

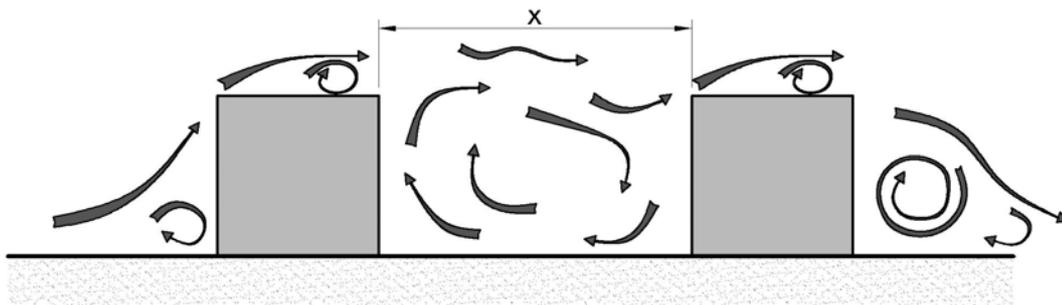


Figura 1.13 - Regime de escoamento de interferência de esteira.

1.1.1.1 Efeitos gerais da vizinhança

A presença de edifícios altos próximos (vizinhança) pode alterar as respostas tanto na direção do vento como transversalmente a este, além dos efeitos de torção, em geral em torno de 30% a 40%. Entretanto, podendo resultar em aumentos muitíssimo superiores para certas posições críticas de separação do escoamento, bem como de seu posicionamento e forma (Kwok, 1995, cita casos de aumento de mais de 400% na resposta, na direção do vento).

Pode-se citar o caso do edifício do Citibank, na Avenida Paulista, em São Paulo, SP, em que o momento torçor devido ao vento sofreria um acréscimo de até 125% para certas condições de incidência do vento, caso a vizinhança não existisse (Blessmann, 1992).

Caso a estrutura seja sensível a efeitos dinâmicos, deve-se conhecer bem o tipo de excitação, pois o papel da massa, rigidez, amortecimento e forma aerodinâmica na redução

das vibrações induzidas pelo vento é um tanto complexo, exceto no caso de um aumento da capacidade de amortecimento, o qual é sempre benéfico.

Modificações aerodinâmicas na forma da edificação podem trazer benefícios. Por exemplo, edifícios com secção transversal originalmente retangular em planta, podem ter sua resposta na direção do vento diminuída em torno de 40%, caso as arestas vivas sejam eliminadas (chanfros). Existem diversas possibilidades de alterações arquitetônicas passíveis de acarretar diminuição nos esforços do vento, desde que convenientemente estudadas.

Os efeitos de interferência em edifícios adjacentes, existentes ou propostos, costumam ser estudados em túnel de vento, simulando-se as principais características de ventos naturais e vizinhança mais próxima. Dentre muitos, citamos Isyumov e Loh (1982) no estudo da Trump Tower, em Nova York, e Davenport et al. (1971) no estudo da Sears Tower, em Chicago.

1.1.1 Efeitos Dinâmicos

O vento é uma das principais fontes de carregamento sobre estruturas altas, que quando excitadas, principalmente em sua frequência natural de vibração, oscilam. O movimento provocado no topo destas estruturas descreve uma trajetória (envelope) elíptica, com grande amplitude na direção transversal à incidência do vento. Este movimento pode ser atribuído às seguintes origens:

- Desprendimento de vórtices
- Forças induzidas pelo movimento (interação fluido-estrutura)
- Componente lateral da turbulência atmosférica

Em estruturas longas e esbeltas, são típicos os efeitos dinâmicos de instabilidade causados por drapejamento, que envolve dois ou mais graus de liberdade da estrutura, por exemplo, a interação entre flexão e torção.

Mesmo para estruturas consideradas simples, tanto do ponto de vista estrutural como aerodinâmico, a determinação confiável da resposta constitui-se num dos problemas mais difíceis da Engenharia do Vento. Muitos pesquisadores vêm estudando estes fenômenos ao longo de décadas, fornecendo uma bibliografia bastante extensa e de qualidade. O interesse

dos Engenheiros está associado na avaliação das forças médias e flutuantes que se estabelecem e nas oscilações transversais que são induzidas pelos efeitos dinâmicos.

A complexidade da interação entre a estrutura e o vento deve ser enfatizada. Entretanto, muitas vezes o problema se apresenta após a construção, sendo necessário adotar soluções para reduzir as amplitudes de vibração, tanto através do uso de dispositivos aerodinâmicos, tais como lâminas helicoidais, quanto pela utilização de amortecedores de massa sintonizada (Blessmann, 1998).

1.1 Revisão Bibliográfica

Existem diversos trabalhos relacionados aos efeitos de torção em edifícios altos, os quais apresentam resultados obtidos experimentalmente com o uso de túneis de vento, bem como, por intermédio de métodos analíticos. Neste capítulo será apresentada uma revisão cronológica dos estudos pertinentes a este tema desenvolvidos em diversos centros de pesquisa.

Os primeiros estudos de importância relacionados à ação do vento em edifícios altos foram desenvolvidos em meados de 1930, coincidindo com o incremento da construção dos chamados “arranha-céus”. O cálculo estrutural estava baseado em cargas estáticas obtidas a partir das máximas velocidades do vento observadas, levando em conta a variação da velocidade com a altura acima do terreno. Os coeficientes aerodinâmicos eram obtidos em ensaios em túneis de vento aeronáuticos. O tratamento das velocidades máximas do vento, por via estatística, foi proposto por alguns estudos na década de 40, enquanto que o problema de vibração já começara a ser discutido em 1929; além de estudos teóricos, medidas foram feitas em diversos edifícios de grande altura. São clássicos os trabalhos de Coyle (1929 a 1931) e Rathbun (1940), este último estudando as pressões e vibrações do Empire State Building.

Os efeitos torsionais em edifícios foram discutidos primeiramente por Harris (1934) e pela norma americana ASCE, em 1939, baseados em observações experimentais. Harris verificou que a inclusão de dois edifícios altos nas imediações do edifício Empire State Building, em Nova York, quase duplicaria o momento torçor máximo neste edifício, até a altura abaixo ao topo dos dois edifícios projetados. Este problema da interação em edificações baixas e altas vem preocupando pesquisadores até os dias atuais.

Bailey e Vincent (1943) constataram um aumento das sucções nas coberturas e das sobrepressões nas paredes de construções baixas e de altura média, proximamente situadas. Seus ensaios foram feitos com simulação do perfil de velocidades médias do vento natural em campo aberto, sem reprodução das características da turbulência.

Ensaios realizados por Chien et al. (1951), em edificações paralelepípedicas baixas e alongadas, indicaram um grande aumento das sucções nas paredes confrontantes de duas edificações colocadas próximas e paralelas, para certos ângulos de incidência do vento. As sucções nestas paredes foram aumentadas de até três vezes, em certos casos. Para evitar a influência da camada limite do túnel, os modelos foram montados em uma plataforma e expostos a um escoamento uniforme.

Scruton e Newberry (1963) também chamam a atenção de que em conjuntos de edifícios altos podem aparecer altas sucções nas faces confrontantes, para certas incidências do vento. Além disso, *“em edifícios sobre pilotis o vento passa por baixo como por um orifício; parte do vento que incide na fachada é afunilado e passa acelerado sob o edifício, dando origem a altas sucções, que devem ser consideradas no projeto do forro da região dos pilotis”*.

Leutheusser (1971) observou, em um modelo cercado por vários outros, uma diminuição nas sobrepressões, porém um aumento nas sucções. Em média, as sucções foram duplicadas. Em alguns casos, houve um aumento de até 5 vezes, em comparação a uma edificação isolada, para edificações colocadas a pequena distância.

Kelnhofner (1971) estudou a influência de uma edificação vizinha sobre as sucções na cobertura horizontal de um edifício paralelepípedo alteado, chegando a observar aumentos de 3,16 vezes superiores às medidas em modelo isolado. Seus modelos foram colocados em uma plataforma na câmara de ensaios aberta de um túnel de retorno aberto (tipo Prandtl), em escoamento uniforme.

Ishizaki e Sung (1971) mediram não as pressões, mas sim as velocidades entre dois modelos vizinhos, chegando a constatar um aumento de até 40%. Como as pressões são proporcionais ao quadrado das velocidades, isto correspondente a um aumento da pressão dinâmica de, aproximadamente, duas vezes.

Surry e Lythe (1981) num estudo comparativo da norma canadense com resultados de ensaios em túnel de vento da “University of Western Ontario”, destacaram que mesmo para edifícios de formas simples, com planta retangular, a indicação da norma canadense pode muitas vezes ser inadequada. Em geral, os coeficientes de torção, obtidos a partir das pressões medidas nos modelos retangulares, foram de 1,5 a 4 vezes maiores que os obtidos pela aplicação da norma. E para formas complexas, o coeficiente de torção foi mais de 5 vezes superior ao calculado de acordo com a NBC, embora em dois casos os coeficientes de torção tenham sido menores que os da norma. Podendo a torção devida ao vento ser considerada como causada por uma força agindo com certa excentricidade, os autores estudaram o comportamento destes dois fatores e concluíram que a força estimada pela norma canadense é praticamente correta ou fica a favor da segurança, porém a excentricidade é subestimada.

Em ensaios realizados no túnel de vento da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Blessmann (1983) empregou dois modelos de edifícios de secção quadrada, com uma relação *altura/aresta da base* (Alteamento) igual a 6, em uma corrente de ar que simulava as principais características de um vento natural, em região de rugosidade entre média e alta, separando-os em diversas posições. Os efeitos de vizinhança ocasionaram, em relação a ensaios preliminares com um modelo isolado, os seguintes aumentos percentuais dos valores máximos nos modelos expostos a um vento turbulento e deslizante (os valores entre parênteses referem-se a ensaios em vento uniforme e suave):

— Sucções na cobertura horizontal	61% (54%)
— Sucções nas paredes confrontantes	64% (38%)
— Força horizontal	34% (34%)
— Momento torçor	128% (240%)

Os valores extremos dos coeficientes de pressão foram os seguintes (os valores entre parênteses referem-se a ensaios em vento uniforme e suave):

— Sucções na cobertura horizontal	$c_{pe} = -1,69$ (-2,02)
— Sucções nas paredes confrontantes	$c_{pe} = -1,98$ (-2,20)
— Força horizontal	$C_{m\acute{a}x} = 1,37$ (1,95)
— Momento torçor	$ C_t _{m\acute{a}x} = 0,185$ (1,95)

Na pesquisa realizada em Ontário, Canadá, Isyumov (1983) verificou que as suposições dos efeitos do vento serem quase estáticos poderiam prever estimativas razoáveis do torque dinâmico, sendo a principal contribuição devida ao desprendimento de vórtices na esteira, induzindo pressões flutuantes na face de sotavento. Destacou que nas faces laterais do modelo, embora existam flutuações de pressão, essas não contribuem significativamente na torção global.

No estudo feito por Blessmann (1984) para o edifício sede do Citibank, em São Paulo, foram reproduzidos os edifícios existentes nos quarteirões vizinhos para avaliar o efeito de vizinhança. Os ensaios mostraram que os esforços de torção podem ultrapassar o dobro dos valores obtidos com o modelo isolado. Neste caso, o fator de vizinhança (FV) obtido foi 2,36 e o coeficiente de torção máximo para o modelo com vizinhança ($|C_{t|_{\max}}$) igual a 0,33; aumento real de 136% em relação ao modelo isolado ($|C_{t|_{\max}}=0,14$).

Blessmann e Riera (1985) ressaltaram que os coeficientes aerodinâmicos devem contemplar a possibilidade dos edifícios estabelecidos em áreas urbanas sofrerem efeitos de “martelamento” (*Buffeting*) quando imersos na esteira de futuras edificações construídas nas adjacências. Eles constataram que essa exposição causa um incremento de até 30% nos coeficientes de força máximos resultantes, em relação ao modelo isolado, para escoamentos uniforme e turbulento. Igualmente, o coeficiente de torção máximo teve aumentos da ordem de 2 a 3 vezes devido à presença de estruturas a barlavento.

No mesmo ano, Blessmann (1985) apresentou resultados de ensaios e de indicações de normas para edifícios prismáticos de secção retangular e não retangular, definindo os coeficientes aerodinâmicos pertinentes. Tomando como referência a norma canadense, em geral os coeficientes de torção obtidos a partir das pressões medidas em modelos de planta retangular foram de 1,5 a 3 vezes maiores que os obtidos pela aplicação da citada norma. E, para edifícios de formas complexas, embora em dois casos os coeficientes de torção tenham sido menores que os da norma, no caso extremo este coeficientes foi mais de 5 vezes superior ao calculado com a mesma norma.

Fixando seus modelos em uma pequena plataforma circular e os submetendo a escoamento uniforme, Blessmann (1986) verificou que em edificações prismáticas e colocadas a pequena distância aparecem sucções de duas a cinco vezes maiores que as correspondentes a uma edificação isolada. A conclusão geral a tirar dos ensaios citados é a de

que há um afastamento crítico entre edifícios vizinhos, para o qual aparecem as maiores sucções. As sucções diminuem com afastamentos maiores ou menores do que o crítico.

Thoroddsen et al. (1988) estudaram a correlação entre os três momentos (M_x , M_y e M_z) oriundos da ação do vento em edifícios altos. Os autores usaram o túnel de vento para simular as três componentes de momento em modelos com secções variadas a fim de verificar a influência da forma na correlação e coerência entre as três componentes. Para o caso de modelos de secção retangular, constatou-se que os dois momentos de giro (M_x e M_y) não apresentaram significativa correlação, mas em modelos de secção em forma de paralelogramo e triangular, ambos possuem alta correlação entre as três componentes de momento. Demonstraram também que as correlações são altamente dependentes da direção do vento, enfatizando a necessidade de ensaios em túneis de vento para verificar se as correlações entre os esforços são significativas a ponto de ser incluídos na rotina básica do processo de projeto.

Lythe e Surry (1990) examinaram os esforços de torção em edifícios altos, com variadas secções transversais, usando um grande banco de dados obtidos experimentalmente em testes no túnel de vento, com intuito de compará-los a valores obtidos pela norma canadense (*National Building Code of Canada and Commentary – NBCC*). Os resultados indicaram que a NBCC fornece resultados para coeficientes de arrasto confiáveis e consistentes, porém subestima os coeficientes de torção para edifícios altos.

Os efeitos do vento em edifícios altos, em particular os momentos torçores, variam muito, dependendo do número e especialmente da localização dos edifícios vizinhos. Foi o que provou Blessmann (1992) em seus ensaios considerando a influência da vizinhança nos ensaios de dois modelos, localizados em centros urbanos nas capitais de São Paulo e Rio de Janeiro, para prédios de 97 m e 98,15 m, respectivamente. A presença da vizinhança causou um pequeno incremento no coeficiente de força ($|C_f|$) nos dois modelos estudados. Porém, os coeficientes de torção ($|C_t|$) tiveram aumentos significativos, com o efeito de vizinhança (FV) atingindo valores da ordem de 2,25 para algumas zonas do modelo de São Paulo e de 1,54 para o modelo do Rio de Janeiro. Os coeficientes de torção e de força sofreram forte influência com os efeitos da vizinhança para o modelo simulado na cidade paulista, ao contrário do modelo testado no centro da cidade carioca, que em quase todos os resultados apresentou uma redução nas ações do vento.

Ainda em 1992, na Austrália, Xu et al. (1992) compararam os efeitos torcionais de uma série de ensaios experimentais em túnel de vento, utilizando modelos aeroelásticos, com análises teóricas oriundas de normas e publicações técnicas. Os resultados comparativos indicaram que esta técnica de modelagem é um conveniente e eficiente método de obtenção dos efeitos de torção em edifícios altos. Os estudos revelaram que, quando a incidência do vento for perpendicular à fachada maior do edifício, o desprendimento de vórtices é a principal causa da excitação torcional; já para a incidência do vento normal à face menor da edificação, os efeitos de torção são atribuídos à turbulência incidente à fachada e ao recolamento intermitente em ambas laterais do prédio.

Usando um túnel de vento de camada limite para simular escoamentos em campo aberto e plano e escoamentos em centros de grandes cidades, Beneke e Kwok (1993), testaram quatro diferentes modelos de edifícios com secções variadas, a fim de investigar os efeitos de torção causados pela ação do vento. Os modelos tinham secção em forma de retângulo, losango, triângulo e deformada. Os resultados mostraram que a resposta torcional varia significativamente com a mudança de secção do modelo. O modelo de secção triangular apresentou os maiores coeficientes de torção, em comparação aos demais modelos testados.

Utilizando modelos aeroelásticos de edifícios altos de secção quadrada com excentricidade entre o centro geométrico e o elástico, Zhang et al. (1993) simularam no túnel de vento da *University of Sydney*, na Austrália, escoamentos de vento natural em terrenos de campo aberto e centros de grandes cidades a fim de determinar as características dos efeitos de torção causados pelos efeitos dinâmicos, concluindo que modelos com 10% de excentricidade, em relação ao centro de massa, estavam suscetíveis a efeitos de torção por vibração. Em ensaios em campo aberto, um aumento significativo por um fator de até 3 foi observado na resposta média máxima. Com amortecimento estrutural de 1% do amortecimento crítico, a resposta torcional dinâmica do modelo excêntrico foi notoriamente maior que o edifício sem excentricidade. Fato agravado com a redução da velocidade. O aumento da turbulência associada com a simulação de centros de grandes cidades reduziu a média e o desvio padrão da resposta torcional para o edifício excêntrico. Em particular o incremento da turbulência ocasionou uma instabilidade da torção devido ao desprendimento de vórtices.

Um ano depois, Zhang et al. (1994) utilizaram um modelo aeroelástico de edifício alto de secção quadrada, projetado especialmente para verificar o comportamento a torção e

simularam em túnel de vento efeitos de interferência utilizando quatro outros modelos dispostos em diversas posições de barlavento e sotavento. Os resultados mostraram que quando a frequência de desprendimento de vórtices coincidir com a frequência natural do modelo principal e o mesmo estiver submetido aos efeitos de vizinhança, os efeitos de torção são incrementados por um fator de até 2,2 vezes em relação ao modelo isolado.

Em meados de 1994, na Índia, Bose e Datta (1994) apresentaram um procedimento numérico baseado em aproximação espectral, com métodos matriciais, para analisar tridimensionalmente a torção em edifícios sujeitos a cargas aleatórias nas fachadas. Os autores demonstraram que o grau de correlação entre as forças induzidas pelo vento nas faces de edificações tem um efeito significativo nas respostas torsionais.

Na Austrália, Zhang et al. (1995) investigaram em túnel de vento os efeitos de interferência na resposta torcional para edifícios altos de secção quadrada com sistema estrutural assimétrico (excentricidade entre o centro de massa e centro elástico). Dois modelos rígidos de secção quadrada foram usados para causar interferência no modelo principal, sendo colocados individualmente em várias posições a barlavento e sotavento em relação ao modelo instrumentado. Foi encontrado que os valores médios máximos e os desvios padrões da resposta torcional para a edificação excêntrica em terrenos aberto e plano podem ser aumentados devido à presença de edifícios vizinhos. Com a interferência realizada pelos modelos quadrados localizados nas posições críticas, o valor médio máximo do momento torçor ficou 20% maior em comparação ao modelo isolado, e o máximo desvio padrão do modelo isolado foi acrescido por um fator maior que 1,7 com velocidade reduzida do vento da ordem de 6. Porém, para a maioria das posições em que eram colocados os modelos de interferência, a média da torção do modelo principal apresentou valores menores devido ao efeito de escudo dos modelos secundários. Em uma segunda etapa, usando modelos de interferência mais baixos e com velocidade reduzida em torno de 6, averiguou-se que a frequência de desprendimento de vórtices desses modelos coincidia com a frequência natural do modelo excêntrico principal. Tal desprendimento causa martelamento e, conseqüentemente, esforços de torção dinâmicos no modelo instrumentado com incremento de 4,6 vezes para as posições críticas dos modelos de interferência. Essas posições críticas de interferência e a intensidade dos efeitos são dependentes da excentricidade do modelo principal e o ângulo de incidência do vento. Os autores evidenciaram que os efeitos de interferência causados por modelos devidamente posicionados a sotavento do modelo principal, ocasionaram reduções nos esforços torçores sobre este, exceto quando um modelo

mais baixo foi colocado a sotavento e próximo ao principal, obtendo acréscimos de 20% na resposta dinâmica torcional.

Na Grécia, Bazeos e Beskos (1996) apresentaram um método numérico para a determinação do momento torçor induzido pela ação do vento em edificações de diferentes secções, isoladas ou em conjunto. O método consiste na combinação do Método dos Elementos de Contorno para estimar o escoamento potencial e o Método dos Vórtices Discretos para obter as características do escoamento viscoso. Desse modo, a distribuição de pressões do vento em torno da edificação é determinada e a resultante do momento de torção obtida. Os autores compararam os resultados obtidos pela análise numérica com vários ensaios experimentais em túnel de vento, especialmente os testes realizados por Blessmann e Riera (1985), concluindo-os como satisfatórios, especialmente pela ausência de dados sobre o assunto em códigos e normas internacionais.

No Japão, Liang et al. (1997) estimaram por métodos analíticos os efeitos de torção causados pela flutuação das cargas de vento em edifícios altos de secção transversal retangular, bem como as vibrações e correlações estatísticas entre as componentes das forças do vento e o acoplamento mecânico das ações causadas pelas excentricidades de massa e rigidez da edificação. Em suas simulações, observaram que, se a rigidez à torção da estrutura for próxima à rigidez lateral, as respostas torsionais contribuem significativamente em qualquer resposta dinâmica da edificação. As excentricidades de massa e de rigidez podem, de forma significativa, afetar o desempenho da estrutura. Se a razão entre as excentricidades for maior que 5%, os esforços de torção acoplada deverão ser considerados no projeto estrutural da edificação.

Utilizando modelos aeroelásticos de edifícios altos com seis pontos de massa independentes, com um grau de liberdade (livre para torção) e com relações laterais (*profundidade/largura*) de 1, 2 e 3, Katsumura et al. (2001) estudaram os efeitos desta relação à resposta do vento em ensaios em túnel de vento no Japão. Os resultados indicaram que para os modelos de relação lateral igual a 1 (secção quadrada) as respostas torsionais aumentaram com a velocidade do vento; o mesmo acontecia nos modelos de relação lateral 2, para qualquer amortecimento estrutural. Para os modelos com razões laterais 2 e 3, ocorre drapejamento acoplado causando vibrações torsionais e deslocamentos transversais, crescentes com a velocidade do escoamento, mas o amortecimento aerodinâmico para as vibrações transversais ao escoamento, mostram-se com valores reduzidos para velocidade

reduzida em torno de 3 e 4. Entretanto, o amortecimento para as vibrações torsionais apresentou ligeira queda quando a velocidade adimensional do vento exceder o grau 8.

Em São Paulo, Mário Franco (2002) apresentou aspectos do comportamento estrutural estático e dinâmico dos edifícios altos do ponto de vista da torção. Definiu os conceitos de centro de torção de um andar e de eixo de torção de edifícios, bem como os mecanismos dos efeitos de II ordem de torção, deduzindo um parâmetro de instabilidade à torção, análogo ao parâmetro γ_z (que diz respeito aos deslocamentos horizontais). Demonstrou ainda que a rigidez à torção do edifício é importante, não sendo em princípio viável, nos edifícios altos, a eliminação das vigas periféricas, sob pena de se atingirem deslocamentos, velocidades e acelerações incompatíveis com o conforto dos usuários.

1.1 Objetivos do trabalho

Este trabalho tem o intuito principal de verificar a adequação da NBR-6123 e outros processos normativos a estruturas com configurações arquitetônicas distintas daquelas previstas na própria norma, verificando-se, principalmente os momentos torçores. O trabalho apresenta os resultados de estudos, em modelos reduzidos, da ação estática do vento sobre edifícios altos com diversas secções transversais, construídos no Brasil. Os ensaios foram realizados no túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann* do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. São realizadas comparações dos resultados experimentais com os resultados teóricos obtidos a partir das metodologias indicadas na norma brasileira, NBR-6123 (1988) – Forças devidas ao vento em edificações, na NBCC (1990) – norma canadense, na DIN-1055 (1977) – norma alemã, e nas recomendações teóricas de Isyumov (1983).

2 Metodologias de Projeto

Este trabalho considera apenas os efeitos estáticos da ação do vento em edificações, considerados como equivalentes aos reais, dinâmicos, determinados a partir de coeficientes aerodinâmicos que serão apresentados a seguir.

2.1 Coeficientes Aerodinâmicos

A partir dos registros das séries temporais das pressões devidas ao vento, foram calculados os coeficientes de pressão externa nas faces dos modelos, definidos por:

Coeficiente de pressão média

$$\bar{c}_p = \frac{\frac{1}{T} \int_0^T p(t) dt}{q} \quad (2.1)$$

sendo:

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

t tempo;

T intervalo de tempo de amostragem;

$q = \frac{1}{2} \rho \bar{V}^2$ pressão dinâmica de referência;

ρ massa específica do ar;

\bar{V} velocidade média de referência.

Coeficiente de pressão máximo

$$\hat{c}_p = \frac{p_{max}}{q} \quad (2.2)$$

sendo:

p_{max} valor máximo de $p(t)$ para o período de amostragem T ;

Coefficiente de pressão mínimo

$$\tilde{c}_p = \frac{P_{min}}{q} \quad (2.3)$$

sendo:

P_{min} valor mínimo de $p(t)$ para o período de amostragem T ;

Coefficiente de pressão rms

$$\tilde{c}_p = \frac{\sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T (p(t) - \bar{p})^2 dt}}{q} \quad (2.4)$$

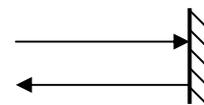
sendo:

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

\bar{p} valor médio de $p(t)$ para o período de amostragem T ;

Adotando-se a seguinte convenção de sinais:

- coeficientes positivos: sobrepessão (+)
- coeficientes negativos: sucção (-)



Embora as pressões de pico não ajam simultaneamente sobre toda a estrutura, as pressões médias podem ser integradas para fornecerem valores médios das forças cortantes e momentos fletores e de torção atuantes na edificação. Estes valores podem ser usados em combinação com fatores de rajada, tais como os da NBR-6123 (1988), para fornecerem as cargas totais equivalentes atuantes na edificação.

Coefficientes de forma externo

Os coeficientes de pressão médios calculados permitiram a determinação de coeficientes de forma externos (C), aplicáveis a uma superfície plana de área A , sendo definidos por:

$$C = \frac{F}{q A} \quad (2.5)$$

sendo F a resultante das pressões externas sobre a superfície plana (é uma força perpendicular a esta superfície).

Conforme (2.1) a força F fica:

$$F = \int_A \bar{p} \, dA = \int_A \bar{c}_p q \, dA, \quad (2.6)$$

e substituindo na equação (2.5), obtem-se:

$$C = \frac{1}{A} \int_A \bar{c}_p \, dA. \quad (2.7)$$

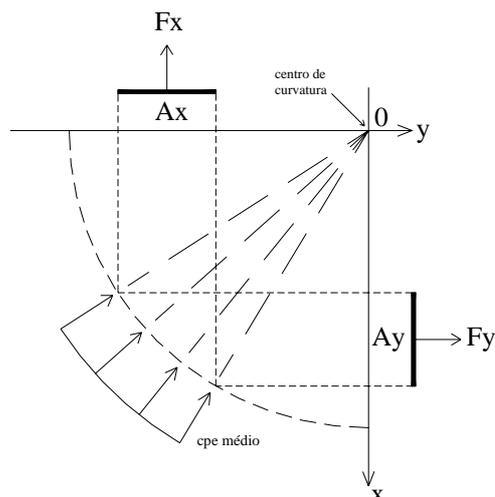
Esta última expressão permite a obtenção de C a partir de \bar{c}_p .

Os coeficientes de pressão médios para ações locais e para as zonas curvas de algumas fachadas podem ser considerados como coeficientes de forma, atuando nas projeções das respectivas superfícies curvas sobre um plano perpendicular à direção da componente da força do vento em estudo.

Conforme figura 2.1:

$$F_x = A_x (c_p \text{ médio}) q \quad (2.8)$$

$$F_y = A_y (c_p \text{ médio}) q \quad (2.9)$$



Figuras 2.1 – Componentes das forças do vento para ações locais e zonas curvas da fachada.

Para algumas incidências do vento, valores elevados de sucções externas aparecem em zonas restritas da edificação, zonas estas situadas nas proximidades das bordas. Estas sucções não aparecem simultaneamente em todas estas zonas, e são usadas apenas para o dimensionamento, verificação e ancoragem de elementos de vedação e da estrutura secundária por elas afetadas.

Coefficientes de força globais

Os coeficientes de força globais em duas direções x e y são definidos como:

$$C_x = \frac{F_x}{q B_y H} \quad (2.10)$$

$$C_y = \frac{F_y}{q B_x H} \quad (2.11)$$

sendo:

F_x força total, na base da edificação, devido à incidência do vento na direção x;

F_y força total, na base da edificação, devido à incidência do vento na direção y;

B_x, B_y dimensões nominais da secção transversal do prédio;

H altura de referência.

Coefficiente de torção

O coeficiente de torção é definido por:

$$C_t = \frac{M_t}{q B_x B_y H} \quad (2.12)$$

sendo:

M_t momento torçor em relação ao ponto de origem dos eixos x e y;

Coefficiente de excentricidade normalizada

As pressões devidas ao vento que atuam nas faces verticais das edificações causam esforços que podem ser reduzidos às forças F_x e F_y , sobre os dois eixos coordenados, e quando aplicadas com uma excentricidade e_a e e_b , respectivamente, ao centro de torção, originam momento torçor, conforme mostra a figura 2.2 abaixo:

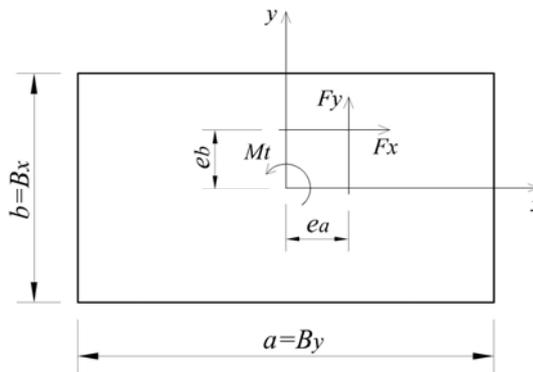


Figura 2.2 – Eixo de coordenadas, excentricidades e esforços.

De acordo com a figura acima, a excentricidade em x pode ser definida como:

$$e_a = \frac{M_t}{F_y} \quad (2.13)$$

Lembrando as equações (2.11) e (2.12), temos que:

$$e_a = \frac{M_t}{F_y} = \frac{q C_t B_x B_y H}{q C_y B_x H} = \frac{C_t B_y}{C_y} \quad (2.14)$$

E, finalmente normalizando a excentricidade na direção x por uma dimensão de referência ($a=B_y$ e $b=B_x$), temos:

$$\frac{e_a}{a} = \text{coeficiente de excentricidade normalizado na direção } x \quad (2.15)$$

Analogamente, define-se um coeficiente de excentricidade normalizado na direção y:

$$\frac{e_b}{b} = \text{coeficiente de excentricidade normalizado na direção } y \quad (2.16)$$

2.2 Norma Brasileira - NBR-6123 (1988)

As forças devidas ao vento utilizando a norma brasileira são obtidas pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a q A_e \quad (2.17)$$

onde:

F_a força de arrasto;

C_a coeficiente de arrasto ;

A_e área frontal efetiva.

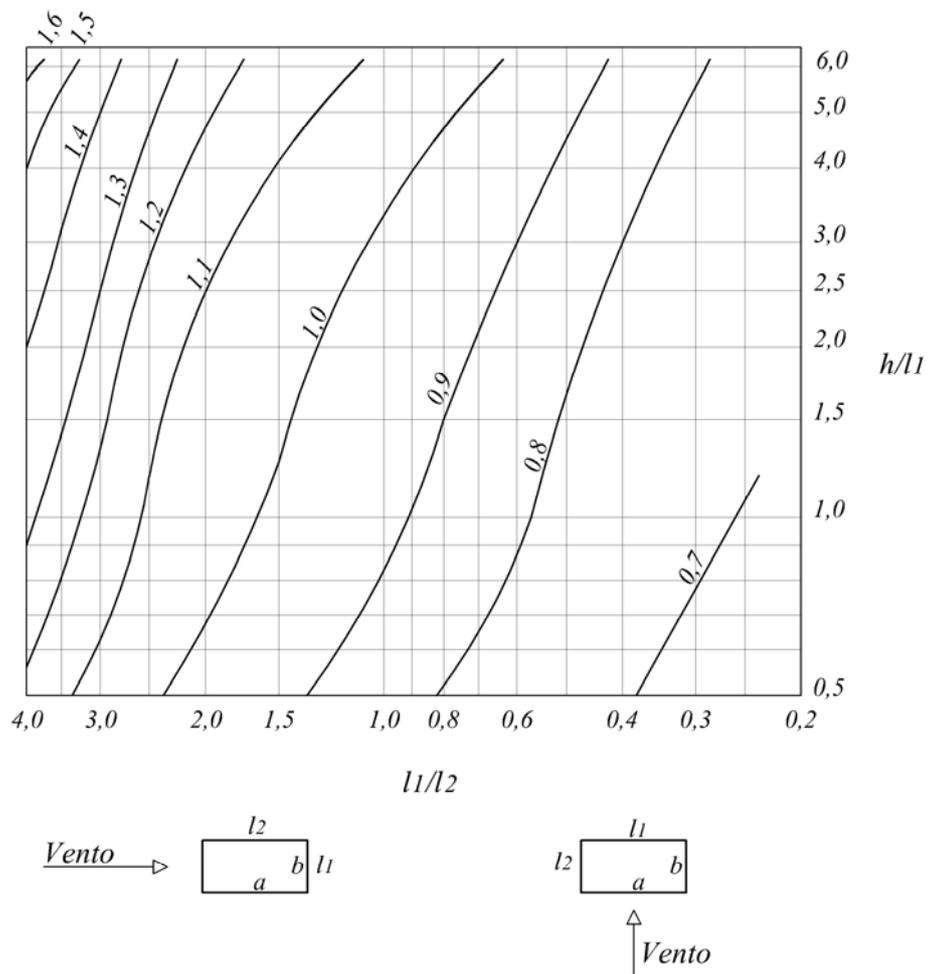


Figura 2.3 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência (NBR – 6123).

A norma brasileira apresenta coeficientes de arrasto para duas situações bem distintas, que serão mostrados nas figuras 2.3 e 2.4: primeiramente, para a condição em que a edificação está imersa em escoamento de ar de alta turbulência, típico ao que aparece em

centros de grandes cidades; posteriormente, quando a edificação está submetida a escoamento de ar moderadamente suave, aproximadamente do tipo de vento que aparece em campo aberto e plano, caracterizando-se em vento de baixa turbulência.

Nos escoamentos de alta turbulência, há uma diminuição das sucções nas paredes de sotavento de edificações de planta retangulares, exceto para edificações com relação profundidade/largura da ordem de 1/3 ou menos.

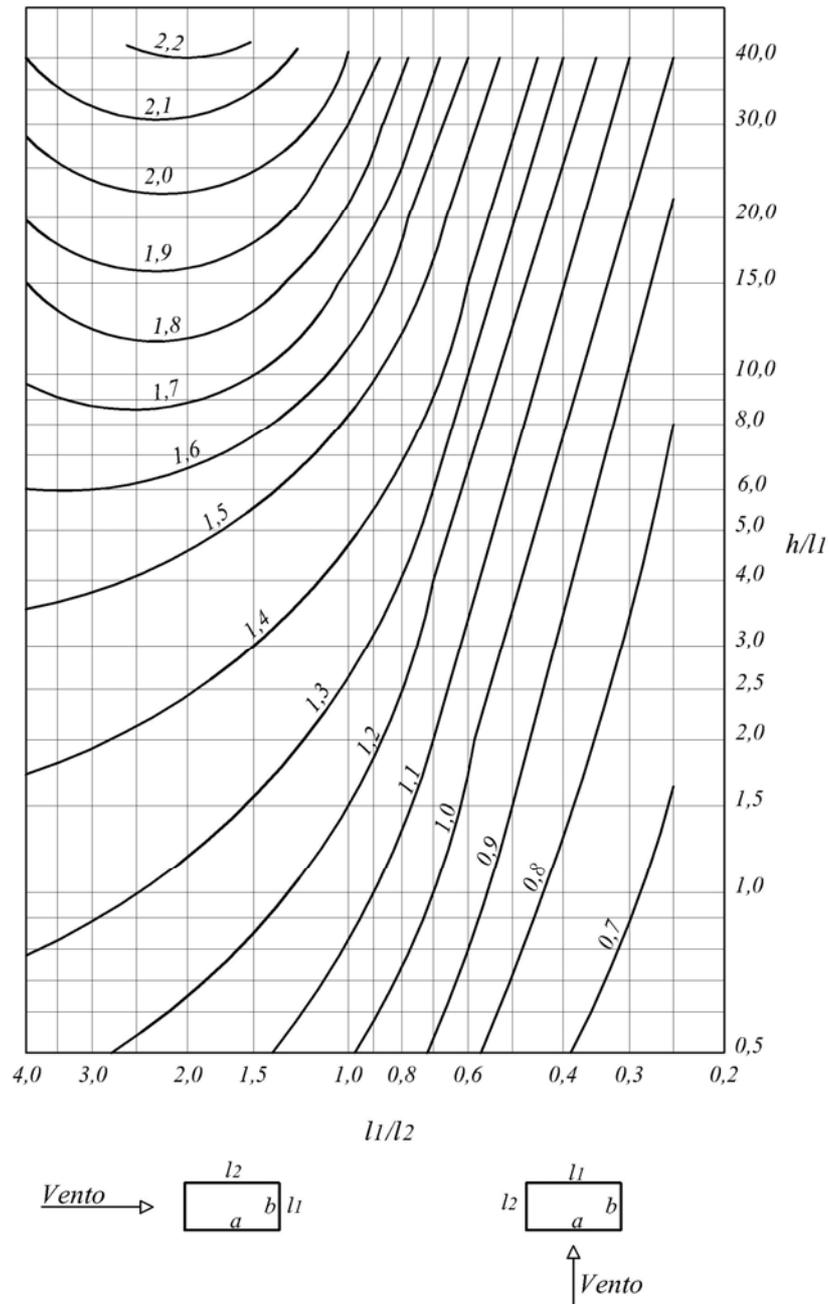


Figura 2.4 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência (NBR – 6123).

A pressão dinâmica do vento é função da sua velocidade característica sendo obtida da seguinte forma:

$$q = \frac{1}{2} \rho (V_k)^2, \quad (2.18)$$

onde:

V_k velocidade característica;
 ρ massa específica do ar, aproximadamente $1,226 \text{ kg/m}^3$.

A velocidade característica do vento é determinada a partir da velocidade do vento básica, V_o , para cada região em função das isopletras (figura 2.5). À velocidade básica são aplicados valores de correção que refletirão as interferências das dimensões da edificação e sua interação com os turbilhões presentes no escoamento, das características topográficas da localidade, dos fatores estatísticos e da localização específica da edificação sobre o valor de velocidade final. A velocidade característica é então, dada por:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (2.19)$$

Onde:

V_o velocidade básica;
 S_1 fator topográfico;
 S_2 rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o solo;
 S_3 fator estatístico.

O valor de S_2 é dado por:

$$S_2 = b F_r (z_i / z_{ref})^p, \quad (2.20)$$

onde:

b parâmetro meteorológico utilizado para a determinação de S_2 , através deste se passa da categoria II para as demais categorias (Cap.3);
 F_r fator de rajada, sempre correspondendo à categoria II;
 z_i cota do ponto i ;
 z_{ref} altura de referência, $z_{ref} = 10 \text{ m}$;
 p expoente da lei potencial de variação de S_2 .

A velocidade básica do vento segundo a NBR-6123 (1988), é a velocidade de uma rajada de três segundos, que será excedida em média uma vez a cada 50 anos, a uma altura de 10 metros acima do nível do terreno, em campo aberto e plano. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

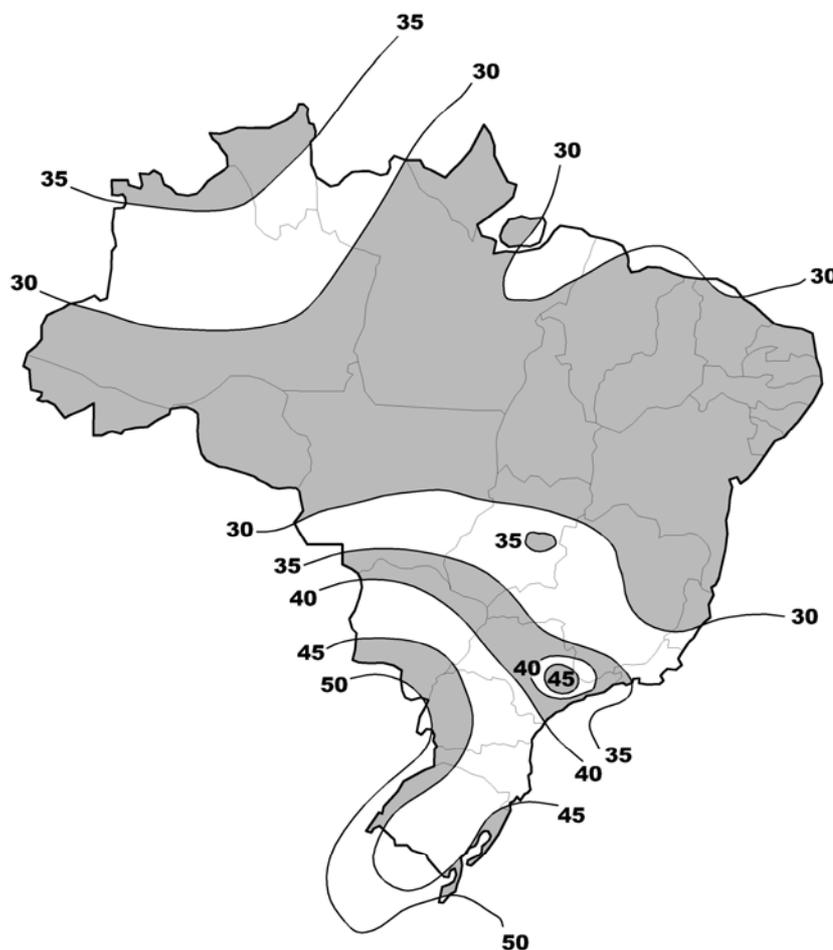


Figura 2.5 – Isopletas da velocidade básica do vento [m/s].

Segundo a norma brasileira, o fator topográfico (S_1) leva em consideração as variações do relevo e de uma forma geral majorando a velocidade quando a edificação se encontra no topo de morros ou taludes e minorando-as quando a edificação se localiza em vales.

O fator (S_2) considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do solo e com as dimensões da edificação. À medida que a rugosidade do terreno aumenta, e isso se dá com o aumento da intensidade dos obstáculos e também o aumento das suas dimensões, a velocidade do vento tende a diminuir, na mesma altura, porém, a turbulência aumenta, sendo a região afetada pela rugosidade bem maior, havendo assim, a elevação da altura da camada limite atmosférica. À medida que as

dimensões da edificação se tornam maiores, o efeito das rajadas de pequenas dimensões, apesar de terem mais energia, torna-se de menor significado global, tendo apenas efeitos locais. Contudo, rajadas de maiores dimensões, que têm menos energia, globalmente geram uma resposta mais significativa da edificação.

O fator estatístico (S_3) para a probabilidade P_m e vida útil da edificação de m anos, reflete estatisticamente a vida útil da edificação e o grau de segurança exigido da mesma. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. Para a obtenção das pressões correspondentes a um período de recorrência de 100 anos, para a mesma probabilidade 0,63, $S_3 = 1,11$. Portanto, as pressões correspondentes ao período de 50 anos devem ser multiplicadas por $(S_3)^2 = 1,23$.

Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações, ou de indicações correspondentes na norma estrutural em uso, cabe aos projetistas fixarem a probabilidade e a vida útil de acordo com as características da edificação.

Ao tratar de momentos torçores em edificações, a norma brasileira apresenta a seguinte instrução:

“6.6 Excentricidade das forças de arrasto

6.6.1 Devem ser considerados, quando for o caso, os efeitos da excentricidade da força de arrasto.

6.6.2 Para o caso de edificações paralelepípedicas, o projeto deve levar em conta:

- as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, de acordo com as especificações desta Norma;

- as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando estas forças agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico:

- edificações sem efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,075a \quad e_b = 0,075b$$

- edificações com efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,15a \quad e_b = 0,15b,$$

sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b medido na direção do lado menor, b .

Os efeitos da vizinhança serão considerados somente até a altura do topo da ou das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b, adotando-se o menor valor destes dois valores”.

A NBR-6123, trata os efeitos de vizinhança em seu Anexo G, conforme segue abaixo:

“Efeitos de vizinhança.

Há certas situações em que é necessário considerar a influência de edificações situadas nas vizinhanças daquela em estudo. Essas edificações podem causar aumento das forças de três modos diferentes:

G-1 Por efeito Venturi

Edificações vizinhas podem, por suas dimensões, forma e orientação, causar um “afunilamento” do vento, acelerando o fluxo de ar, com uma conseqüente alteração nas pressões. Este efeito aparece principalmente em edificações muito próximas, caso em que já foram observados coeficientes de pressão negativos (sucções) excedendo, em módulo, o valor 2,0. Estas pontas de sucção verificaram-se nas paredes confrontantes das duas edificações, próximo à aresta de barlavento.

G-2 Por deflexão do vento na direção vertical

Edificações altas defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada de barlavento, aumentando a velocidade em zonas próximas ao solo. Edificações mais baixas, situadas nestas zonas, poderão ter as cargas do vento aumentadas por este efeito, com os coeficientes de forma atingindo valores entre -1,5 e -2,0.

G-3 Pela turbulência da esteira

Uma edificação situada a sotavento de outra pode ser afetada sensivelmente pela turbulência gerada na esteira da edificação de barlavento, podendo causar efeitos dinâmicos (“efeito de golpe”) consideráveis e alterações nas pressões. Estas são particularmente importantes em edificações com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves.

G-4 Determinação dos efeitos de vizinhança

Não é possível indicar valores numéricos para efeitos de vizinhança de um modo genérico e normativo.

Estes efeitos podem ser determinados por ensaios em túnel de vento, em que se reproduzem as condições de vizinhança e as características do vento natural que possam influir nos resultados. O problema é agravado pela possibilidade de alterações desfavoráveis das condições de vizinhança durante a vida útil da edificação em estudo.

Uma indicação aproximada dos aumentos que podem sofrer os coeficientes aerodinâmicos por efeito de vizinhança será dada a seguir.

Seja:

s — o afastamento entre os planos das faces confrontantes de duas edificações altas vizinhas, sendo a e b as dimensões em planta das edificações ($a \times b$ entre 1×1 e 4×1);

d^* — a menor das duas dimensões:

— lado menor b ;

— semi-diagonal $\frac{1}{2}\sqrt{a^2 + b^2}$

FV — fator de efeito de vizinhança, definido pela relação

$$FV = \frac{C \text{ na edificação com vizinhança}}{C \text{ na edificação isolada}}$$

C — coeficientes aerodinâmico em estudo (C_e , $C_{pe \text{ médio}}$, C_a)

Valores representativos de FV são os seguintes:

— para coeficientes de arrasto C_a ; para coeficiente de forma, C_e , e para valor médio do coeficiente de pressão, $C_{pe \text{ médio}}$, em paredes confrontantes (faces paralelas ao vento):

$$s/d^* \leq 1,0 \dots\dots\dots FV = 1,3$$

$$s/d^* \geq 3,0 \dots\dots\dots FV = 1,0$$

— para coeficiente de forma, C_e , e para valor médio do coeficiente de pressão, $C_{pe \text{ médio}}$, na cobertura:

$$s/d^* \leq 0,5 \dots\dots\dots FV = 1,3$$

$$s/d^* \geq 3,0 \dots\dots\dots FV = 1,0$$

Interpolar linearmente para valores intermediários de s/d^* .

Os fatores de efeitos de vizinhança são considerados até a altura do topo dos edifícios vizinhos.

Os ensaios em que se baseiam as recomendações acima foram feitos com dois ou alguns poucos modelos de alturas aproximadamente iguais. Para o caso de muitos edifícios

vizinhos nestas condições, os fatores de vizinhança geralmente serão menores, podendo ficar abaixo de 1,0. Entretanto, pode haver incidências do vento que causem valores de FV próximos aos indicados acima, principalmente quando há “vazios” nas vizinhanças do edifício em estudo”.

2.3 Norma Canadense - NBCC (1990)

Nesta norma, as forças devidas ao vento são obtidas pelo seguinte produto:

$$F = C_e C_g C_p q A \quad (2.21)$$

onde:

C_e coeficiente que considera os efeitos de altura e as condições de rugosidade de entorno, sendo baseado no perfil de velocidades médias do vento;

C_g coeficiente que considera os efeitos das rajadas do vento e sua interação com as propriedades dinâmicas da estrutura;

C_p coeficiente de pressão;

A área de referência da edificação.

A pressão de referência do vento q [kPa] é determinada por:

$$q = C \bar{V}^2 \quad (2.22)$$

onde:

\bar{V} velocidade de referência do vento [m/s] (média horária);

C fator que depende da pressão atmosférica e temperatura do ar ($C = 650 \cdot 10^{-6}$).

A velocidade de referência \bar{V} é definida como a velocidade média horária. A norma brasileira disponibiliza a velocidade média de rajada (sobre 3 segundos).

O coeficiente C_e está embasado no perfil de velocidades médias para várias condições de rugosidade de terrenos, sendo dividido nas três categorias abaixo apresentadas:

- Categoria **A**: terrenos abertos e planos com obstáculos dispersos, mar aberto e planícies costeiras.

$$C_e = \left(\frac{z}{10} \right)^{0,28}, C_e \geq 1,0 \quad (2.23)$$

- Categoria **B**: áreas urbanas e suburbanas, terrenos arborizados e centros de grandes cidades.

$$C_e = 0,5 \left(\frac{z}{12,7} \right)^{0,50}, C_e \geq 0,5 \quad (2.24)$$

- Categoria C: centros de grandes cidades com grande concentração de edifícios altos, tendo mais de 50% dos prédios excedendo a altura de quatro pavimentos.

$$C_e = 0,4 \left(\frac{z}{30} \right)^{0,72}, C_e \geq 0,4 \quad (2.25)$$

onde z é a cota da edificação, em metros, medida desde o nível do solo.

Quando z coincidir com a altura total da estrutura, tem-se o fator de exposição para o topo do prédio, C_{eH} , podendo então, efetuar o cálculo da velocidade neste ponto:

$$V_H = \bar{V} \sqrt{C_{eH}} \quad (2.26)$$

O fator C_g representa os efeitos de flutuação da velocidade do vento (rajadas) e sua interação com as características dinâmicas da estrutura, definido como:

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \quad (2.27)$$

onde:

- σ desvio padrão do carregamento;
- μ valor médio do carregamento;
- g_p fator de pico do carregamento.

O desvio padrão dividido pela média, σ/μ , é chamado de “coeficiente de variação” dos efeitos totais, obtido pela equação 2.28 abaixo:

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta} \right)} \quad (2.28)$$

onde:

- K fator relativo à rugosidade do terreno;
= 0,08 para a Categoria A
= 0,10 para a Categoria B
= 0,14 para a Categoria C
- C_{eH} fator de exposição para o topo da edificação;
- B fator da resposta da turbulência, ver figura 2.6;
- s fator da redução de tamanho, obtido na figura 2.7;
- F_i intensidade das rajadas, obtido na figura 2.8;
- β amortecimento crítico.

A norma canadense sugere valores de amortecimento crítico, β , baseados em vários experimentos com estruturas reais. Esses valores usualmente são 0,01 e 0,02 para estruturas de aço e de concreto armado, respectivamente.

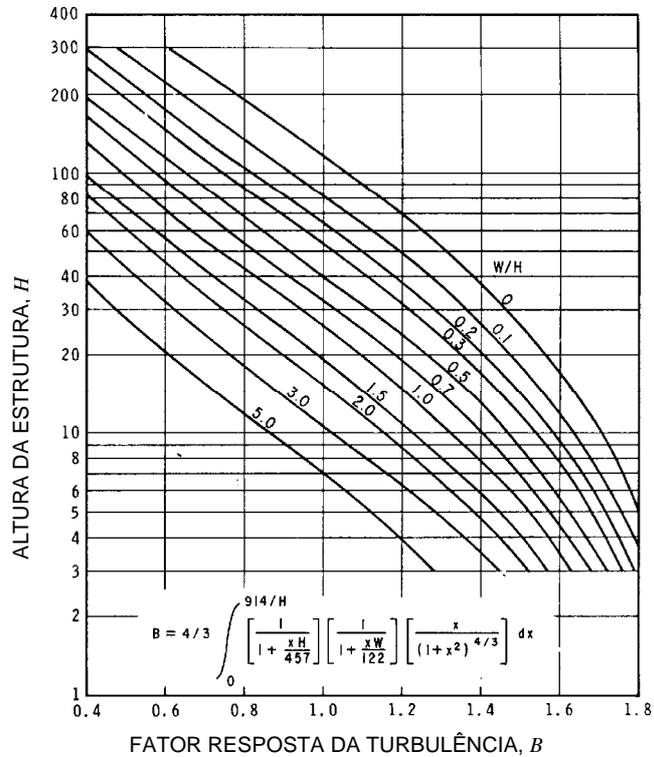


Figura 2.6 – Fator resposta da turbulência em função da largura, w , e altura da edificação.

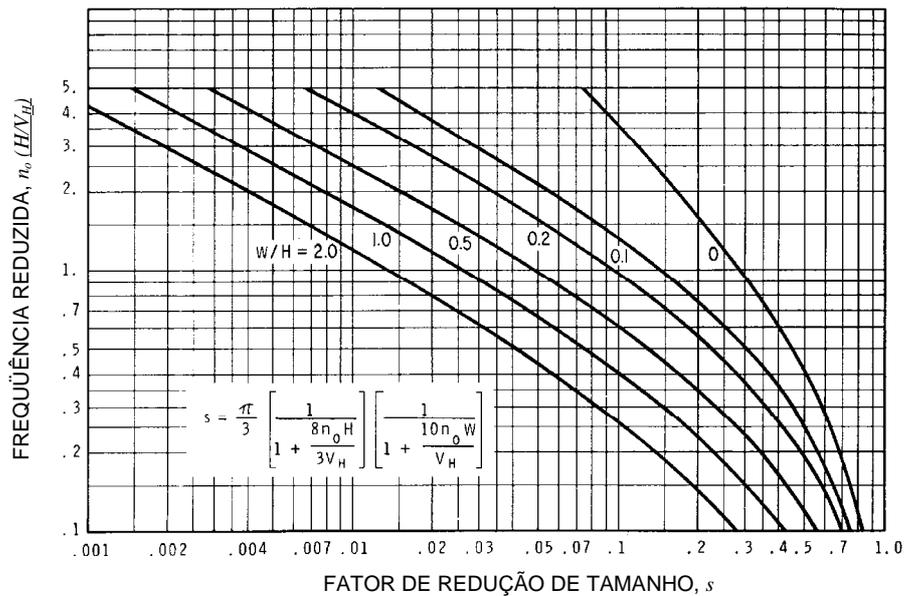


Figura 2.7 – Fator de redução de tamanho em função da largura, w , altura e frequência reduzida.

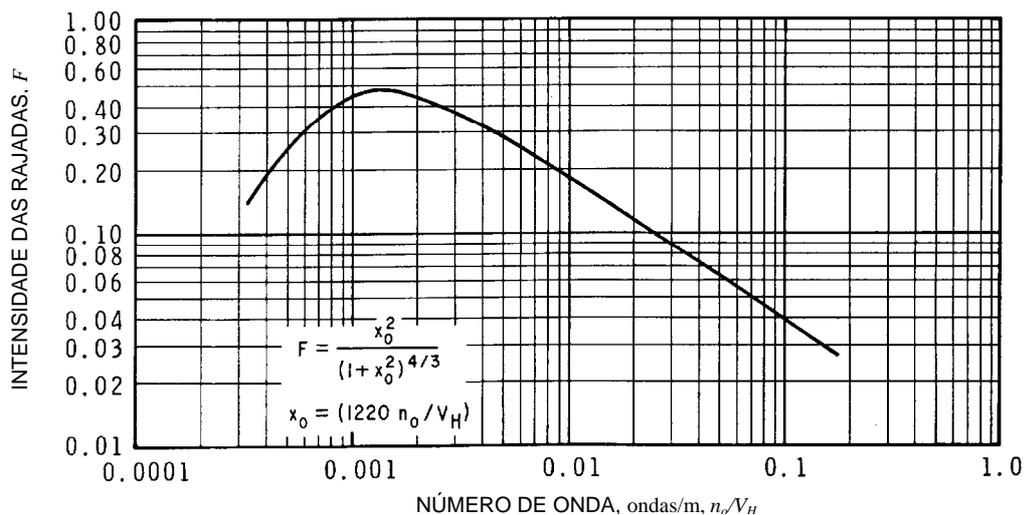


Figura 2.8 – Intensidade das rajadas em função da frequência natural da estrutura.

O fator de pico, g_p , da equação (2.27), fornece o número de desvios padrão esperados em que os picos de carga superem os valores médios, obtido na figura 2.9 como uma função da taxa média de flutuação, ν , estimada como segue:

$$\nu = n_o \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \quad (2.29)$$

onde:

n_o frequência natural de vibração, [Hz].

Os valores de frequência fundamental utilizados na estimativa teórica pela NBCC, dos modelos estudados neste trabalho, foram obtidos utilizando a aproximação teórica indicada na NBR-6123 (1998), apresentada na Tabela 19 do Capítulo 9 da referida norma.

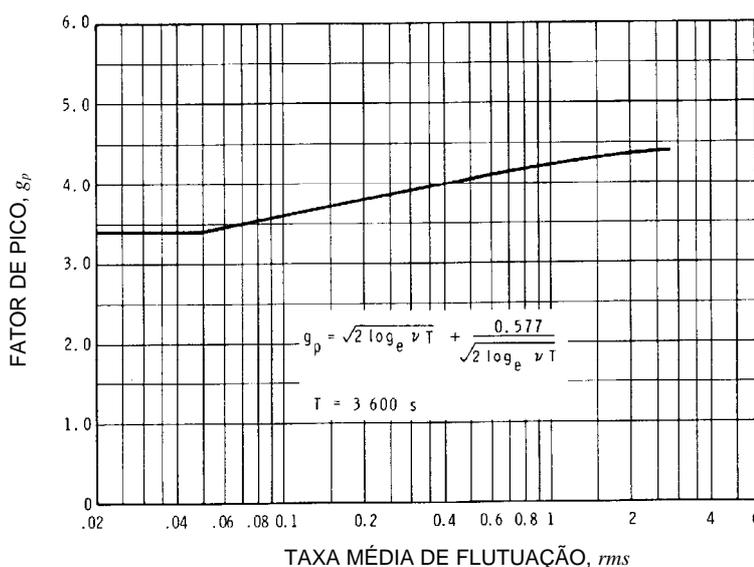


Figura 2.9 – Fator de pico em função da taxa média de flutuação.

Os valores do coeficiente de pressão C_p estão disponíveis para edificações com secção transversal retangular, conforme mostra a figura 2.10, portanto vale a mesma aproximação admitida no processo da norma brasileira, no que diz respeito à forma da secção transversal admitida.

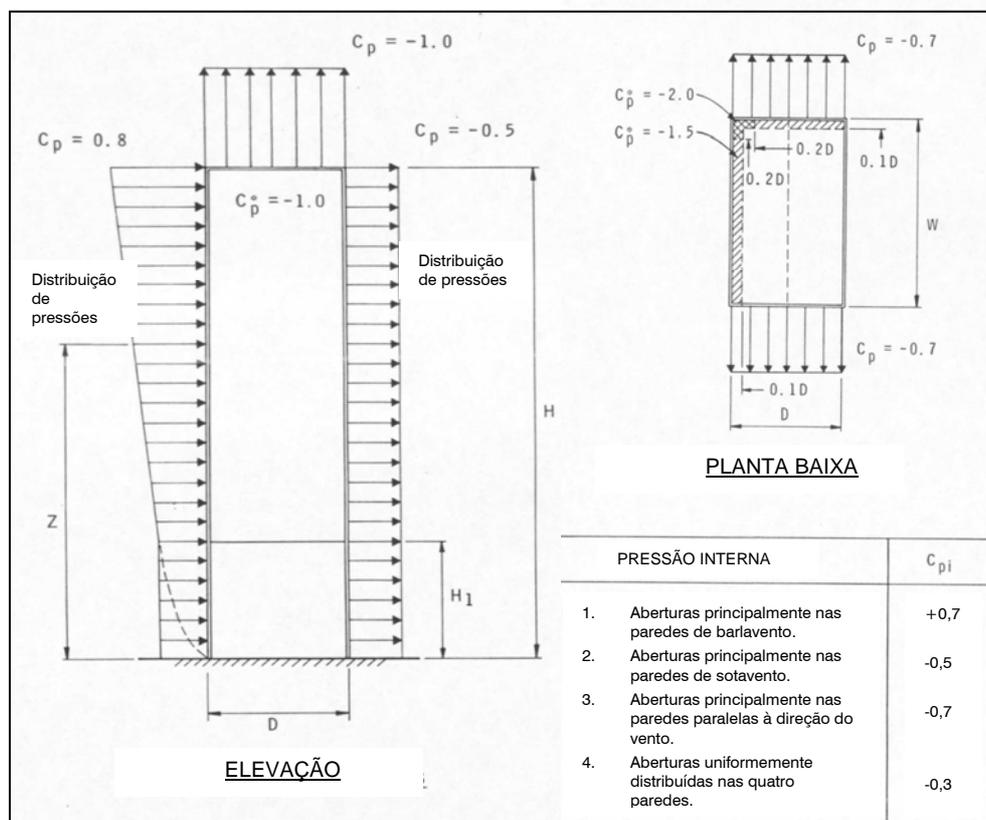


Figura 2.10 – Coeficientes de pressão para edificações.

A norma canadense não fornece diretamente coeficientes de excentricidade adimensionais, estabelecendo somente um carregamento assimétrico a fim de gerar esforços de torção na edificação. A referida norma, em seu item 4.1.8.3 especifica o seguinte:

“Edifícios e elementos estruturais devem ser capazes de resistir aos efeitos de:

(a) a carga total do vento sobre toda a superfície, ou

(b) 75% da carga total do vento agindo sobre qualquer parte da superfície e carga total no restante da superfície, considerando-se a que produza os maiores efeitos no edifício ou elemento estrutural em estudo”.

Nos comentários da NBCC consta que “a remoção de 25% da carga prescrita pela norma de qualquer parte da estrutura tenciona refletir o comportamento observado da distribuição das pressões em vento turbulento. Edifícios altos deveriam ser verificados para cargas parciais que produzam efeitos torcionais. Há exemplos de ensaios em túneis de vento

nos quais efeitos torcionais foram mesmo maiores do que aqueles obtidos por uma remoção de 25% das cargas de superfície selecionadas do edifício. Efeitos torcionais são aumentados quando o centro de torção for excêntrico em relação ao centro de gravidade (carregamento inercial) ou centro de superfície (carregamento do vento, total ou parcial)”.

Aplicamos o critério da norma canadense a uma edificação paralelepédica, de secção retangular $a \times b$, com centro de torção coincidindo com o centro geométrico. A distribuição de cargas indicada no item (b) da NBC, em termos do coeficiente de arrasto C_a (vento perpendicular à fachada maior), e as forças de arrasto consideradas em cada metade da edificação, pode ser vistas na figura 2.11.

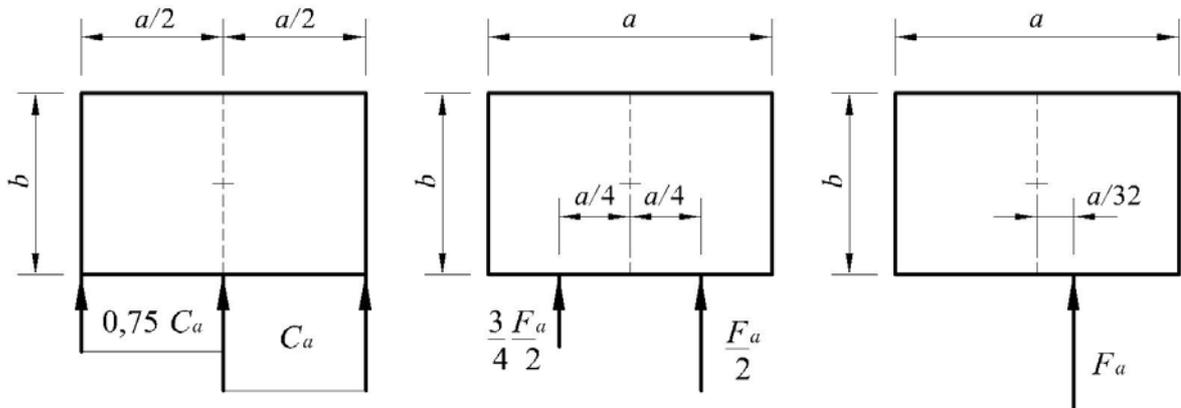


Figura 2.11 – Aplicação da norma canadense.

Sendo,

$$F_a = C_a q A \quad (2.30)$$

$$A = a h \quad (2.31)$$

O momento torçor M_t será dado por:

$$M_t = (F_a/2)(a/4) - 3/4(F_a/2)(a/4) \quad (2.32)$$

$$M_t = 1/32 F_a a, \quad (2.33)$$

e conforme a equação (2.30):

$$M_t = 1/32 C_a q A a. \quad (2.34)$$

Lembrando a definição de C_t :

$$C_t = \frac{M_t}{q A a} = \frac{C_a q A a}{32 q A a}; \quad C_t = C_a / 32, \quad (2.35)$$

finalmente, a equação (2.15) fica

$$\frac{e_a}{a} = 1/32. \quad (2.36)$$

Ou seja, a excentricidade adimensional, referida ao coeficiente de arrasto para vento incidindo perpendicularmente à fachada maior, é igual a 1/32, ou, aproximadamente, 0,03.

2.4 Norma Alemã - DIN-1055 (1977)

Na norma alemã as forças devidas ao vento são obtidas pelo seguinte produto:

$$F = C_f q(z) A_e \quad (2.37)$$

onde:

C_f coeficiente aerodinâmico (ver figura 2.7);

$q(z)$ pressão de referência do vento na altura z ;

A_e área de referência;

A pressão de referência do vento $q(z)$ é determinada por:

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho V^2(z) \quad (2.38)$$

onde:

$V(z)$ velocidade de referência do vento (média horária), na altura z .

A norma alemã apresenta um mapa com velocidades médias sobre 10 minutos, porém indica correções para transformação em velocidade de rajada de acordo com cada um dos quatro tipos de terreno apresentados. A norma brasileira disponibiliza diretamente a velocidade média de rajada (sobre 3 segundos).

A norma alemã apresenta seus coeficientes de arrasto para quatro tipos de secções transversais de prédios, embora indique a mesma excentricidade a todos, instruindo que “*para considerar uma possível excentricidade do ponto de aplicação da carga no eixo vertical, verificar com uma excentricidade de, respectivamente*” (figura 2.12):

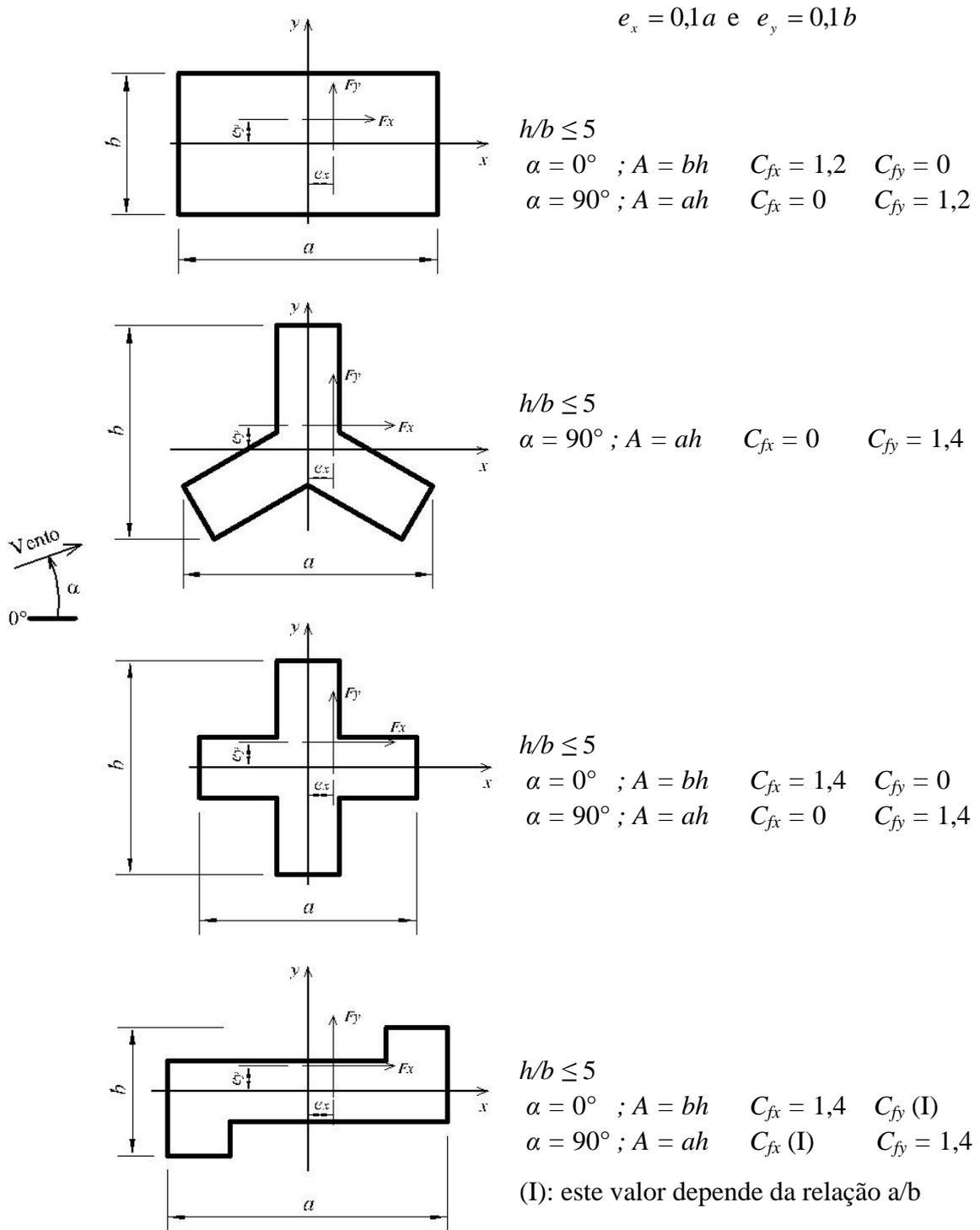


Figura 2.12 – Instrução da norma alemã.

Observa-se que a norma alemã não considera a proporção entre os lados do retângulo, indicando valores constantes para C_{fx} ($C_a(0^\circ)$) e C_{fy} ($C_a(90^\circ)$).

O mesmo critério de aplicar a força de arrasto com uma excentricidade de 10% sobre o eixo perpendicular à direção de atuação desta força é estendido a outras formas, conforme

mostradas na figura 2.12 acima. Nesses casos, as dimensões a e b são as indicadas nesta figura (lados do retângulo envolvente).

2.5 Estimativa teórica de Isyumov (1983)

As equações apresentadas por Isyumov (1983) foram embasadas em ensaios experimentais com modelos reduzidos no túnel de vento da *University of Western Ontario*, no Canadá. As figuras 2.13 e 2.14, representam, respectivamente, a velocidade reduzida em função da torção média reduzida e a torção *rms* reduzida, e mostram os resultados dos ensaios para os diversos modelos estudados que serviram na concepção das formulações apresentadas abaixo.

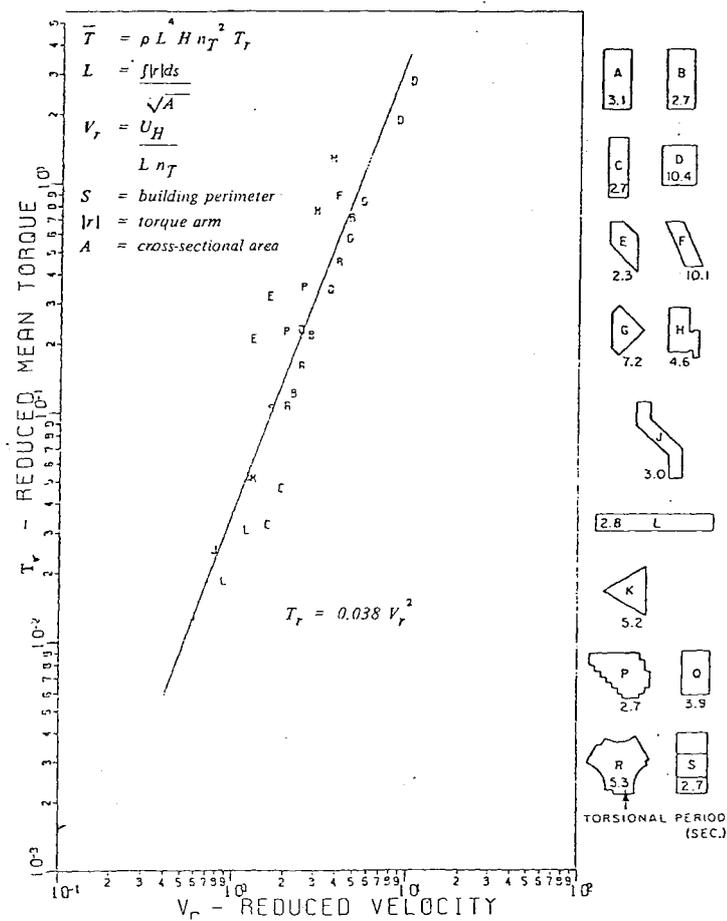


Figura 2.13 – Torção média na base dos diversos modelos de edifícios altos ensaiados.

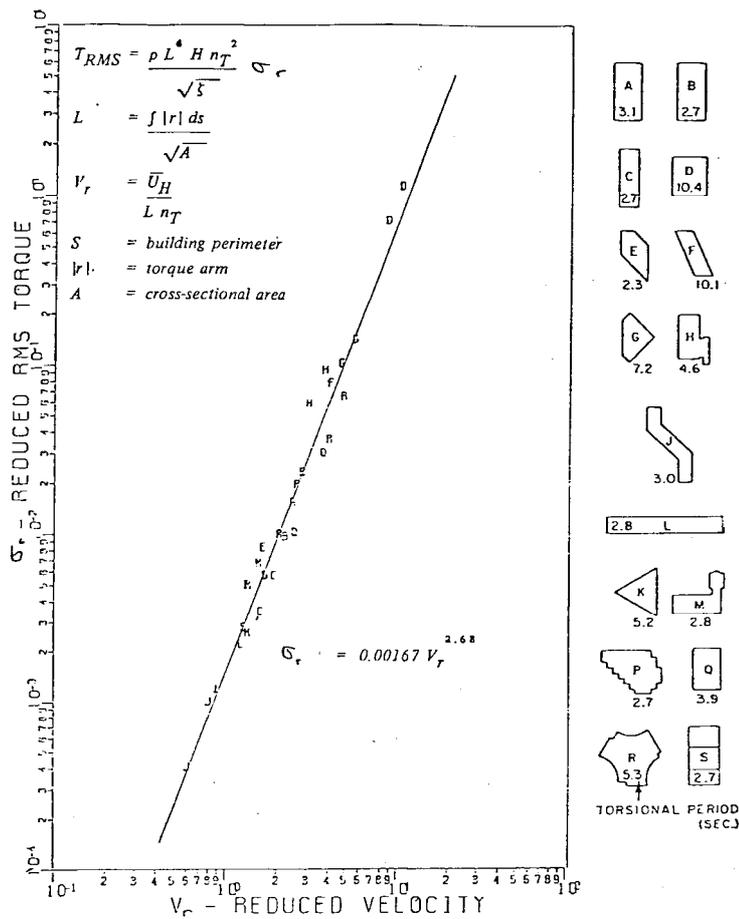


Figura 2.14 – Torção rms na base dos diversos modelos de edifícios altos ensaiados.

Picos de torção

$$\hat{T} = \phi \{ \bar{T} + g_T T_{rms} \} \tag{2.39}$$

onde:

- ϕ fator de correção direcional, $0,7 \leq \phi \leq 1,0$;
- \bar{T} torção média;
- g_T fator de pico de torção;
- T_{rms} torção rms.

Torção média

$$\bar{T} = (0,038V^2) \rho L^4 H n_r^2 \quad (2.40)$$

onde:

$V = \frac{V_H}{\eta_r L}$	velocidade reduzida adimensional;
V_H	velocidade média do vento no topo da edificação;
$n_r = 1,5 n_o$	freqüência fundamental de torção ;
n_o	freqüência fundamental de vibração;
$L = \oint e_a ds / \sqrt{A}$	excentricidade efetiva da força aerodinâmica;
ds	incremento parcial do perímetro do edifício;
e_a	braço de alavanca;
A	área da secção transversal do prédio;
h	altura da edificação.

Torção rms

$$T_{rms} = \frac{(0,00167V^{2,68}) \rho L^4 H n_r^2}{\sqrt{0,01}} \quad (2.41)$$

3 Ensaio em Túnel de Vento

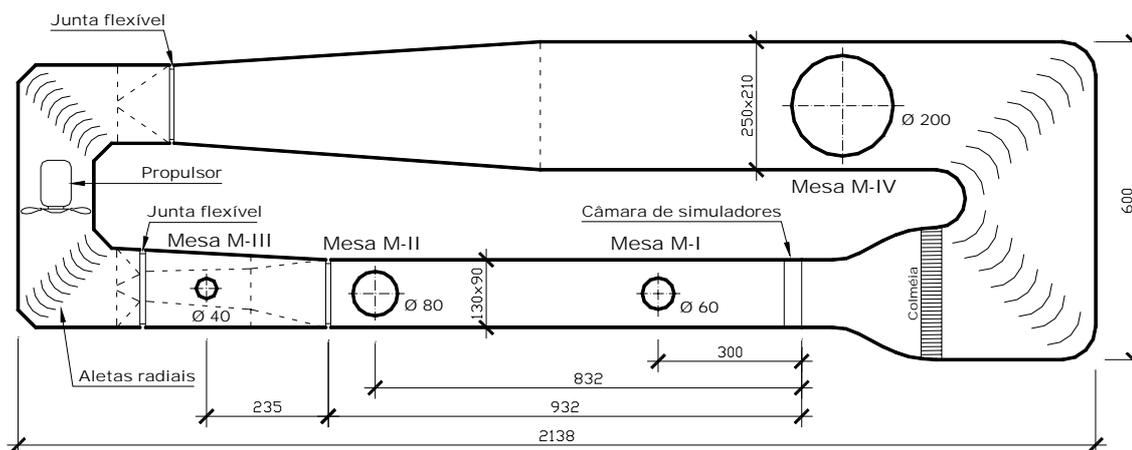
3.1 Descrição do equipamento

Os ensaios foram realizados no Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann* da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Blessmann, 1982), mostrado na figura 3.1. Trata-se de um túnel de vento de retorno fechado, projetado especificamente para ensaios estáticos e dinâmicos de modelos de construções civis. Este túnel permite a simulação das principais características de ventos naturais. Tem relação *comprimento / altura* da câmara principal de ensaios superior a 10, e dimensões 1,30m × 0,90m × 9,32m (largura × altura × comprimento). A velocidade máxima do escoamento de ar nesta câmara, com vento uniforme e suave, sem modelos, é de 42 m/s (150 km/h). As hélices do ventilador são acionadas por um motor elétrico de 100 HP e a velocidade do escoamento é controlada manualmente através de aletas radiais metálicas que obstruem a passagem do ar.



Figura 3.1 - Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann.

Atualmente o túnel de vento dispõe de três mesas giratórias para a realização de ensaios estáticos e dinâmicos. A localização dessas mesas e outras características físicas do túnel de vento podem ser vistas na figura 3.2. Maiores detalhes e outras informações sobre o túnel de vento podem ser encontrados em Blessmann (1982, 1990).



Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann
Dimensões em [cm]

Figura 3.2 – Circuito aerodinâmico do Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann (Blessmann, 1990).

Durante a realização dos testes a velocidade do túnel é monitorada através da medida diferencial de pressão estática, Δp_a , lida em dois anéis piezométricos situados nos extremos do convergente situado na entrada da secção principal de trabalho. Estas leituras são sempre feitas por meio de um micromanômetro a água tipo Betz (figura 3.3), e podem ser acompanhadas de medidas feitas pelos multimanômetros a álcool (figura 3.4) ou pelos transdutores elétricos de pressão.



Figura 3.3 – Micromanômetro a água tipo Betz

As tomadas de pressão nos modelos são constituídas de tubos de PVC com aproximadamente 1,2m de comprimento, com diâmetro interno de 1,0mm, fixados em furos nas paredes dos mesmos. Estas mangueiras plásticas podem ser ligadas através de conectores, aos multimanômetros a álcool ou aos transdutores elétricos de pressão.

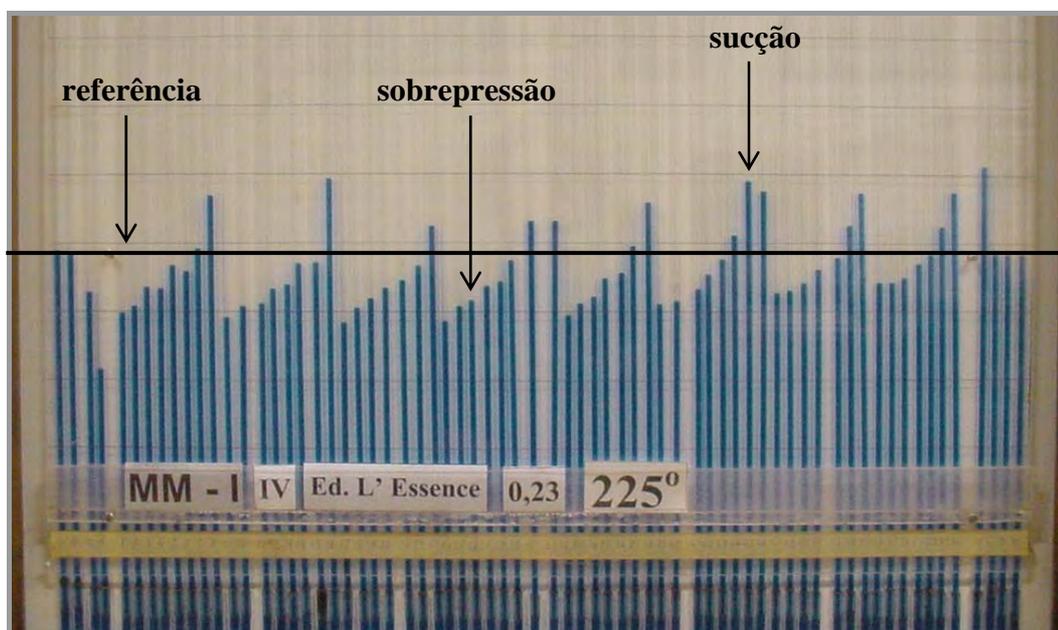


Figura 3.4 – Exemplo do registro das pressões no multimanômetro.

Para os diversos perfis de velocidade dos ventos simulados no túnel foram determinados os coeficientes k_o , que vinculam a pressão dinâmica, q , no eixo do túnel e a pressão de referência Δpa . Desta forma é possível calcular a pressão dinâmica e a velocidade do escoamento em qualquer ponto da secção transversal, devidamente mapeada, pela simples leitura da pressão de referência. Esta relação é mostrada na equação 3.1.

$$q = k_o \Delta pa \quad (3.1)$$

Sendo:

- q – pressão dinâmica ;
- V – velocidade média do vento;
- k_o – coeficiente que vincula q e Δpa ;
- Δpa – pressão de referência (diferença de pressão entre os anéis piezométricos);
- ρ – massa específica do ar.

3.2 Simulação do vento natural

A simulação correta das principais características do vento natural em túneis de vento é requisito básico para aplicações em Engenharia Civil (Davenport e Isyumov, 1967), sem a qual os resultados obtidos podem se afastar consideravelmente da realidade.

A reprodução das características do vento é obtida através da combinação adequada de obstáculos colocados em uma gaveta no início da câmara de ensaios e blocos disseminados no piso da secção principal de ensaios. Uma outra possibilidade de reprodução da estrutura do vento natural é através de jatos de ar lançados perpendicularmente ao vento gerado no túnel, a partir de seu piso. Maiores informações sobre a reprodução das características do vento natural no túnel em questão podem ser obtidas em Blessmann (1982, 1990).

Os modelos foram ensaiados na mesa M-II submetidos a ventos deslizantes e turbulentos com perfis potenciais de velocidades médias de expoentes $p=0,19$, $p=0,23$ e $p=0,34$. As principais características destes ventos simulados nos ensaios podem ser vistas nas figuras 3.5, 3.6 e 3.7, sendo respectivamente, perfil vertical das velocidades médias, em percentagem da velocidade média no eixo longitudinal do túnel (pontos experimentais e curva potencial teórica), intensidade (I_1) e macroescala (L_1) da componente longitudinal da turbulência.

O perfil das velocidades médias é expresso, aproximadamente, pela lei potencial:

$$\frac{V(z)}{V_{ref}} = \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^p \quad (3.2)$$

Sendo:

- | | |
|-----------|--|
| $V(z)$ | velocidade média na altura z ; |
| V_{ref} | velocidade média em uma altura de referência (no túnel,
$z_{ref} = 450 \text{ mm}$ – cota do eixo longitudinal do túnel); |
| p | expoente da curva de potência. |

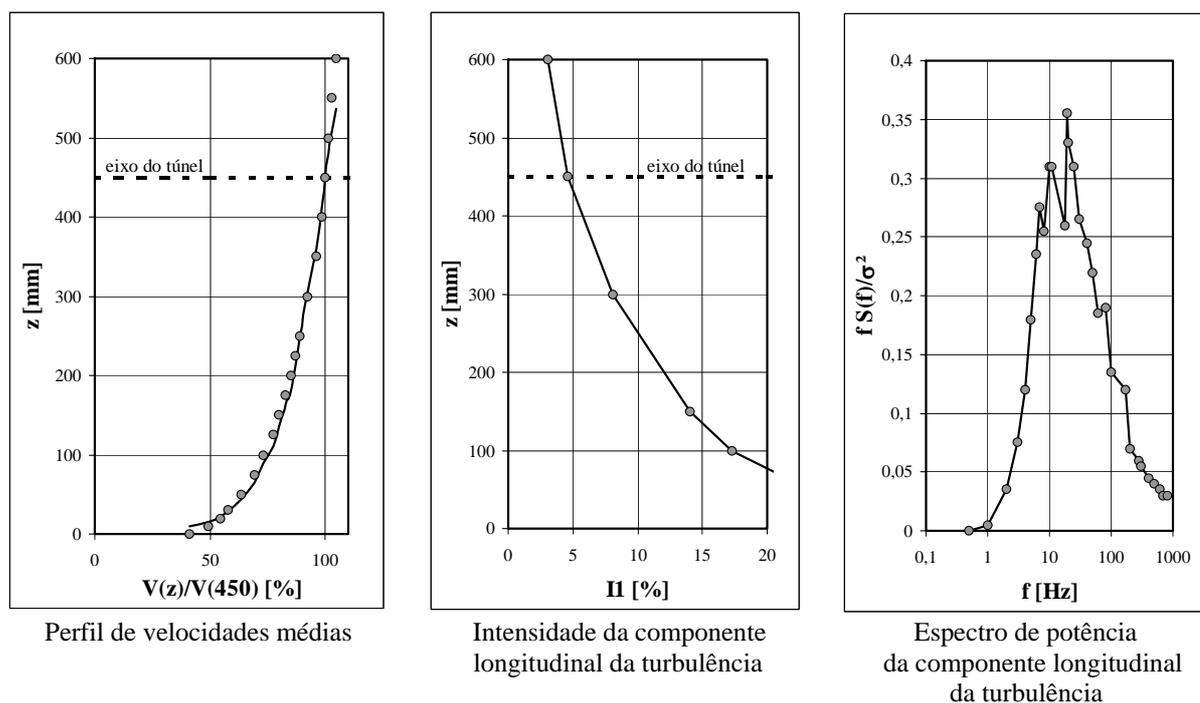


Figura 3.5 - Características do vento deslizando e turbulento simulado com expoente $p=0,19$.

O vento simulado com perfil potencial de velocidades médias de expoente $p = 0,19$, corresponde a terreno com rugosidade correspondente à **categoria III** da NBR-6123. Suas características são as seguintes:

Categoria III – terreno plano ou ondulado com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Exemplos:

- granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- fazendas com sebes e/ou muros;
- subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas;

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0m.

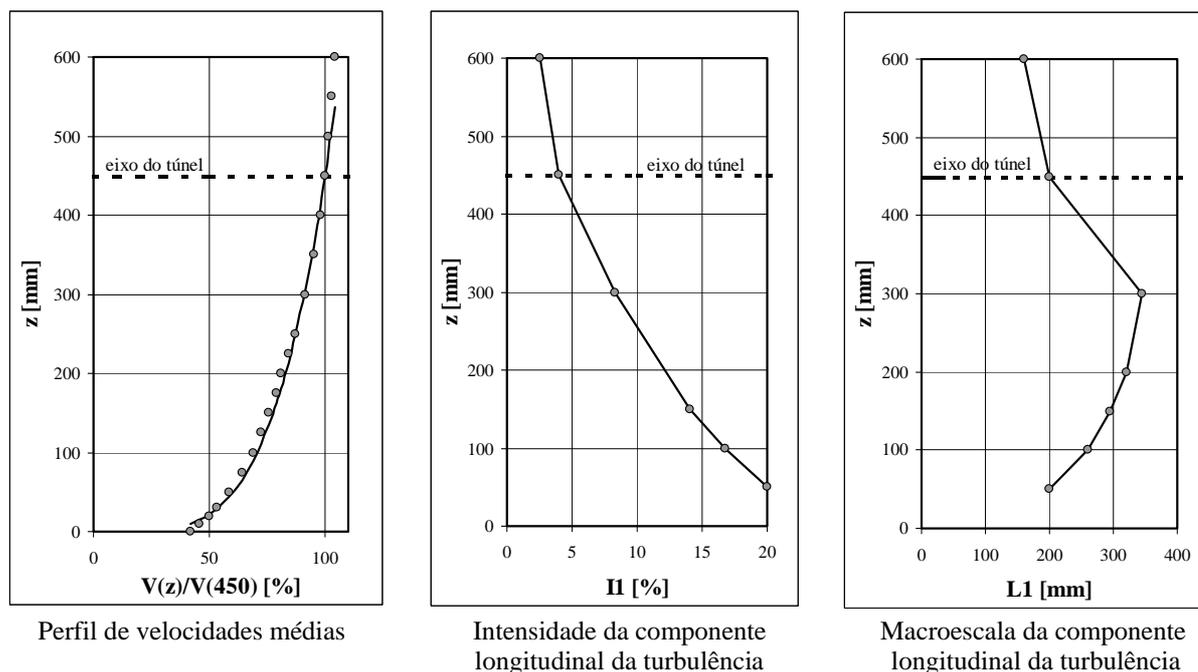


Figura 3.6 - Características do vento deslizando e turbulento simulado com expoente $p=0,23$.

O vento simulado com perfil potencial de velocidades médias de expoente $p = 0,23$, corresponde a terreno com rugosidade entre as **categorias III e IV** da NBR-6123, e tem as seguintes características:

Categoria IV – terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Esta categoria inclui também zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na Categoria V.

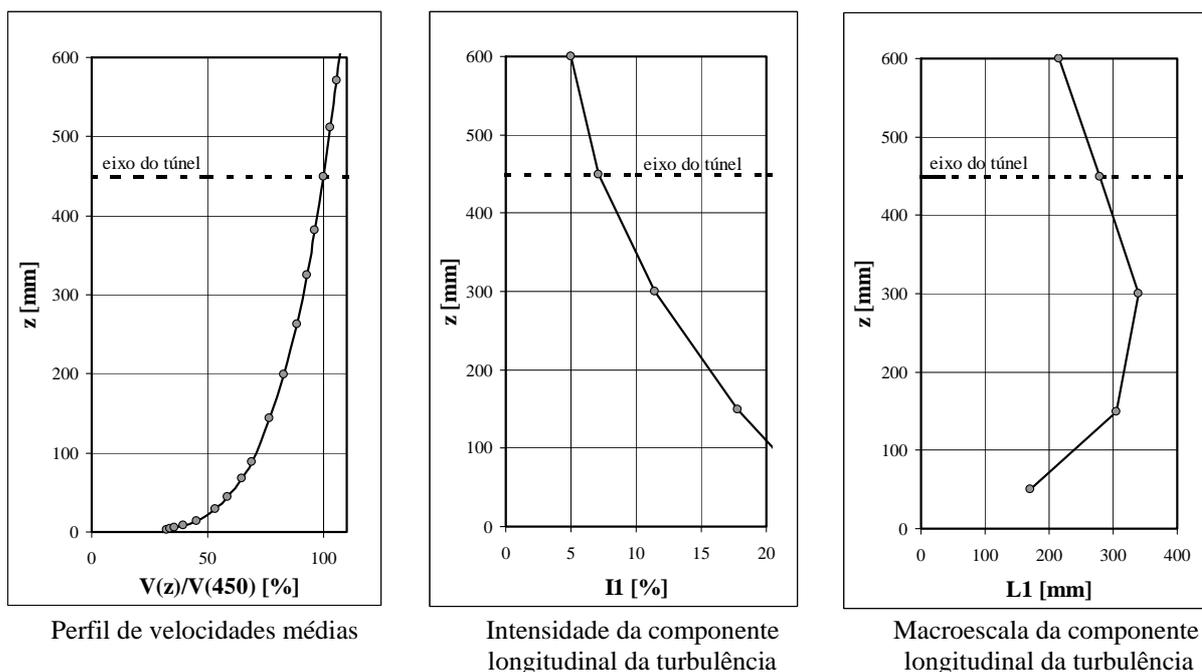


Figura 3.7 - Características do vento deslizando e turbulento simulado com expoente $p=0,34$.

O vento simulado com um perfil potencial de velocidades médias de expoente $p = 0,34$, que corresponde a terreno com rugosidade correspondente à **Categoria V** da NBR-6123, e tem as seguintes características:

Categoria V – terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Exemplos:

- florestas com árvores altas de copas isoladas;
- centros de grandes cidades;
- complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m.

Os ventos simulados englobam a gama de rugosidades existente em cada caso estudado. Em torno dos modelos instrumentados foram reproduzidas as edificações mais próximas, na escala dos modelos, para que as condições de escoamento correspondessem o mais fielmente possível às condições reais às quais as edificações testadas estariam sujeitas depois de concluídas. Com o passar dos anos há tendência de aumento da rugosidade das zonas construídas devido a prováveis futuras urbanizações, o que poderá causar alguma redução nos esforços estáticos em algumas zonas da edificação. Por outro lado, possíveis

efeitos nocivos de vizinhança, pela construção futura de outras edificações nas cercanias imediatas das edificações em estudo, podem ocorrer.

Em situações reais, o expoente p da curva de potência varia em torno de 0,16 a 0,40, em função do tipo de terreno e da estabilidade da atmosfera (Fig.3.8).

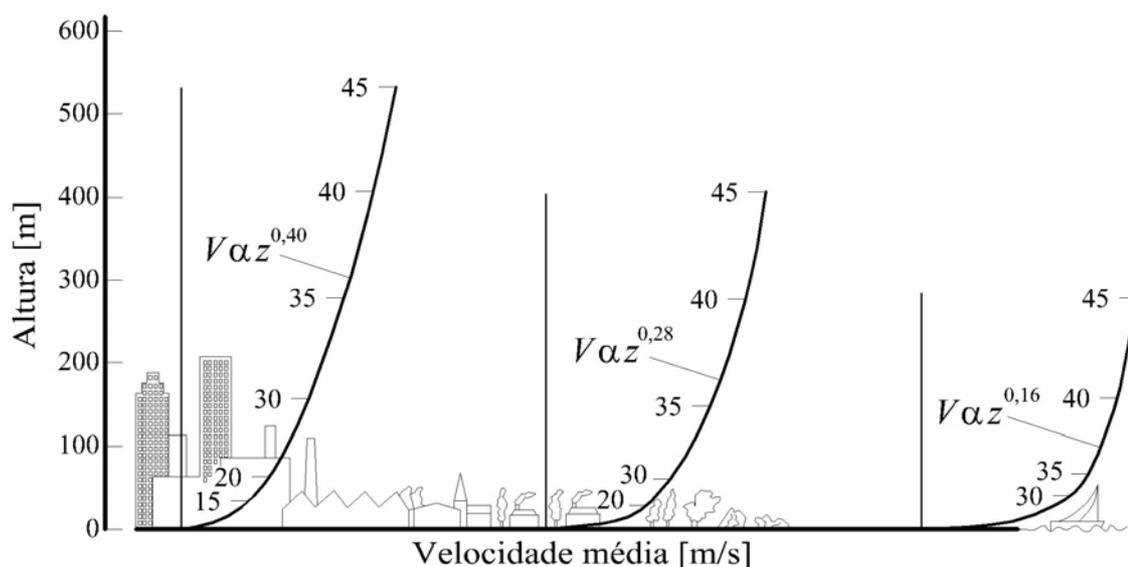


Figura 3.8 - Perfil de velocidade média sobre terrenos de distintas rugosidades.

3.3 Descrição dos modelos

A determinação experimental das características do escoamento em torno de um sólido imerso em um fluido em movimento se faz necessária sempre que um estudo teórico não é capaz de fornecer resultados confiáveis ou quando não há informação disponível na literatura. Em raros casos é empregado um modelo em escala natural, entretanto o estudo pode ser feito em modelo reduzido. Este estudo implica na determinação das condições que devem ser satisfeitas para que os escoamentos em torno de corpos geometricamente semelhantes sejam também semelhantes.

Foram construídos vários modelos reduzidos, em escalas que variaram entre 1:220 e 1:400, dos respectivos prédios descritos. Os modelos receberam tomadas de pressão nas fachadas, sendo as mesmas distribuídas de modo a permitir um levantamento representativo das pressões em toda a edificação, girando-se o modelo de 360°, com medidas a cada 15° de incidência do vento.

A seguir, será apresentado cada um dos prédios estudados e, em cada um deles, serão tabeladas informações peculiares quanto: à altura da edificação, h ; às dimensões do retângulo envolvente à secção transversal, sendo a a maior dimensão em planta e b , a menor; às relações entre as larguras (a/b) e altura (h/b); à escala em que os modelos foram construídos; ao número total de tomadas que o modelo fora instrumentado; ao número total de registros de pressões obtidos no ensaio; ao expoente da lei de potências do perfil de velocidades médias do vento simulado, no túnel de vento; às categorias a qual corresponde a rugosidade do terreno simulado, segundo a NBR-6123 (1988); à velocidade básica do vento, V_0 , relativos ao local onde encontra-se a edificação; ao fator topográfico, S_1 ; ao fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, das dimensões do prédio e a altura sobre o solo, S_2 ; ao fator estatístico, S_3 ; à velocidade de projeto, V_k ; e à pressão dinâmica de projeto, q_k .

Juntamente com as informações descritas acima, em cada projeto serão apresentadas ilustrações das edificações estudadas, como: perspectiva artística, vistas, planta baixa, posicionamento do centro de força e torção, fotografia dos modelos e referência para o ângulo de incidência do vento.

No Capítulo 4 (*Análise dos Resultados*) são apresentados os resultados e comparações das respostas aos efeitos do vento dessas edificações. Serão apresentados os coeficientes de força e torção bem como os momentos fletores e torçores na base da edificação. Os valores das pressões externas foram calculados considerando-se o valor mais nocivo para cada caso.

3.3.1 Projeto Torre de Málaga

Serão apresentados os resultados do estudo em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o edifício *Torre de Málaga* (Loredo-Souza, 2002), construído em Londrina, PR. O prédio tem altura total de 118,0 m e dimensões máximas transversais de 29,35 m \times 18,35 m, como mostra a tabela abaixo, com as demais características do modelo e os valores utilizados no cálculo de correção de velocidades, obtidos na norma brasileira.

Tabela 3.1 - Quadro informativo das características do edifício Torre de Málaga.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
118,00	29,35	18,35	1,60	4,02	1:250	215	5160	0,23	III e IV	42,5	1,0	1,16	1,0	49,5	1500

Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos definidos no Capítulo 2 deste trabalho, a pressão dinâmica de referência, q_k , foi determinada a partir da velocidade média do vento a uma altura correspondente a 110 m (cento e dez metros) acima do terreno, em escala real.

Abaixo, a figura 3.9 apresenta uma ilustração artística do empreendimento.



Figura 3.9 – Perspectiva artística do edifício Torre de Málaga.

A figura 3.10 mostra a fachada e a planta baixa com o sentido e o ponto de aplicação dos coeficientes de força e torção nos pavimentos.

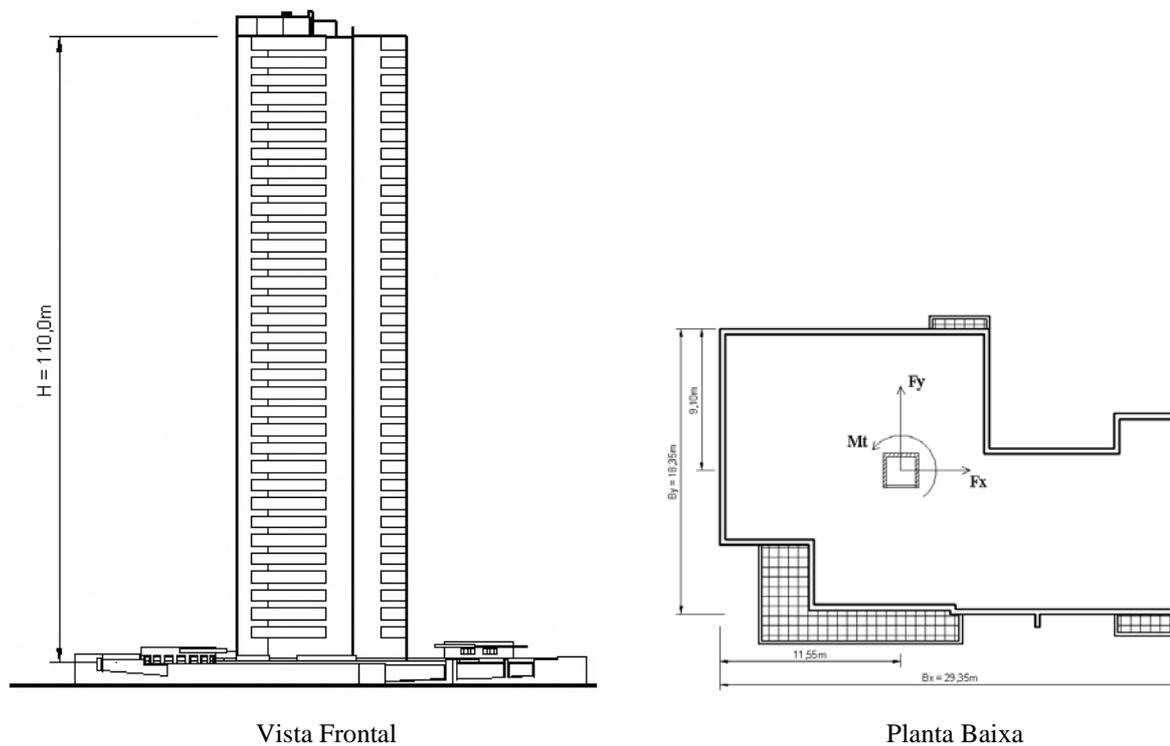


Figura 3.10 – Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.

A figura 3.11 mostra o modelo do edifício com a vizinhança dentro do túnel de vento.



Figura 3.11 – Modelo do edifício Torre de Málaga no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.12 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

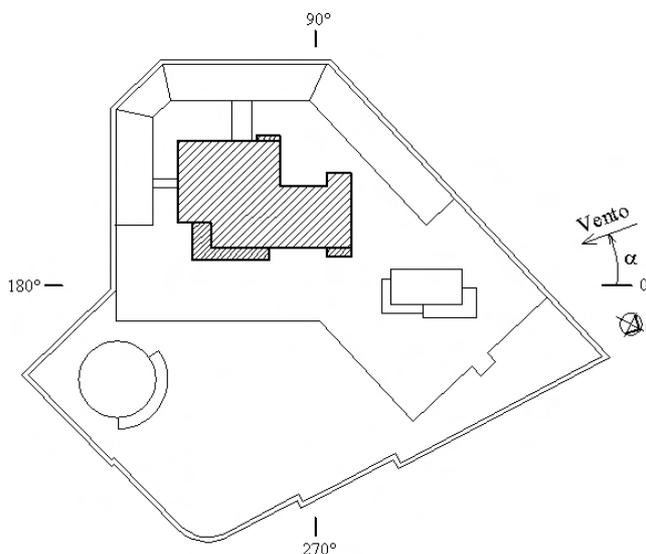


Figura 3.12 – Referência para o ângulo de incidência do vento.

3.3.2 Projeto *L'Essence Jardins*

São apresentados os resultados do estudo, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o edifício *L'Essence Jardins* (Loredou-Souza, 2003), construído em São Paulo, SP. O prédio tem altura total de 120,1 m e dimensões máximas transversais de 40,74 × 17,26 m.

Tabela 3.2 - Quadro informativo das características do edifício *L'Essence Jardins*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
120,10	40,74	17,26	2,36	2,95	1:285	210	5040	0,23	III e IV	38,0	1,0	1,15	1,0	43,6	1162

Abaixo, a figura 3.13 apresenta uma ilustração artística do empreendimento.



Figura 3.13 – Perspectiva artística do edifício *L'Essence Jardins*.

Abaixo, a figura 3.14 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

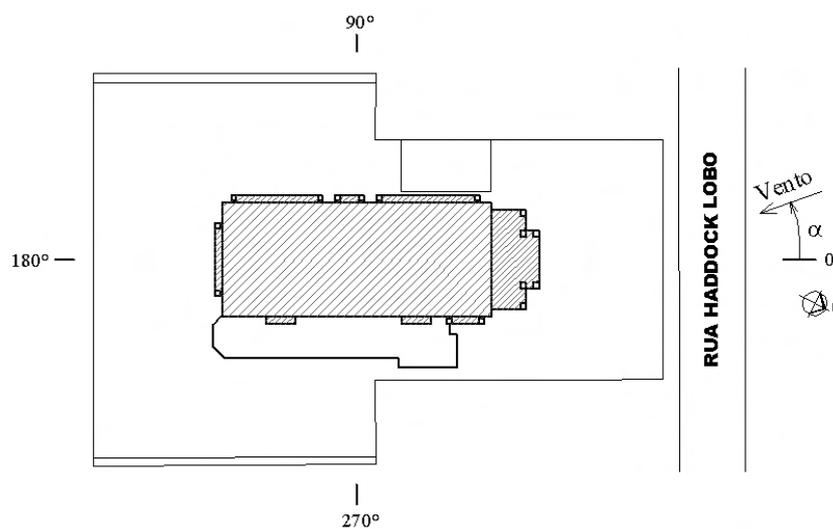


Figura 3.14 – Referência para o ângulo de incidência do vento.

A figura 3.15 mostra a fachada lateral e a planta baixa com o sentido e o ponto de aplicação dos coeficientes de força e torção.

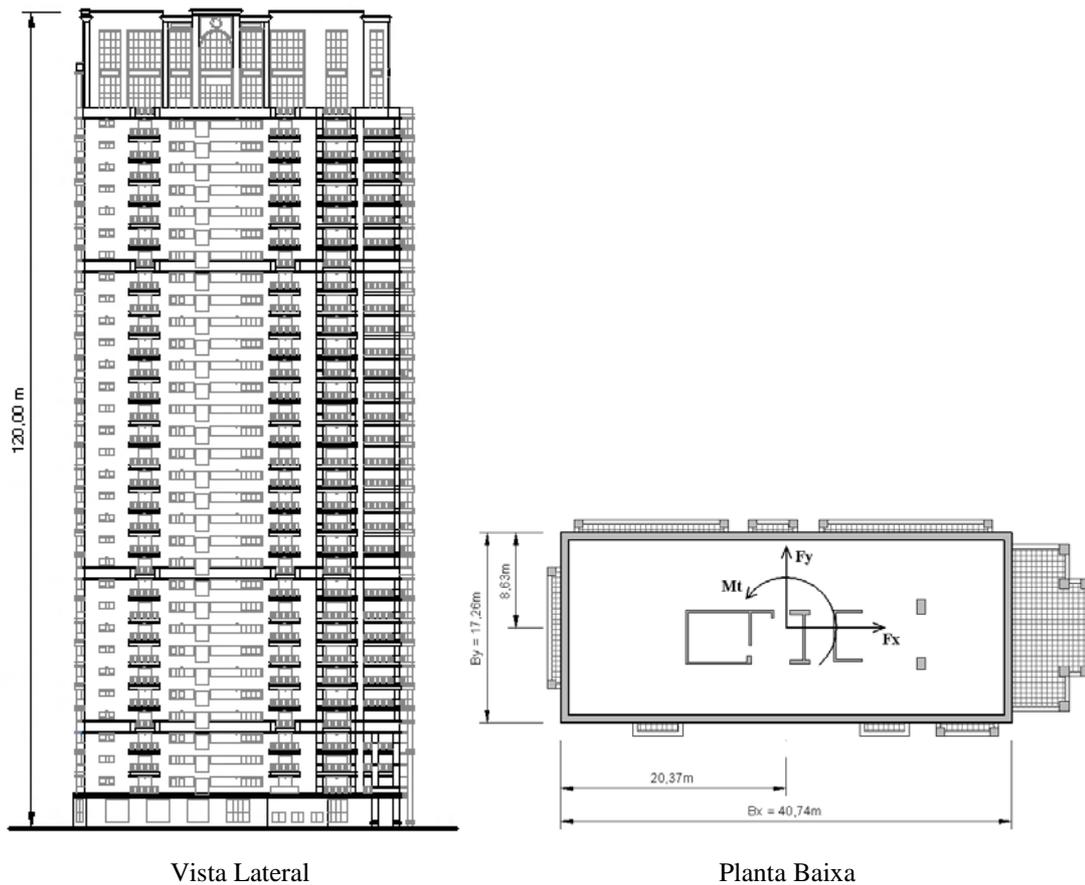


Figura 3.15 – Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.

A figura 3.16 mostra o modelo do edifício ensaiado com a vizinhança dentro do túnel de vento.



Figura 3.16 – Modelo do edifício *L'Essence Jardins* no interior do túnel de vento.

3.3.3 Projeto RochaVerá

Serão apresentados os resultados do estudo, em modelos reduzidos, da ação estática do vento sobre o edifício A do complexo *RochaVerá* (Loredo-Souza e Rocha, 2001), construído em São Paulo, SP, através dos ensaios em túnel de vento para duas situações: modelo isolado e modelo com os prédios da vizinhança existente. O complexo *RochaVerá* possui quatro edificações, A, B, C e D, sendo os dois primeiros instrumentados a fim de verificar a pressões nas fachadas, oriundas dos ventos, estando ambos isolados e, comparativamente, com os prédios existentes na vizinhança. A tabela 3.3, abaixo, mostra as características do modelo e os valores utilizados no cálculo de correção de velocidades, obtidos na norma brasileira.

Tabela 3.3 - Quadro informativo das características do edifício *RochaVerá*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
75,00	47,60	35,60	1,34	1,56	1:400	110	2832	0,23	III e IV	38,0	1,0	1,12	1,0	42,6	1112

Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos definidos no Capítulo 2, a pressão dinâmica de referência, q_k , foi determinada a partir da velocidade média do vento a uma altura correspondente a 100 m (cento e vinte metros) acima do terreno, em escala real. As pressões no modelo foram registradas por meio de transdutores elétricos de pressão. Foram registradas séries temporais das pressões para cada ponto de medição, sendo coletado os valores máximos, mínimos, médios e *rms* dos coeficientes de pressão. A figura 3.17 mostra os empreendimento em questão e a indicação dos respectivos prédios.



Figura 3.17 - Perspectiva artística do empreendimento *RochaVerá*.

Os prédios A e B têm altura total de 75 m e dimensões na base de $35,6 \times 47,6$ m. O prédio C tem altura total de 123 m e dimensões na base de $35,6 \times 47,6$ m. O prédio D tem altura total de 43 m e dimensões máximas na base de 62×41 m. A figura 3.18 mostra o modelo aerodinâmico do complexo *RochaVerá* com os quatro prédios no interior do túnel de vento.



Figura 3.18 - Modelo dos edifícios do complexo *RochaVerá* no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.19 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

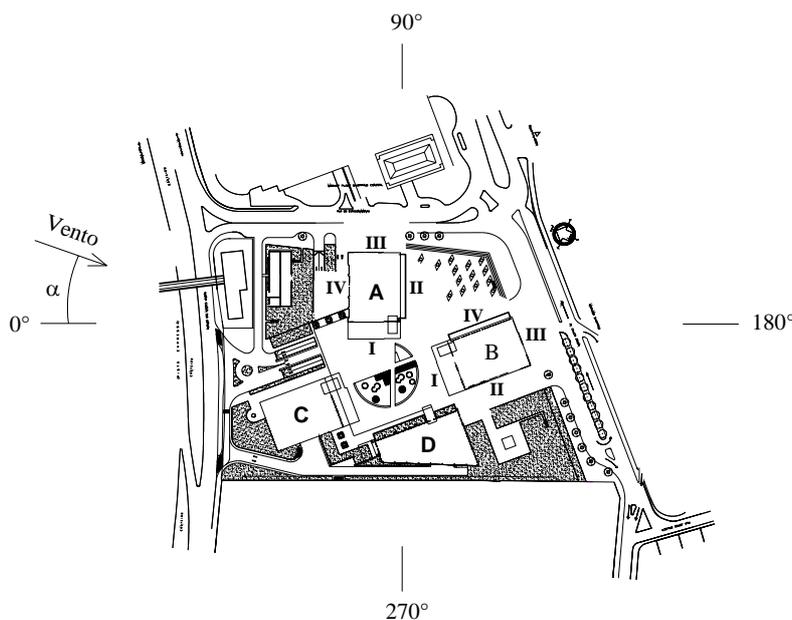


Figura 3.19 - Referência para o ângulo de incidência do vento.

3.3.4 Projeto *SP Wellness*

Serão apresentados os resultados do estudo em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre os edifícios do projeto *SP Wellness* (Loredo-Souza e Rocha, 2002), construído em Alphaville, Barueri, SP. Trata-se de um conjunto de quatro prédios de dimensões $33,20 \times 32,00$ m com altura de 93,50 m situados sobre um bloco com lojas de departamentos e estacionamentos, com dimensões $132,10 \times 96,60$ m.

Tabela 3.4 - Quadro informativo das características do edifício *SP Wellness*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
93,50	33,20	32,00	1,04	2,82	1:400	137	11544	0,23	III e IV	38,0	1,0	1,17	1,0	44,4	1209

Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos definidos no Capítulo 2, a pressão dinâmica de referência, q , foi determinada a partir da velocidade média do vento a uma altura correspondente a 140,0 m (cento e quarenta) acima do terreno, em escala real.

Abaixo, a figura 3.20 apresenta uma ilustração artística do empreendimento.



Figura 3.20 –Perspectiva artística do edifício *SP Wellness*.

As figuras 3.21 e 3.22 mostram a fachada e a planta baixa com o sentido e o ponto de aplicação dos coeficientes de força e torção nos pavimentos, respectivamente.

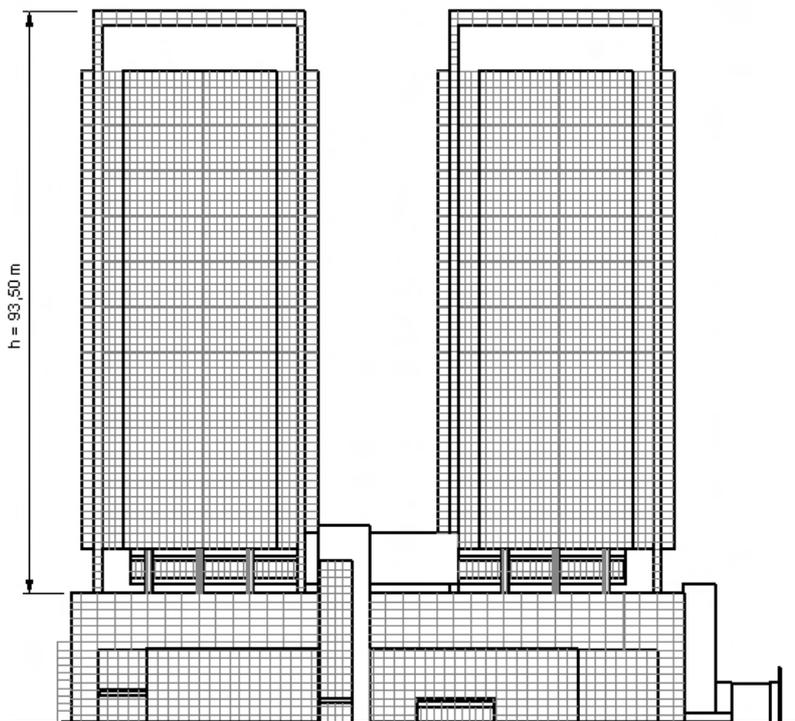


Figura 3.21 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.

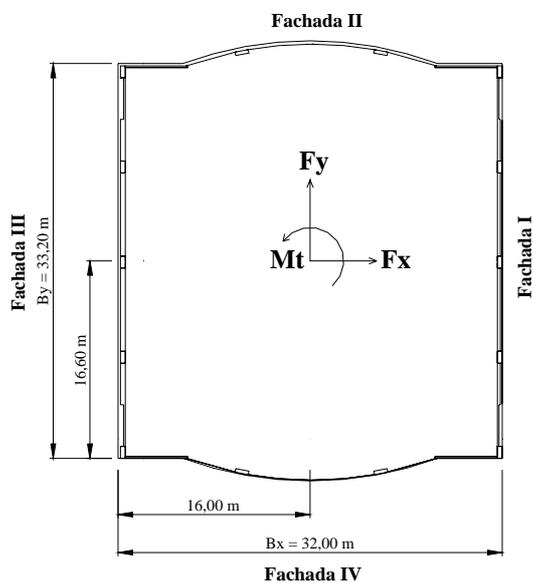


Figura 3.22 - Referência para coeficientes de força e de torção.

Devido às condições de simetria existentes, os prédios foram instrumentados de maneira distinta. Dois modelos foram utilizados para medição das pressões médias, determinadas para utilização no cálculo da estrutura. Para estes prédios, o número de tomadas

de pressão variou de 134 a 137. Outros dois modelos foram utilizados para a medição das pressões flutuantes, determinadas para utilização nos elementos de fachada. Cada um destes modelos recebeu um total de 105 tomadas de pressão. Foram simulados todos os detalhes significativos da edificação real para que as condições de semelhança fossem preservadas.

A figura 3.23 mostra o modelo do edifício ensaiado com a vizinhança dentro do túnel de vento.

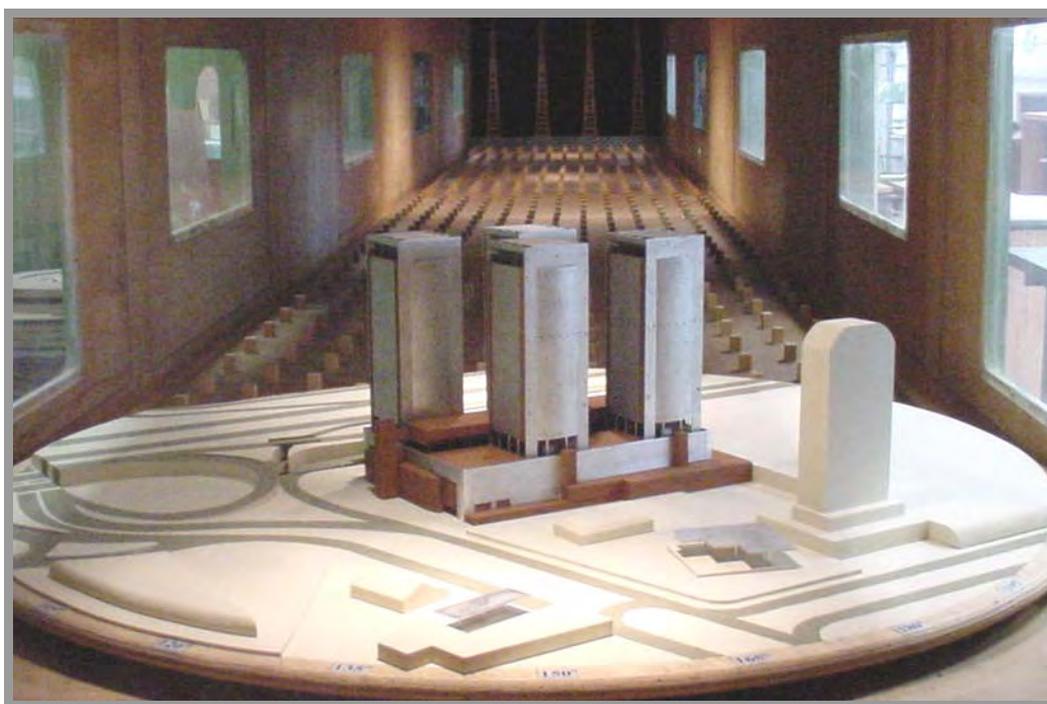


Figura 3.23 - Foto do modelo *SP Wellness* no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.24 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

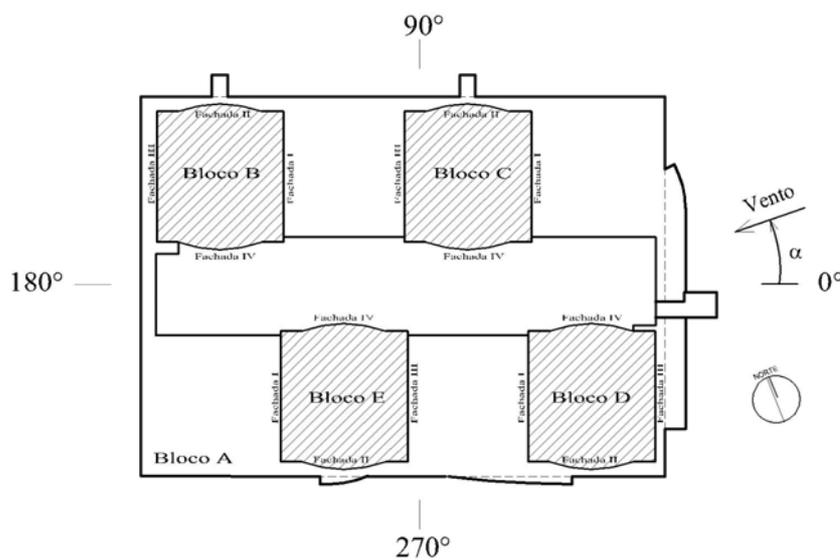


Figura 3.24 - Referência para o ângulo de incidência do vento.

3.3.5 Projeto *Brascan Century Staybridge Suites*

Este trabalho apresenta os resultados do estudo, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o edifício *Brascan Century Staybridge Suites* (Loredo-Souza, 1999), parte do complexo *Brascan Century Plaza*, construído em São Paulo, SP. O *Brascan Century Plaza* é composto de quatro edifícios – “*flats*”, conjuntos comerciais, corporativos e entretenimento. O prédio tem altura total de 108,60 m e dimensões máximas transversais de $37,56 \times 37,56$ m.

Tabela 3.5 - Quadro informativo das características do edifício *BrascanCentury*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
108,60	37,56	37,56	1,00	2,89	1:350	153	3672	0,23/ 0,34	III e IV/ V	38,0	1,0	1,16	1,0	44,2	1196

Uma perspectiva artística do empreendimento é mostrada na figura 3.25 abaixo.



Figura 3.25 - Perspectiva artística do *Brascan Century Staybridge Suites*.

A figura 3.26 mostra a planta baixa com as referências para os coeficientes de força e os coeficientes de torção aplicados na edificação instrumentada.

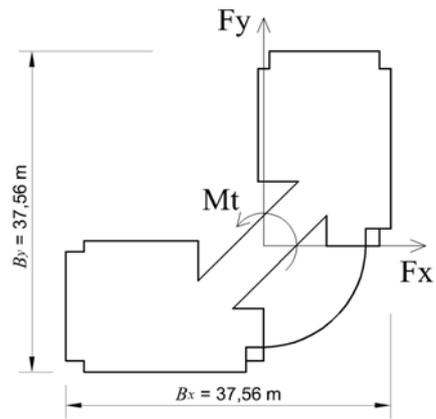


Figura 3.26 - Referência para coeficientes de força e de torção.

A figura 3.27 mostra o modelo do edifício com a vizinhança dentro do túnel de vento.

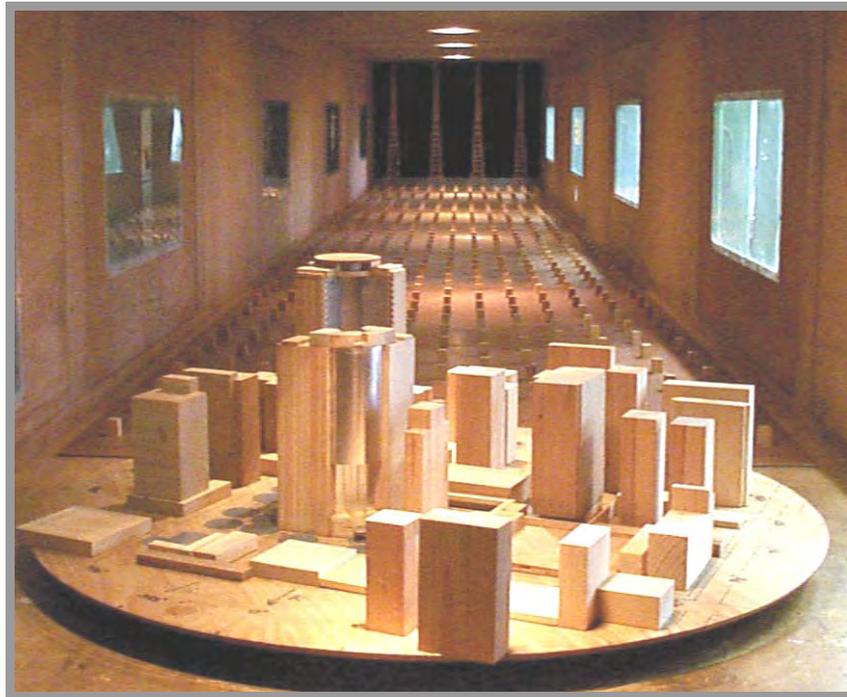


Figura 3.27 - Foto do modelo *Brascan Century Plaza* no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.28 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

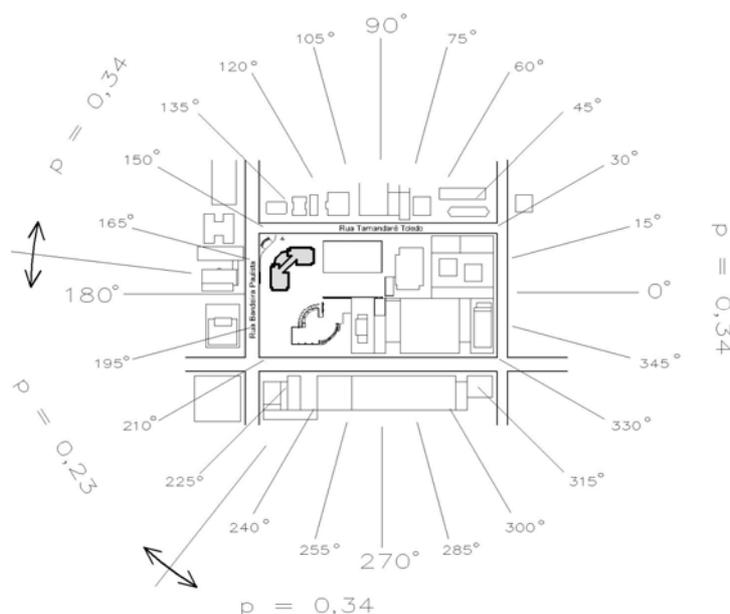


Figura 3.28 - Referência para o ângulo de incidência do vento.

Foram simulados dois tipos de vento, de acordo com as características do terreno em torno do complexo:

Para as incidências correspondentes aos ângulos de 180°, 195°, 210° e 225°, foi simulado um vento com um perfil potencial de velocidades médias de expoente $p = 0,23$, que corresponde a terreno com rugosidade entre as categorias III e IV da NBR-6123. Para os demais ângulos de incidência, o vento simulado possui um perfil potencial de velocidades médias de expoente $p = 0,34$, que corresponde a terreno com rugosidade V da norma brasileira.

Os ventos simulados englobam a gama de rugosidades existente. Considerando-se as características do local em estudo e do terreno próximo ao prédio, optou-se por testar os ângulos de incidência do vento com estas características. Próximo ao modelo instrumentado foram reproduzidas as edificações mais próximas, na escala do modelo, para que as condições de escoamento próximas ao complexo *Branscan Century Plaza* correspondessem o mais fielmente possível às condições reais às quais a edificação estará sujeita após concluída. Com o correr dos anos há tendência de aumento da rugosidade das zonas construídas devido à prováveis futuras urbanizações, o que poderá causar alguma redução nos esforços estáticos em algumas zonas da edificação.

3.3.6 Projeto *Cyrela Classique Klabin*

Serão apresentados os resultados do estudo em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o edifício *Cyrela Classique Klabin* (Loredou-Souza, 1999), construído em São Paulo, SP. O prédio tem altura total de 72,52 m e dimensões máximas transversais de 45,61 × 22,80 m, com seção transversal em forma de “U”.

Tabela 3.6 - Quadro informativo das características do edifício *Cyrela Classique Klabin*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
72,52	45,61	22,80	2,00	1,59	1:250	211	5064	0,23	III e IV	38,0	1,0	1,11	1,0	42,2	1090

A figura 3.29 a planta baixa com a forma e dimensões da seção transversal da edificação.

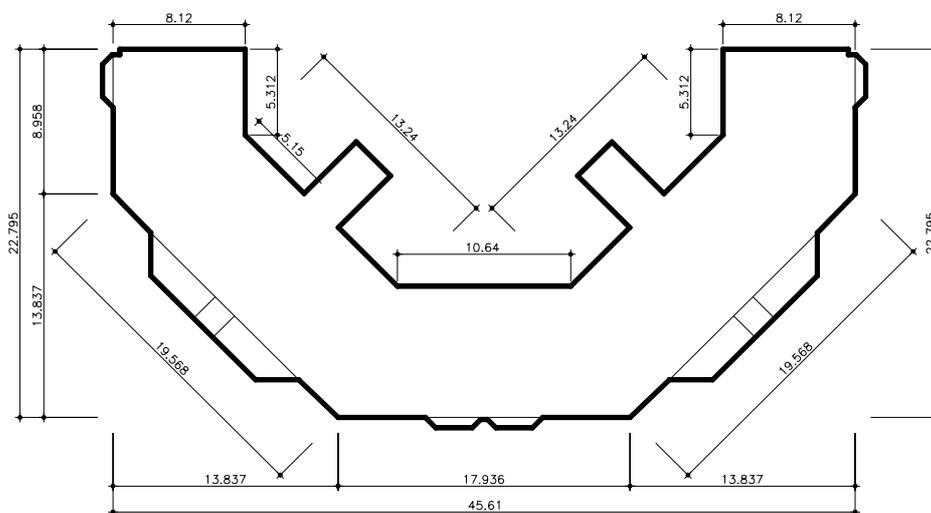


Figura 3.29 - Planta baixa do edifício com dimensões [m].

A figura 3.30 mostra a planta baixa com o eixo de coordenadas para aplicação dos coeficientes de força e os ângulos de incidência do vento.

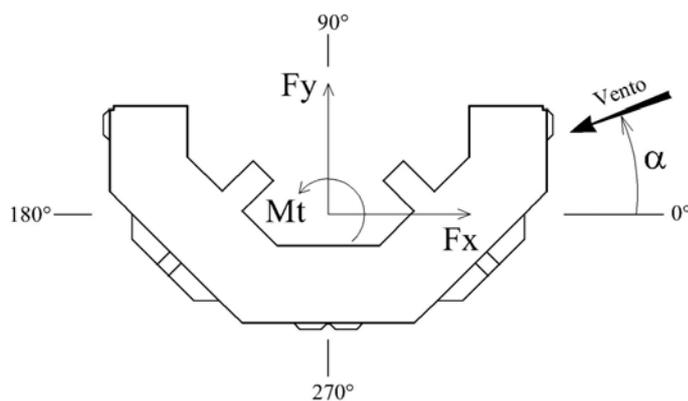


Figura 3.30 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e incidência do vento.

A figura 3.31 mostra o modelo do edifício com a vizinhança dentro do túnel de vento.



Figura 3.31 - Modelo do edifício *Cyrela Classique Klabin* no interior do túnel de vento.

3.3.7 Projeto *Gafisa-Eldorado*

Serão apresentados os resultados do estudo em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o edifício *Gafisa-Eldorado* (Loredo-Souza, 2001), construído em São Paulo, SP. O prédio tem altura total de 142,50 m e dimensões máximas transversais de $46,52 \times 42,72$ m.

Tabela 3.7 - Quadro informativo das características do edifício *Gafisa-Eldorado*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
142,50	46,52	42,72	1,09	3,06	1:400	244	5983	0,23	III e IV	38,0	1,0	1,21	1,0	45,8	1288

Abaixo, a figura 3.32 apresenta uma ilustração artística do empreendimento.



Figura 3.32 –Perspectiva artística do edifício Gafisa-Eldorado.

A figura 3.33 mostra a fachada e a planta baixa com as dimensões indicadas.

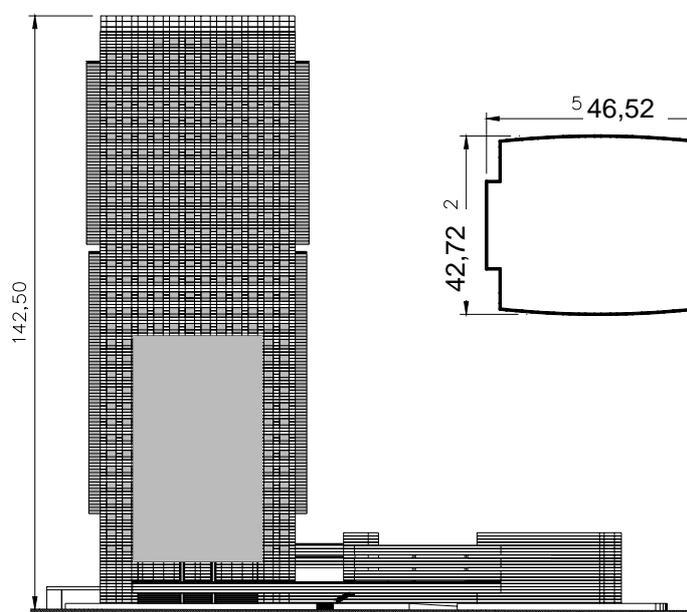


Figura 3.33 – Fachada e planta baixa com dimensões da edificação.

As figuras 3.34 e 3.35 mostram a planta baixa e a fachada com o sentido e o ponto de aplicação dos coeficientes de força e torção por pavimento.

A figura 3.36 mostra o modelo do edifício *Gafisa-Eldorado* no interior do túnel de vento.



Figura 3.36 - Modelo do edifício *Gafisa-Eldorado* no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.37 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

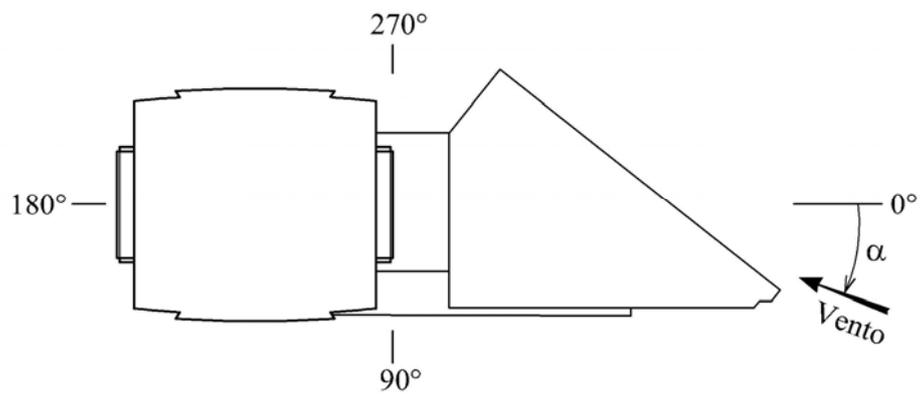


Figura 3.37 - Referência para o ângulo de incidência do vento.

3.3.8 Projeto *e-Tower*

Este trabalho apresenta os resultados do estudo, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o edifício *e-Tower* (Loredo-Souza, 2001), construído em São Paulo, SP.

Tabela 3.8 - Quadro informativo das características do edifício *e-Tower*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
149,50	36,50	15,70	2,33	4,10	1:333	219	5256	0,23	III e IV	38,0	1,0	1,18	1,0	44,8	1230

A figura 3.38 mostra a perspectiva artística do empreendimento.



Figura 3.38 - Perspectiva artística do edifício *e-Tower*.

A figura 3.39 mostra a planta baixa da forma da seção transversal com o sentido e o ponto de aplicação dos coeficientes de força e torção nos pavimentos.

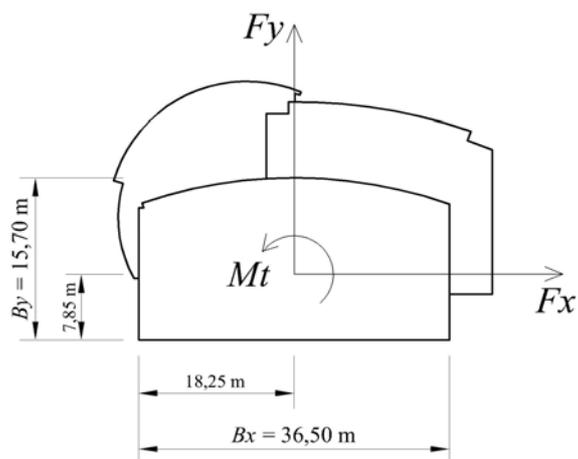


Figura 3.39 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.

A figura 3.40 mostra o modelo do edifício com a vizinhança dentro do túnel de vento.

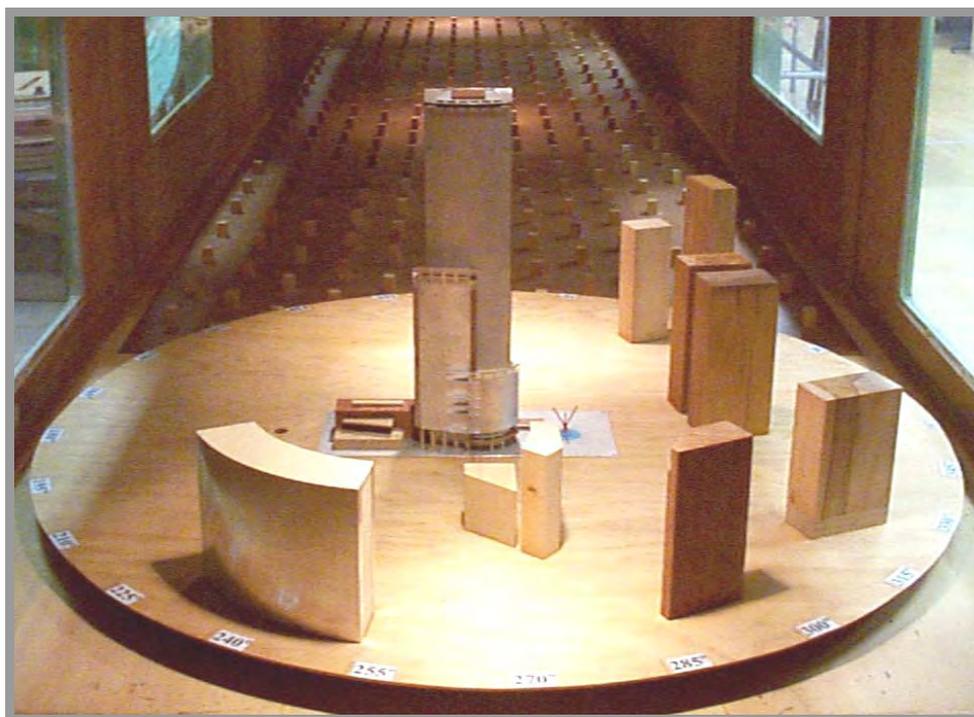


Figura 3.40 - Modelo do edifício *e-Tower* no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.41 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

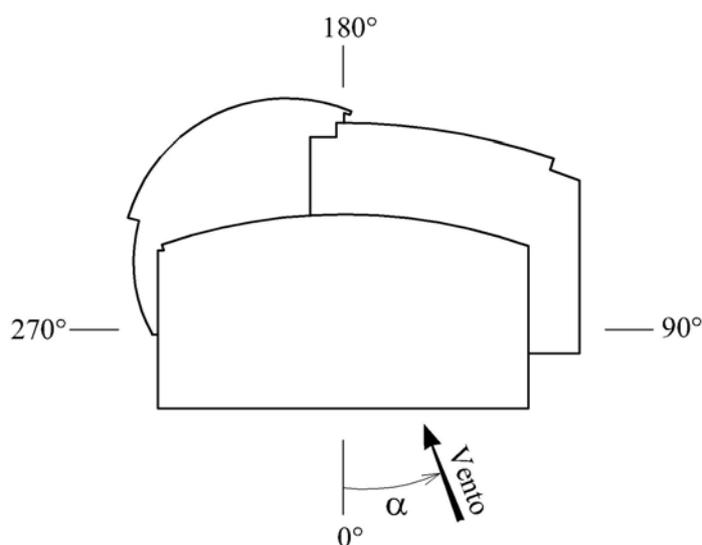


Figura 3.41 - Referência para o ângulo de incidência do vento.

3.3.9 Projeto *Mandarin*

Serão apresentados os resultados do estudo em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o edifício *Mandarin* (Loredo-Souza, 2003), construído no Rio de Janeiro, RJ. O prédio tem altura total de 63,5 m com secção em forma de “L” e dimensões máximas transversais de 73,26 × 62,76 m.

Tabela 3.9 - Quadro informativo das características do edifício *Mandarin*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
63,50	73,26	65,76	1,11	0,87	1:220	320	15360	0,19	III	35,0	1,0	1,09	1,0	38,0	885

A figura 3.42 mostra a perspectiva artística do empreendimento.



Figura 3.42 - Perspectiva artística do empreendimento *Mandarin*.

Neste trabalho foram testadas duas configurações de exposição ao escoamento no túnel de vento: a Configuração I simula o prédio em questão e o edifício vizinho atualmente existente; a Configuração II simula o empreendimento completo, constituído dos prédios citados e de mais três prédios, ainda não existentes, projetados para o terreno do empreendimento Mandarin. A figura 3.43 mostra o modelo com a Configuração. II.



Figura 3.43 - Modelo do edifício *Mandarin* no interior do túnel de vento com os edifícios a construir.

As figuras 3.44 e 3.45 mostram ambas as configurações com as devidas edificações componentes, bem como, o ângulo de incidência do vento adotado nos ensaios no túnel de vento.

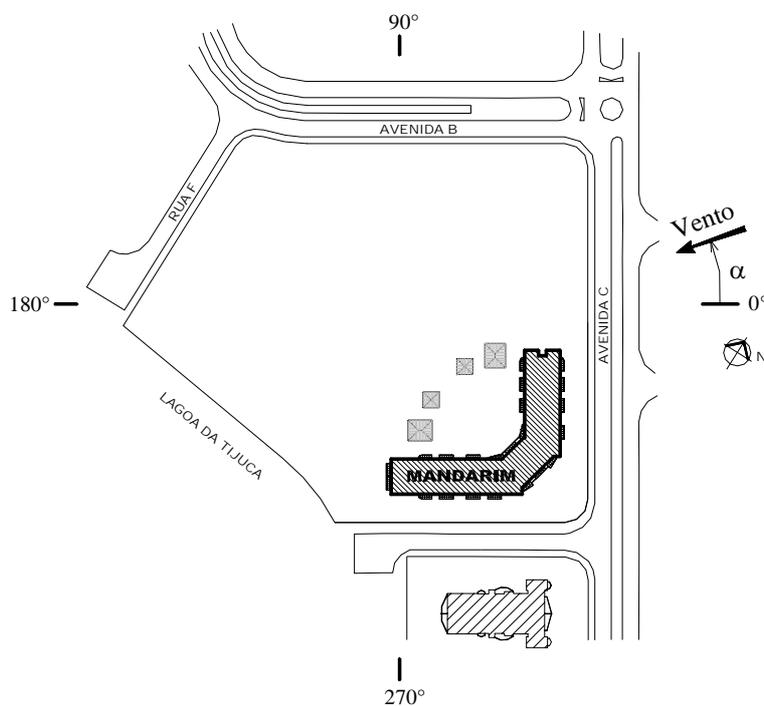


Figura 3.44 - Configuração I e referência para o ângulo de incidência do vento.

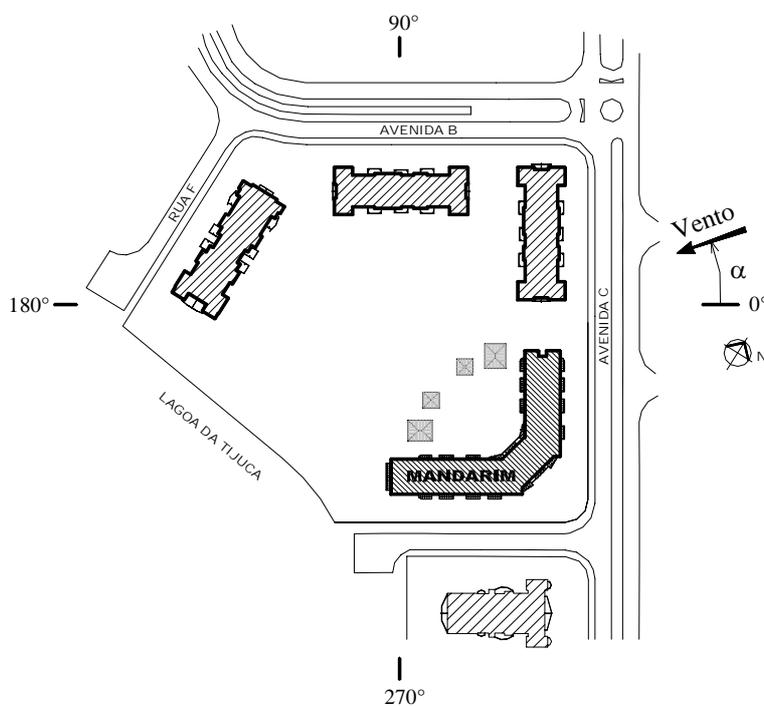


Figura 3.45 - Configuração II e referência para o ângulo de incidência do vento.

3.3.10 Projeto *Sundeck Residence*

Serão apresentados os resultados do estudo em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre os edifícios *Sundeck Residence* (Loredo-Souza, 2004), construído no Rio de Janeiro, RJ. Os prédios têm altura total de 56,5 m e dimensões máximas transversais de $43,82 \times 22,08$ m.

Tabela 3.10 - Quadro informativo das características do edifício *Sundeck Residence*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
56,50	43,82	22,08	1,99	1,29	1:300	80	3840	0,11/ 0,23	I e II/ III e IV	35,0	1,0	1,17	1,0	41,0	1031

Abaixo, a figura 3.46 mostra a perspectiva artística do empreendimento.



Figura 3.46 – Perspectiva artística dos edifícios *Sundeck Residence*.

A figura 3.47 mostra a fachada e a planta baixa com o sentido e o ponto de aplicação dos coeficientes de força e torção nos pavimentos.

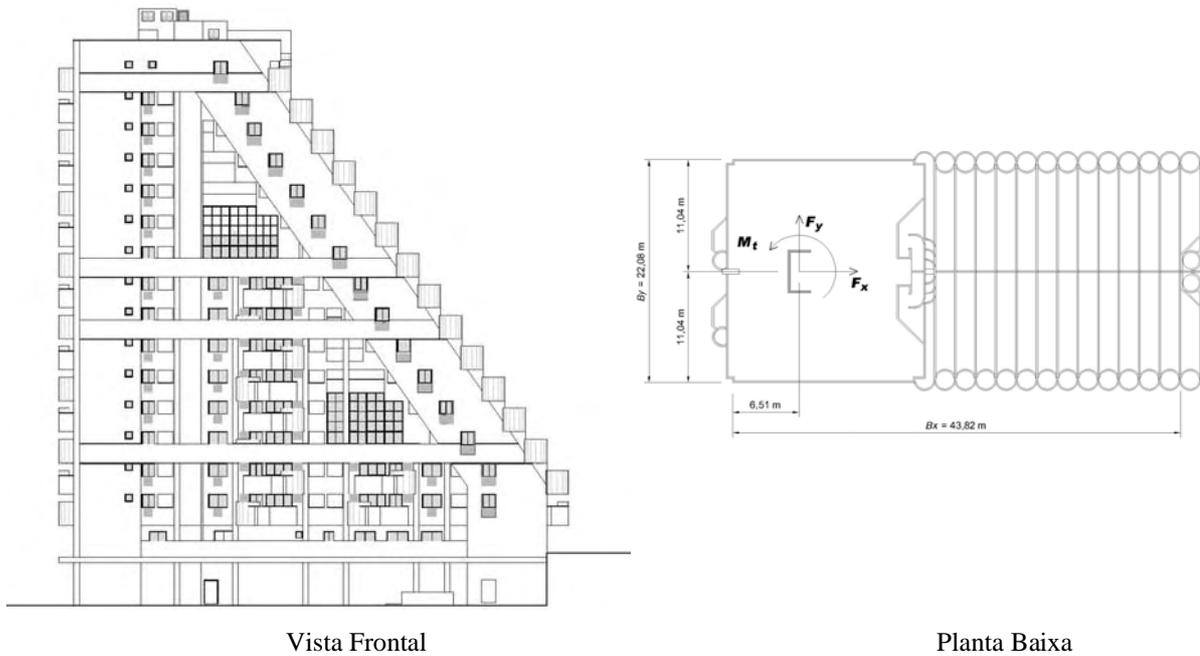


Figura 3.47 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.

A figura 3.48 mostra os modelos dos edifícios com a vizinhança dentro do túnel de vento.



Figura 3.48 - Modelos dos edifícios *Sundeck Residence* no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.49 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

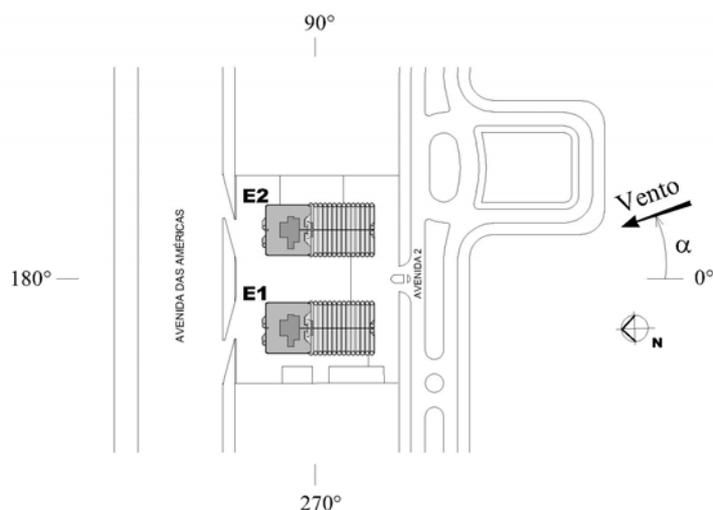


Figura 3.49 - Referência para o ângulo de incidência do vento.

Foram simulados dois tipos de vento, de acordo com as características do terreno em torno do empreendimento. Para os ângulos de incidência do vento de 60° a 300° , conforme mostrado na figura 3.50, abaixo, foi simulado um vento tendo perfil potencial de velocidades médias de expoente $p = 0,23$, o qual corresponde a terreno com rugosidade entre as categorias III e IV da NBR 6123. Para as incidências correspondentes aos ângulos de 300° a 0° e 0° a 60° , foi simulado um vento com um perfil potencial de velocidades médias de expoente $p = 0,11$, que corresponde à terreno com rugosidade levemente inferior à categoria I e II da norma brasileira.

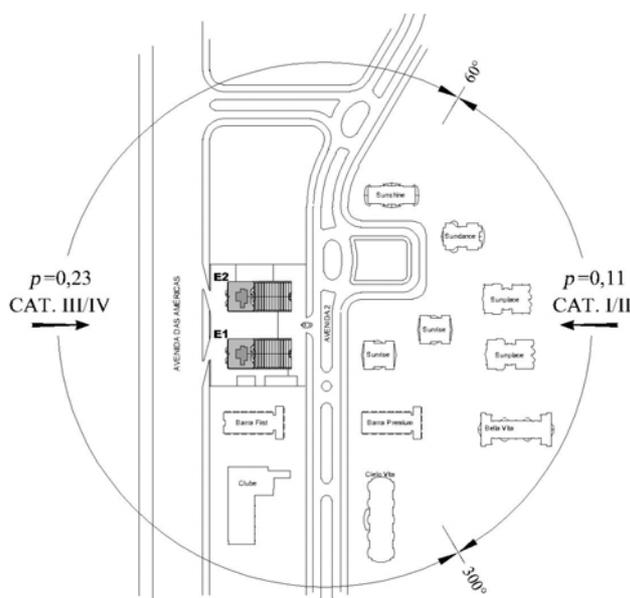


Figura 3.50 - Referência para a exposição do vento.

3.3.11 Projeto *Sunset Residence*

Serão apresentados os resultados do estudo em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre os edifícios *Sunset Residence* (Loredo-Souza, 2004), construído em Novo Hamburgo, RS. O prédio tem altura total de 93,30 m e dimensões máximas transversais de 40,78 × 16,24 m.

Tabela 3.11 - Quadro informativo das características do edifício *Sunset Residence*.

h [m]	a [m]	b [m]	a/b	h/a	Escala do modelo	Número de tomadas	Número de registros	p	Categorias NBR6123	V_0 [m/s]	S_1	S_2	S_3	V_k [m/s]	q_k [Pa]
93,30	40,78	16,24	2,51	2,29	1:300	136	3264	0,23	III e IV	46,0	1,08	1,11	1,0	51,0	1860

A figura 3.51 mostra a perspectiva artística do empreendimento.



Figura 3.51 – Perspectiva artística do edifício *Sunset Residence*.

A figura 3.52 mostra a fachada e a planta baixa com o sentido e o ponto de aplicação dos coeficientes de força e torção nos pavimentos.

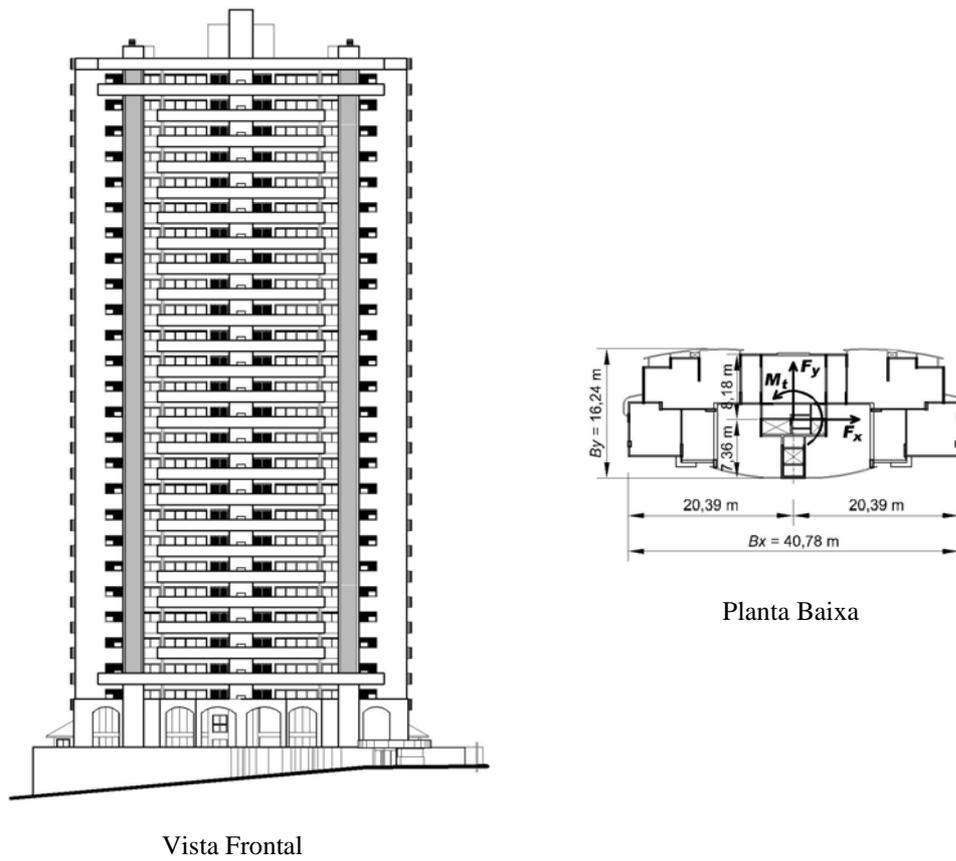


Figura 3.52 - Referência para aplicação dos coeficientes de força e torção.

A figura 3.53 mostra o modelo do edifício com a vizinhança dentro do túnel de vento.



Figura 3.53 - Modelo do edifício *Sunset Residence* no interior do túnel de vento.

Abaixo, a figura 3.54 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento.

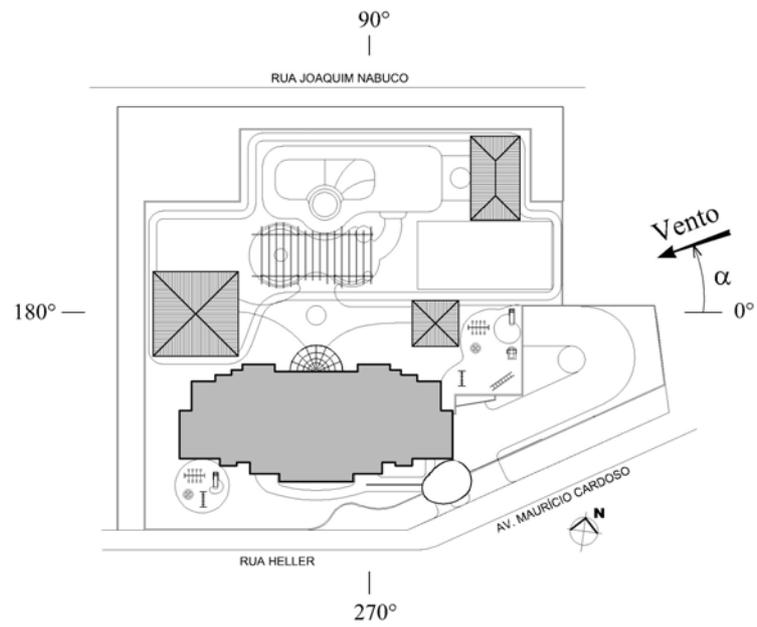


Figura 3.54 - Referência para o ângulo de incidência do vento.

4 Análise dos Resultados

Neste capítulo serão apresentadas as análises comparativas dos diversos resultados obtidos para ação do vento nos edifícios estudados, no que diz respeito aos efeitos torcionais, às excentricidades normalizadas e aos esforços de corte na base, bem como aos momentos fletores máximos. Todos os resultados experimentais serão devidamente comparados com os dados obtidos pela aplicação da norma brasileira (NBR-6123, 1988), norma canadense (NBCC, 1990) e norma alemã (DIN-1055, 1977).

4.1 Recomposição das forças e momentos torçores devidos ao vento

Para efeitos de comparação com as forças determinadas pela NBR-6123, as forças externas devidas ao vento oriundas dos ensaios em túnel de vento são recompostas através de:

$$F = C q A \quad (4.1)$$

sendo:

- C coeficiente aerodinâmico;
- q pressão dinâmica na altura de referência;
- A área da zona em estudo (ou de sua projeção) para a qual está sendo determinada a força F do vento.

A pressão dinâmica é obtida por

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2 \quad [q \text{ em } N/m^2, V_k \text{ em } m/s], \quad (4.2)$$

sendo:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3, \quad (4.3)$$

Tendo sido reproduzido no túnel de vento o perfil vertical de velocidades médias do vento natural nos locais das obras, e tendo sido adotada a velocidade do vento a cada referida altura para o cálculo dos coeficientes, S_2 deve ser sempre o correspondente a esta altura, na respectiva Classe (a Classe a considerar depende da finalidade do cálculo — Ver item 5.3.2 da NBR-6123/88) e Categoria do terreno. Adotando-se um valor para a velocidade básica do

vento para cada cidade onde localiza-se a edificação, de acordo com a figura das isopletas da velocidade básica do vento da NBR-6123 (1988).

O valor de V_k assim obtido aplica-se a toda edificação, independentemente da zona ou região em estudo, mas dependendo da finalidade de cálculo, que fará variar S_2 conforme comentado no parágrafo anterior.

Os momentos torçores serão recompostos pelos coeficientes de torção C_t e a comparação com a norma brasileira será em termos de coeficientes de excentricidade normalizada, e_a/a e e_b/b . Primeiramente, os coeficientes de excentricidade apresentados foram obtidos experimentalmente no túnel de vento, para tanto, as excentricidades são definidas conforme as equações (2.13) e (2.14), apresentadas anteriormente:

$$e = \frac{M_{t \text{ exp}}}{F_{\text{exp}}} \quad (4.4)$$

sendo:

e excentricidade em relação ao eixo vertical geométrico, definindo o ponto de aplicação da força;

$M_{t \text{ exp}}$ momento torçor resultante na base da edificação, obtido no túnel de vento;

F_{exp} força resultante na base da edificação, obtida no túnel de vento.

Para efeitos de comparação com a excentricidade prescrita na NBR-6123, a mesma será obtida pela razão entre os valores de momento torçor experimentais com a força de arrasto estimada pela norma brasileira:

$$\hat{e} = \frac{M_{t \text{ TÚNEL}}}{F_{\text{NBR-6123}}} \quad (4.5)$$

sendo:

\hat{e} excentricidade corrigida - valor que deveria ser utilizado na NBR, em conjunto com a força obtida pela NBR, para chegar-se aos momentos torçores medidos;

$M_{t \text{ TÚNEL}}$ momento torçor resultante na base da edificação, obtido no túnel de vento;

$F_{\text{NBR-6123}}$ força resultante na base da edificação, estimada segundo a NBR-6123.

4.2 Projeto Torre de Málaga

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.1.

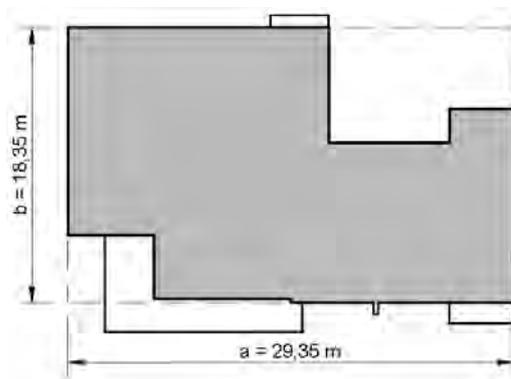


Figura 4.1 – Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício Torre de Málaga para as estimativas teóricas.

O gráfico 4.1, abaixo, apresenta a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento.

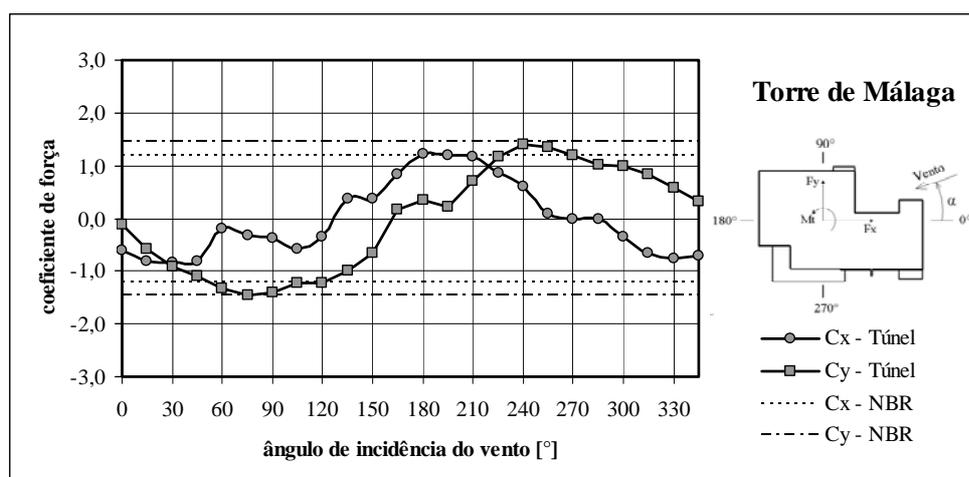


Gráfico 4.1 – Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento.

Percebe-se que o coeficiente de força na direção y tem seu valor máximo, em módulo, para o ângulo de incidência de 75° , atingindo 1,46. Já para a direção x, o coeficiente atinge 1,21 para o ângulo de 180° . A norma brasileira estima esses valores em 1,20 para C_x e 1,45 para C_y , para a aproximação de um retângulo envolvente na secção transversal, com ângulos de incidência equivalentes a 0° e 90° . Para as normas canadense e alemã, os coeficientes de arrasto, para ambas as direções, são 1,30 e 1,20, respectivamente. A apresentação desse coeficiente de arrasto para as três normas também é distinta; a NBR apresenta valores variados de acordo com as proporções relativas da edificação; a NBCC apresenta apenas um

valor, limitando a aplicação dos coeficientes a uma determinada gama de edificações e a DIN apresenta coeficientes para quatro tipos de secções, não considerando proporções entre lados.

No gráfico 4.2 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 285°, evidenciando que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.3.

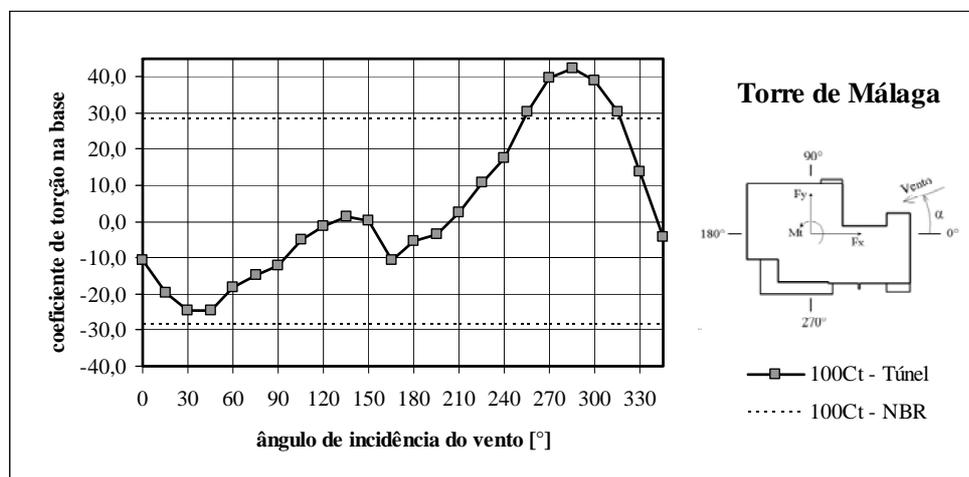


Gráfico 4.2 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

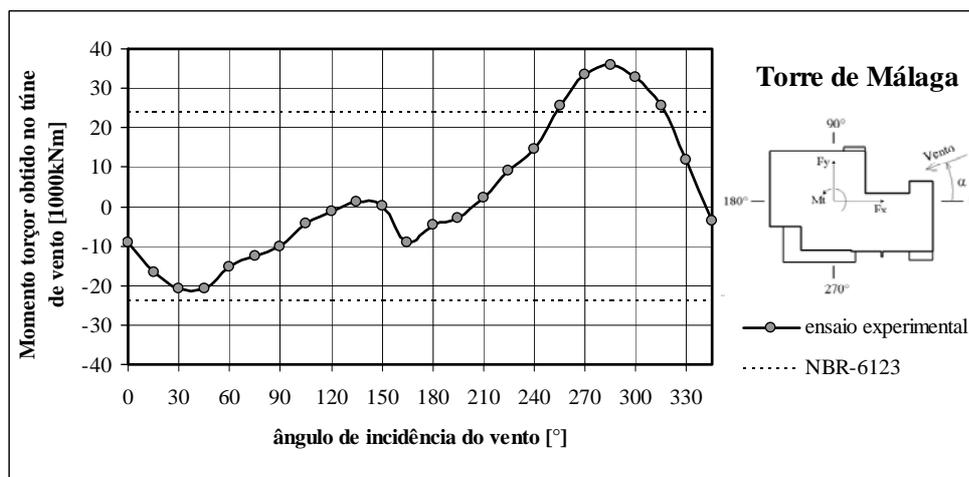


Gráfico 4.3 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.1 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.1 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *Torre de Málaga*.

<i>Torre de Málaga</i>	Solicitações na base		
	Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	6.711 (75°)	439.562 (75°)	35.771 (285°)
	5.470 (270°)	358.273 (270°)	
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	5.444 (270°)	342.806 (270°)	23.969 (270°)
Norma canadense NBCC (1990)	3.957 (270°)	256.402 (270°)	8.528* (270°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)	4.846 (270°)	229.388 (270°)	14.233 (270°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 49% maior do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 76% menor do que o obtido em túnel de vento, já o valor estimado pela norma alemã é 60% menor que o experimental. O momento fletor, determinado a partir dos ensaios em túnel de vento, resultou em cerca de 5% maior que o determinado pela norma brasileira, 40% maior que para a norma canadense e 56% maior que para a alemã, resultados válidos para incidência do vento de 270°, correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 181% maior em relação à norma canadense e 68% maior que a norma alemã. Os ensaios experimentais demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face, para o edifício *Torre de Málaga*, o maior momento fletor foi verificado para 75° de incidência do vento, já o máximo momento torçor, a 285°.

As diferenças encontradas pelas três normas para esta edificação devem-se a diversos fatores. Por exemplo, a velocidade de referência na NBR é uma velocidade de rajada, com média sobre 3 segundos, enquanto que a NBCC trabalha sobre uma velocidade com média horária e a alemã com uma média sobre dez minutos, embora todas tenham sido corrigidas para chegar-se a forças de pico. Outro fator é a clara diferença entre as excentricidades indicadas pelas referidas normas.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada, conforme equação (4.4), para os resultados experimentais.

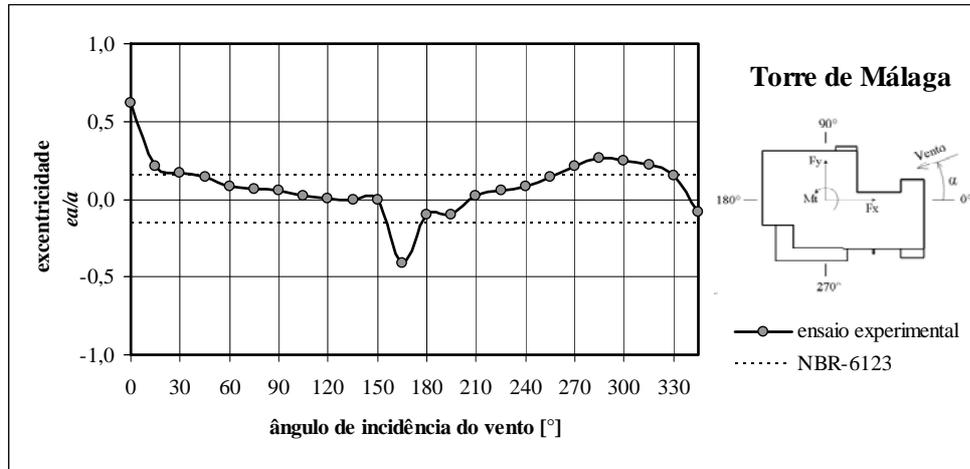


Gráfico 4.4 – Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento.

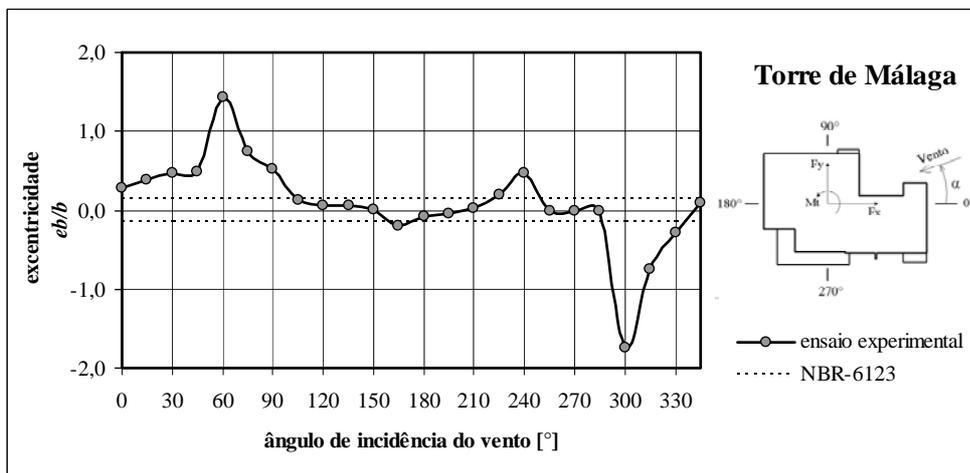


Gráfico 4.5 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Nota-se que a excentricidade normalizada, e_a/a , em quase todas as incidências, apresenta valores próximos aos previstos na norma brasileira, embora com dois picos a 0° e 165° , com valores de 0,62 e $-0,41$, respectivamente. Para e_b/b não ocorre o mesmo devido à pequena parcela da força na direção x, já que a força preponderante para a formação de momentos torçores é na direção y em função da maior área de exposição. É o que acontece para o ângulo de 255° , em que se têm coeficientes de força $C_x=0,10$ e $C_y=1,46$, ou seja, para produzir um momento torçor com coeficiente de torção da ordem de $C_t=0,30$ com uma força insignificante na direção x, seria necessário um braço de alavanca enorme. No caso desse ângulo, seria da ordem de 90 m, acarretando $e_b/b=4,85$, valores desprezáveis para o objetivo desta análise.

Os gráficos abaixo, 4.6 e 4.7, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação (4.5), relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

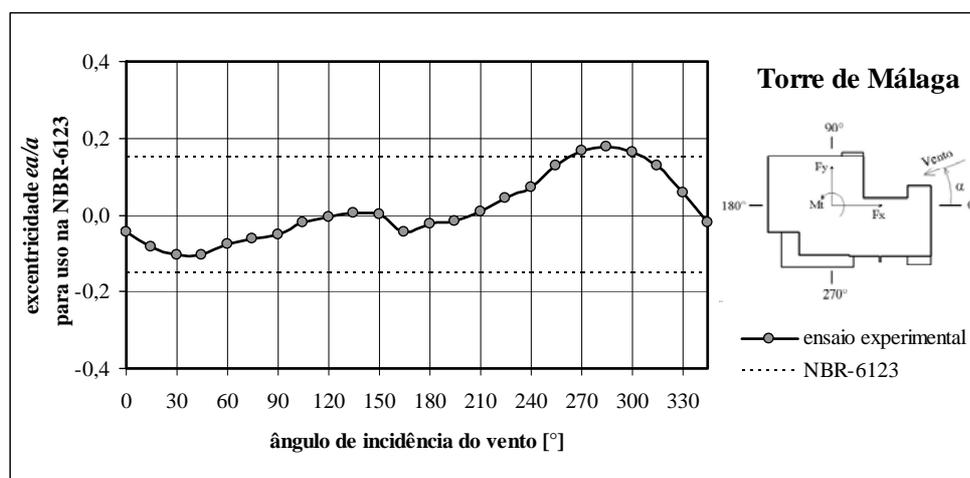


Gráfico 4.6 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

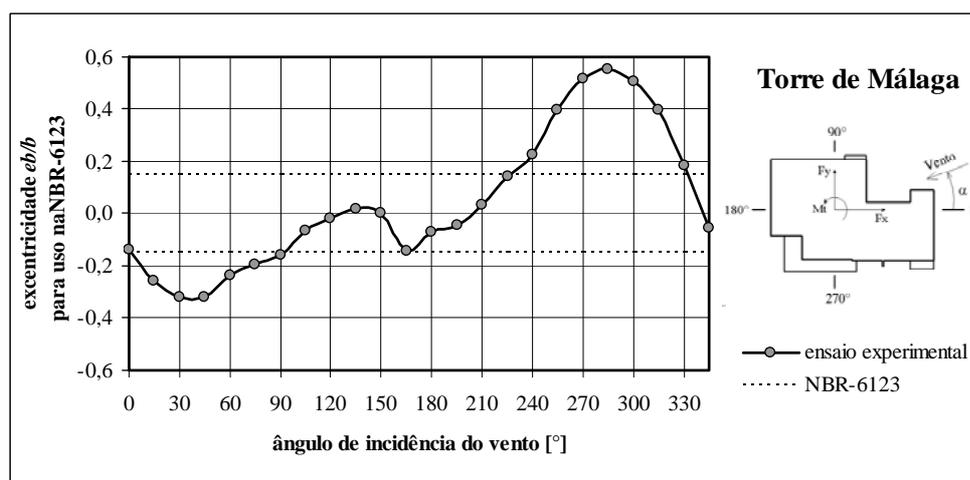


Gráfico 4.7 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

Essa recomposição das excentricidades tem o intuito de verificar diretamente com os valores fornecidos pela norma brasileira. Conforme previsto, a variação de \hat{e}_b/b foi mais expressiva que \hat{e}_a/a . A excentricidade normalizada corrigida \hat{e}_a/a apresentou apenas três valores acima do previsto na NBR, para os ângulos de 270° a 300°, com pico de 0,18 para o ângulo de 285°. No entanto, para excentricidade \hat{e}_b/b , 13 dos 24 ângulos analisados foram superiores a norma brasileira, atingindo valores em torno de 0,55, para o caso do ângulo de 285°.

4.3 Projeto *L'Essence Jardins*

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.2:

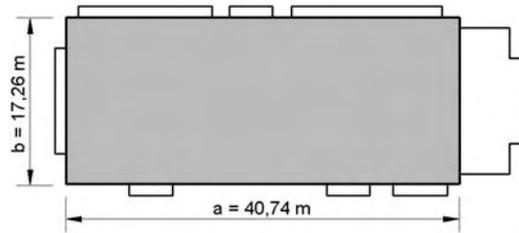


Figura 4.2 – Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício *L'Essence jardins* para as estimativas teóricas.

O gráfico 4.8, abaixo, apresenta a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento.

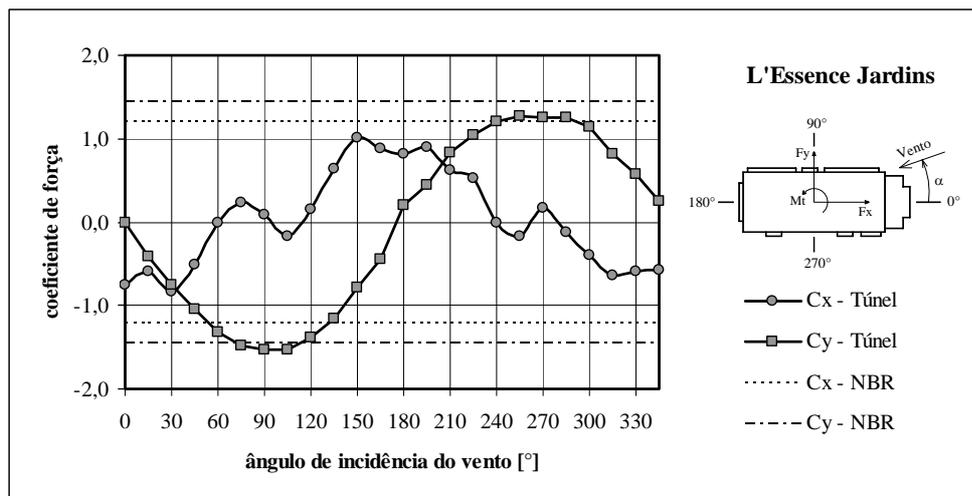


Gráfico 4.8 – Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento.

Percebe-se que o coeficiente de força na direção y tem seu valor máximo para o ângulo de incidência de 90° , atingindo $-1,54$, já para a direção x, o coeficiente atinge $1,01$ para o ângulo de ataque de 150° . A norma brasileira estima esses valores em $1,20$ para C_x e $1,45$ para C_y , para a aproximação de um retângulo envolvente na secção transversal, com ângulos de incidência equivalentes a 0° e 90° . Para as normas canadense e a alemã, os coeficientes de arrasto, para ambas as direções, são $1,30$ e $1,20$, respectivamente

No gráfico 4.9 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 300° , evidenciando que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.10.

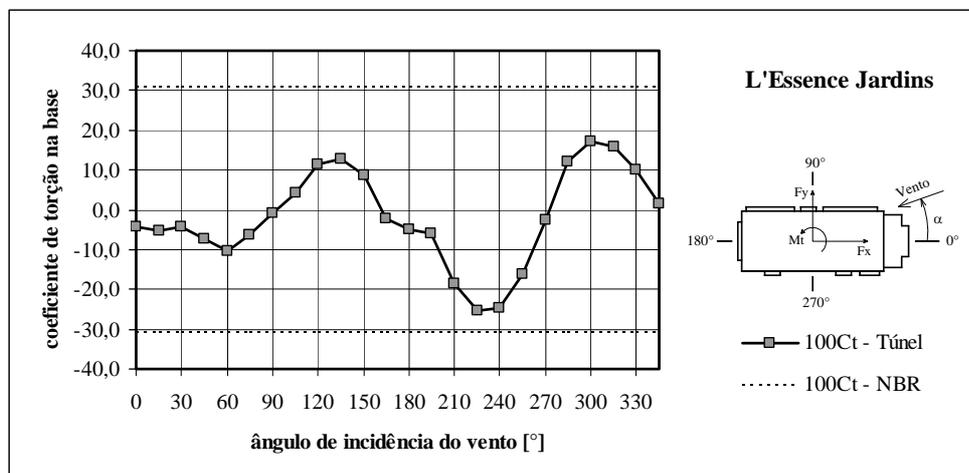


Gráfico 4.9 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

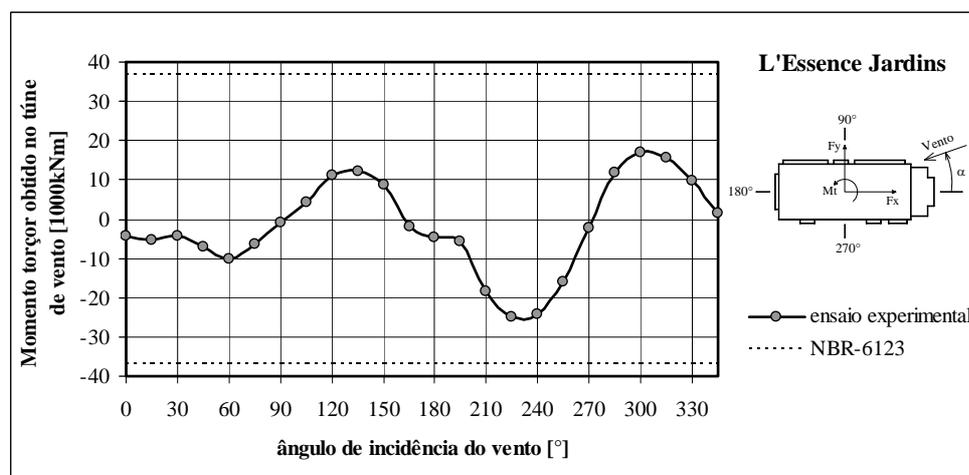


Gráfico 4.10 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.2 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.2 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *L'Essence Jardins*.

<i>L'Essence Jardins</i>	Solicitações na base		
	Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	8.757 (90°)	559.558 (90°)	24.915 (225°)
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	6.042 (90°)	380.409 (90°)	36.920 (90°)
Norma canadense NBCC (1990)	4.836 (90°)	342.588 (90°)	14.499* (90°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)	4.312 (90°)	224.248 (90°)	17.565 (90°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 33% menor do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 42% menor do que o obtido em túnel de vento, já o valor estimado pela norma alemã é 30% menor que o experimental. O momento fletor determinado a partir dos ensaios em túnel de vento resultou em cerca de 47% maior que o determinado pela norma brasileira, 63% maior do que pela norma canadense e 150% maior do que para a alemã, resultados válidos para incidência do vento de 90°, correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 155% maior em relação à norma canadense e 110% maior que a norma alemã. Os ensaios experimentais demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for perpendicular em relação à maior fachada. Para o edifício *L'Essence Jardins*, o maior momento torçor foi verificado para 225° de incidência do vento.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

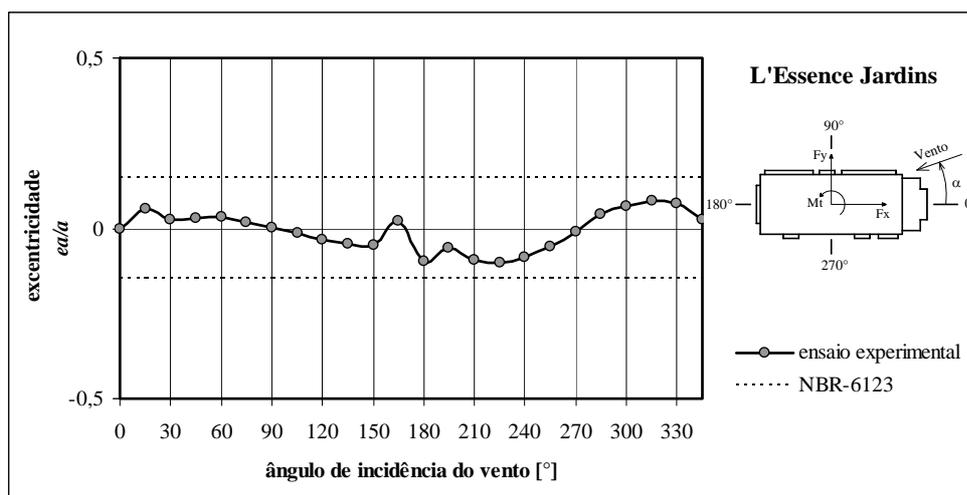


Gráfico 4.11 – Variação da excentricidade e_d/a em função da incidência do vento.

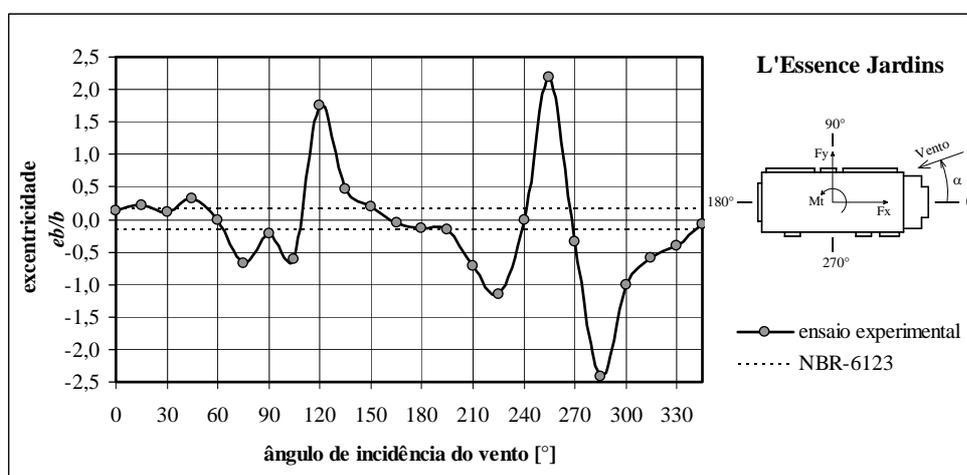


Gráfico 4.12 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Nota-se que a excentricidade normalizada, e_d/a , em todas as incidências apresenta valores dentro dos previstos na norma brasileira, indicando que para o caso, que a indicação da NBR é segura. Para e_b/b não ocorre o mesmo, conforme posto anteriormente, devido à pequena parcela da força na direção x, já que a força preponderante para a formação de momentos torçores é na direção y em função da maior área de exposição. É o que acontece para o ângulo de 285° , em que se tem coeficientes de força $C_x = -0,12$ e $C_y = 1,25$, ou seja, para produzir um momento torçor com coeficiente de torção da ordem de $C_t = 0,12$ com uma força insignificante na direção x, seria necessário um braço de alavanca muito grande, no caso desse ângulo, seria da ordem de 42 m acarretando $e_b/b = -2,42$, valores desprezáveis para o objetivo desta análise.

Os gráficos abaixo, 4.13 e 4.14, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

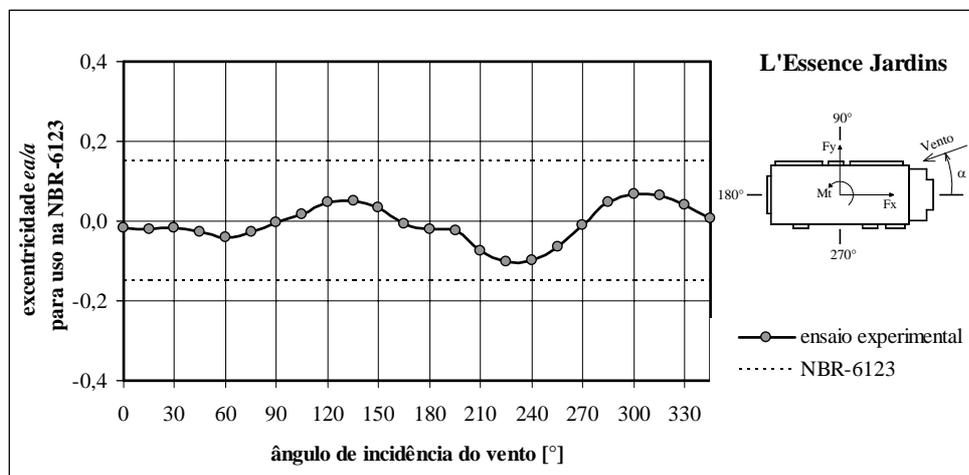


Gráfico 4.13 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

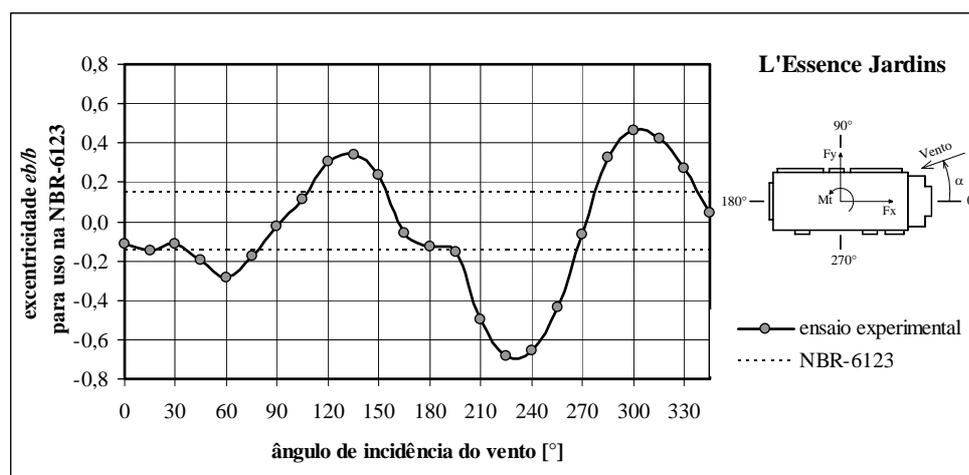


Gráfico 4.14 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

É evidente que a variação de \hat{e}_b/b foi mais significativa que \hat{e}_a/a . Os valores da excentricidade normalizada corrigida \hat{e}_a/a ficaram abaixo do previsto pela NBR. No entanto, para excentricidade \hat{e}_b/b , a maioria dos ângulos analisados foram superiores a norma brasileira, atingindo valores em torno de $-0,68$, para o caso do ângulo de 225° .

4.4 Projeto *RochaVerá*

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.3:

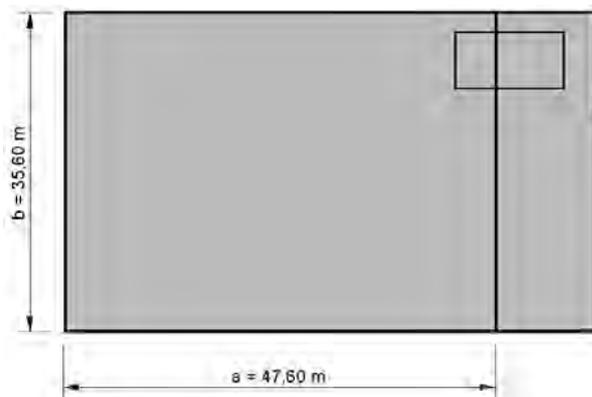


Figura 4.3 – Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício *RochaVerá* para as estimativas teóricas.

Os gráficos 4.15 e 4.16, abaixo, apresentam a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento, para as condições de isolado e com vizinhança.

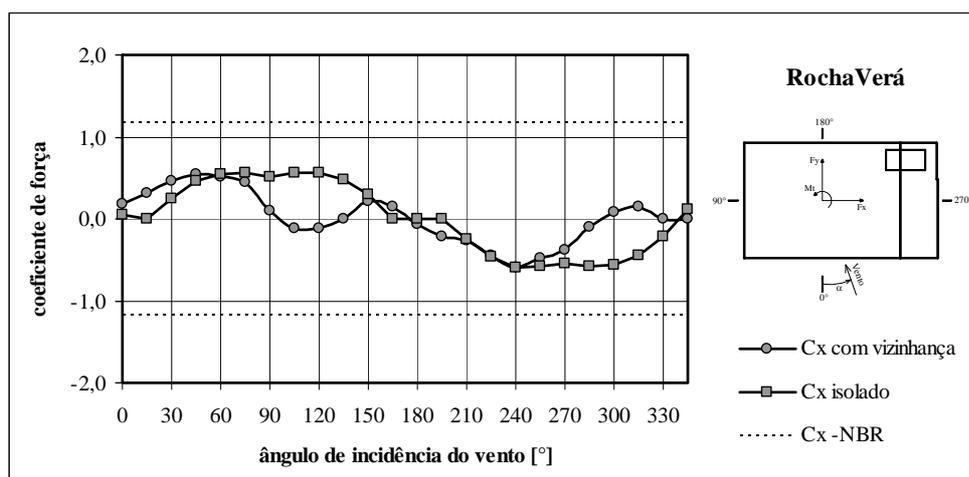


Gráfico 4.15 – Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento.

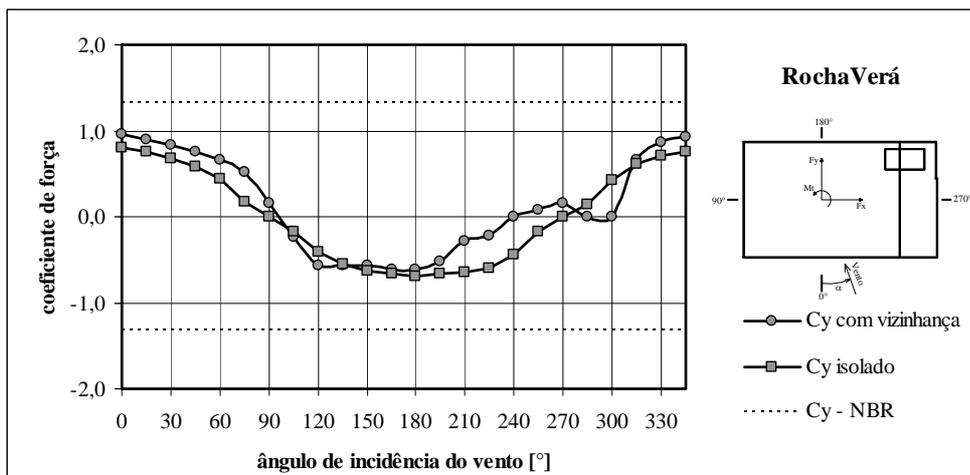


Gráfico 4.16 – Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento.

Para as duas situações de ensaio, isolado e com vizinhança, os coeficientes de força C_x e C_y não ultrapassam o valor em módulo 1,0.

No gráfico 4.17 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 330°, sugerindo que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.18.

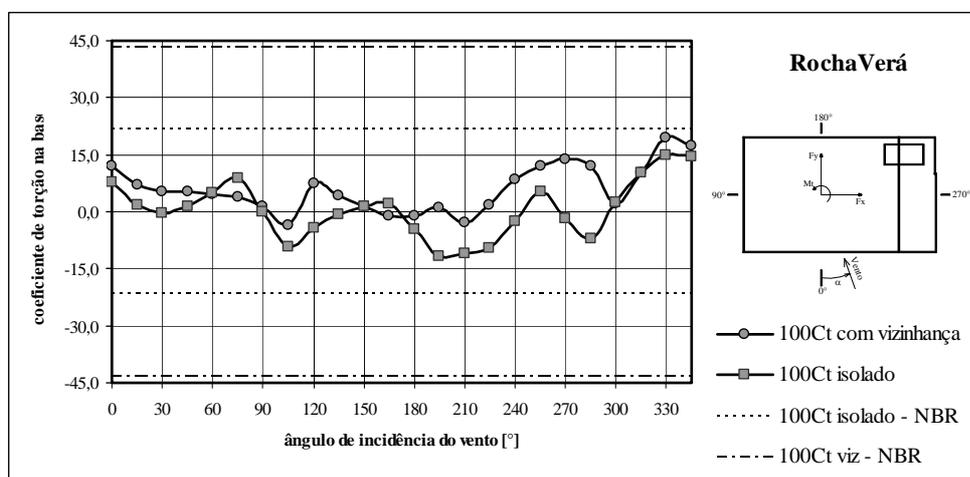


Gráfico 4.17 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

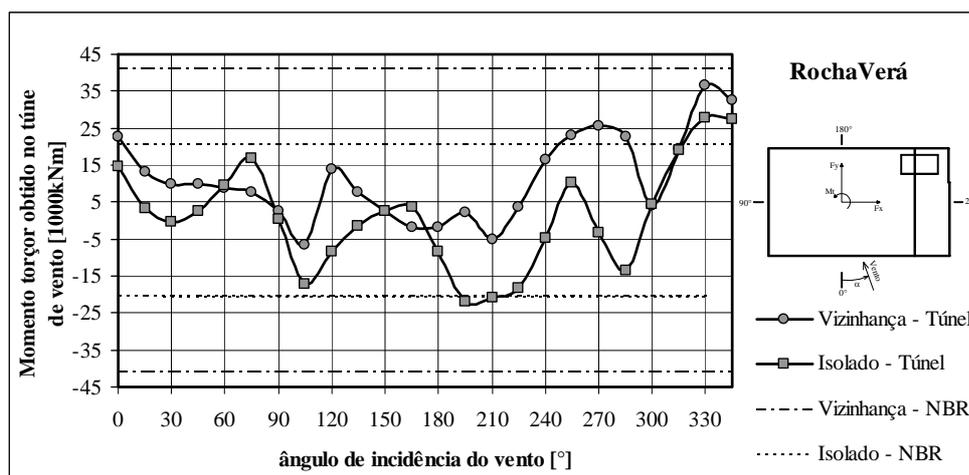


Gráfico 4.18 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.3 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.3 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *RochaVerá*.

<i>RochaVerá</i>		Solicitações na base		
		Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	c/viz	5.079 (0°)	197.070 (0°)	36.479 (0°)
	isolado	4.233 (0°)	164.225 (0°)	27.734 (0°)
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	c/viz	7.430 (0°)	426.621 (0°)	40.805 (0°)
	isolado	5.715 (0°)	328.170 (0°)	20.403 (0°)
Norma canadense NBCC (1990)		4.337 (0°)	254.801 (0°)	12.743* (0°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)		3.763 (0°)	160.532(0°)	17.912 (0°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 11% menor do que o valor estimado pela norma brasileira, para a simulação com vizinhança e 36% maior na configuração isolado. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 54%

menor do que o obtido em túnel de vento com o modelo isolado e da ordem de 65% menor para o modelo com vizinhança. A norma alemã indica um momento torçor da ordem de 35% menor do que o obtido em túnel de vento com o modelo isolado e da ordem de 51% menor para o modelo com vizinhança. O momento fletor determinado a partir dos ensaios em túnel de vento com modelo isolado resultou em cerca de 62% menor que o determinado pela norma brasileira e 54% menor para o modelo com vizinhança, resultados válidos para incidência do vento de 0° , correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 60% maior em relação à norma canadense para o modelo isolado e 220% maior para o modelo com vizinhança, já em relação à norma alemã, para modelo isolado, a NBR apresentou acréscimo de 14% e com condição de vizinhança, aumento de 128%.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada, para os resultados experimentais, nas situações de ensaio com vizinhança e isolado, respectivamente..

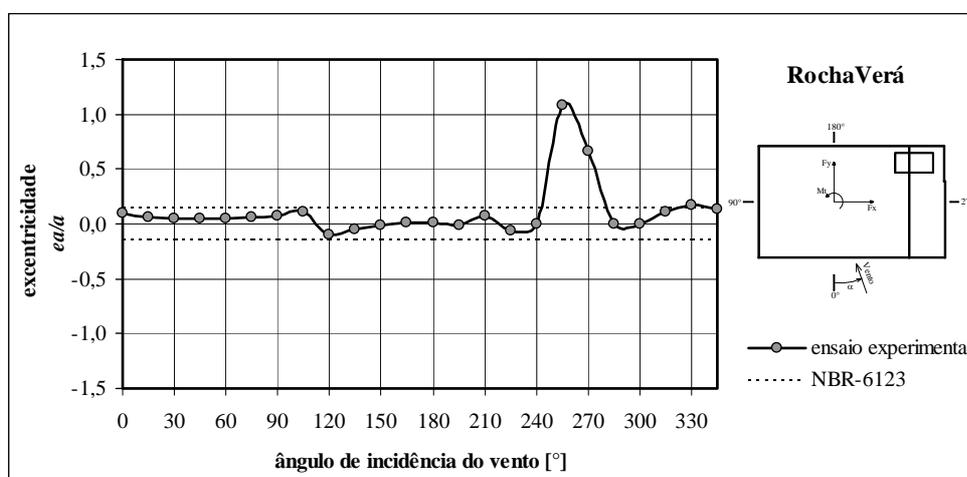


Gráfico 4.19 – Variação da excentricidade e/a em função da incidência do vento.

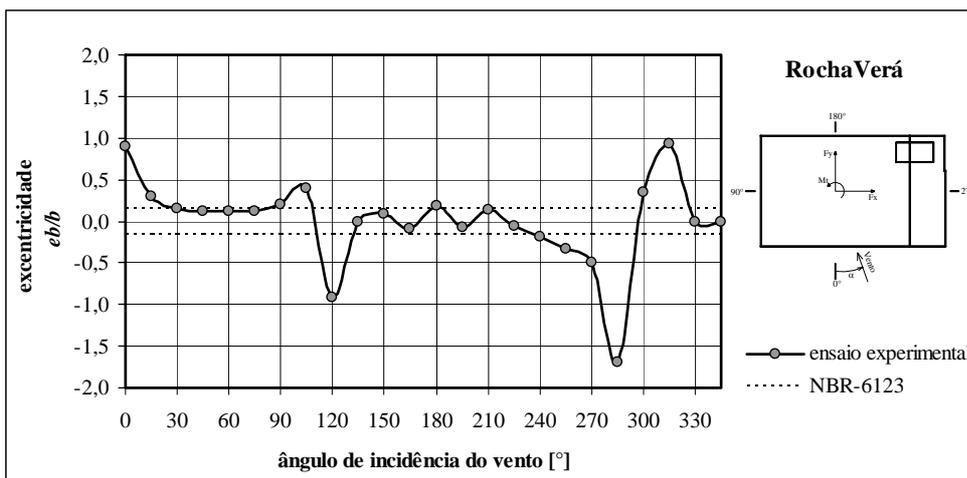


Gráfico 4.20 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

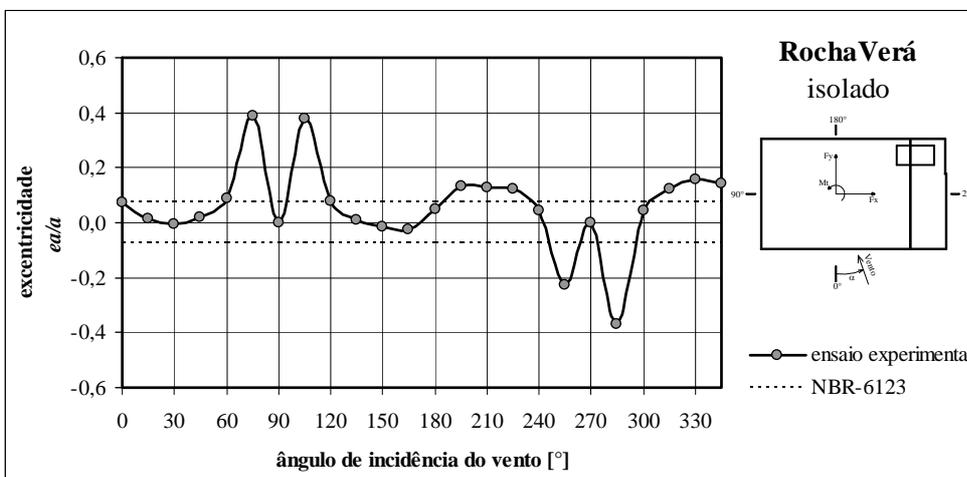


Gráfico 4.21 – Variação da excentricidade e_d/a , para o prédio isolado, em função da incidência do vento.

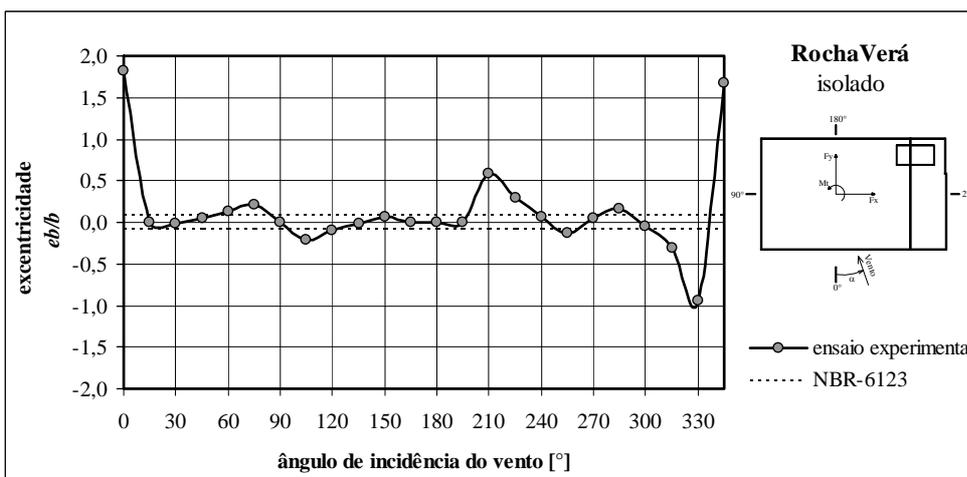


Gráfico 4.22 – Variação da excentricidade e_b/b , para o prédio isolado, em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.23 e 4.24, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

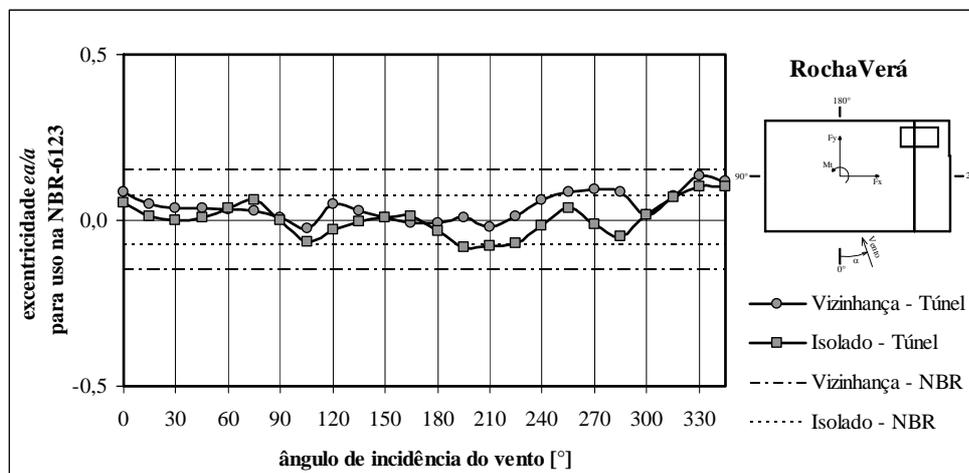


Gráfico 4.23 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

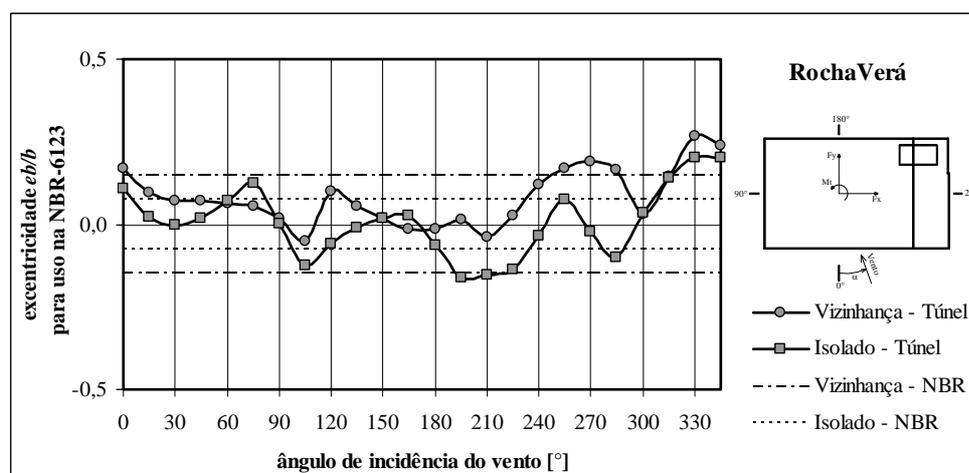


Gráfico 4.24 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

Pode-se perceber que os valores da excentricidade normalizada corrigida, \hat{e}_a/a , ficaram abaixo do previsto pela NBR. No entanto, para excentricidade \hat{e}_b/b , alguns ângulos analisados foram superiores a norma brasileira. Na simulação com vizinhança, seis ângulos superaram a indicação da norma, atingindo valores em torno de $-0,27$ (330°). Nos ensaios do modelo isolado, onze ângulos foram maiores que $0,075$ que a NBR indica para o caso de modelo isolado, com a máxima excentricidade chegando a $0,20$ (330° e 345°).

4.5 Projeto SP Wellness

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.4:

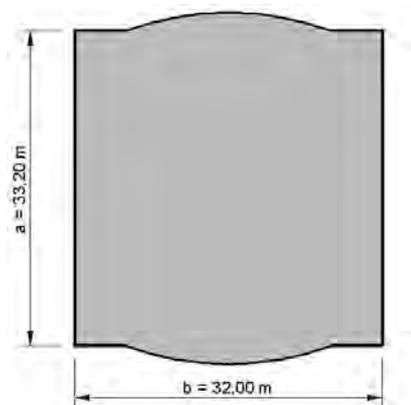


Figura 4.4 – Dimensões do retângulo representativo na seção do edifício *SP Wellness* para as estimativas teóricas.

Os gráficos 4.25 e 4.26, abaixo, apresentam a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno dos modelos ensaiados no túnel de vento (ver figura 3.21).

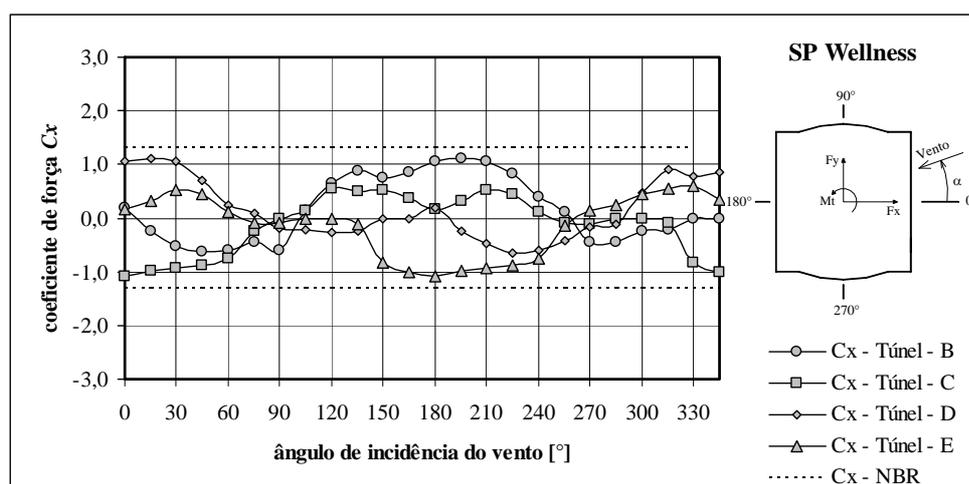


Gráfico 4.25 – Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento.

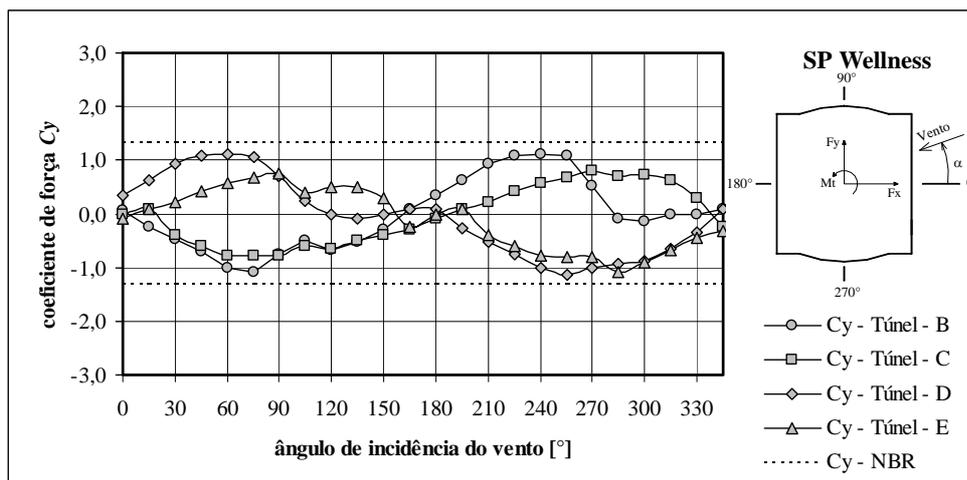


Gráfico 4.26 – Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento.

Em análise de todos os prédios pode-se perceber que o coeficiente de força na direção x tem seu valor máximo para o ângulo de incidência de 15°, atingindo 1,10, já para a direção y, o coeficiente atinge 1,11 para o ângulo de ataque de 240°. A norma brasileira estima esses valores em 1,31 para C_x e para C_y , pois a secção transversal do SP Wellness é quase quadrada. Para as normas canadense e a alemã, os coeficientes de arrasto, para ambas as direções, são 1,30 e 1,20, respectivamente.

O gráfico 4.27 mostra a variação do coeficiente de torção com a incidência do vento para os quatro prédios que compõem o empreendimento.

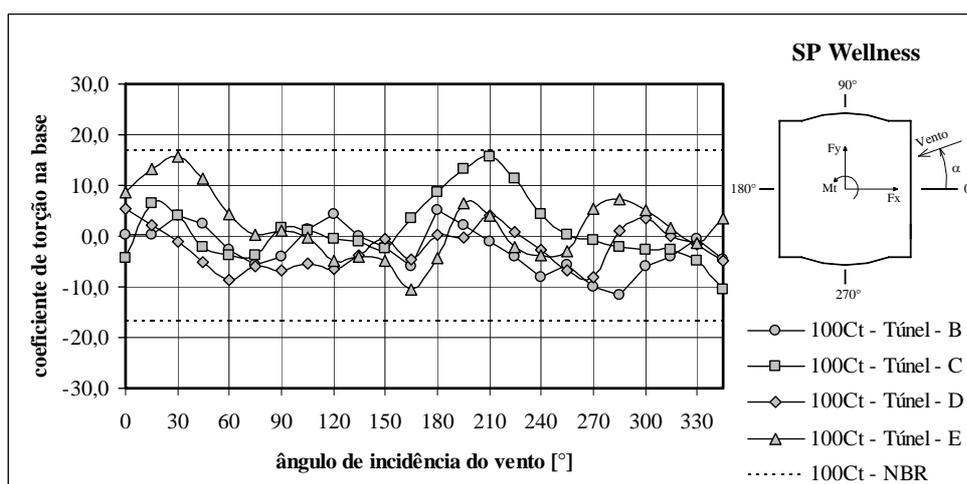


Gráfico 4.27 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

Os picos de momento de torção acontecem nos prédios C e E para ângulos simétricos de incidência, isto é, 30° para o prédio E e 210° para o prédio C. Isso se deve ao fato de

ambos estarem no corredor de dois prédios situados a barlavento, acarretando acelerações do escoamento devido ao efeito Venturi além dos efeitos da esteira.

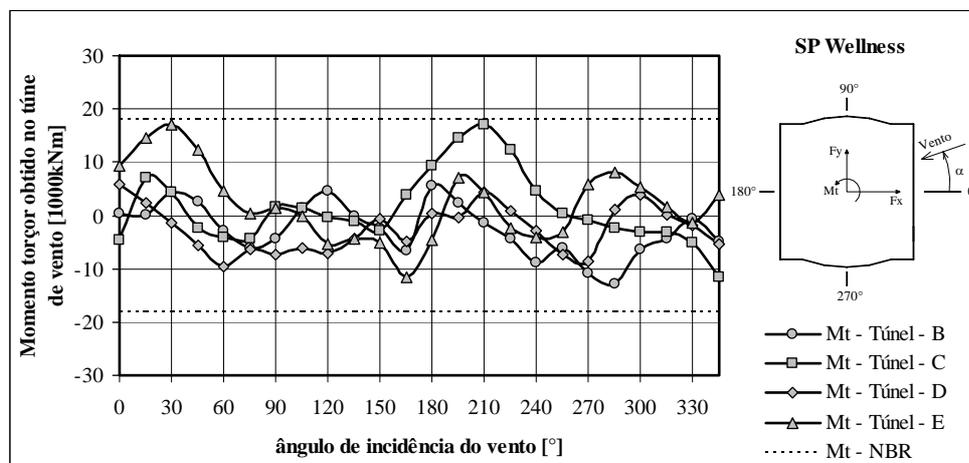


Gráfico 4.28 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.4 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.4 - Quadro comparativo das solicitações na base dos edifícios do SP Wellness.

SP Wellness		Solicitações na base		
		Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	B	3.737 (240°)	254.890 (240°)	12.716 (285°)
	C	3.635 (0°)	250.120 (0°)	17.150 (210°)
	D	3.737 (255°)	254.890 (255°)	9.540 (60°)
	E	3.635 (0°)	250.120 (0°)	17.150 (30°)
Norma brasileira NBR-6123 (1988)		3.647 (0°)	196.339 (0°)	18.161 (0°)
Norma canadense NBCC (1990)		2.884 (0°)	158.286 (0°)	12.556* (0°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)		2.362 (0°)	92.963 (0°)	7.840 (0°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 6% menor do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 27% menor do que o obtido em túnel de vento, já o valor estimado pela norma alemã é 54% menor que o experimental. O momento fletor determinado a partir dos ensaios em túnel de vento resultou em cerca de 27% maior que o determinado pela norma brasileira, 58% maior do que pela norma canadense e 169% maior do que para a alemã, resultados válidos para incidência do vento de 0° , correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 45% maior em relação à norma canadense e 132% maior que pela norma alemã. Os ensaios experimentais demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face. Para os edifícios *SP Wellness*, o maior momento fletor foi verificado para 240° e 255° de incidência do vento, já o máximo momento torçor, a 210° .

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

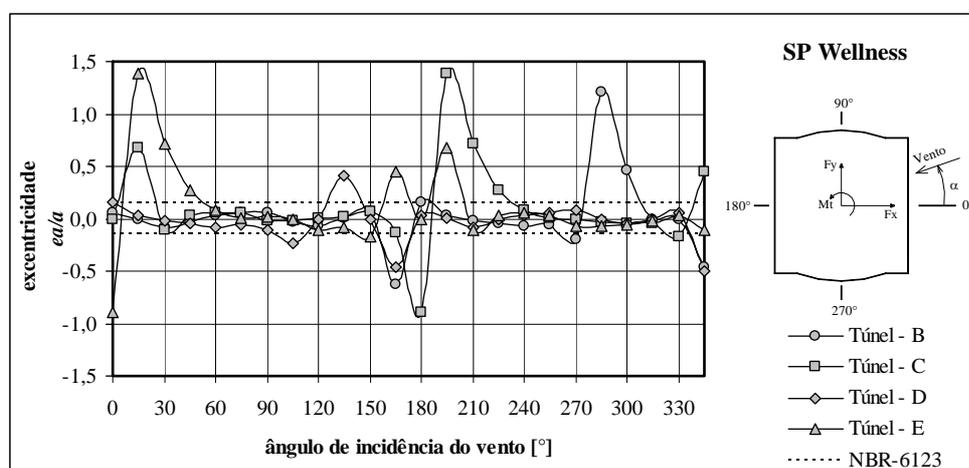


Gráfico 4.29 – Variação da excentricidade e/a em função da incidência do vento.

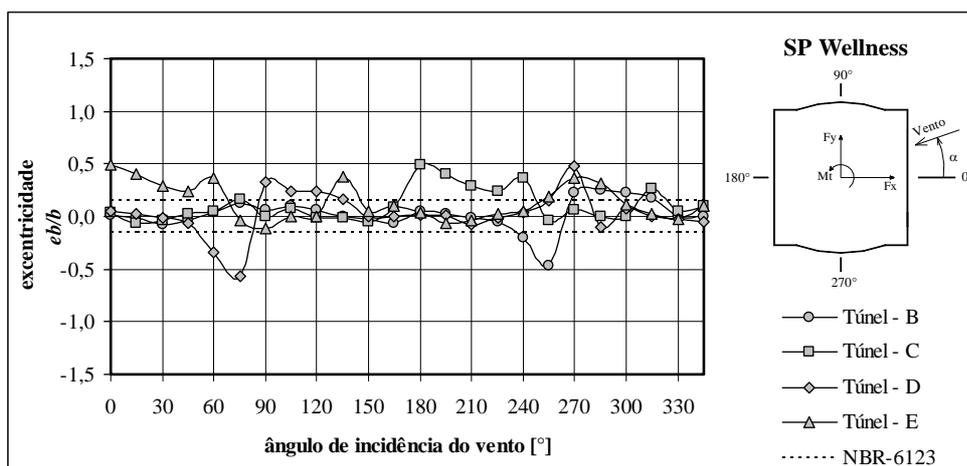


Gráfico 4.30 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.31 e 4.32, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

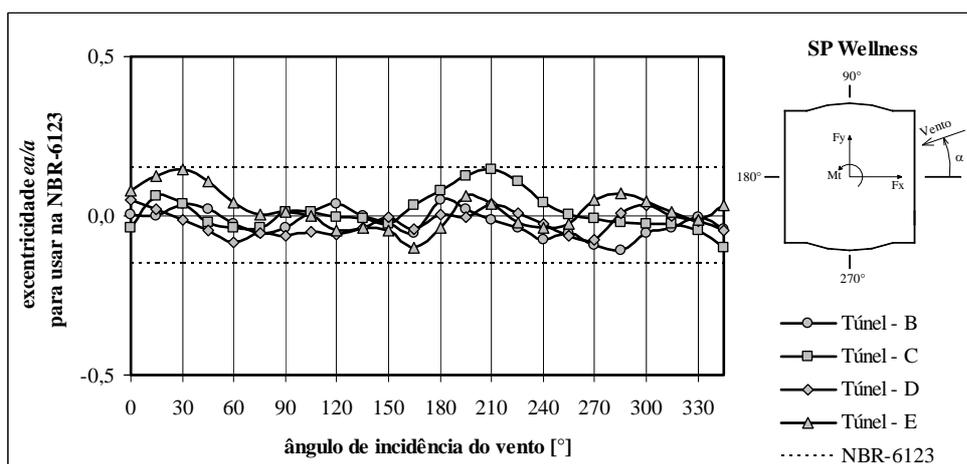


Gráfico 4.31 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

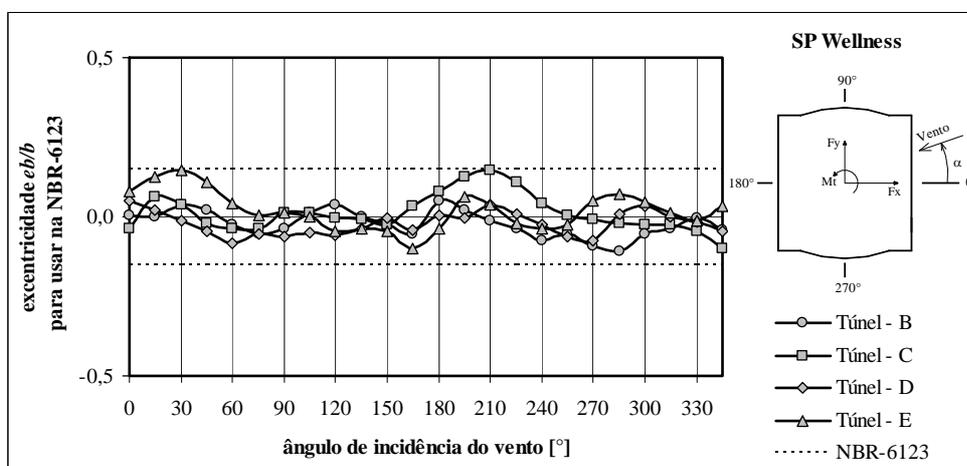


Gráfico 4.32 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

Percebe-se que os valores das excentricidades normalizadas corrigidas, \hat{e}_a/a e \hat{e}_b/b , ficaram abaixo ou igual ao previsto pela NBR para todos os quatro prédios em todos os ângulos analisados.

4.6 Projeto *Brascan Century Staybridge Suites*

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.5:

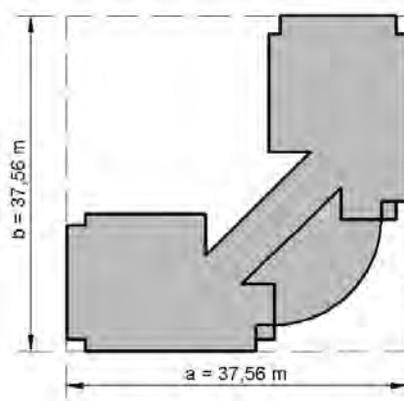


Figura 4.5 – Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício *Brascan Century* para as estimativas teóricas.

O gráfico 4.33, abaixo, apresenta a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento.

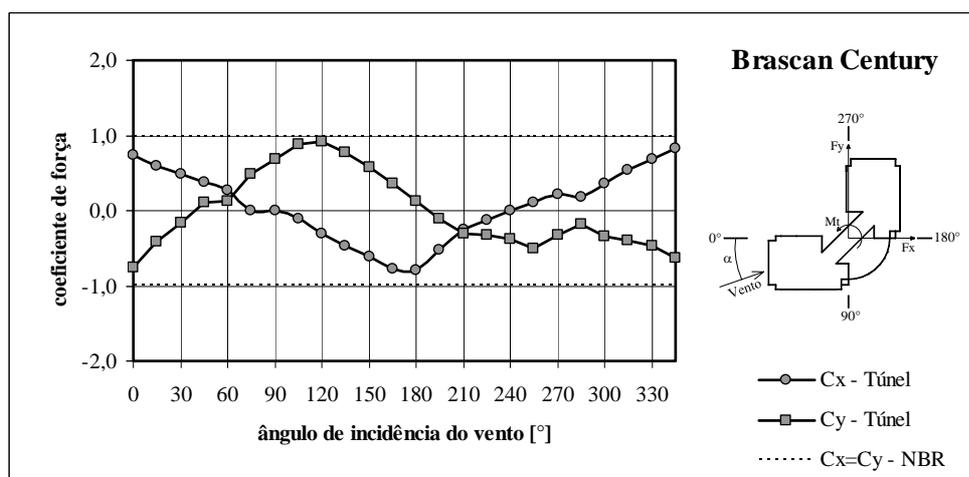


Gráfico 4.33 – Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento.

Nota-se que o coeficiente de força na direção Y tem seu valor máximo para o ângulo de incidência de 120°, atingindo 0,92, já para a direção X, o coeficiente atinge 0,83 para o

ângulo de 345° . A norma brasileira estima esses valores em 0,99 para ambos os coeficientes, pois a aproximação deu-se por um quadrado envolvente na secção transversal. Para as normas canadense e a alemã, os coeficientes de arrasto, para ambas as direções, são 1,30 e 1,20, respectivamente.

No gráfico 4.34 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 180° , sugerindo que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.35.

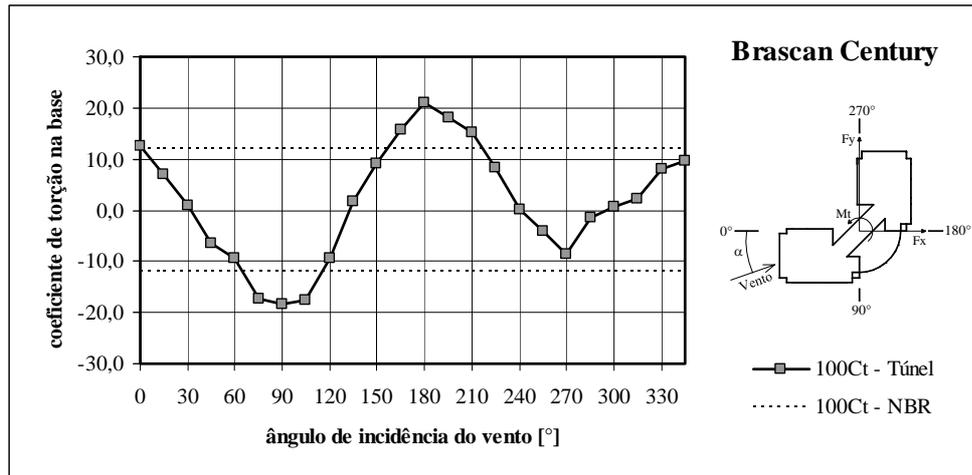


Gráfico 4.34 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

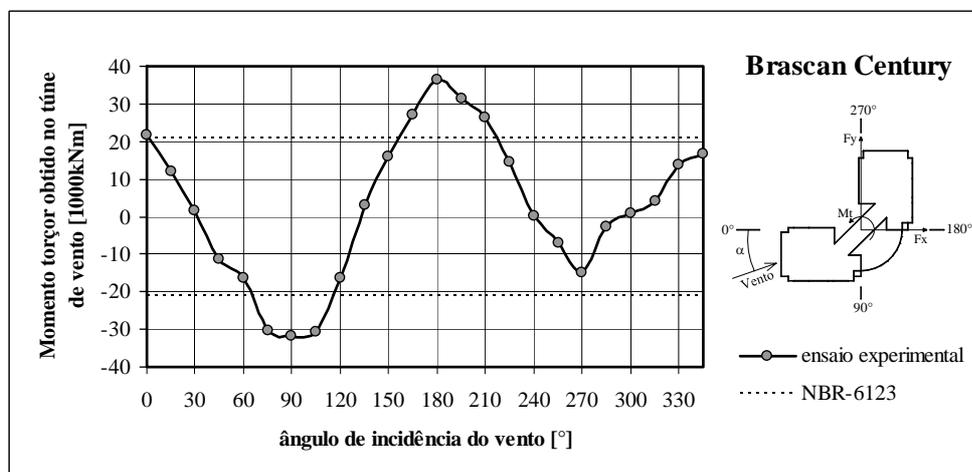


Gráfico 4.35 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.5 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

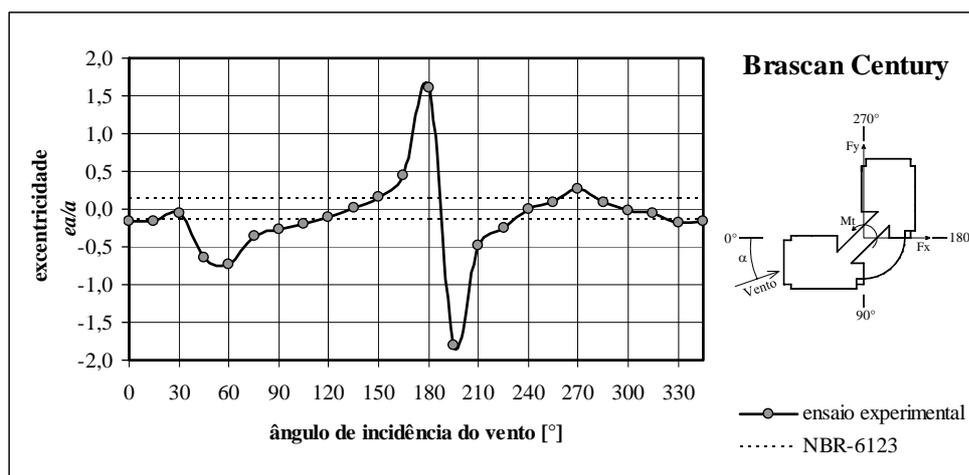
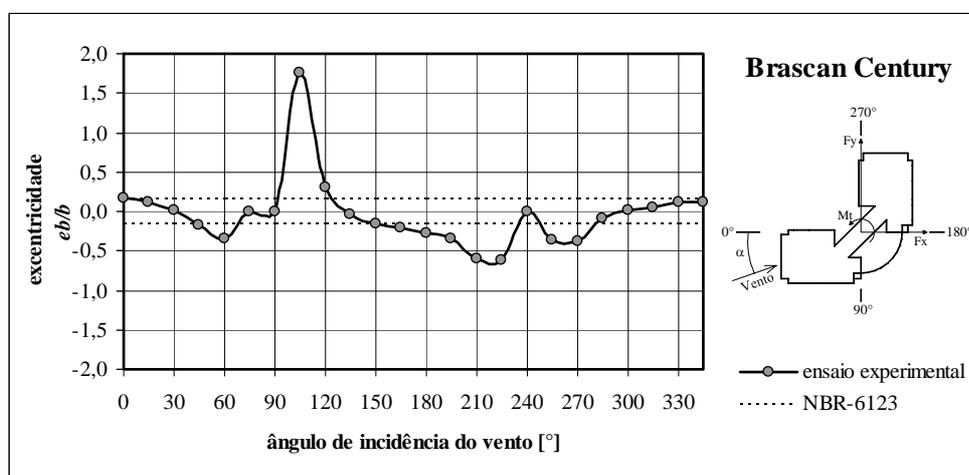
Tabela 4.5 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *Brascan Century*.

<i>Brascan Century</i>	Solicitações na base		
	Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	4.258 (120°)	232.043 (120°)	36.503 (180°)
	3.471 (0°)	189.166 (0°)	21.659 (0°)
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	3.743 (0°)	232.671 (0°)	21.089 (0°)
Norma canadense NBCC (1990)	3.910 (0°)	250.048 (0°)	15.556* (0°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)	3.388 (0°)	163.690 (0°)	12.725 (270°)

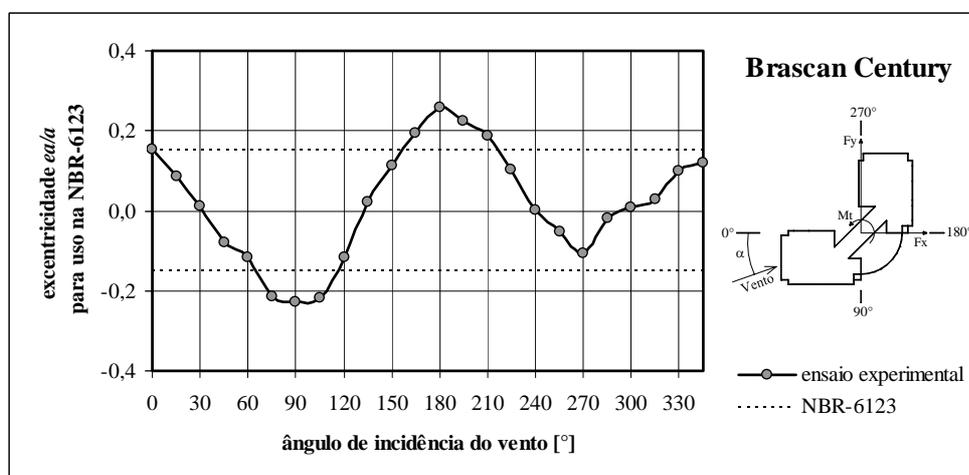
* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 3% maior do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 28% menor do que o obtido em túnel de vento, já o valor estimado pela norma alemã é 30% menor que o experimental. O momento fletor determinado a partir dos ensaios em túnel de vento resultou em cerca de 19% menor que o determinado pela norma brasileira, 24% menor do que pela norma canadense e 16% maior do que para a alemã, resultados válidos para incidência do vento de 0°, correspondente a incidência normal à fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 36% maior em relação à norma canadense e 66% maior que pela norma alemã. Os ensaios experimentais demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face. Para o edifício *Brascan*, o maior momento fletor foi verificado para 120° de incidência do vento.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

Gráfico 4.36 – Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento.Gráfico 4.37 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.38 e 4.39, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

Gráfico 4.38 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

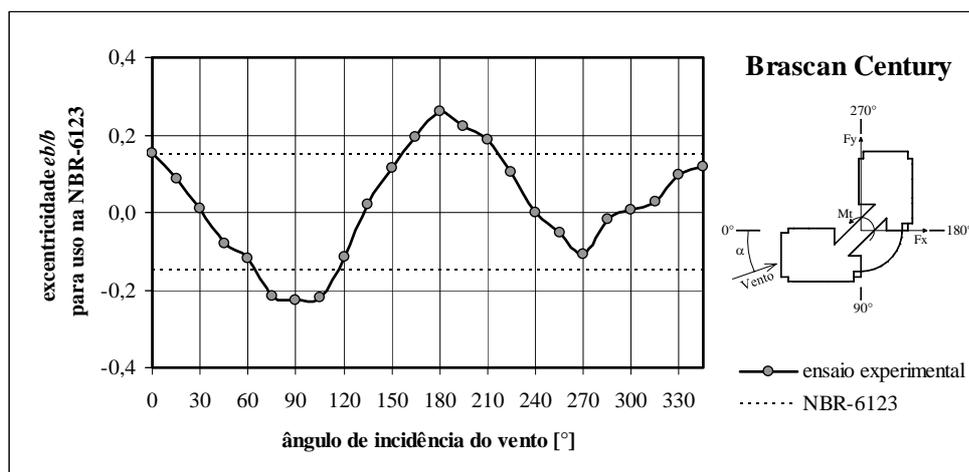


Gráfico 4.39 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

As duas excentricidades têm a variação idêntica, apresentam valores máximos a cada 90° de incidência. Isso se deve ao fato da secção da edificação ser simétrica. O valor máximo da excentricidade foi de 0,26 para a incidência de 180° , sendo o segundo maior valor de 0,23 para 90° .

4.7 Projeto *Cyrela Classique Klabin*

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.6:

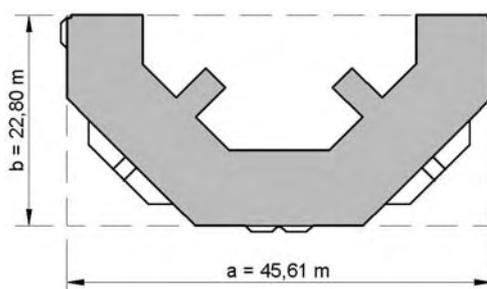
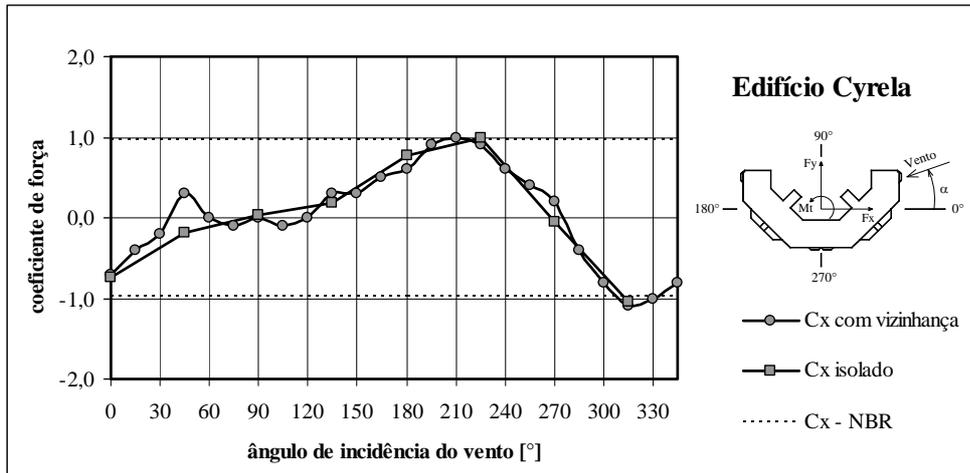
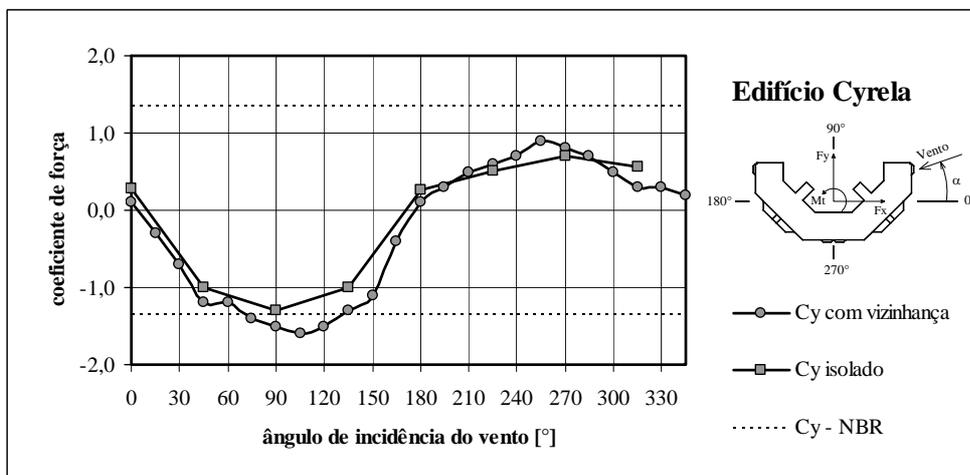


Figura 4.6 – Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício *Cyrela* para as estimativas teóricas.

Os gráficos 4.40 e 4.41, abaixo, apresentam a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento, para as duas situações analisadas: modelo isolado e modelo com vizinhança.

Gráfico 4.40 – Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento.Gráfico 4.41 – Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento.

Analisando os gráficos acima, nota-se que na direção x os coeficientes, para as duas configurações testadas, não tiveram significativas diferenças, porém na direção x pode-se notar que os valores máximos dos coeficientes variaram entre $-1,30$ (90° - isolado) e $-1,62$ (105° - com vizinhança), variação de 25%.

No caso específico do edifício em estudo, para o vento soprando a um ângulo de incidência em torno de 90° , forma-se uma região de ar estagnado na face côncava do prédio, em que a pressão é mais alta que pressão atmosférica (sobrepessão). Além disso, o escoamento descola nas arestas vivas existentes, separando-se nesta face, e originando uma esteira (região do escoamento separado) de grandes dimensões onde a pressão tem um valor abaixo da pressão atmosférica causando sucções na face convexa. A soma vetorial das forças do vento atuantes nas faces côncava e convexa provoca, para estes ângulos de incidência do vento, uma força global bem maior do que aquela existente quando o vento sopra em sentido

contrário (em torno de 270°). Note-se que o coeficiente de força para 90° é 1,5 e para 270° é 0,8. A redução no caso do vento incidindo a 270° é devida a forma da face frontal (convexa) que evita a formação de zonas de estagnação fazendo com que o escoamento seja lançado para as laterais formando uma esteira bem menor na face côncava. Existem também regiões em sucção na própria face convexa, o que resultou em uma força global na direção do vento bem menor que aquela a 90° .

No gráfico 4.42 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 315° , sugerindo que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.43.

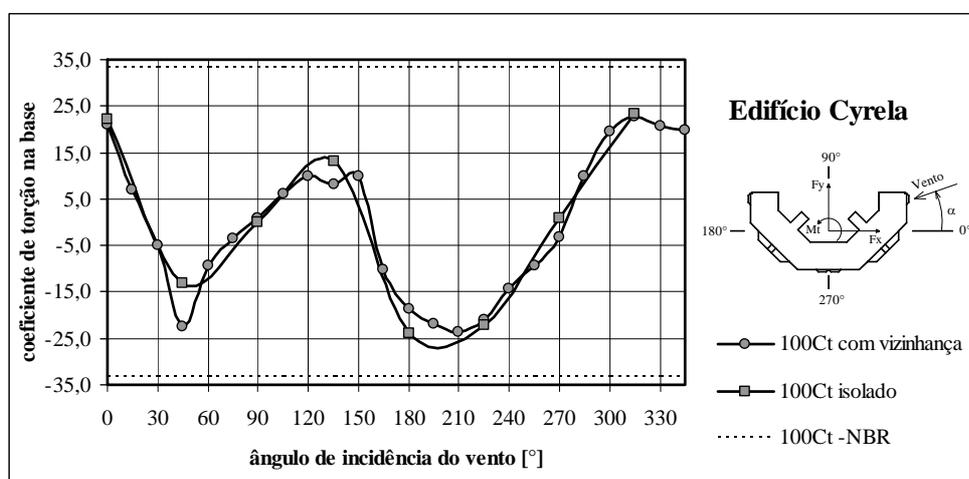


Gráfico 4.42 – Variação do coeficiente de torção C_t , em função da incidência do vento.

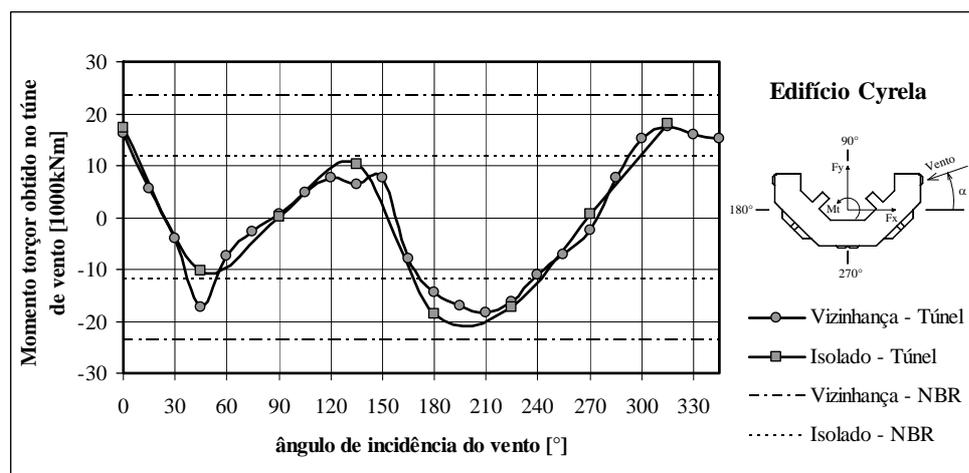


Gráfico 4.43 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.6 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.6 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *Cyrela*.

<i>Cyrela</i>		Solicitações na base		
		Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	c/viz	5.098 (105°)	187.941 (105°)	17.179 (210°)
		4.775 (90°)	176.675 (90°)	
	isolado	4.138 (90°)	170.822 (90°)	17.448 (90°)
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	c/viz	4.465 (90°)	178.714 (90°)	23.500 (90°)
	isolado	3.435 (90°)	137.472 (90°)	11.750 (90°)
Norma canadense NBCC (1990)		2.776 (90°)	116.137 (90°)	5.896* (90°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)		2.161 (90°)	58.531 (90°)	9.854 (90°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 27% menor do que o valor estimado pela norma brasileira para a simulação com vizinhança e 48% maior na configuração isolado. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 66,2% menor do que o obtido em túnel de vento com o modelo isolado e da ordem de 65,6% menor para o modelo com vizinhança. A norma alemã indica um momento torçor da ordem de 44% menor do que o obtido em túnel de vento com o modelo isolado e da ordem de 43% menor para o modelo com vizinhança. O momento fletor determinado a partir dos ensaios em túnel de vento com modelo isolado resultou em cerca de 24% maior que o determinado pela norma brasileira e 1% menor para o modelo com vizinhança, resultados válidos para incidência do vento de 90°, correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 99% maior em relação à norma canadense para o modelo isolado e 299% maior para o modelo com vizinhança. Já em relação à norma alemã,

para modelo isolado, a NBR apresentou acréscimo de 19% e com condição de vizinhança, aumento de 138%.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

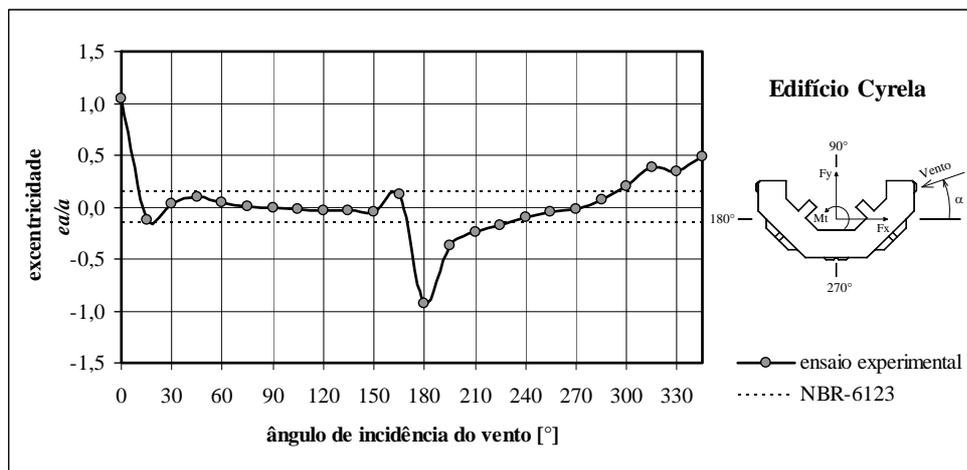


Gráfico 4.44 – Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento.

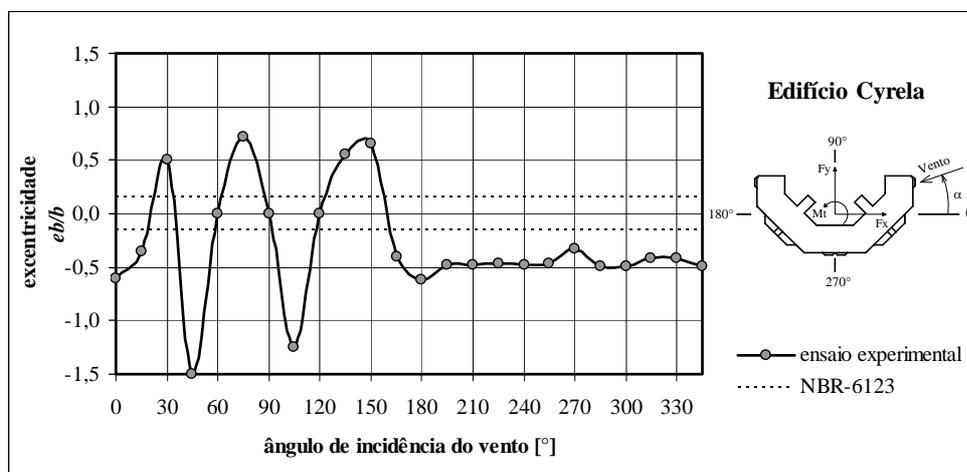


Gráfico 4.45 – Variação da excentricidade e_y/b em função da incidência do vento.

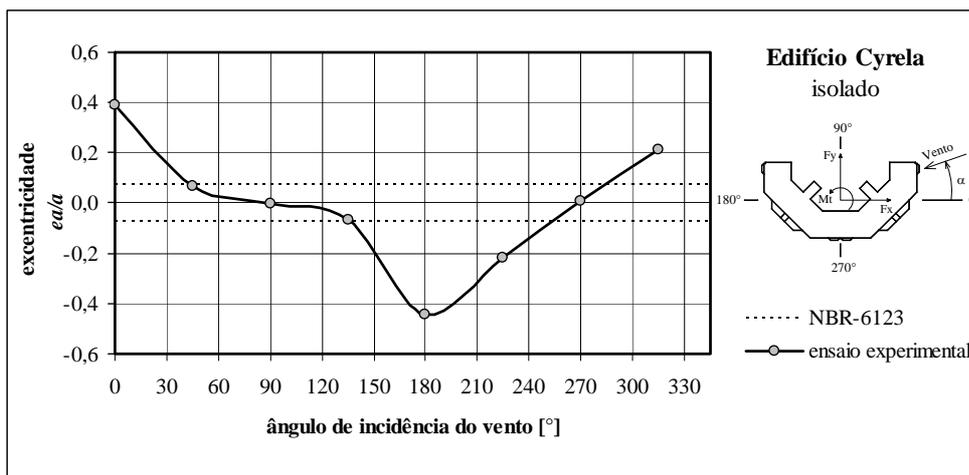


Gráfico 4.46 – Variação da excentricidade e_a/a , para o prédio isolado, em função da incidência do vento.

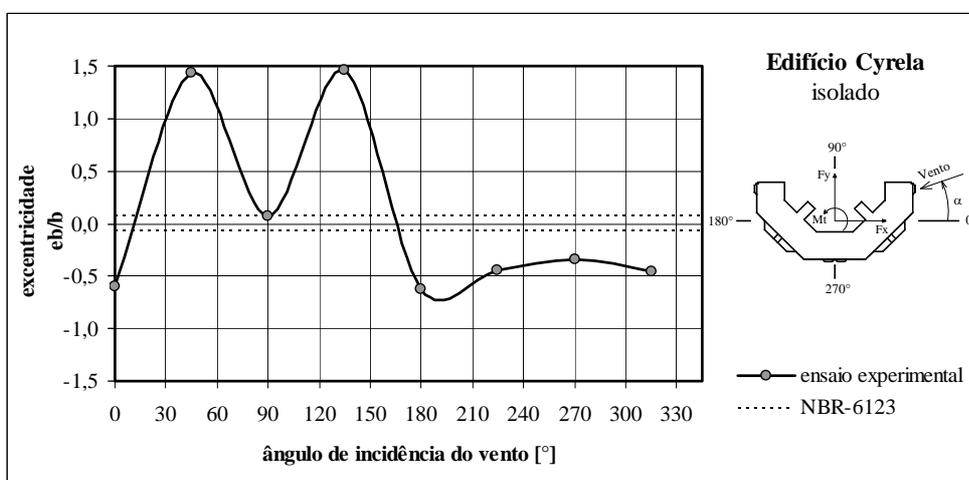


Gráfico 4.47 – Variação da excentricidade e_b/b , para o prédio isolado, em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.48 e 4.49, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

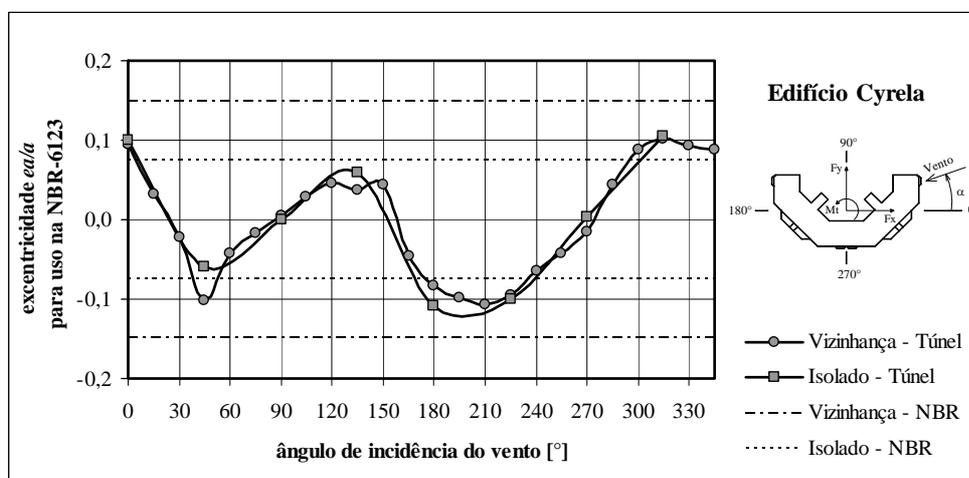


Gráfico 4.48 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

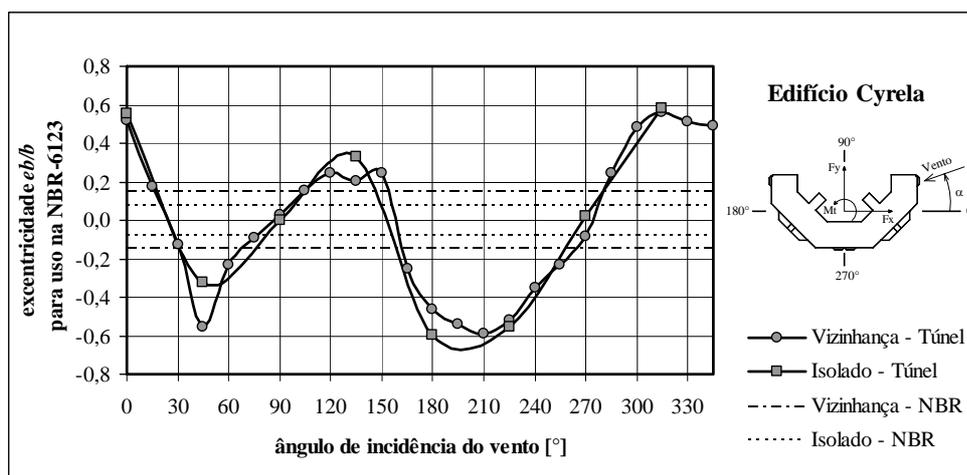


Gráfico 4.49 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

Nota-se nos gráficos 4.48 e 4.49 acima, que a excentricidade normalizada corrigida \hat{e}_a/a apresentou valores menores aos previsto na norma brasileira. No entanto, para excentricidade \hat{e}_b/b , apenas dois valores para a configuração isolado e três para os resultados com vizinhança foram abaixo do especificado na NBR, com máximos atingindo valores em torno de -0,60, para o caso do ângulo de 180° (isolado).

4.8 Projeto Gafisa-Eldorado

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.7:

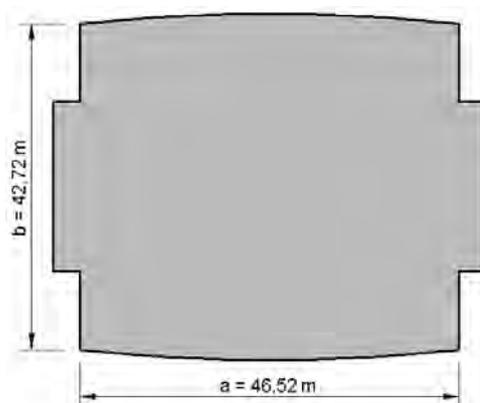


Figura 4.7 – Dimensões do retângulo representativo na seção do edifício *Gafisa-Eldorado* para as estimativas teóricas.

O gráfico 4.50, abaixo, apresenta a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento.

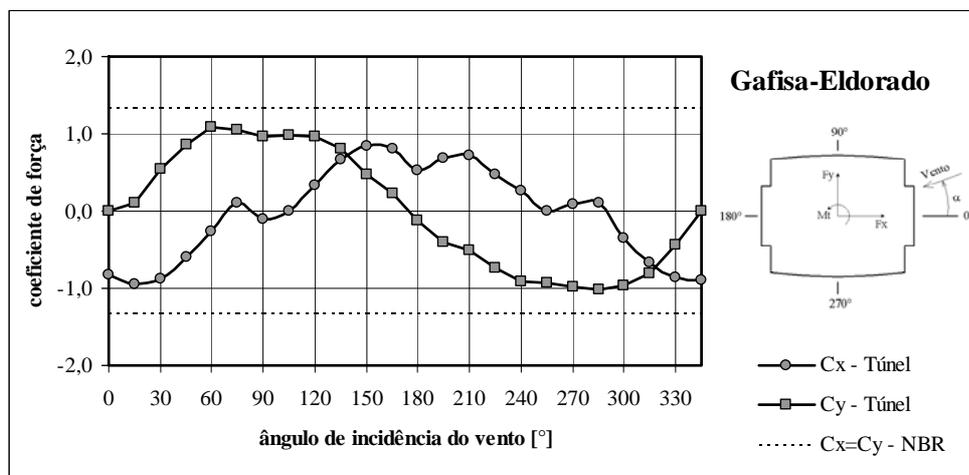


Gráfico 4.50 – Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento.

Percebe-se que coeficiente de força na direção y tem seu valor máximo para o ângulo de incidência de 60° , atingindo 1,09, já para a direção x, o coeficiente atinge $-0,95$ para o ângulo de 15° . A norma brasileira estima esses valores em 1,34 para C_x e 1,33 para C_y . Para as normas canadense e a alemã, os coeficientes de arrasto, para ambas as direções, são 1,30 e 1,20, respectivamente.

O gráfico 4.51 mostra que variação do coeficiente de torção com a incidência do vento, para um prédio com secção transversal aproximadamente quadrada, tendendo a ser mais simétrica, apresenta seus máximos quando a incidência estiver oblíqua 15° em relação às fachadas.

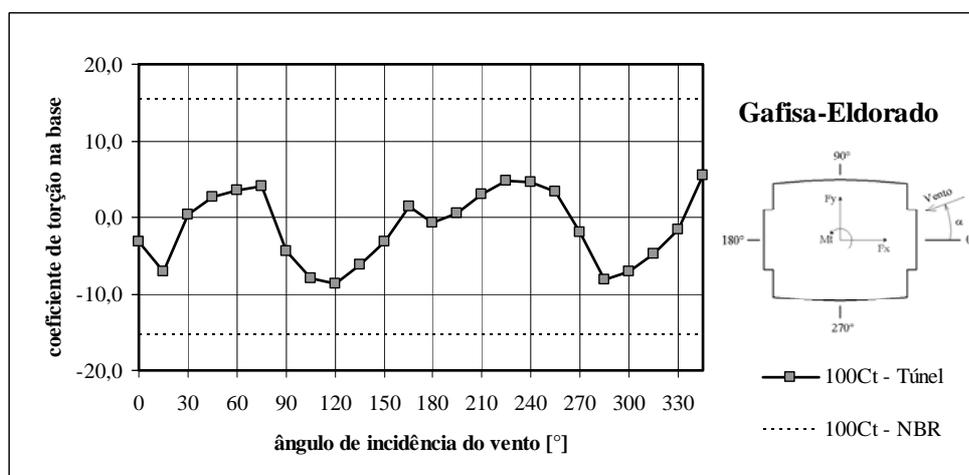


Gráfico 4.51 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

Em geral, em incidências de vento perpendiculares à face plana de uma edificação, a distribuição de pressões médias é simétrica, não acarretando momento torçor significativo. Isso pode ser visto no gráfico 4.52 para os ângulos de 0° , 90° , 180° e 270° .

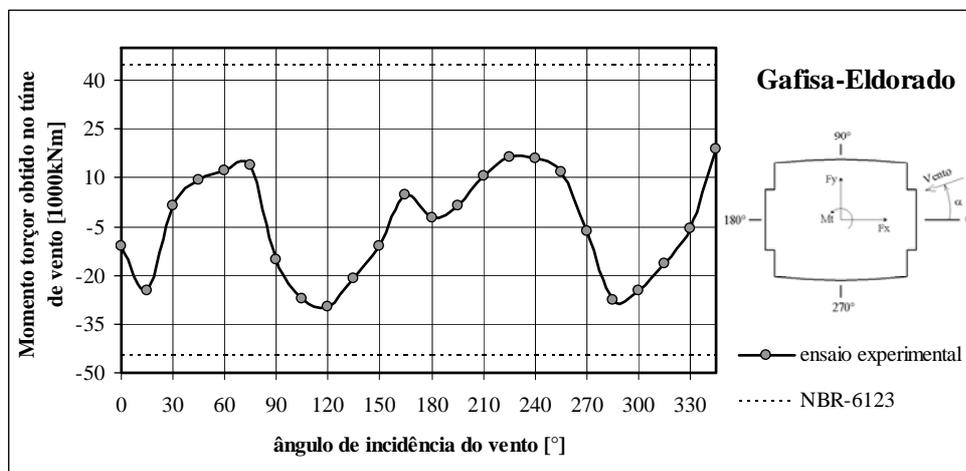


Gráfico 4.52 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.7 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.7 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *Gafisa-Eldorado*.

<i>Gafisa-Eldorado</i>	Solicitações na base		
	Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	8.772 (60°)	636.916 (60°)	29.772 (120°)
	7.887 (90°)	572.640 (90°)	
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	6.375 (90°)	401.427 (90°)	44.487 (90°)
Norma canadense NBCC (1990)	6.940 (90°)	585.914 (90°)	32.094* (90°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)	6.336 (90°)	435.919 (90°)	29.473 (90°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 33% menor do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor 8% maior do que o obtido em túnel de vento, já o valor estimado pela norma alemã é 1% menor que o experimental. O momento fletor determinado a partir dos ensaios em túnel de vento resultou em cerca de 43% maior que o determinado pela norma brasileira, 2% menor do que a norma canadense e 31% menor do que para a alemã, resultados válidos para incidência do vento de 90° , correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 39% maior em relação à norma canadense e 51% maior que a norma alemã. Os ensaios experimentais demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face. Para o edifício *Gafisa-Eldorado*, o maior momento fletor foi verificado para 60° de incidência do vento, já o máximo momento torçor, a 120° .

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

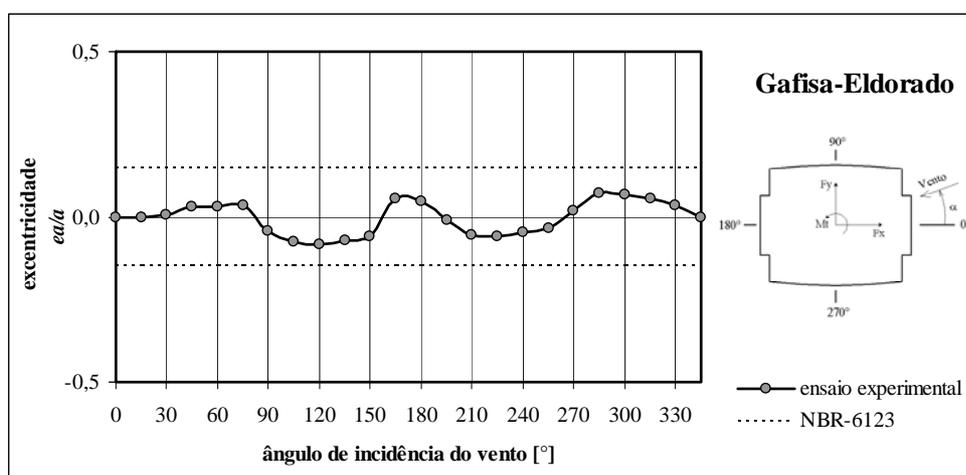


Gráfico 4.53 – Variação da excentricidade e_d/a em função da incidência do vento.

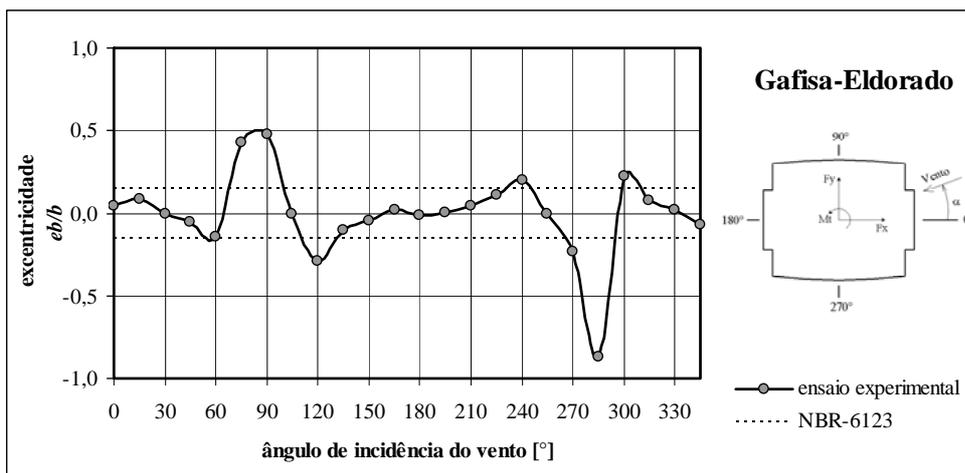


Gráfico 4.54 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.55 e 4.56, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

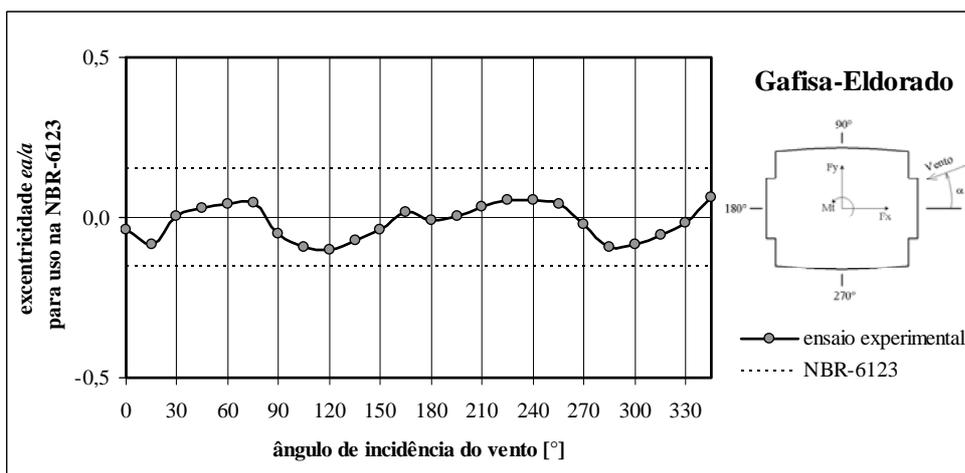


Gráfico 4.55 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

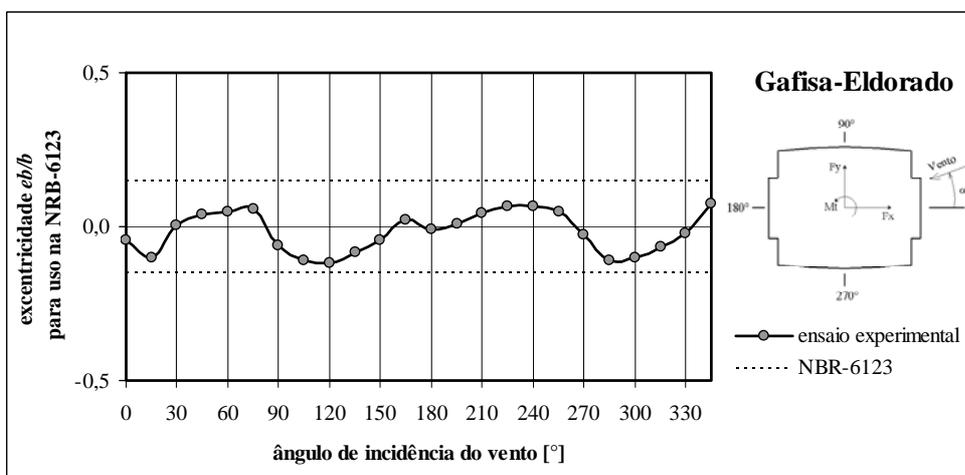


Gráfico 4.56 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

Analisando os gráficos acima, percebe-se que os valores das excentricidades normalizadas corrigidas \hat{e}_a/a e \hat{e}_b/b ficaram abaixo de 0,15 — valor indicado na NBR para condições com vizinhança — com máximos da ordem de 0,12.

4.9 Projeto *e-Tower*

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.8:

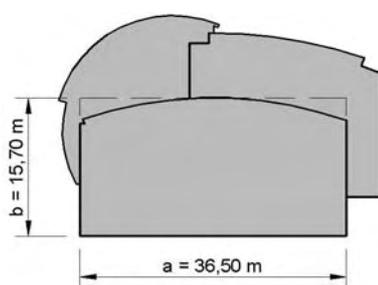


Figura 4.8 – Dimensões do retângulo representativo na seção do edifício *e-Tower* para as estimativas teóricas.

O gráfico 4.57, abaixo, apresenta a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento.

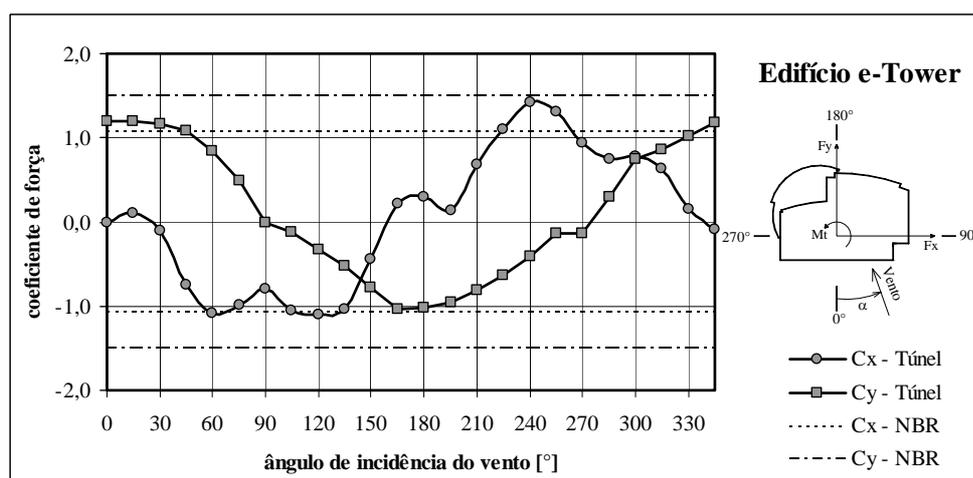


Gráfico 4.57 – Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento.

Em análise aos gráficos acima, percebe-se que coeficiente de força na direção Y tem seu valor máximo para o ângulo de incidência de 15°, atingindo 1,20, já para a direção X, o

coeficiente atinge 1,42 para o ângulo de 240° . A norma brasileira estima esses valores em 1,07 para C_x e 1,51 para C_y , para a aproximação de um retângulo envolvente na secção transversal, com ângulos de incidência equivalentes a 0° e 90° . Esses resultados comprovam que para formas não convencionais, que é o caso do *e-Tower*, a aproximação da NBR não condiz com a realidade, como mostra a inversão da magnitude dos coeficientes de força. Para as normas canadense e a alemã, os coeficientes de arrasto, para ambas as direções, são 1,30 e 1,20, respectivamente.

No gráfico 4.58 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 45° , sugerindo que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.59.

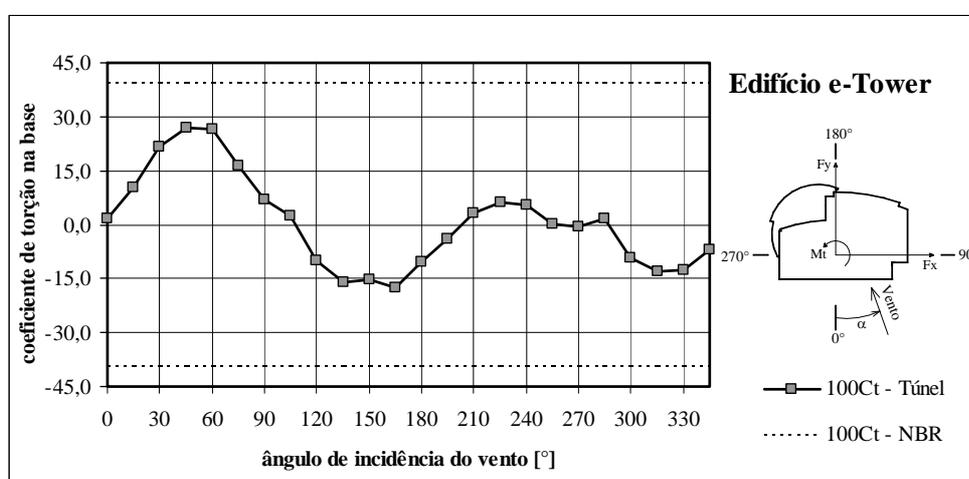


Gráfico 4.58 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

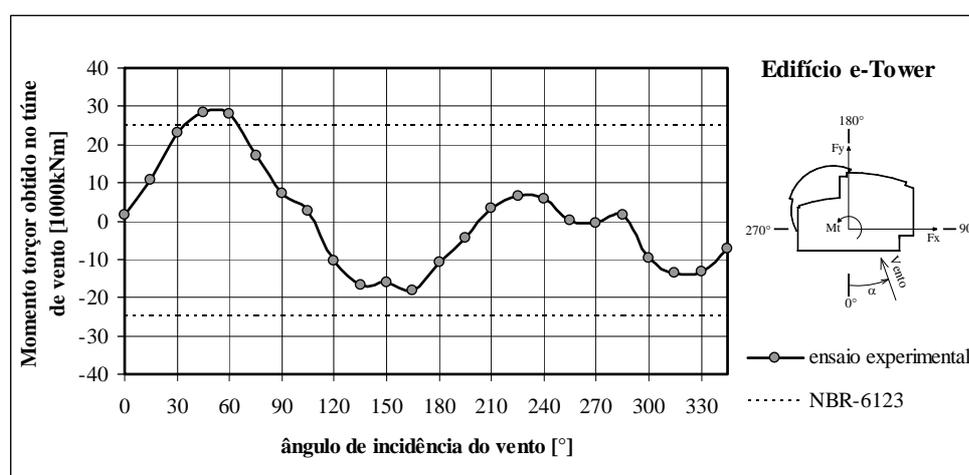


Gráfico 4.59 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.8 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.8 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *e-Tower*.

<i>e-Tower</i>	Solicitações na base		
	Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	9.873 (240°)	682.232 (240°)	30.100 (45°)
	8.486 (0°)	645.810 (0°)	
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	9.054 (0°)	720.122 (0°)	24.785 (0°)
Norma canadense NBCC (1990)	6.287 (0°)	543.523 (0°)	25.363* (0°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)	5.680 (0°)	386.909 (0°)	20.732 (0°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 21% maior do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 19% menor do que o obtido em túnel de vento, já o valor estimado pela norma alemã é 45% menor que o experimental. O momento fletor determinado a partir dos ensaios experimentais resultou em cerca de 12% menor que o determinado pela norma brasileira, 19% maior do que para a norma canadense e 67% maior do que para a alemã, resultados válidos para incidência do vento de 0°, correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 2% menor em relação à norma canadense e 20% maior que a norma alemã. Os ensaios no túnel de vento demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face. Para o edifício *e-Tower*, o maior momento fletor foi verificado para 240° de incidência do vento, já o máximo momento torçor, a 45°.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

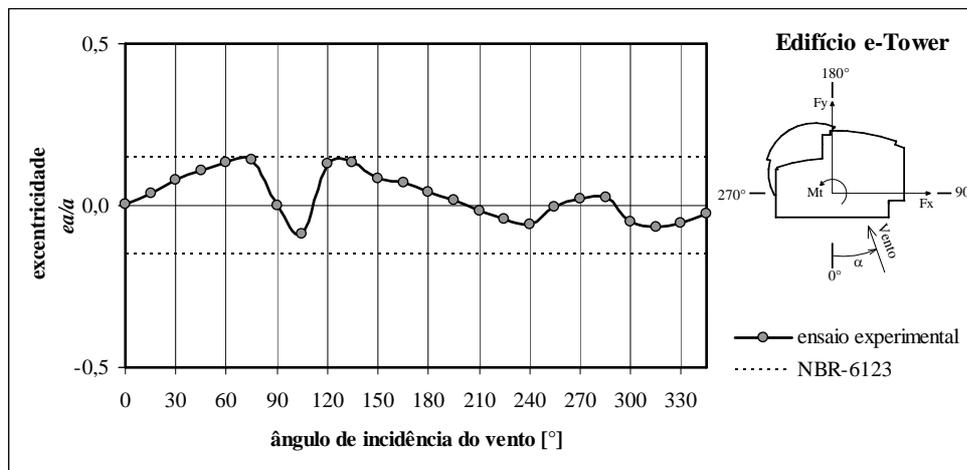


Gráfico 4.60 – Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento.

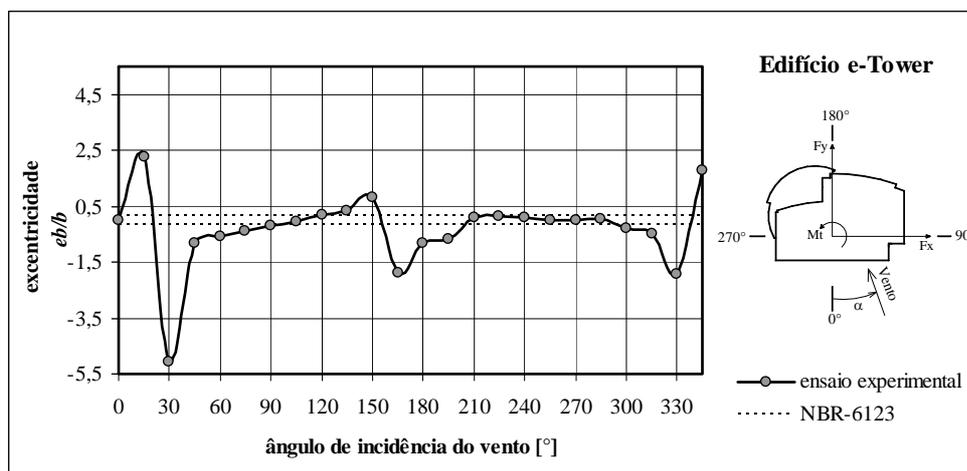


Gráfico 4.61 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.62 e 4.63, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

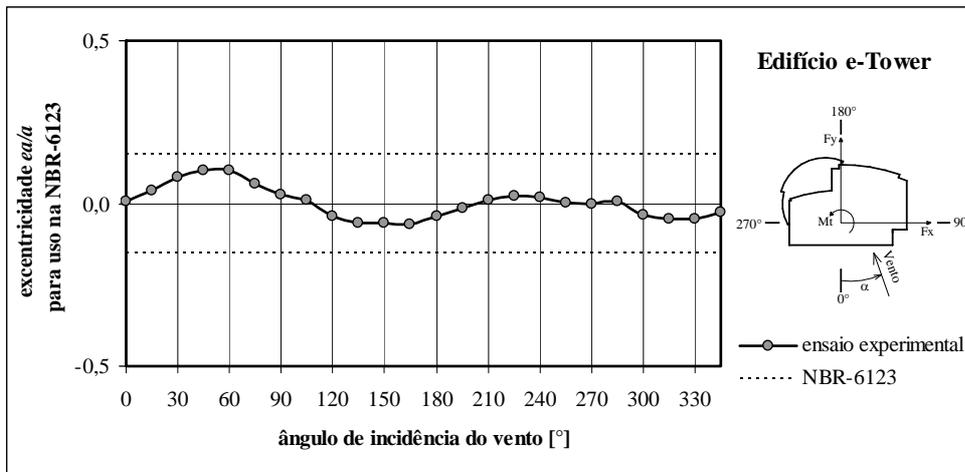


Gráfico 4.62 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

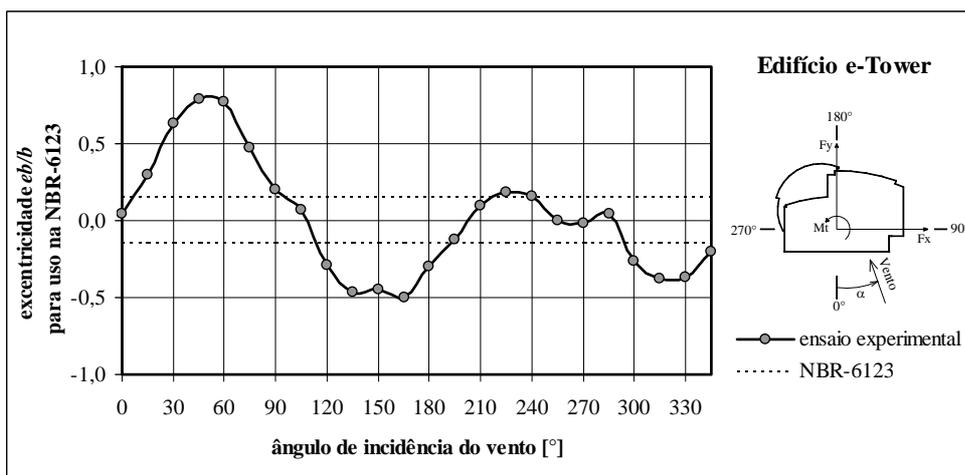


Gráfico 4.63 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

Os valores da excentricidade normalizada corrigida, \hat{e}_a/a , ficaram abaixo do previsto pela NBR. No entanto, para excentricidade \hat{e}_b/b , a maioria dos ângulos analisados foram superiores a norma brasileira, atingindo máximos de 0,79 para a incidência de 45° do vento.

4.10 Projeto *Mandarin*

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.9:

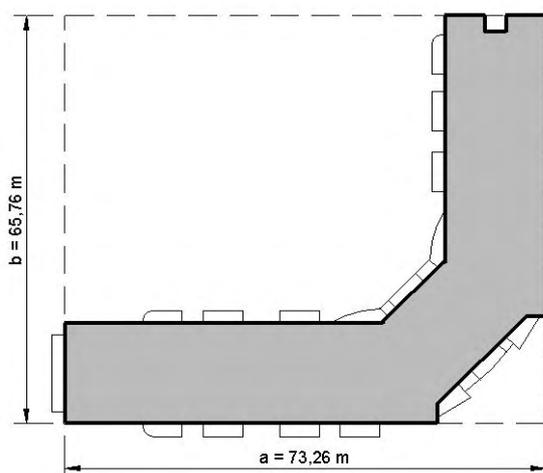


Figura 4.9 – Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício *Mandarin* para as estimativas teóricas.

O gráfico 4.64 e 4.65, abaixo, apresenta a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento, para as duas configurações de exposição simuladas.

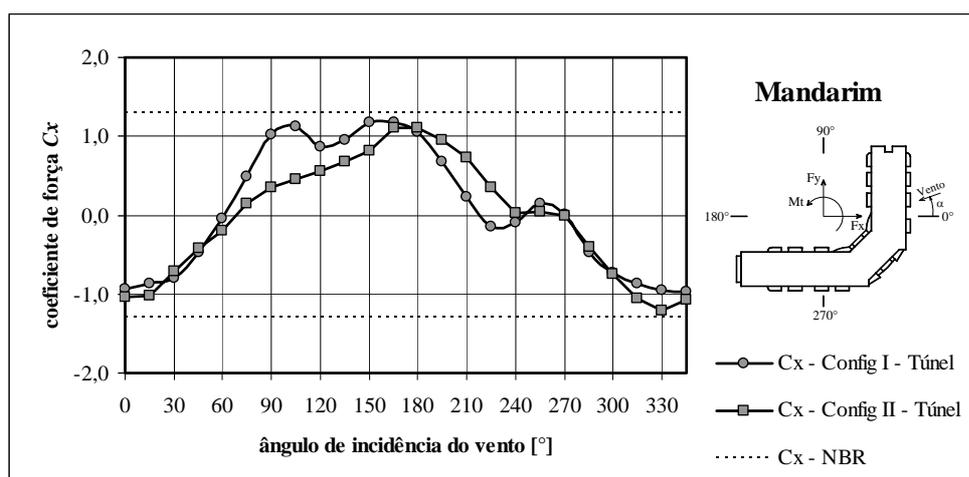


Gráfico 4.64 – Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento.

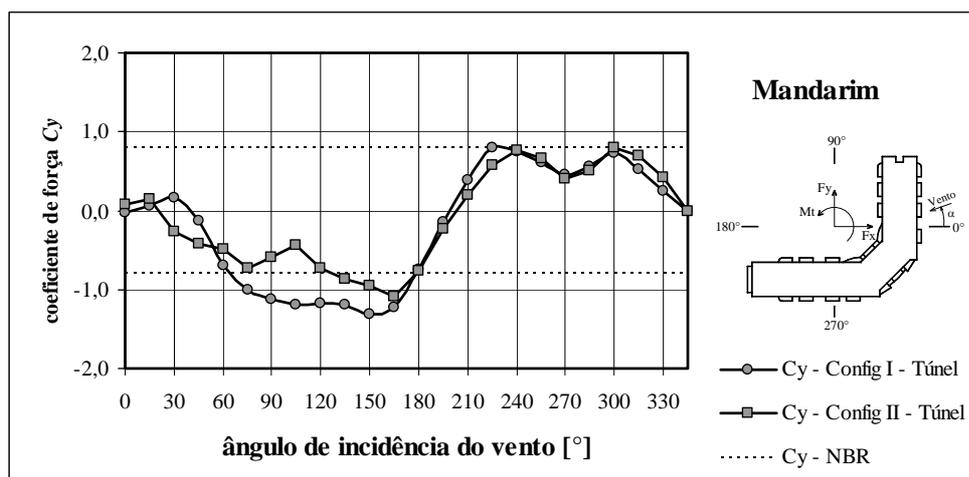


Gráfico 4.65 – Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento.

A sobreposição das curvas demonstra que o efeito de proteção dos prédios vizinhos não gera benefícios às ações globais na estrutura, embora localmente os aumentos de pressões sejam significativos, refletindo consideravelmente na torção.

No gráfico 4.66 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 45°, sugerindo que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.67.

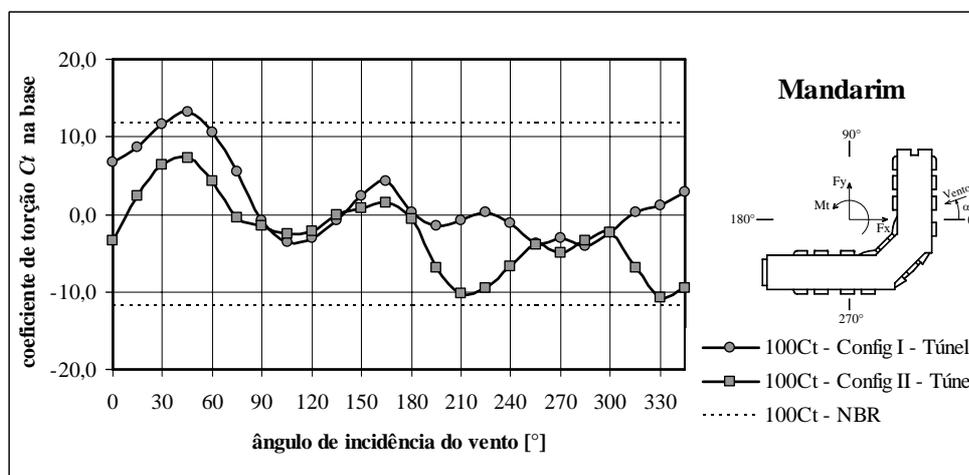


Gráfico 4.66 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

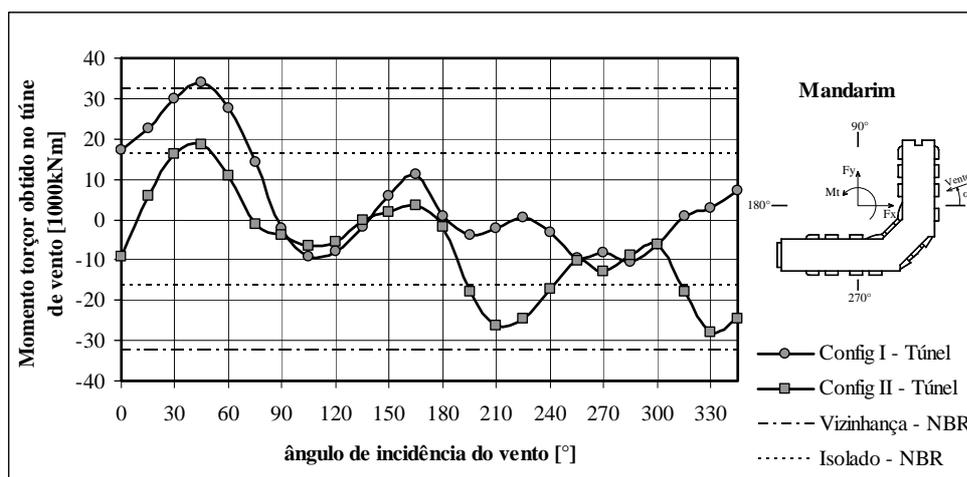


Gráfico 4.67 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.9 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.9 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *Mandarin*.

<i>Mandarin</i>		Solicitações na base		
		Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	Conf. I (isolado)	5.136 (150°)	150.008 (150°)	33.541 (45°)
		1.751 (270°)	51.139 (270°)	
	Conf. II (c/ viz.)	4.241 (330°)	127.603 (330°)	27.452 (330°)
		1.556 (270°)	46.827 (270°)	
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	c/viz	3.834 (270°)	128.627 (270°)	32.407 (270°)
	isolado	2.949 (270°)	98.944 (270°)	16.202 (270°)
Norma canadense NBCC (1990)		2.970 (270°)	108.712 (270°)	11.610* (270°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)		1.637 (270°)	35.947 (270°)	11.990 (270°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Para casos peculiares como desse estudo, as diferenças entre os ensaios com e sem vizinhança são significativas, abaixo, a figura 4.10 mostra três perfis verticais de pressões para a incidência do vento de 90°, nas duas configurações testadas.

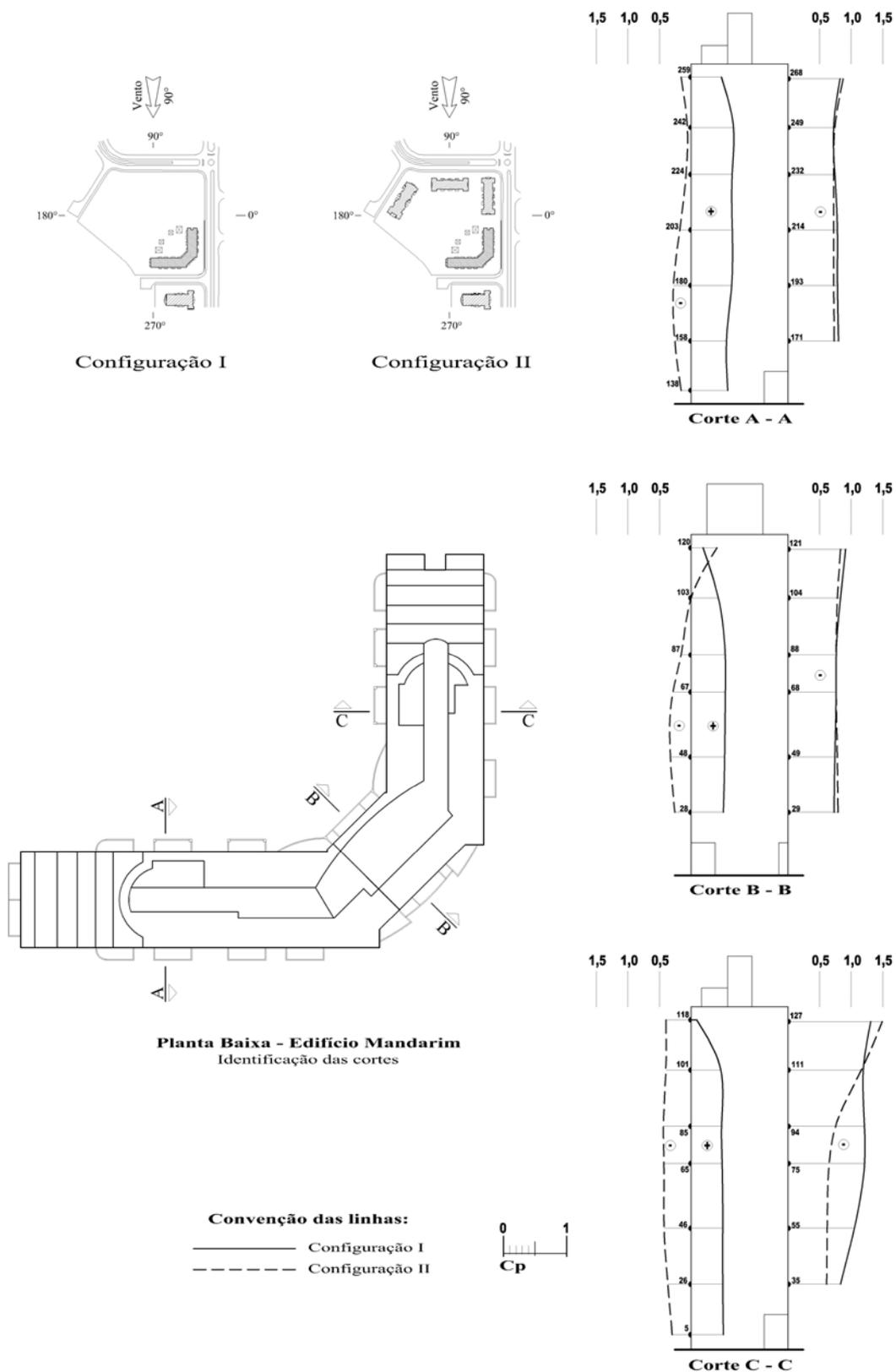


Figura 4.10 – Perfis verticais de pressão para incidência de 90°.

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base, cerca de 107% maior para a Configuração I e 15% menor para a Configuração II do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 65% menor do que o obtido em túnel de vento para a primeira configuração e em torno de 58% menor para a segunda configuração. A norma alemã indica um momento torçor da ordem de 64% menor do que o obtido em túnel de vento com o modelo isolado (Conf. I) e da ordem de 56% menor para o modelo com vizinhança (Config. II). O momento fletor determinado a partir dos ensaios experimentais resultou em cerca de 64% menor que o determinado pela norma brasileira, 57% menor do que para a norma canadense e 30% maior do que pela norma alemã, resultados válidos para incidência do vento de 270° , correspondente a incidência normal à maior fachada e para a Configuração II, equivalente a simulação com vizinhança. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 40% maior em relação à norma canadense para o modelo isolado e 179% maior para a estimativa com vizinhança, já em relação à norma alemã, para modelo isolado, a NBR apresentou acréscimo de 35% e com condição de vizinhança, aumento de 170%.

Os ensaios no túnel de vento demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face. Para o edifício *Mandarin*, o maior momento fletor foi verificado para 150° de incidência do vento, já o máximo momento torçor, a 45° .

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

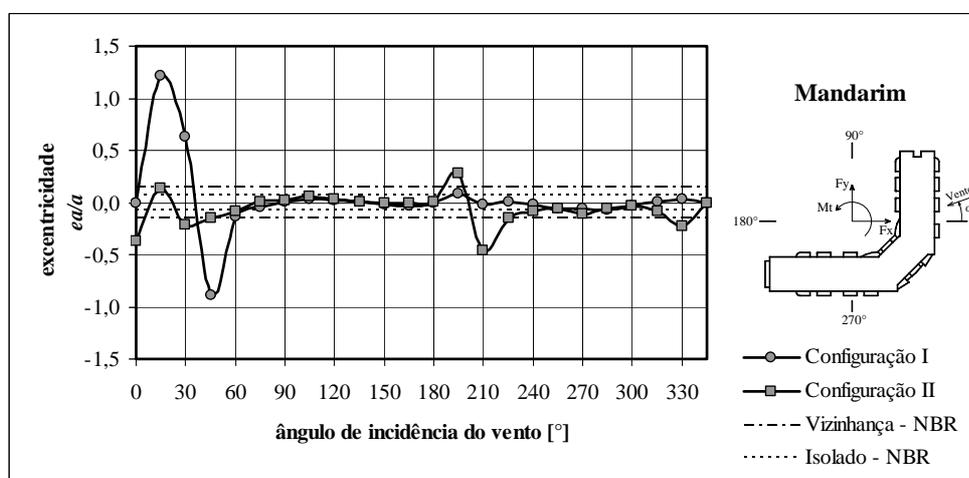


Gráfico 4.68 – Variação da excentricidade e_e/a em função da incidência do vento.

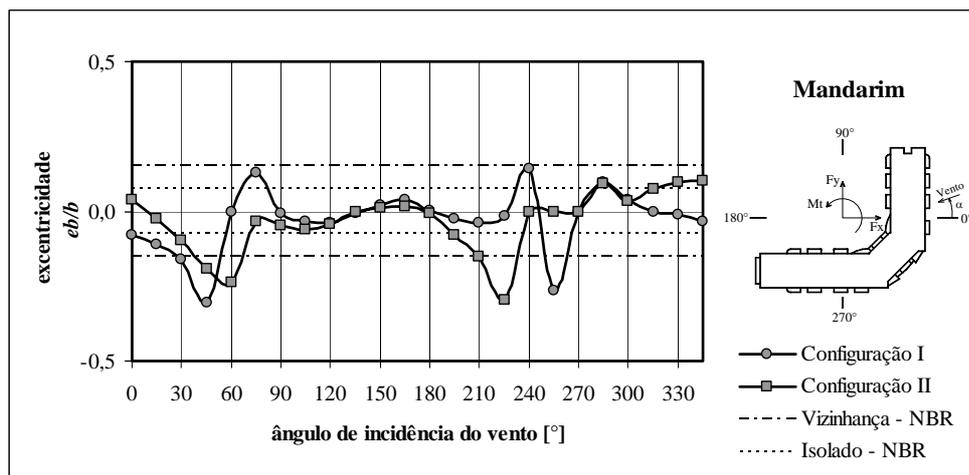


Gráfico 4.69 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.70 e 4.71, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

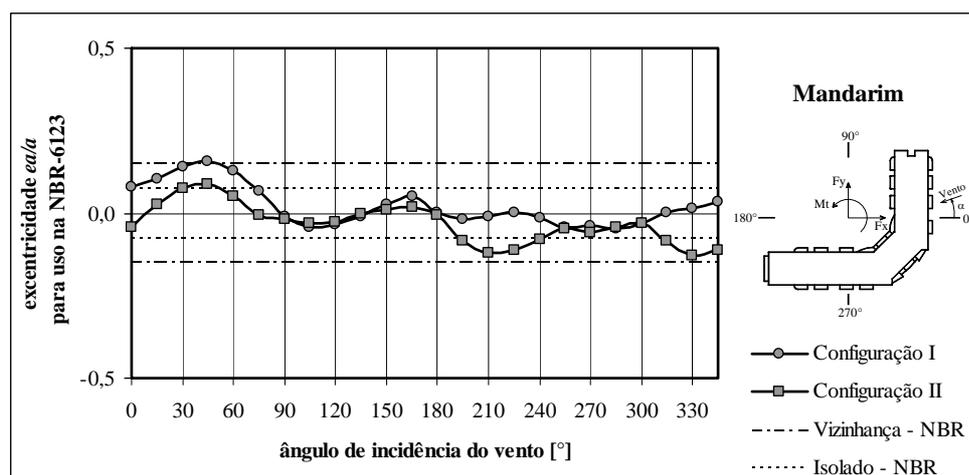


Gráfico 4.70 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

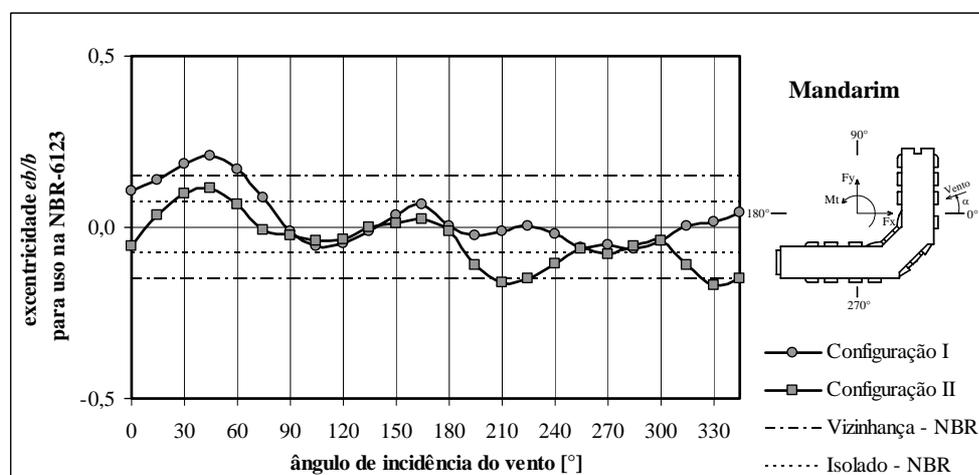


Gráfico 4.71 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

A Configuração I apresentou valores menores do que especificação da norma brasileira em todos os ângulos de incidência, com exceção ao ângulo de 45° , que apresentou valores de excentricidades \hat{e}_a/a e \hat{e}_b/b iguais a 0,16 e 0,21, respectivamente. Na Configuração II, o único ângulo a superar a indicação da NBR foi o 210° , para a excentricidade \hat{e}_b/b da ordem de 0,16.

4.11 Projeto Sundeck Residence

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.10:

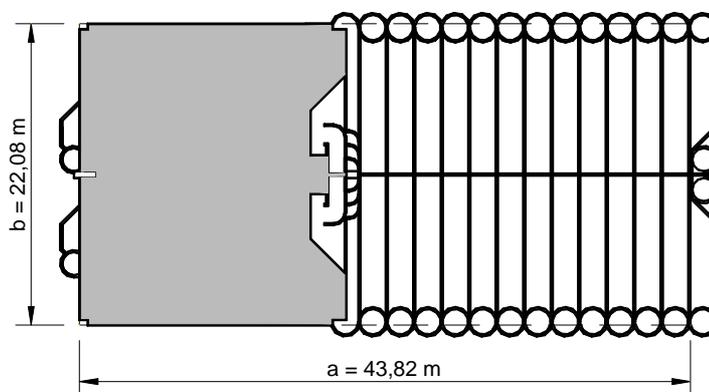


Figura 4.11 – Dimensões do retângulo representativo na seção do edifício *Sundeck Residence* para as estimativas teóricas.

Os gráficos 4.72 e 4.73, apresentam a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento, para as duas configurações de exposição simuladas.

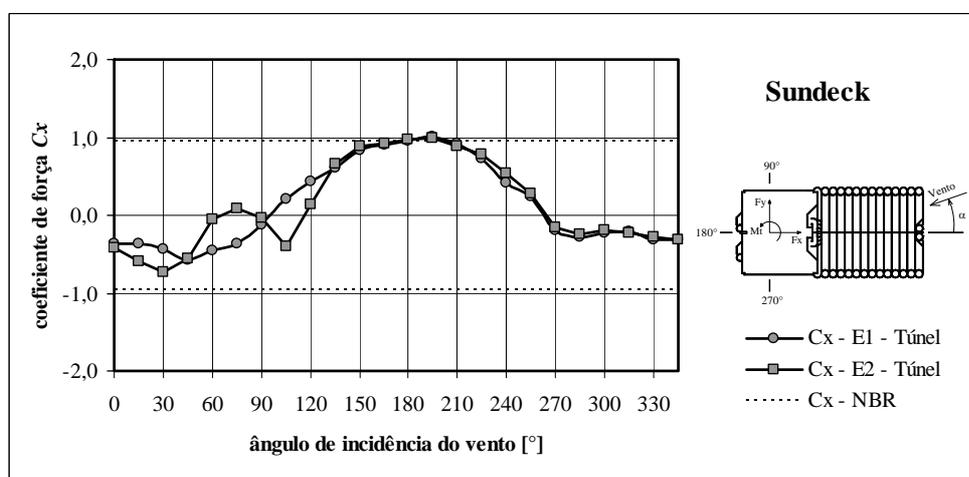


Gráfico 4.72 – Variação do coeficiente de força C_x em função da incidência do vento.

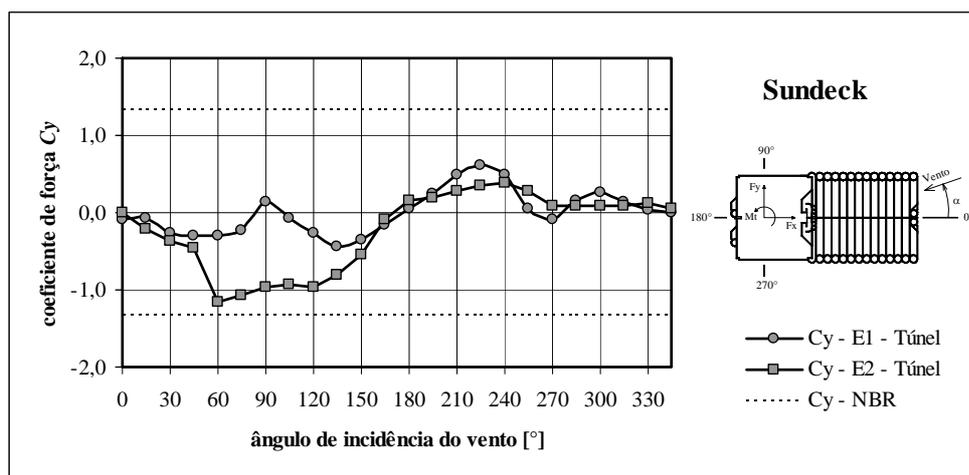


Gráfico 4.73 – Variação do coeficiente de força C_y em função da incidência do vento.

A sobreposição das curvas demonstra o efeito de proteção entre os prédios, fato notado quando a incidência do vento for de 90° (ver figura 3.44), quando C_y para E1, que está a sotavento, apresenta valor de 0,13, já para E2, a barlavento, C_y é igual a 0,97.

No gráfico 4.74 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 60° sugerindo que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.75.

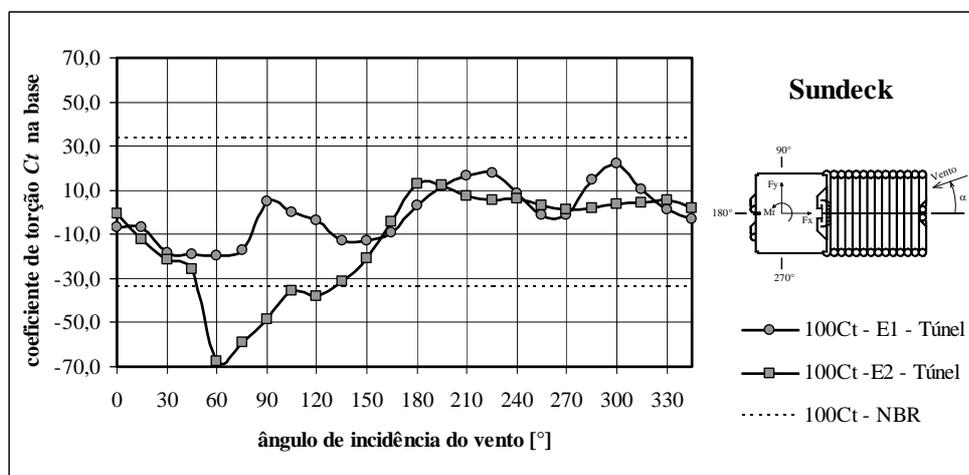


Gráfico 4.74 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

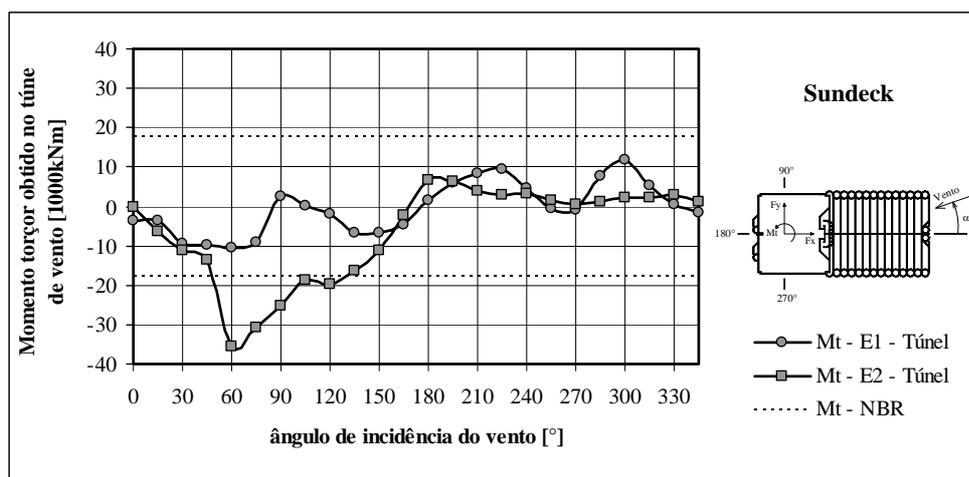


Gráfico 4.75 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.10 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.10 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *Sundeck Residence*.

<i>Sundeck</i>		Solicitações na base		
		Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	E1	1.470 (225°)	40.418 (225°)	11.960 (300°)
		308 (90°)	8.197 (90°)	
	E2	2.750 (60°)	68.196 (60°)	36.226 (60°)
		2.299 (90°)	58.866 (90°)	
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	c/viz	3.467 (90°)	121.206 (90°)	17.532 (90°)
	isolado	2.667 (90°)	93.235 (90°)	8.766 (90°)
Norma canadense NBCC (1990)		1.717 (90°)	59.238 (90°)	3.132 (90°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)		1.869 (90°)	68.395 (90°)	8.191 (90°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base, cerca de 32% menor para o edifício E1 e 107% maior para o edifício E2 do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 74% menor do que o obtido em túnel de vento para E1 e em torno de 91% menor para E2. A norma alemã indica um momento torçor da ordem de 32% menor do que o obtido em túnel de vento para E1 e da ordem de 77% menor para o modelo E2. O momento fletor determinado a partir dos ensaios experimentais resultou em cerca de 44% menor que o determinado pela norma brasileira, 15% maior do que para a norma canadense e 0,3% menor do que pela norma alemã, resultados válidos para incidência do vento de 60° para o edifício E2. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 460% maior em relação à norma canadense para a situação com vizinhança e 180% maior para a estimativa isolada, já em relação à norma alemã, para a situação isolado, a NBR apresentou acréscimo de 7% e com condição de vizinhança, aumento de 114%.

Os ensaios no túnel de vento demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face. Para os edifícios *Sundeck*, os maiores momentos fletor e torçor foram verificados para 60° de incidência do vento.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

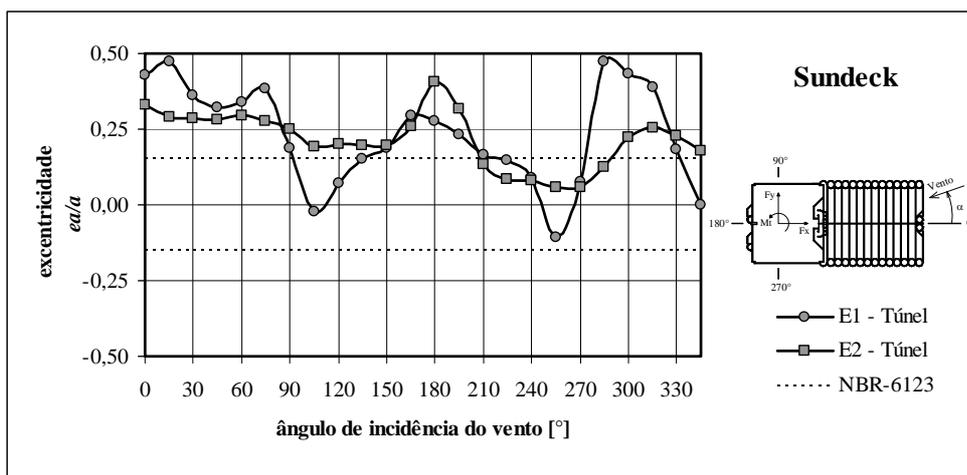


Gráfico 4.76 – Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento.

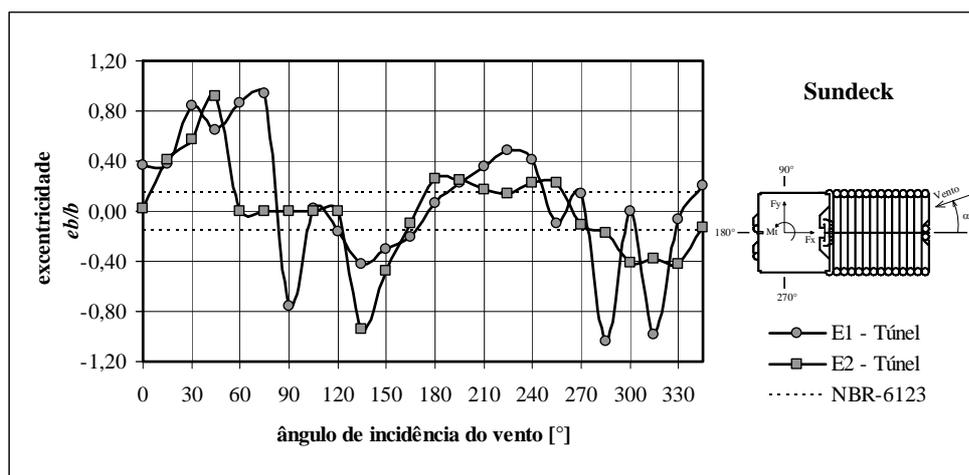


Gráfico 4.77 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Os gráficos abaixo, 4.78 e 4.79, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

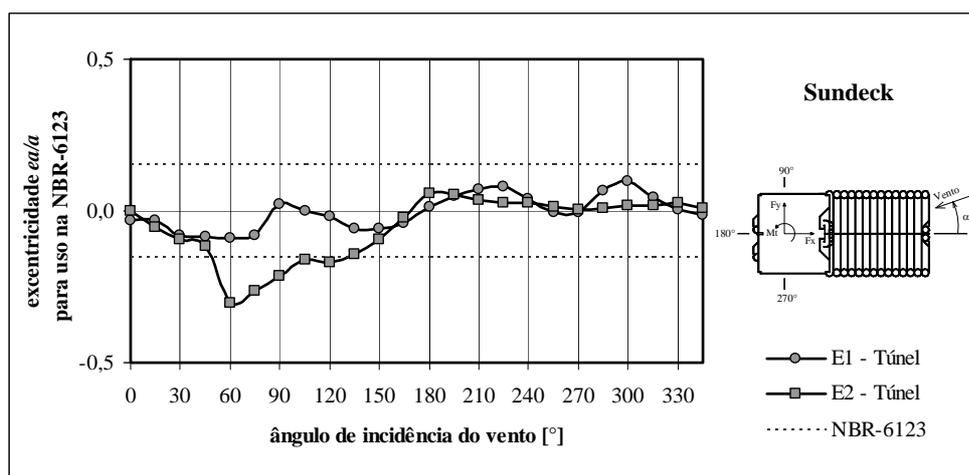


Gráfico 4.78 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

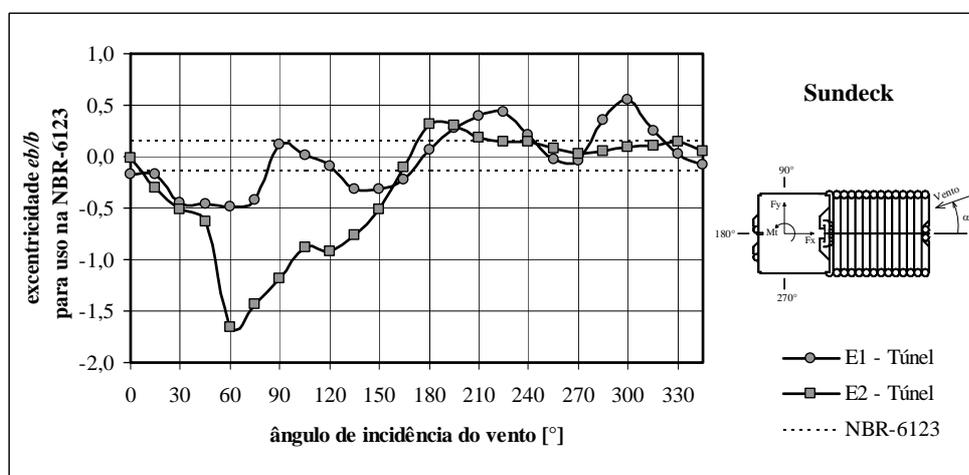


Gráfico 4.79 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

4.12 Projeto *Sunset Residence*

Para a análise teórica, segundo as normas brasileira, canadense e alemã, as dimensões transversais da edificação utilizadas estão mostradas na figura 4.12 abaixo:

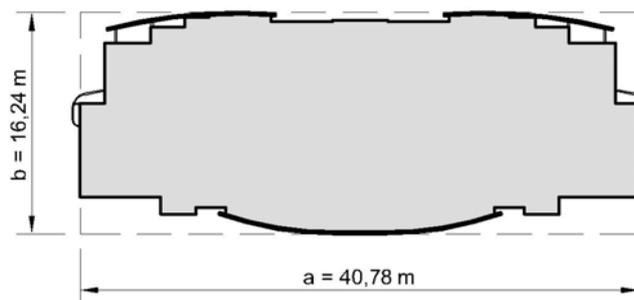


Figura 4.12 – Dimensões do retângulo representativo na secção do edifício *Sunset Residence* para as estimativas teóricas.

O gráfico 4.80, abaixo, apresenta a variação dos coeficientes de força em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento.

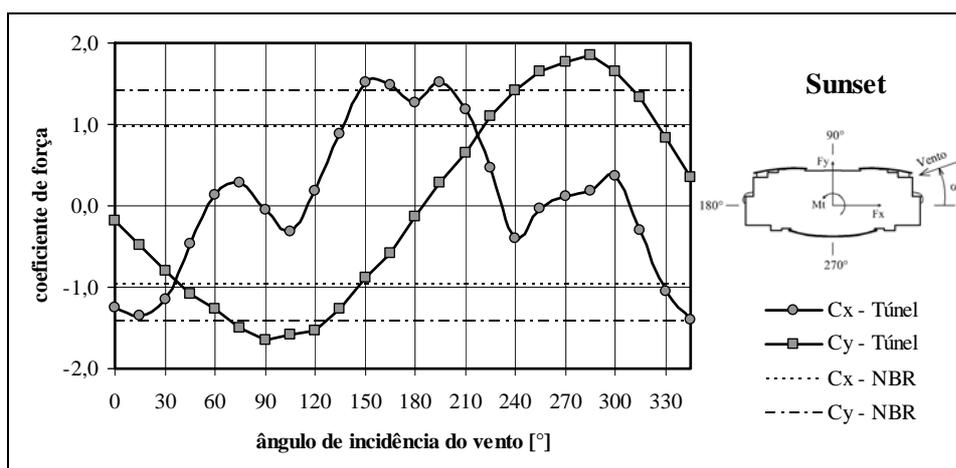


Gráfico 4.80 – Variação dos coeficientes de força C_x e C_y em função da incidência do vento.

Percebe-se que o coeficiente de força na direção y tem seu valor máximo para o ângulo de incidência de 285° , atingindo 1,84, já para a direção x , o coeficiente atinge 1,52 para o ângulo de incidência de 150° . A norma brasileira estima esses valores em 0,96 para C_x e 1,42 para C_y , para a aproximação de um retângulo envolvente na secção transversal, com ângulos de incidência equivalentes a 0° e 90° . Para as normas canadense e a alemã, os coeficientes de arrasto, para ambas as direções, são 1,30 e 1,20, respectivamente. A apresentação desse coeficiente de arrasto para as três normas também é distinta; a NBR apresenta valores variados de acordo com as proporções relativas da edificação; a NBCC apresenta apenas um valor, limitando a

aplicação dos coeficientes a uma determinada gama de edificações e a DIN apresenta coeficientes para quatro tipos de secções, não considerando proporções entre lados.

No gráfico 4.81 observa-se o valor máximo do coeficiente de torção para um ângulo de incidência do vento de 135° ($100C_t=35,75$), sugerindo que o momento torçor máximo também ocorra para o mesmo ângulo, conforme mostrado no gráfico 4.82.

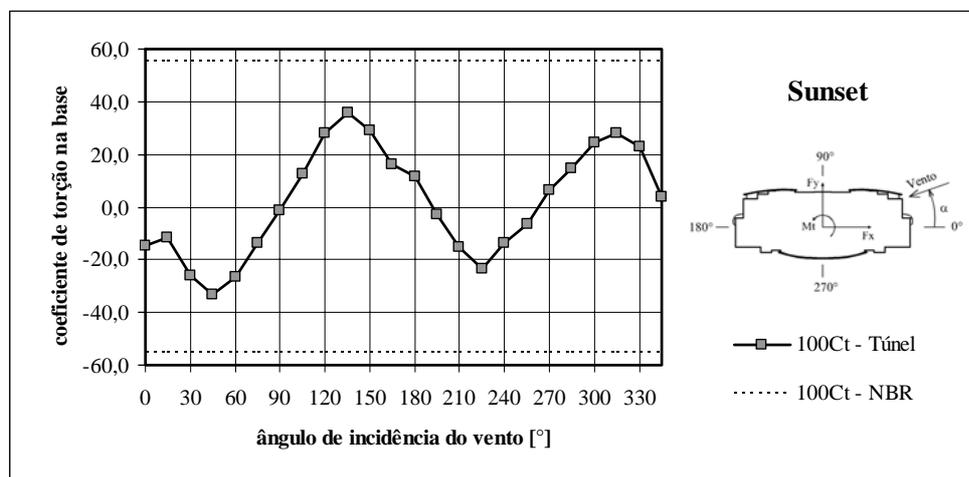


Gráfico 4.81 – Variação do coeficiente de torção C_t em função da incidência do vento.

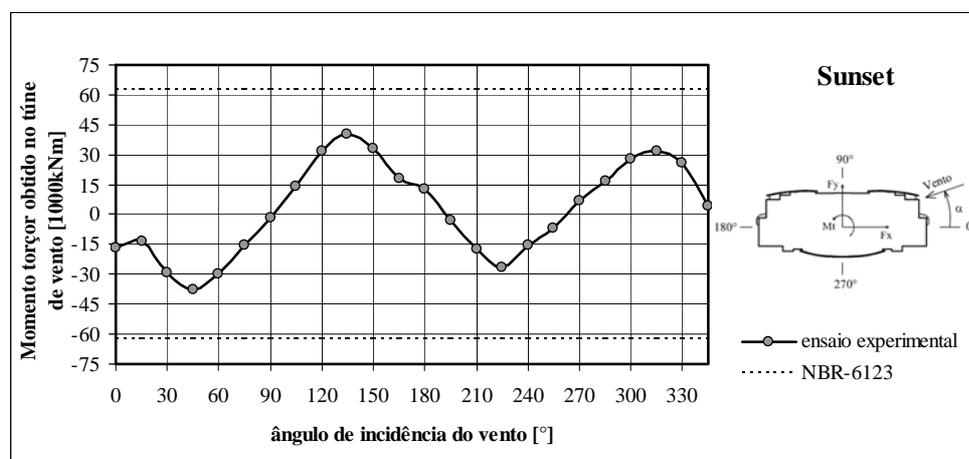


Gráfico 4.82 – Variação do momento torçor M_t obtido no túnel de vento em função da incidência do vento.

O quadro apresentado na tabela 4.11 fornece, de forma compacta, os resultados do estudo comparativo das solicitações obtidas entre os ensaios em túnel de vento e dois processos oficialmente normalizados. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

Tabela 4.11 - Quadro comparativo das solicitações na base do edifício *Sunset Residence*.

<i>Sunset</i>	Solicitações na base		
	Esforço de corte [kN]	Momento fletor [kN.m]	Momento torçor [kN.m]
Ensaio em túnel de vento	12.840 (285°)	585.505 (285°)	40.515 (135°)
	11.444 (90°)	520.719 (90°)	
Norma brasileira NBR-6123 (1988)	10.269 (90°)	498.681 (90°)	62.815 (90°)
Norma canadense NBCC (1990)	5.081 (90°)	273.883 (90°)	14.369* (90°)
Norma alemã DIN-1055 (1977)	4.135 (90°)	167.327 (90°)	16.863 (90°)

* O valor do momento torçor referido à Norma Canadense foi obtido a partir de uma aplicação da NBCC (1990) em conjunto com recomendações de Isyumov (1983).

Os resultados deste estudo comparativo indicam que os ensaios em túnel de vento apresentaram valores do momento torçor na base cerca de 36% menor do que o valor estimado pela norma brasileira. A norma canadense estima um momento torçor da ordem de 65% menor do que o obtido em túnel de vento, já o valor estimado pela norma alemã é 58% menor que o experimental. O momento fletor determinado a partir dos ensaios em túnel de vento resultou em cerca de 4% maior que o determinado pela norma brasileira, 90% maior do que para a norma canadense e 211% maior do que para a alemã, resultados válidos para incidência do vento de 90°, correspondente a incidência normal à maior fachada. Comparando-se os valores obtidos pelos três procedimentos normativos, verifica-se que a norma brasileira apresenta um valor de momento torçor da ordem de 337% maior em relação à norma canadense e 273% maior que pela norma alemã. Os ensaios experimentais demonstram que os maiores esforços são encontrados quando a incidência for oblíqua em relação à face, para o edifício *Sunset Residence*, o maior esforço de corte na base e maior momento fletor foram verificados para 285° de incidência do vento; já o máximo momento torçor, a 135°.

As diferenças encontradas pelas três normas para esta edificação devem-se a diversos fatores. Por exemplo, a velocidade de referência na NBR é uma velocidade de rajada, com média sobre 3 segundos, enquanto que a NBCC trabalha sobre uma velocidade com média horária e alemã com uma média sobre dez minutos, embora todas tenham sido corrigidas para chegar-se a forças de pico. Outro fator é a clara diferença entre as excentricidades indicadas pelas referidas normas.

Abaixo, os gráficos apresentam os valores da excentricidade normalizada para os resultados experimentais.

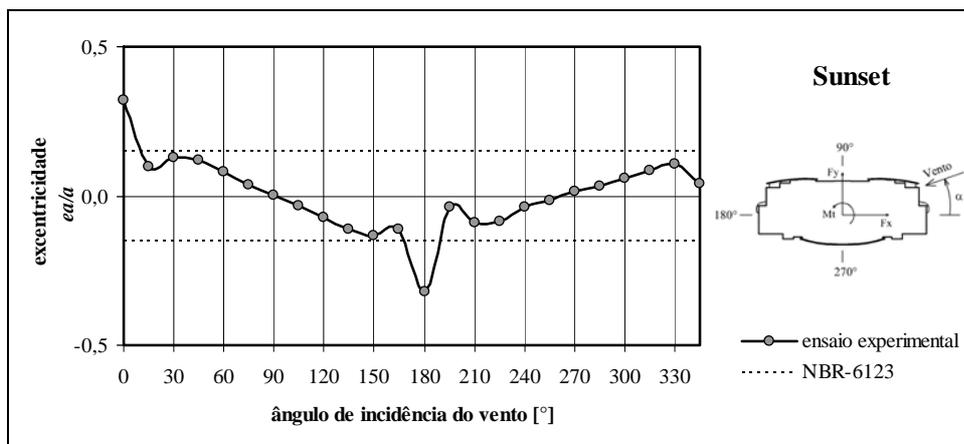


Gráfico 4.83 – Variação da excentricidade e_a/a em função da incidência do vento.

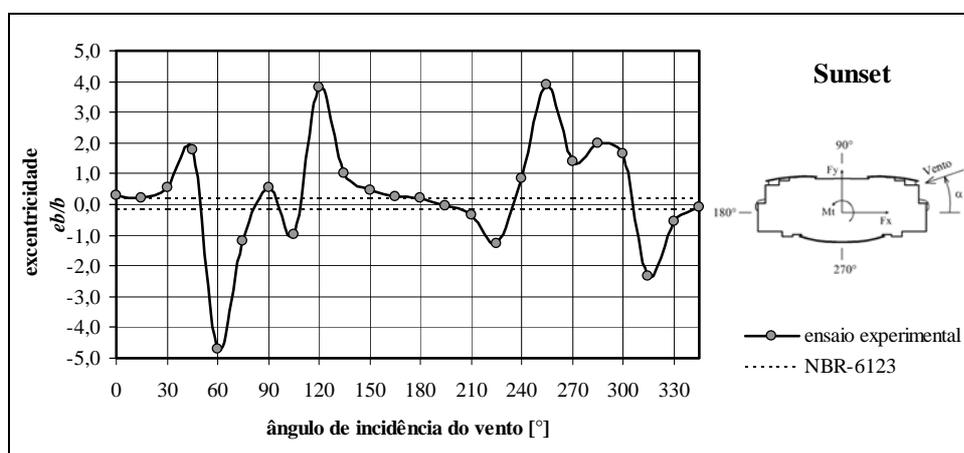


Gráfico 4.84 – Variação da excentricidade e_b/b em função da incidência do vento.

Nota-se que a excentricidade normalizada, e_a/a , em quase todas as incidências apresenta valores dentro do intervalo previsto na norma brasileira, embora um pico a 180° , com valor de $-0,32$. Para e_b/b não ocorre o mesmo devido à pequena parcela da força na direção x , já que a força preponderante para a formação de momentos torçores é na direção y em função da maior área de exposição. É o que acontece para o ângulo de 60° , em que se tem coeficientes de força $C_x=0,14$ e $C_y=-1,27$, ou seja, para produzir um momento torçor com coeficiente de torção da ordem de $C_t=0,26$ com uma força insignificante na direção x , seria necessário um braço de alavanca enorme, no caso desse ângulo, seria da ordem de 76 m acarretando $e_b/b=4,69$, valores desprezáveis para o objetivo desta análise.

Os gráficos abaixo, 4.85 e 4.86, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

Os gráficos abaixo, 4.85 e 4.86, apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, conforme equação 4.5, relacionando os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR-6123.

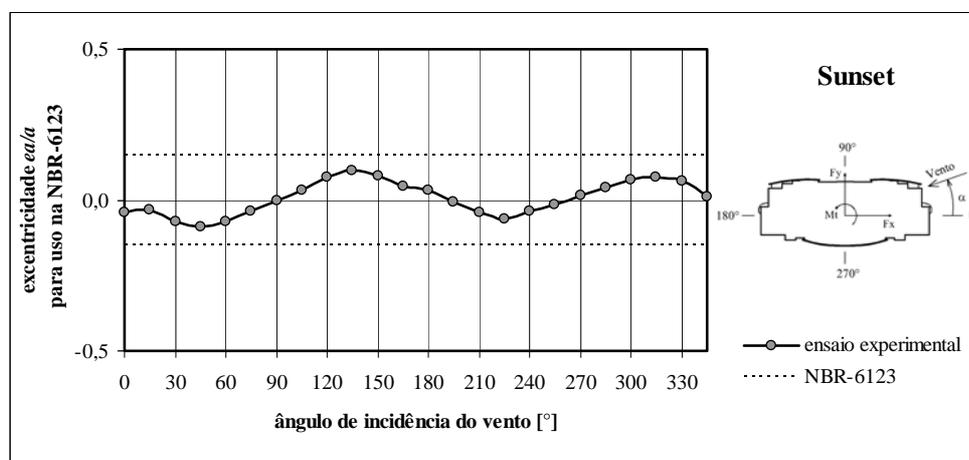


Gráfico 4.85 – Variação da excentricidade \hat{e}_a/a em função da incidência do vento.

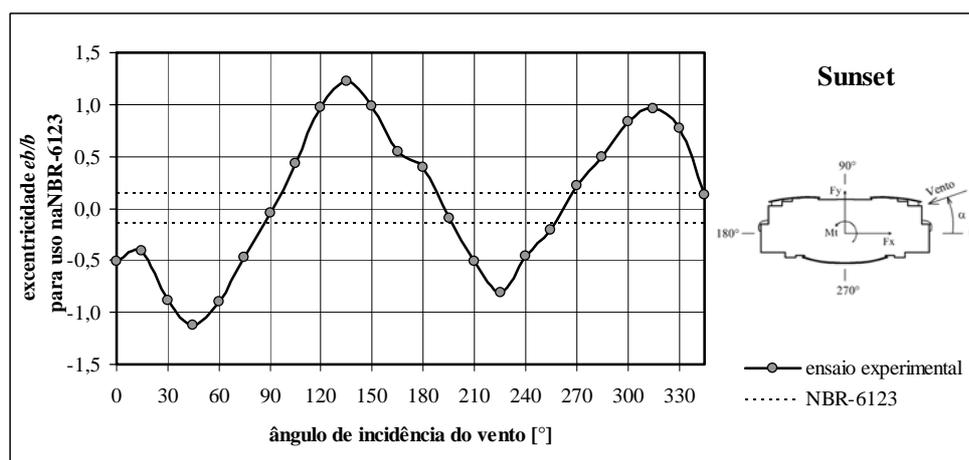


Gráfico 4.86 – Variação da excentricidade \hat{e}_b/b em função da incidência do vento.

Essa recomposição das excentricidades tem o intuito de verificar diretamente os valores fornecidos pela norma brasileira. Conforme previsto, a variação de \hat{e}_b/b foi mais expressiva, tendo a excentricidade \hat{e}_a/a mantendo-se no intervalo previsto pela NBR em todos os ângulos. No entanto, para a excentricidade \hat{e}_b/b , dos 24 ângulos analisados apenas 3 estão de acordo com a norma brasileira, com máximos atingindo valores em torno de 1,22, para o caso do ângulo de 135°.

4.13 Comentários gerais

A tabela 4.12, apresenta resumidamente as características geométricas utilizadas no processo de cálculo previsto nas normas que embasam este estudo, bem como a escala em que o modelo foi construído. Apresenta também, os principais coeficientes aerodinâmicos encontrados nas estimativas teóricas e nos ensaios experimentais com modelos reduzidos. Os valores apresentados são os máximos obtidos nos ensaios e não ocorrem simultaneamente.;

As tabelas 4.13a e 4.13b apresentam resumidamente os coeficientes de excentricidade, os momentos e as forças atuantes em cada caso, para os diferentes métodos empregados e utilizando sempre a força incidindo perpendicularmente à fachada de maior dimensão em planta, mesmo para os ensaios experimentais, independente de ser ou não o resultado mais significativo em termos de carga atuante.

Na tabela 4.14, é apresentado um coeficiente de excentricidade para cada caso, relacionando o momento torçor experimental, considerado exato, obtido através dos ensaios em túnel de vento, com a estimativa da força de arrasto pela norma brasileira (*Túnel de Vento/NBR*). Dessa forma, os valores obtidos por tal operação, seriam os valores de coeficiente de excentricidade normalizada para codificação e projeto, peculiares a cada edifício estudado.

- Os resultados dos ensaios em túnel de vento para a situação de modelo isolado, tratando-se de momentos torçores, em todos os casos apresentaram-se superiores aos fornecidos pela NBR-6123; já para as análises da situação com vizinhança, os dados experimentais foram inferiores aos calculados pelas indicações da norma brasileira;
- A estimativa da norma canadense para o momento torçor foi sempre menor que os valores obtidos nos ensaios no túnel;
- Os valores dos momentos torçores experimentais superaram em todos os casos aos estimados pela norma alemã, com exceção do modelo 10, edifício E2;
- A força de arrasto obtida nos ensaios experimentais foi maior que a estimada na norma brasileira em somente três casos, com aumentos de até 20%, tratando-se de valores sem a majoração pelo coeficiente de vizinhança FV ;
- Em 33% dos casos, a estimativa da força pelo procedimento da norma canadense foi maior que os valores obtidos nos ensaios;
- A força calculada pela norma brasileira foi superior em 73% dos casos se comparados com os valores estimados pela norma canadense;

- A força calculada pela norma brasileira foi superior em todos os casos aos valores estimados pela norma alemã;
- Em 67% dos casos analisados, a força de arrasto preponderante fora encontrada para ângulos de incidência do vento oblíquos às faces dos edifícios;
- Constata-se que há uma discrepância muito grande entre as excentricidades indicadas pelas três normas estudadas: 3% da respectiva dimensão em planta, para a norma canadense; 10% da respectiva dimensão em planta, para a norma alemã; e 7,5% e 15% da respectiva dimensão em planta para a norma brasileira;
- Os valores das excentricidades para os ensaios em túnel de vento foram sempre maiores que a NBC;
- Em 56% das situações, as excentricidades obtidas experimentalmente foram superiores às indicadas pela NBR, situação essa desfavorável em termos de segurança estrutural;
- Em 44% dos casos, o coeficiente de excentricidade normalizada foi menor que o previsto pela norma brasileira, indicando estarem em acordo com a especificação técnica vigente.
- Nos casos em que os modelos foram submetidos aos ensaios experimental na condição de isolados, em todas as ocorrências os valores obtidos foram superiores ao prescrito pela norma brasileira, que indica a aplicação de excentricidade de 0,075.

Tabela 4.12 – Quadro comparativo geral – Coeficientes Aerodinâmicos.

Projeto	H [m]	B _x [m]	B _y [m]	Escala do modelo	Vento [p]	Túnel de Vento*				NBR-6123				NBCC				DIN-1055				Planta	Elevação
						100 C _l	C _x	C _y	C _s	100 C _l	C _x	C _y	C _s	100 C _l	C _x	C _y	C _s	100 C _l	C _x	C _y	C _s		
Málaga	118,00	29,35	18,35	1:250	0,23	42,41	1,21	1,46	28,42	1,20	1,45	9,13	1,30	1,30	1,30	16,86	1,20	1,20					
L'Essence	120,10	40,74	17,26	1:285	0,23	25,42	1,54	1,01	30,74	1,20	1,45	14,87	1,30	1,30	17,92	1,20	1,20						
RochaVerá	75,00	47,60	35,60	1:400	0,23	19,37	0,60	0,96	21,66	1,18	1,32	6,77	1,30	1,30	9,51	1,20	1,20						
SP Wellness	93,50	33,20	32,00	1:400	0,23	11,70	1,10	1,11	16,70	1,31	1,31	11,55	1,30	1,30	5,62	1,20	1,20						
Brascan	108,60	37,56	37,56	1:350	0,23 e 0,34	21,00	0,83	0,92	12,13	0,99	0,99	8,95	1,30	1,30	7,32	1,20	1,20						
Cyrela	72,52	45,61	22,80	1:250	0,23	23,67	1,10	1,62	33,38	0,98	1,35	7,62	1,30	1,30	12,73	1,20	1,20						
Gafisa	142,50	46,52	42,72	1:400	0,23	8,66	0,95	1,09	15,45	1,33	1,34	9,34	1,30	1,30	8,57	1,20	1,20						
e-Tower	149,50	36,50	15,70	1:333	0,23	27,11	1,42	1,20	39,47	1,07	1,51	17,96	1,30	1,30	19,70	1,20	1,20						
Mandarin	63,50	73,26	65,76	1:220	0,19	10,73	1,09	1,21	11,82	1,30	0,80	4,24	1,30	1,30	4,37	1,20	1,20						
Sundeck	56,50	43,82	22,08	1:250	0,11 e 0,23	67,82	1,01	1,16	33,49	0,96	1,33	5,98	1,30	1,30	15,65	1,20	1,20						
Sunset	93,30	40,78	16,24	1:300	0,23	35,75	1,52	1,84	55,43	0,96	1,42	12,68	1,30	1,30	14,88	1,20	1,20						

* Os valores apresentados são os máximos obtidos nos ensaios e não ocorrem simultaneamente.

Tabela 4.13a - Quadro comparativo geral – Forças, Momentos Torçores e Excentricidades.

Projeto	Situação	V_o [m/s]	Túnel de Vento				NBR-6123			NBCC			DIN-1055			Isyumov			Planta	Elevação
			$ F_y $ [kN]	$ M_x $ [kNm]	e_a/a	$ F_y $ [kN]	$ F_y ^*$ [kN]	$ M_x $ [kNm]	e_a/a	$ F_y $ [kN]	$ M_x $ [kNm]	e_a/a	$ F_y $ [kN]	$ M_x $ [kNm]	e_a/a	$ M_x $ [kNm]	e_a/a NBR	e_a/a NBCC		
Málaga	com vizinhança	43	5.470	35.771	0,22	5.444	7.077	23.969	0,15	3.957	3.629	0,03	4.846	14.223	0,10	8.528	0,05	0,07		
L'Essence	com vizinhança	38	8.757	24.915	0,07	6.042	7.854	36.920	0,15	4.836	6.157	0,03	4.312	17.565	0,10	14.499	0,06	0,07		
RochaVerá	isolado	38	4.233	27.734	0,14	5.715	—	20.403	0,075	4.337	6.451	0,03	3.763	17.912	0,10	12.743	0,05	0,06		
RochaVerá	com vizinhança	38	5.079	36.479	0,15	—	7.430	40.805	0,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
SP Wellness	crítica	38	3.635	17.150	0,14	3.647	4.741	18.161	0,15	2.884	2.993	0,03	2.362	7.840	0,10	12.556	0,10	0,13		
SP Wellness	favorável	38	3.635	9.540	0,08	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
Brascan	com vizinhança	38	3.471	36.503	0,28	3.743	4.866	21.089	0,15	3.910	4.589	0,03	3.388	12.725	0,10	15.556	0,11	0,11		

Os valores de F_y referem-se à força incidindo perpendicularmente à fachada de maior dimensão em planta.* Valores de F_y majorados pelo coeficiente máximo do FV .

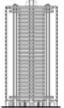
Tabela 4.13b - Quadro comparativo geral – Forças, Momentos Torçores e Excentricidades

Projeto	Situação	V_o [m/s]	Túnel de Vento			NBR-6123			NBCC			DIN-1055			Isyumov			Planta	Elevação
			$ F_y $ [kN]	$ M_t $ [kNm]	e_d/a	$ F_y $ [kN]	F_y^* [kN]	$ M_t $ [kNm]	e_a/a	$ F_y $ [kN]	$ M_t $ [kNm]	e_a/a	$ F_y $ [kN]	$ M_t $ [kNm]	e_a/a	$ M_t $ [kNm]	e_a/a NBR		
Cyrela	isolado	38	4.138	17.448	0,09	3.435	—	11.750	0,075	3.798	2.776	2.161	9.854	0,10	5.896	0,04	0,05		
Cyrela	com vizinhança	38	4.775	17.179	0,08	—	4.465	23.500	0,15	—	—	—	—	—	—	—	—		
Gafisa	com vizinhança	38	7.887	29.772	0,08	6.375	8.288	44.487	0,15	10.089	6.940	6.336	29.473	0,10	32.094	0,11	0,10		
e-Tower	isolado	38	8.486	30.100	0,10	9.054	11.770	24.785	0,075	6.884	6.287	5.680	20.732	0,10	25.363	0,08	0,11		
Mandarin	Conf. I (isolado)	35	1.751	33.541	0,26	2.949	—	16.203	0,075	6.800	2.970	1.637	11.990	0,10	11.610	0,05	0,05		
Mandarin	Conf. II (c/ viz.)	35	1.556	27.452	0,24	—	3.834	32.407	0,15	—	—	—	—	—	—	—	—		
Sundeck	E1	35	308	11.960	0,89	2.667	3.467	17.532	0,15	2.352	1.717	1.869	68.395	0,10	3.132	0,03	0,04		
Sundeck	E2	35	2.299	36.226	0,36	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
Sunset	com vizinhança	46	11.444	40.515	0,09	10.269	13.349	62.815	0,15	6.216	5.081	4.135	16.863	0,10	14.369	0,03	0,07		

Os valores de F_y referem-se à força incidindo perpendicularmente à fachada de maior dimensão em planta.

* Valores de F_y majorados pelo coeficiente máximo do FV .

Tabela 4.14 - Quadro comparativo geral – Excentricidades para Codificação e Projeto.

Projeto	Situação	a [m]	a/b	h/a	Túnel de Vento/NBR						Planta	Elevação
					$ F_y _{\text{NBR}}$ [kN]	$ F_y _{\text{NBR}}^*$ [kN]	$ M_x _{\text{TÚNE L}}$ [kNm]	\hat{e}_a/a	\hat{e}_a/a^*	e_a/a_{NBR}		
Málaga	com vizinhança	29,35	1,60	4,02	5.444	7.077	35.771	0,22	0,17	0,15		
L'Essence	com vizinhança	40,74	2,36	2,95	6.042	7.854	24.915	0,10	0,08	0,15		
RochaVerá	isolado	47,60	1,34	1,56	5.715	—	27.734	0,10	—	0,075		
RochaVerá	com vizinhança	47,60	1,34	1,56	—	7.430	36.479	—	0,10	0,15		
SP Wellness	com vizinhança	33,20	1,04	2,82	3.647	4.741	17.150	0,14	0,11	0,15		
SP Wellness	com vizinhança	33,20	1,04	2,82	3.647	4.741	9.540	0,08	0,06	0,15		
Brascan	com vizinhança	37,56	1,00	2,89	3.743	4.866	36.503	0,26	0,20	0,15		
Cyrela	isolado	45,61	2,00	1,59	3.435	—	17.448	0,11	—	0,075		
Cyrela	com vizinhança	45,61	2,00	1,59	—	4.465	17.179	—	0,08	0,15		
Gafisa	com vizinhança	46,52	1,09	3,06	6.375	8.288	29.772	0,10	0,08	0,15		
e-Tower	isolado	36,50	2,33	4,10	9.054	11.770	30.100	0,09	0,07	0,075		
Mandarin	Conf. I (isolado)	73,26	1,11	0,87	2.949	—	33.541	0,16	—	0,075		
Mandarin	Conf. II (c/ viz.)	73,26	1,11	0,87	—	3.834	27.452	—	0,10	0,15		
Sundeck	E1 (c/ viz.)	43,82	1,99	1,29	2.667	3.467	11.960	0,10	0,08	0,15		
Sundeck	E2 (c/ viz.)	43,82	1,99	1,29	2.667	3.467	36.226	0,31	0,24	0,15		
Sunset	com vizinhança	40,78	2,51	2,29	10.269	13.349	40.515	0,10	0,07	0,15		

Os valores de F_y referem-se à força incidindo perpendicularmente à fachada de maior dimensão em planta.

* Valores de F_y majorados pelo coeficiente máximo do FV .

5 Conclusões e Recomendações

Os ensaios em túnel de vento com modelos reduzidos comprovaram que as distribuições de pressões, ao longo das fachadas dos prédios, seja por efeitos de vizinhança ou pela incidência oblíqua do vento, originam efeitos de torção, sendo esses mais significativos para edificações com secção transversal não retangular.

As diferentes estimativas teóricas dos códigos e normas internacionais apresentam resultados distintos para o mesmo edifício, embora o critério de análise seja o mesmo.

No intuito de vincular o momento torçor obtido experimentalmente no túnel de vento com a força estimada pela norma brasileira, observou-se que as excentricidades na maioria dos casos estavam de acordo com a recomendação da mesma para as edificações com formas aproximadamente paralelepípedicas, de acordo com a indicação normativa, o que leva a concluir que a aplicação desse coeficiente de excentricidade é seguro para edificações com tais formas. Porém, para os prédios com formas transversais atípicas às retangulares, as excentricidades são superiores às indicadas.

A aplicação da norma brasileira – NBR-6123, ao tratar das forças de arrasto na base, conduz a uma estimativa superior em relação aos resultados experimentais, na maioria dos casos. Já os momentos torçores obtidos nos ensaios, em relação aos valores estimados pela NBR, são subestimados em 47% dos casos, evidenciando a necessidade da utilização do túnel de vento para a verificação de tais solicitações, pois 43% dos casos apresentam-se acima do previsto pela norma, sobretudo quando as edificações possuem formas distintas às indicadas nos códigos vigentes.

Com base nos dados obtidos nos ensaios em túnel de vento, para os casos de modelos que foram testados com a simulação da condição isolado e com vizinhança, seria razoável admitir, para fins de codificação e projeto, a adoção de um valor único para a excentricidade, ou seja, 15% da maior dimensão em planta, alterando, então, a norma brasileira que atualmente apresenta dois valores, um considerando efeitos de vizinhança e outro sem efeitos de vizinhança.

6 Referências Bibliográficas

- [1] ASCE **Wind Tunnel Model Studies of Buildings and Structures**. Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67. American Society of Civil Engineers, New York, 1987.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, Rio de Janeiro. Norma Brasileira NBR-6118 (NB-1): **Estruturas de concreto armado**. Edição 2003.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, Rio de Janeiro. Norma Brasileira NBR-6123 (NB-599): **Forças devidas ao vento em edificações**. Edição 1988.
- [4] BAILEY, A.; VINCENT, N. D. G. *Wind pressure on buildings including effects of adjacent buildings*. **Journal ICE**, London, Paper 5367, Excerpt October 1943.
- [5] BAZEOS, N.; BESKOS, D. E. *Torsional moments on buildings subjected to wind loads*. **Engineering Analysis with Boundary Elements**, Great Britain, vol.18, 1996 - pp.305-310.
- [6] BENEKE, D. L.; KWOK, K. C. S. *Aerodynamic effect of wind induced torsion on tall buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.50, 1993 - pp.271-280.
- [7] BLESSMANN, J. *Ação do vento em edifícios altos*. **Conferência Regional Sul Americana Sobre Edifícios Altos**, Porto Alegre, vol.II, 1973 - pp.343-368.
- [8] BLESSMANN, J. *The Boundary Layer Wind Tunnel of UFRGS*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.10, 1982 - pp.231-248.
- [9] BLESSMANN, J. *Efeitos do vento em edifícios alteados vizinhos*. **In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**, Santiago, Chile, vol.1, 1983 - pp.A8-1 e A8-15.
- [10] BLESSMANN, J. *Efeitos da vizinhança sobre o edifício sede do Citibank, São Paulo*. **In: Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural**, Buenos Aires, 4. Anais. vol. 2, 1984 - pp.25.1-25.23.
- [11] BLESSMANN, J. *Esforços de torção em edifícios altos*. **Colloquia 85 – Memórias “B” Ingeniería Estructural**, Buenos Aires, vol.2, 1985 - pp.463-474.
- [12] BLESSMANN, J. *Esforços devidos ao vento em edifícios altos*. **Caderno Técnico CT-82**. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, jan. 1986.
- [13] BLESSMANN, J. **Ação do vento em edifícios**. 2ª.ed. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989. 81p. ISBN 85-7025-177-7.

- [14] BLESSMANN, J. **Aerodinâmica das construções**. 2^a.ed. Porto Alegre. Editora Sagra, 1990. 263p. ISBN 85-241-0273-X.
- [15] BLESSMANN, J. *Neighbouring wind effects on two tall buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.41, 1992 - pp.1041-1052.
- [16] BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. 1^a.ed. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995. 166p. ISBN 85-7025-362-1.
- [17] BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 1^a.ed. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998. 288p. ISBN 85-7025-440-7.
- [18] BLESSMANN, J.; RIERA, J. D. *Wind excitation of neighbouring tall buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.18, 1985 - pp.91-103.
- [19] BOGGS, D. W.; HOSOYA, N.; COCHRAN, L. *Sources of torsional wind on tall buildings: lessons from the wind tunnel*. **Advanced Technology in Structural Engineering (Proceedings of the 2000 Structures Congress & Exposition)**, Philadelphia, May 2000, SEI/ASCE.
- [20] BOSE, P. R.; DATTA, T. K. *Lateral-torsional motion of tall buildings to along wind-forces*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.50, 1993 - pp.299-308.
- [21] CHIEN, N.; FENG, T.; SIAO, T.; WANG, H. *Wind-tunnel studies os pressure distribution on elementary building forms*. **Iowa Institute of Hydraulic Research**, Iowa City, 1951.
- [22] COOK, N. J. *The designer's guide to wind loading of building structures. Part 2: Static Structures*. (Building Research Establishment). London, UK, 1990.
- [23] COYLE. *Measuring the Behaviour of Tall Buildings*. 1931.
- [24] DAVENPORT, A. G.; ISYUMOV, N. *The Application of The Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading*. In: **Proceedings of the International Research Seminar: Wind Effects on Buildings and Structures**. Ottawa, Canada. September 11-15. Vol. 1. pp. 201-230. 1967.
- [25] DAVENPORT, A. G.; ISYUMOV, N.; JANDALI, T.. *A study of wind effects for the Sears Project*. **Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory**. The University of Western Ontario. Engineering Science Research Report. BLWT-5-71. 1971.
- [26] DAVENPORT, A. G. *What makes a structure wind sensitive?*. **Jubileum Conference on Wind Effects on Buildings and Structures**. Proceedings of the Jubileum conference on wind effects on buildings and structures, Porto Alegre, Brasil, 1998. A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield. - pp.1-13. ISBN 90-5410959-9.
- [27] DEUTSCHE NORMEN. *Lastannahmen für Bauten*. **DIN-1055**. Teil 45, Seite 3. 1977.

- [28] FLACHSBART, O. 1929 From an article by H. Muttray, 1932. *Handbook Experimental-physik*, 4, part 2 (Leipzig), 316.
- [29] FRANCO, M. *A torção nos edifícios altos*. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, São Paulo, CD. 2002.
- [30] HARRIS, C. L. *Influence of neighboring structures on the wind pressure on tall buildings*. **Bureau of Standards Journal of Research-Research**. Paper RP 637, vol. 12, january 1934.
- [31] HENDERSON, P.; NOVAK, M.; *Wind effects on base isolated buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.36, 1990 - pp.559-569.
- [32] ISHIZAKI, H.; SUNG, I. W. *Influence of adjacent buildings to wind*. **Third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures**, Toquio, Paper 1.15, pp.145-152. 1971.
- [33] ISYUMOV, N. *Estimation of torsional wind loads on tall buildings*. **ASCE State of the Art Report of Wind Action on Tall Buildings**. 1983.
- [34] ISYUMOV, N., LOH, P. *A study of wind effects on the Trump Tower, New York, N.Y.- facade pressures, overall wind induced forces and responses, and the pedestrian level wind environment*. **Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory**. The University of Western Ontario Engineering Science Research Report. BLWT – SS10 –1982.
- [35] ISYUMOV, N.; M. POOLE. *Wind induced torque on square and rectangular building shapes*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.13, 1983 - pp.183-193.
- [36] KAREEM, A. *Wind induced torsional loads on structures*. **Journal of Structural Engineering**, Texas, EUA, vol.3, 1981 - pp.85-86.
- [37] KATSUMURA, A.; KATAGIRI, J.; MARUKAWA, H.; FUJII, K. *Effects of side ratio on characteristics of across-wind and torsional responses of high-rise buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.89, 2001 - pp.1433-1444.
- [38] KELNHOFER, W. J. *Influence of a neighboring building on flat roof wind loading*. **Third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures**, Toquio, Paper 11.5, pp.221-230. 1971.
- [39] KWOK, K.C.S. *Aerodynamics of tall buildings*. In: **Ninth International Conference on Wind Engineering. A State of the Art in Wind Engineering**. Davenport Sixtieth Anniversary Volume. pp. 180-204. 1995.
- [40] LEUTHEUSSER, H. J. *Static wind loading of grouped buildings*. **Third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures**, Toquio, Paper 11.4, pp.211-219. 1971.

- [41] LIAG, B.; TAMURA, Y.; SUGANUMA, S. *Simulation of wind-induced lateral-torsional motion of tall buildings*. **Computers & Structures**, Great Britain, vol.63, no.3, 1997 - pp.601-606.
- [42] LOREDO-SOUZA, A. M. (1999) *Ação Estática do Vento sobre o Edifício Brascan Century Staybridge Suites*. Projeto Brascan Century Plaza, São Paulo Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Setembro.
- [43] LOREDO-SOUZA, A. M. (1999) *Ação do Vento sobre o Edifício Cyrela Classique Klabin*, São Paulo. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Setembro.
- [44] LOREDO-SOUZA, A. M. (2001) *Ação Estática do Vento sobre o Edifício e-Tower*, São Paulo. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Março.
- [45] LOREDO-SOUZA, A. M. (2001) *Ação do Vento sobre o Edifício GAFISA-Eldorado*, São Paulo. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Dezembro.
- [46] LOREDO-SOUZA, A. M. (2002) *Ação do Vento sobre o Edifício Torre de Málaga*, Londrina. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Dezembro.
- [47] LOREDO-SOUZA, A. M. (2003) *Ação do Vento sobre o Edifício L'Essence Jardins*, São Paulo. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Maio.
- [48] LOREDO-SOUZA, A. M. (2003) *Ação Estática do Vento sobre o Edifício Mandarin*, Rio de Janeiro. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Setembro.
- [49] LOREDO-SOUZA, A. M. (2004) *Ação Estática do Vento sobre os Edifícios Gafisa Sundeck*, Rio de Janeiro. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Março.
- [50] LOREDO-SOUZA, A. M. (2004) *Ação Estática do Vento sobre o Edifício Sunset Residence*, Novo Hamburgo. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Julho.
- [51] LOREDO-SOUZA, A. M., ROCHA, M.M. (2001) *Ação do Vento sobre o Edifício A*, Projeto Rochaverá, São Paulo. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Maio.
- [52] LOREDO-SOUZA, A. M., ROCHA, M. M. (2001) *Ação do Vento sobre o Edifício B*, Projeto Rochaverá, São Paulo. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Junho.

- [53] LOREDO-SOUZA, A. M., ROCHA, M. M. (2002) *Ação do Vento sobre os Edifícios do Projeto SP Wellness - Alphaville*. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre. Abril.
- [54] LYTHER, G. R.; SURRY, D. *Wind-Induced Torsional Loads on Tall Buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.36, 1990 - pp.225-234.
- [55] NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA. **National Research Council of Canada**, Associate Committee on the National Building Code, Ottawa, NRCC No. 23178. 1990.
- [56] RATHBUN, C. J. **Wind forces on a tall building**. Trans. ASCE (105) Paper No. 2056, 1-82 (1940).
- [57] SCRUTON, C.; NEWBERRY, C. W. *On the estimation of wind loads for buildings and structural designs*. **Proceeding of the Institution of Civil Engineers**, London, vol. 25, p. 97-126, June 1963.
- [58] SIMIU, E.; SCANLAN, R. **Wind Effects on Structures**. Second Edition.. USA: A Wiley-Interscience Publication, 1986.
- [59] SUPPLEMENT TO THE NATIONAL BUILDING OF CANADA - NBC. National Research Council of Canada, Associate Committee on the National Building Code, Ottawa, NRCC No. 23178, 1985.
- [60] SURRY, D.; LYTHER, G. *Mean torsional loads on tall buildings*. **In: U.S. National Conference on Wind Engineering Research**, University of Washington, Seattle, Washington, USA, 11p., July 26-29, 1981.
- [61] TALLIN, A.; ELLINGWOOD, B. *Analysis of torsional moments on tall building*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.18, 1985 - pp.191-195.
- [62] THORODDSEN, S. T.; PETERKA, J. A.; CERMAK, J. E. *Correlation of the components of wind-loading on tall buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.28, 1988 - pp.351-360.
- [63] 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**, Amsterdam, vol.50, 1993 - pp.299-308.
- [64] ZHANG, W. J.; XU, Y. L.; KWOK, K. C. S. *Aeroelastic torsional behaviour of tall buildings in wakes*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.51, 1994 - pp.229-248.
- [65] ZHANG, W. J.; XU, Y. L.; KWOK, K. C. S. *Interference effects on aeroelastic torsional response of structurally asymmetric tall buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.57, 1995 - pp.41-61.

-
- [66] XU, Y. L.; KWOK, K. C. S.; SAMALI, B. *Torsional response and vibration suppression of wind-excited buildings*. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, vol.41-44, 1992 - pp.1997-2008.

7 Anexo

Neste anexo do trabalho, serão apresentados gráficos polares do momento torçor na base, obtido experimentalmente no túnel de vento, em função do ângulo de incidência do vento, comparativamente com a prescrição da norma brasileira. Para os casos em que foram testadas as situações dos modelos isolados e submetidos à influência de vizinhança, ambos serão mostrados em conjunto.

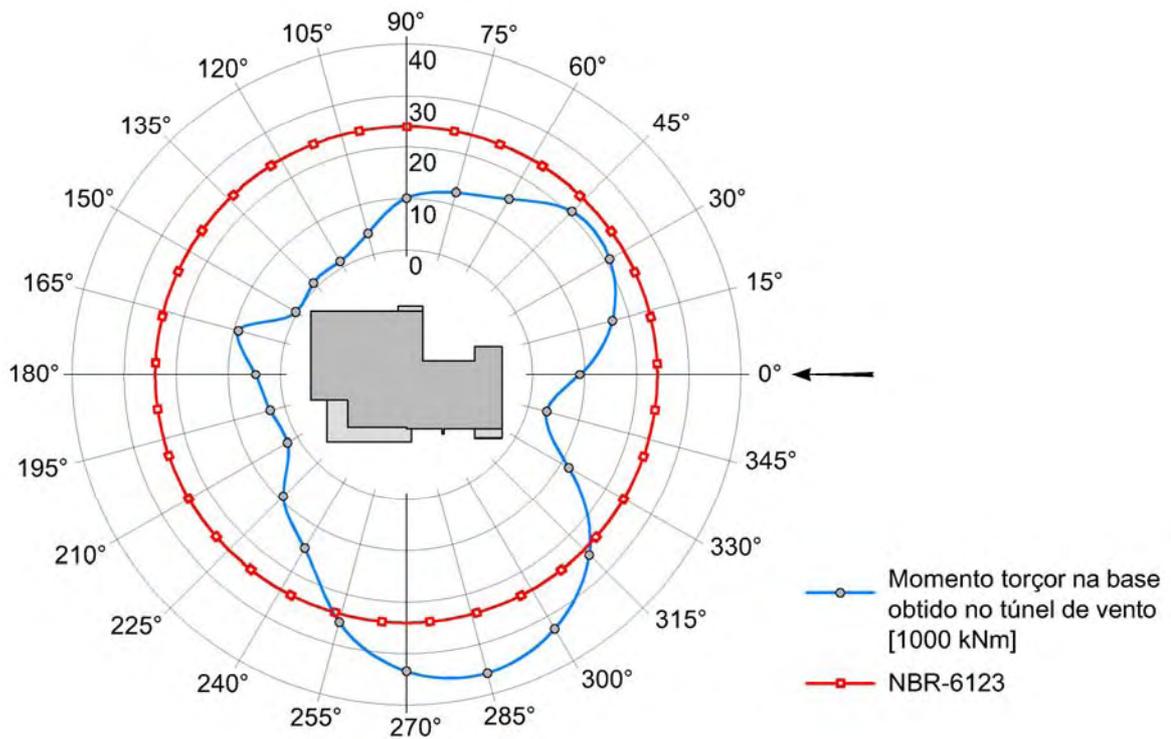


Gráfico 7.1 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *Torre de Málaga*.

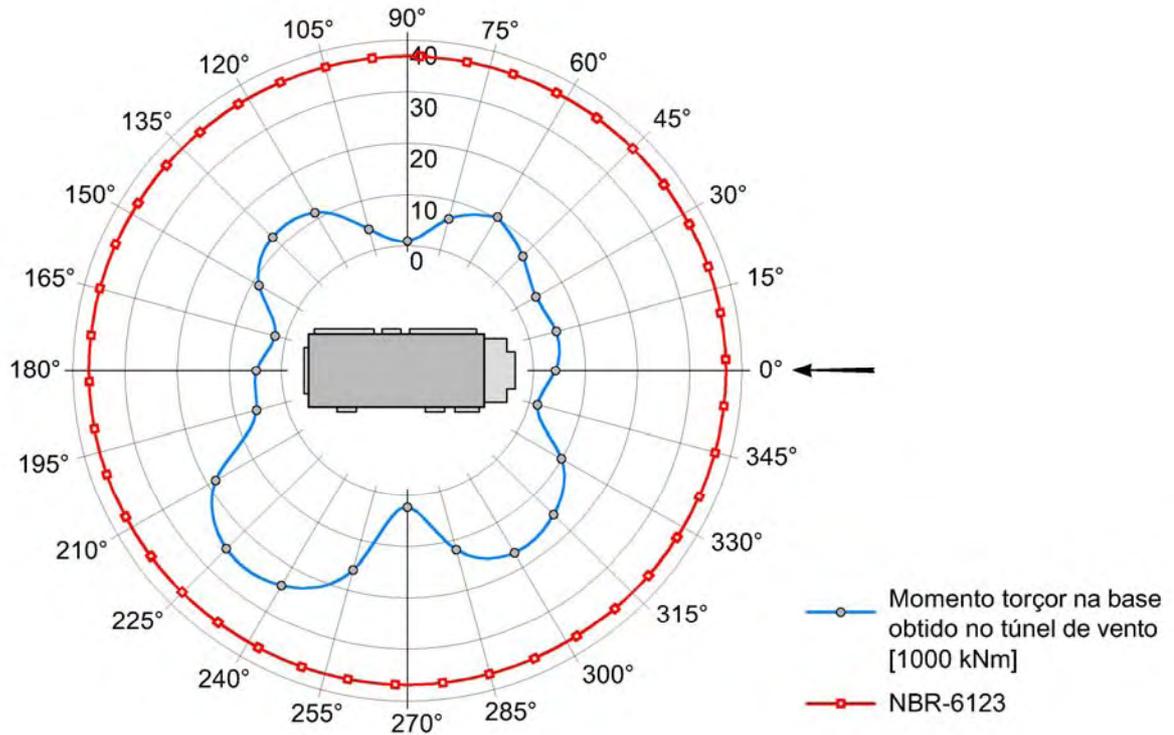


Gráfico 7.2 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *L'Essence Jardins*.

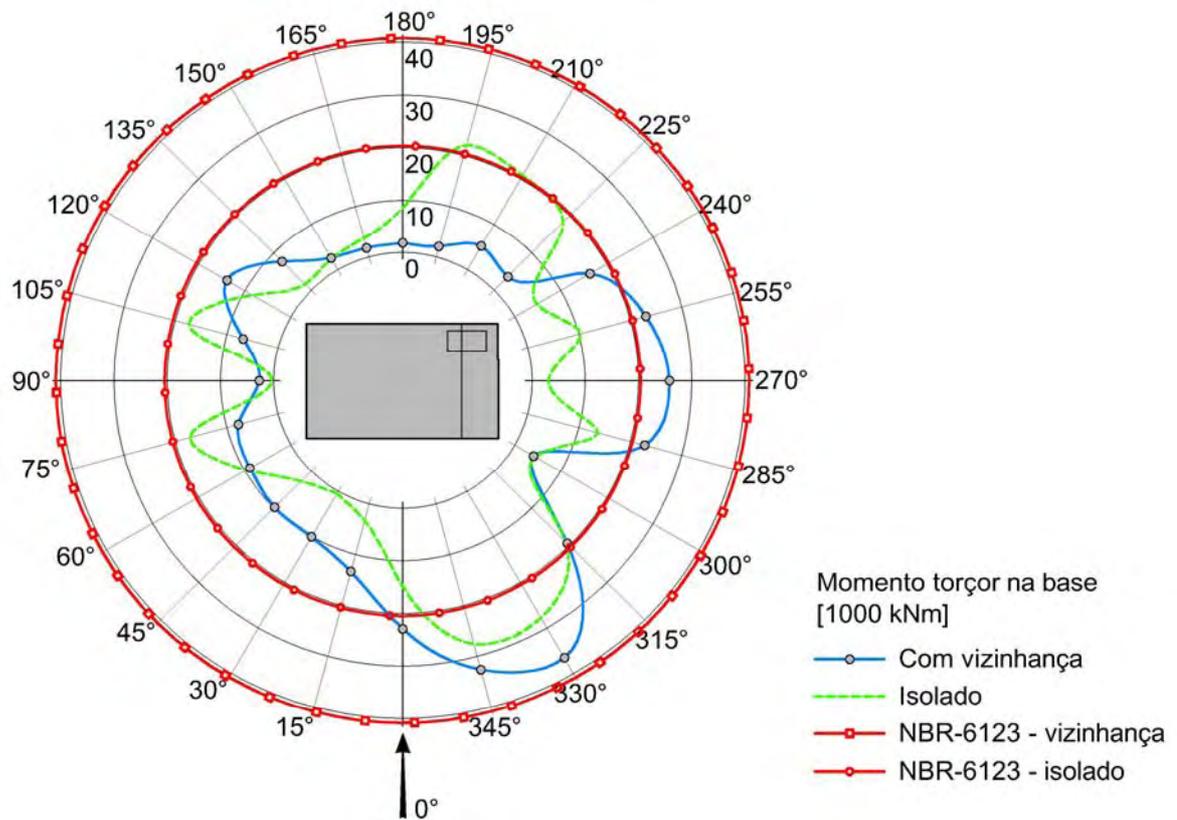


Gráfico 7.3 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *RochaVerá*.

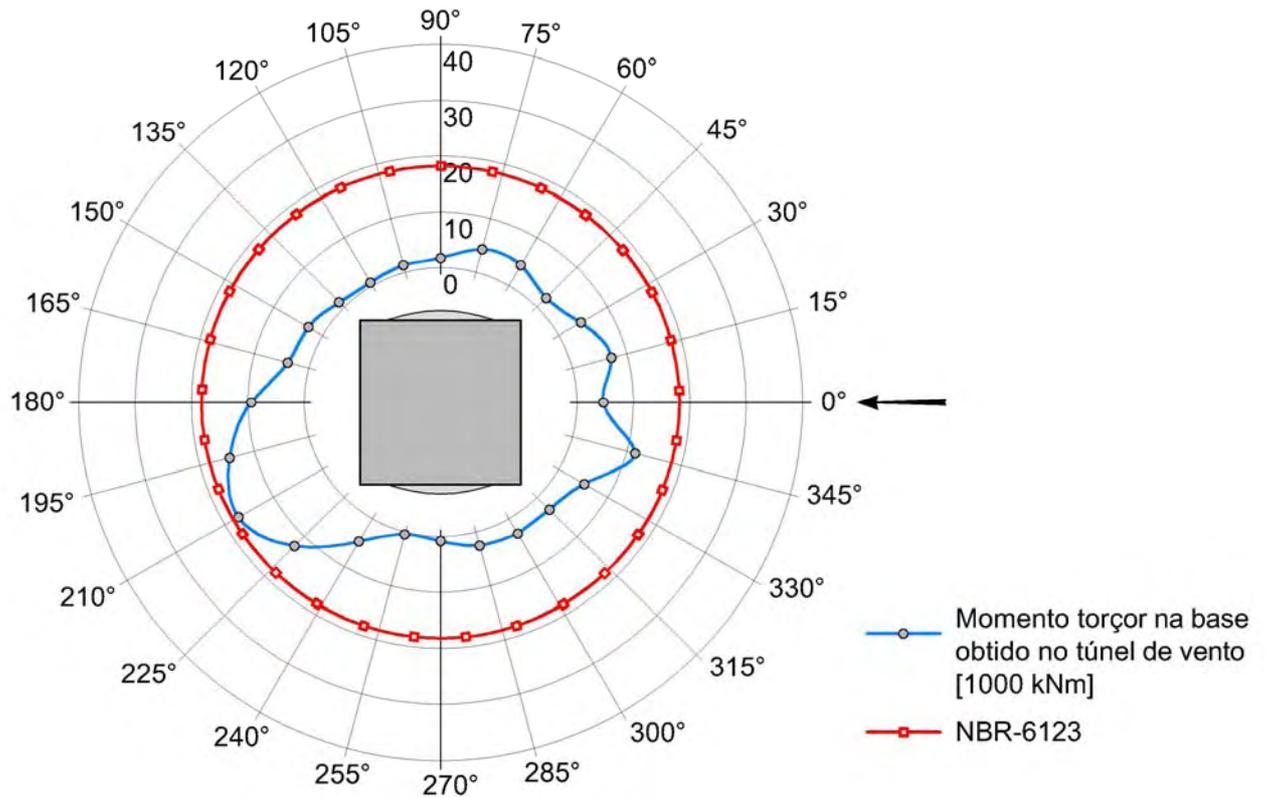


Gráfico 7.4 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *SP Wellness*.

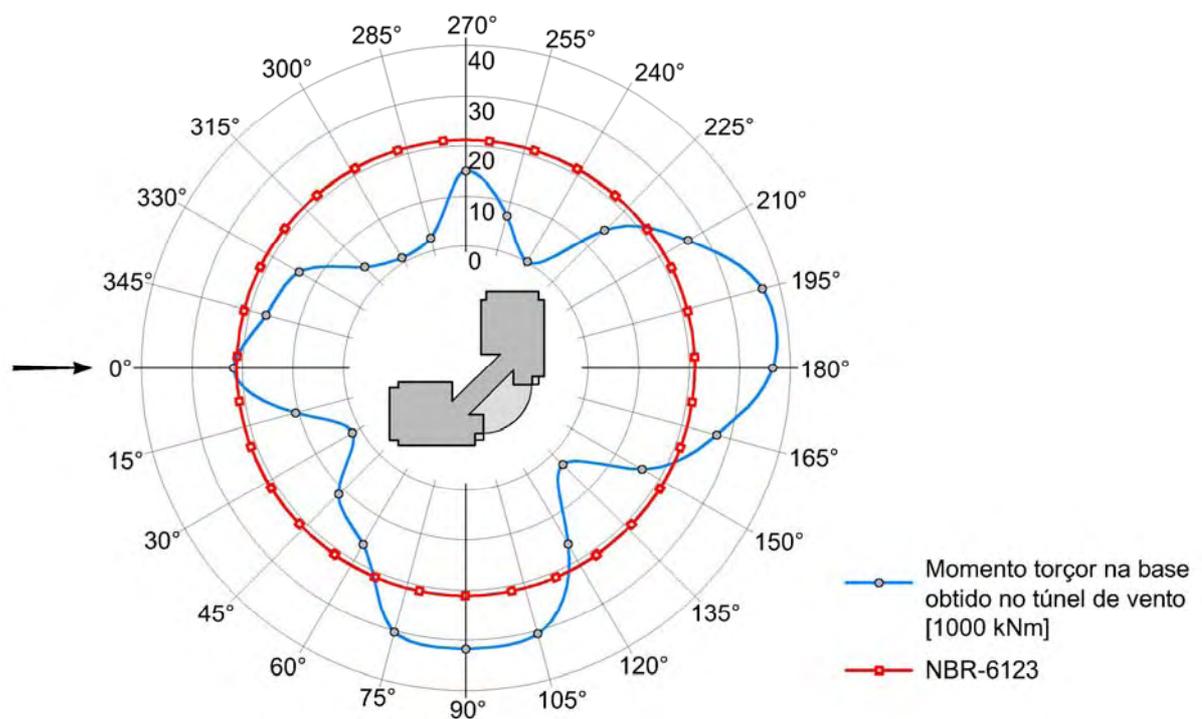


Gráfico 7.5 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *Brascan Century*.

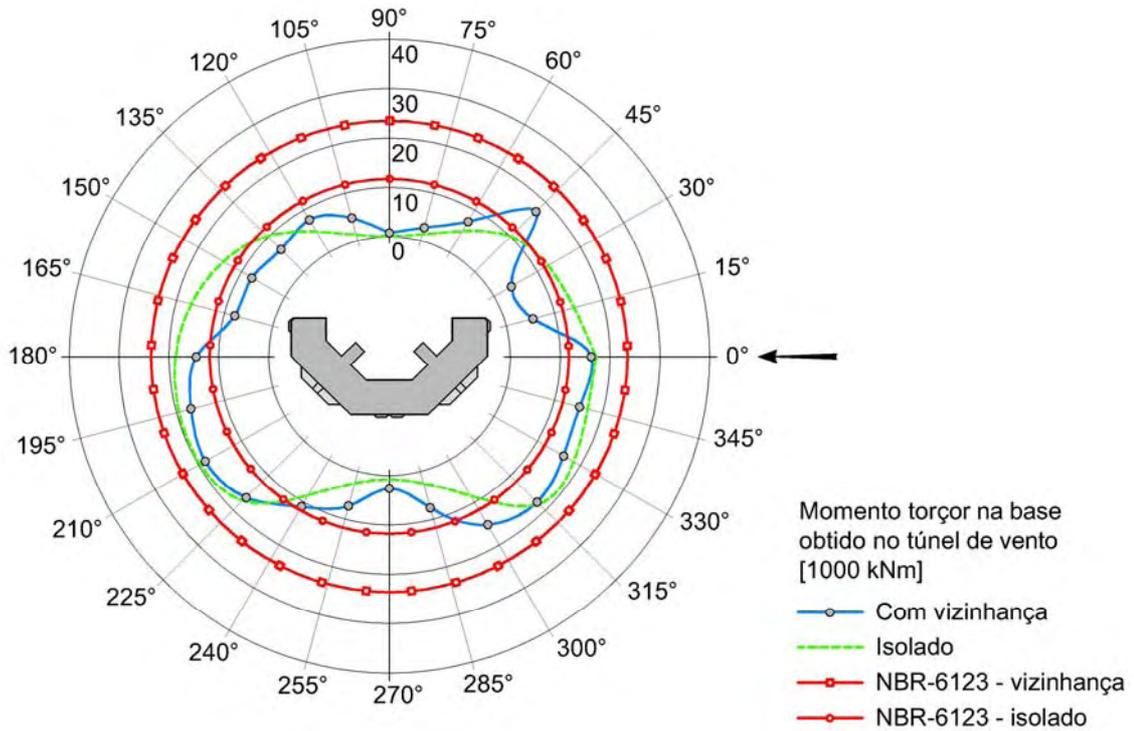


Gráfico 7.6 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *Cyrela Classique*.

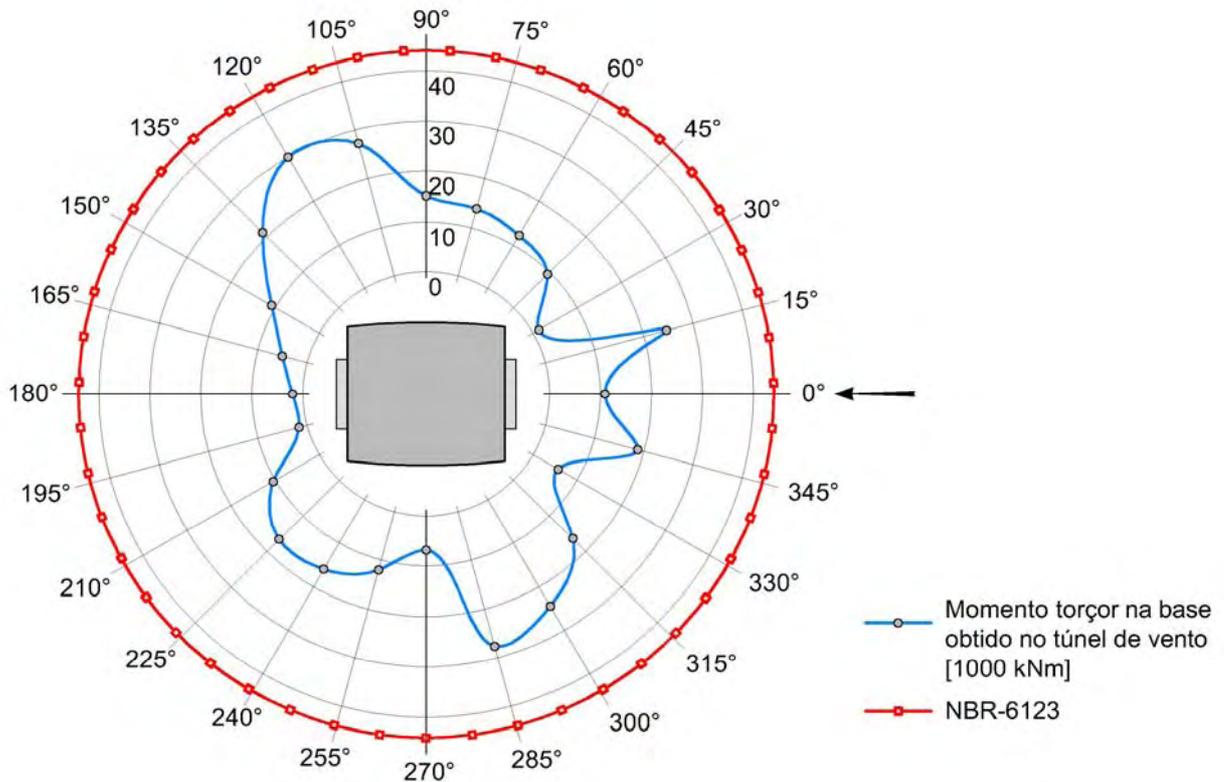


Gráfico 7.7 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *Gafisa-Eldorado*.

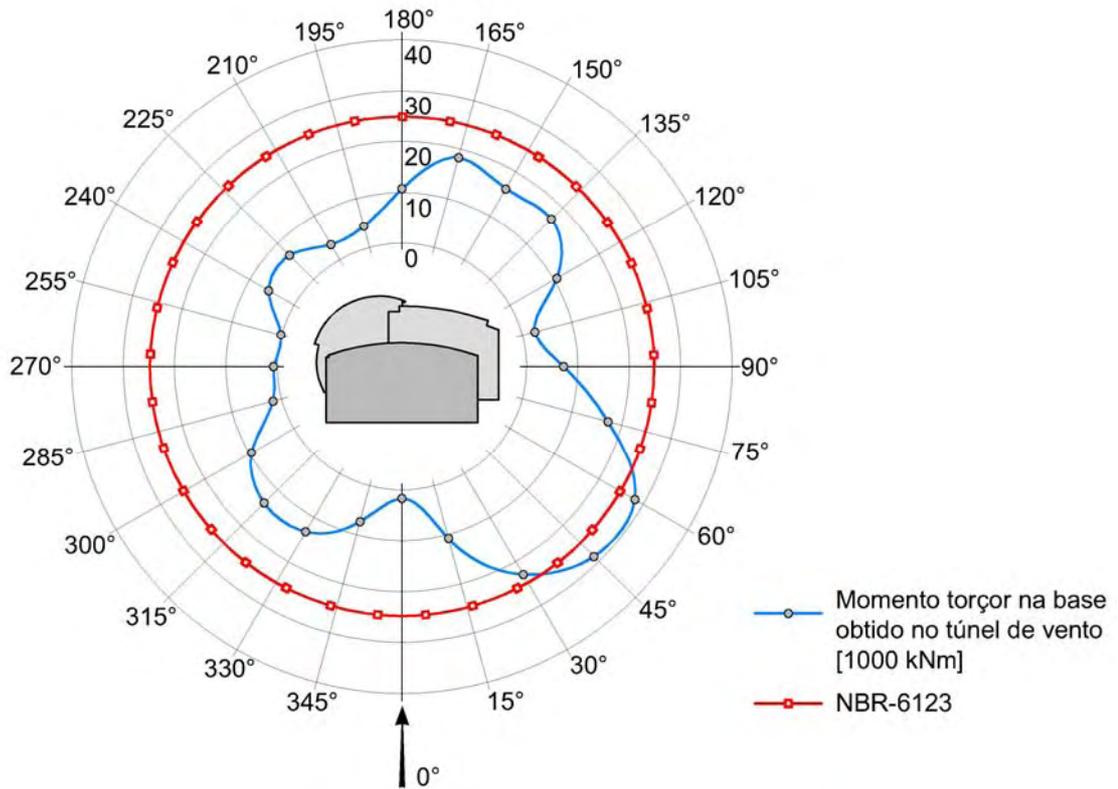


Gráfico 7.8 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *e-Tower*.

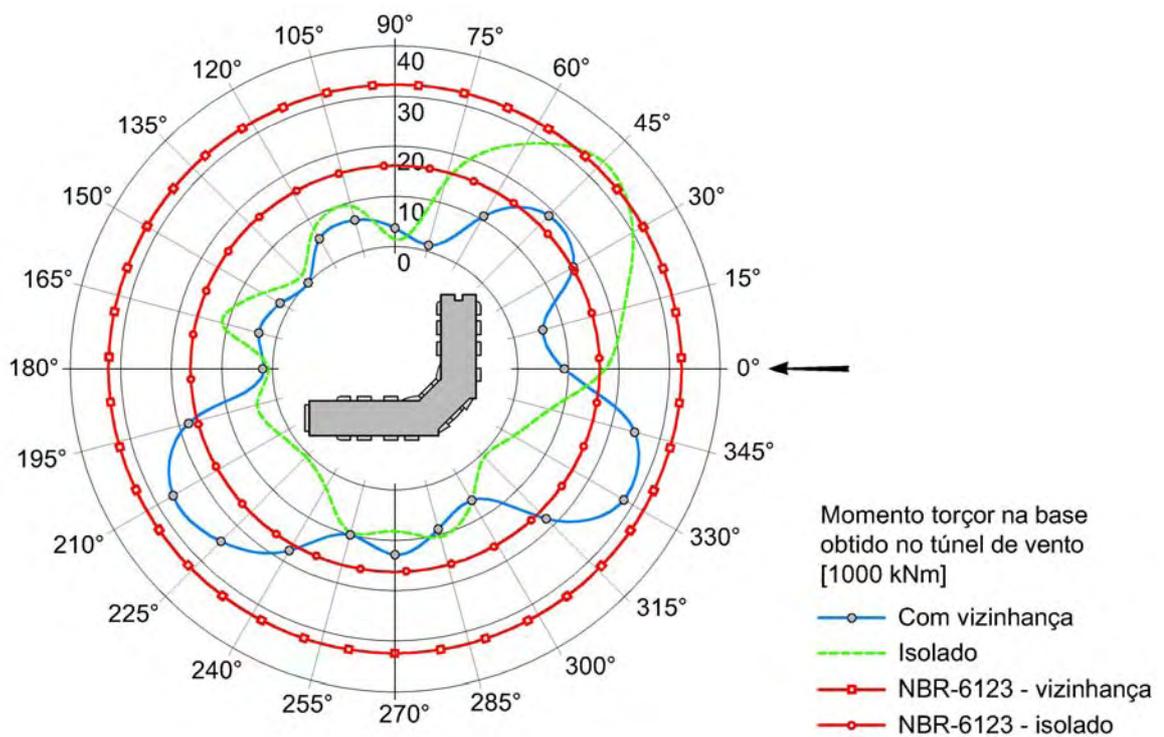


Gráfico 7.9 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *Mandarin*.

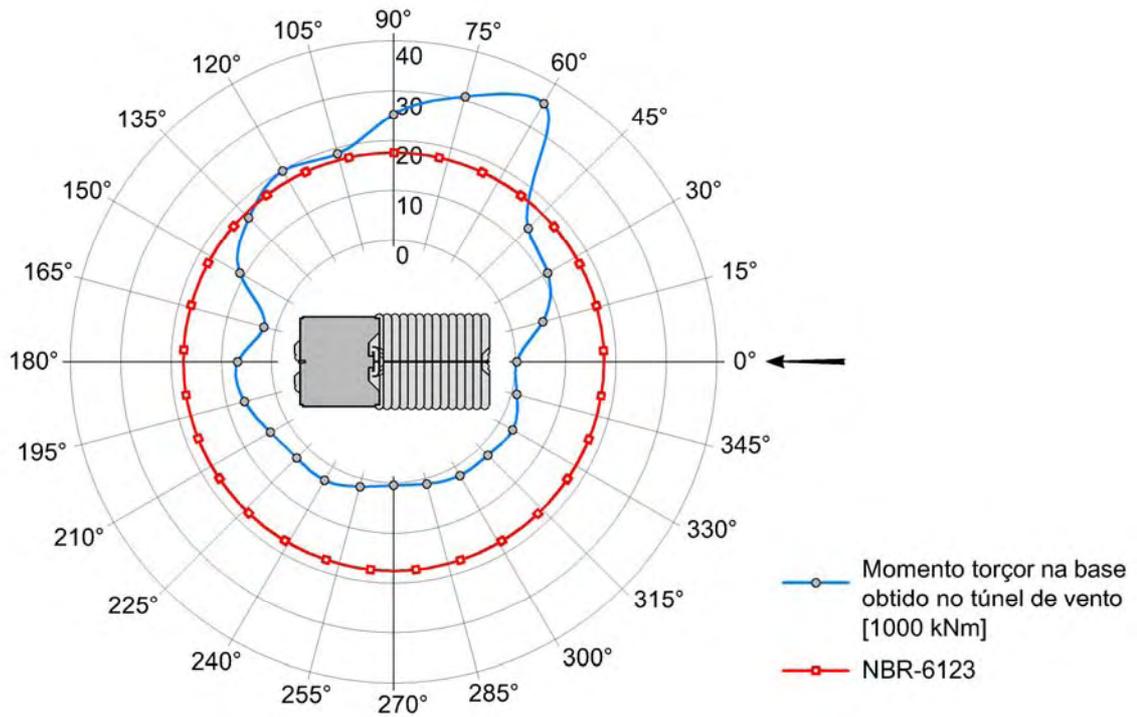


Gráfico 7.10 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *Sundeck Residence*.

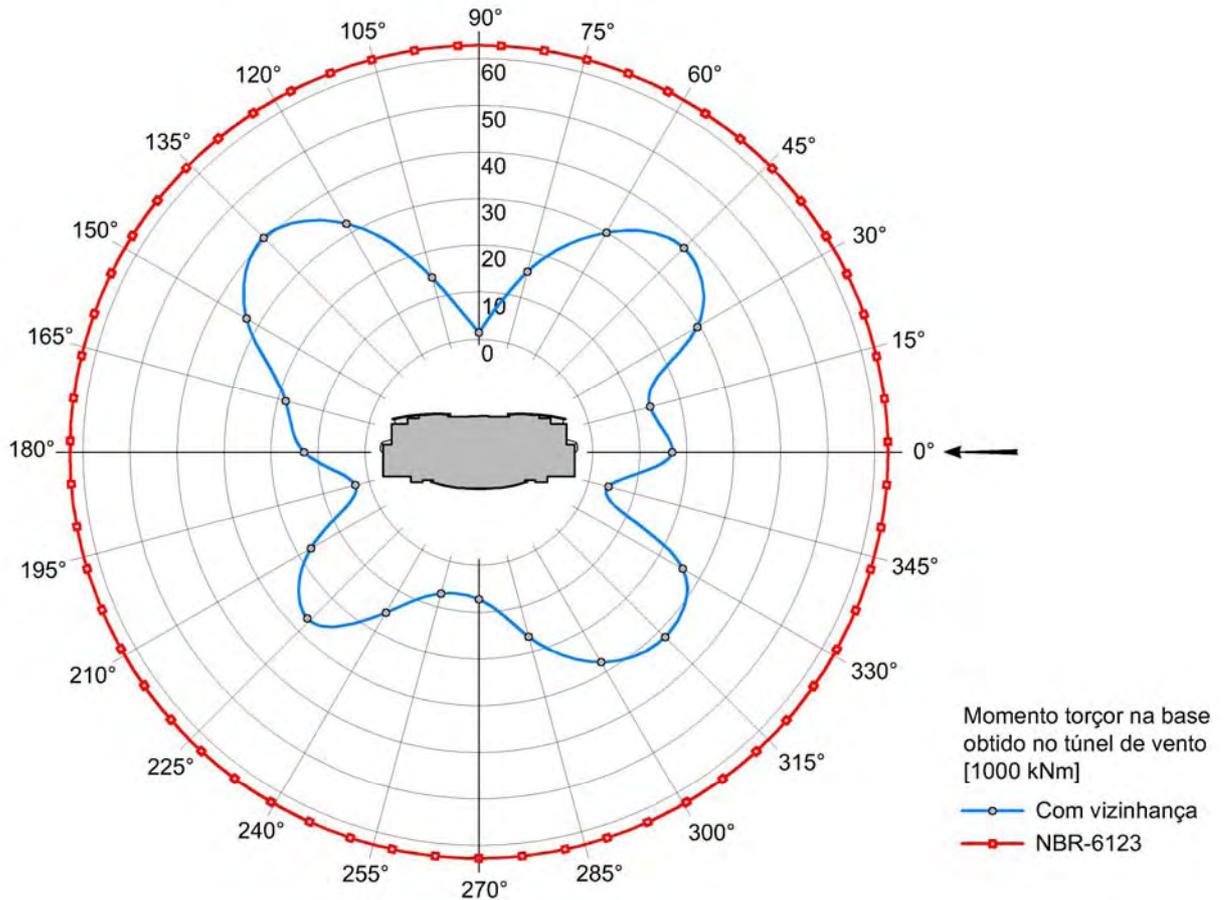


Gráfico 7.11 – Comparação dos valores do momento torçor M_t obtido no túnel de vento e do obtido pela norma brasileira, em função da incidência do vento, para o projeto *Sunset Residence*.