

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

RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFÍCIOS ALTOS FRENTE À
AÇÃO DO VENTO: COMPARAÇÃO DE TÉCNICAS
EXPERIMENTAIS EM TÚNEL DE VENTO

Débora Delai Vanin

Porto Alegre
2011

Débora Delai Vanin

**RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFÍCIOS ALTOS FRENTE À
AÇÃO DO VENTO: COMPARAÇÃO DE TÉCNICAS
EXPERIMENTAIS EM TÚNEL DE VENTO**

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

Orientador: Prof. Ph.D. Acir Mércio Loredou-Souza

Orientador: Prof. Dr.techn. Marcelo Maia Rocha

Porto Alegre
2011

DÉBORA DELAI VANIN

**RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFÍCIOS ALTOS FRENTE À
AÇÃO DO VENTO: COMPARAÇÃO DE TÉCNICAS
EXPERIMENTAIS EM TÚNEL DE VENTO**

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Estruturas, e aprovada pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2011

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

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. Techn. pela Universität Innsbruck,
Áustria
Orientador

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. pela University of Leeds, UK
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Ângela Borges Masuero (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. José Luis Vital de Brito (UNB)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Adrián Roberto Wittwer (UNNE - Argentina)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Mario Gustavo Klaus Oliveira (LAC/UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho aos meus pais
e minha irmã

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família pelo apoio e incentivo durante toda a pós-graduação

Ao professor orientador Acir Mércio Loredo-Souza pela orientação prestada, esclarecimentos e direcionamento durante a realização deste trabalho.

Ao professor orientador Marcelo Maia Rocha pela ajuda e dicas com programação e dinâmica.

À equipe do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS, Paulo Francisco Bueno; Roges de Mari Leopoldo, pela ajuda na montagem dos modelos e durante a fase de ensaios; Emerson Franco de Menezes; Roberto Batista Oliveira; engenheiro Mário Gustavo Klaus Oliveira, pelas inestimáveis dicas e orientações; engenheira Maria Cristina Dolz Bênia e engenheiro Guilherme Martins Siqueira.

Aos colegas de mestrado pela união nos estudos, em especial aos colegas e amigos Cláudia Mesquita da Rosa, Paula Mânica Lazzari, Reberth Douglas Bandeira Cavalcante, David Anderson Cardoso Dantas, Jorge Luis Palomino Tamayo, Paulo Baumbach, Vitor Cury Perrone, Carla Matzenbacher, Rita Standerski e Fernando Cesar Sartori.

Aos queridos amigos que me acompanharam e incentivaram durante o período do mestrado: Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger, Akane Wada, Joel Mendes, Camila Zeni, João Staffa, Cristina Zucco Colombo e Gilberto Pereira.

Aos professores do PPGEC da UFRGS pelos ensinamentos passados e aos funcionários da secretaria do PPGEC pela atenção e boa vontade.

À CAPES pela bolsa concedida.

RESUMO

VANIN, D. D. **Resposta Dinâmica de Edifícios Altos Frente à Ação do Vento: Comparação de Técnicas Experimentais em Túnel de Vento.** 2011. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Ao contrário de edificações baixas, nas quais os carregamentos verticais são predominantes, nos edifícios altos os carregamentos horizontais devidos à ação do vento possuem grande importância, muitas vezes se tornando as principais solicitações da edificação. Este trabalho aborda o tema de efeitos dinâmicos em edifícios altos devidos à ação do vento, que provocam, principalmente, oscilações devidas ao desprendimento de vórtices, tanto na direção transversal ao escoamento do vento, quanto oscilações torcionais. Estas oscilações, muitas vezes se tornam ressonantes, provocando grandes deslocamentos à estrutura. Um dos edifícios estudados é um modelo criado a fim de permitir a comparação entre diversos estudos realizados em túneis de vento diferentes, possuindo ampla bibliografia, denominado *CAARC Standard Tall Building*. O outro modelo é de um edifício real (RCA), construído no Brasil, que apresenta arquitetura diferenciada. Busca-se determinar a resposta em termos de suas componentes médias e flutuantes, para deslocamentos longitudinais e transversais à direção do vento e a torção, através do uso de uma balança dinâmica de três graus de liberdade (BD3GDL), dois em flexão, admitindo que são ortogonais entre si e aproximados de forma linear, e um em torção, aproximado de forma constante, e através do método de integração de pressões em alta frequência, utilizando modelos em escala reduzida em ensaios em túnel de vento. O primeiro apresentou, para ventos perpendiculares às fachadas, boa concordância entre as respostas encontradas através dos métodos experimentais, além de concordarem também com as respostas encontradas por outros autores. O segundo modelo apresentou no geral, também, boa concordância entre as curvas de resposta obtidas nos ensaios experimentais, para ventos perpendiculares às quatro fachadas, e os métodos teórico-numéricos considerados neste estudo. A BD3GDL simulou satisfatoriamente bem o comportamento dos edifícios altos frente à ação do vento, até mesmo efeitos dinâmicos como o desprendimento cadenciado de vórtices, e mostrou-se uma ferramenta útil em ensaios em túnel de vento, pela facilidade em ajustar os parâmetros dinâmicos dos edifícios testados e pelos resultados coerentes com o esperado e com outros autores e métodos analíticos.

Palavras-chave: edifícios altos; resposta dinâmica; vento; túnel de vento, modelagem aeroelástica.

ABSTRACT

VANIN, D. D. **Dynamic Response of Tall Buildings Under Wind Action: Comparison of Experimental Techniques in Wind Tunnel.** 2011. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Opposite to low buildings, where vertical loads are predominant, in tall buildings horizontal loads due to wind action have great importance, often becoming the main loading of the building. This research approaches the issue of dynamic wind effects in tall buildings, which cause mainly cross-wind and torsional excitations due to vortex shedding. These oscillations often become resonant, causing large displacements of the structure. One of the buildings studied is a model created in order to allow comparison among various studies in different wind tunnels, having wide bibliography, called *CAARC Standard Tall Building*. The other model is a real building (RCA), built in Brazil, with distinct architecture. The aim is to determine along-wind, cross-wind and torsional response in terms of their mean and fluctuating components, using a dynamic balance with three degrees of freedom (BD3GDL), two bending, assuming they are orthogonal and linear, and one torsional, which is assumed constant along the height, and through the high frequency pressure integration (*HFPI*) method, using reduced scale models in wind tunnel tests. The obtained experimental results for *CAARC* for normal wind acting on the facade were compared with other researchers' values and they were in good agreement. The obtained experimental results for the Brazilian building for normal wind to the four facades, were compared with values obtained from theoretical-numerical methods considered in this study and they were, generally, also in good agreement. The BD3GDL simulated satisfactorily well the dynamic behavior of tall buildings under wind loading, even for an aeroelastic phenomena such as the resonance due to vortex shedding. The dynamic balance with three degrees of freedom has proved a useful tool in wind tunnel tests, for the facility to adjust the dynamic parameters of buildings tested and the results consistent with expectations as well as with other authors and analytical methods.

Key words: tall buildings; dynamic response; wind; wind tunnel, aeroelastic modeling.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE QUADROS	11
1. INTRODUÇÃO	12
1.1 RELEVÂNCIA DO ESTUDO	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 CARACTERÍSTICAS DO VENTO	16
2.1.1 Camada Limite Atmosférica.....	16
2.1.2 Velocidade Média do Vento	18
2.1.3 Vento Turbulento.....	19
2.2 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS	20
2.2.1 Vibrações Causadas pela Ação do Vento	20
2.2.1.1 Vibrações Causadas pela Energia Cinética das Rajadas	20
2.2.1.2 Vibrações Causadas pelo Desprendimento de Vórtices	21
2.2.1.3 Drapejamento e Galope	26
2.2.2 Forças Causadas pela Ação do Vento.....	27
2.2.2.1 Forças Devidas a Escoamentos Uniformes	27
2.2.2.2 Forças Devidas a Escoamentos Turbulentos	29
2.3 MÉTODO DA NBR-6123 PARA RESPOSTA LONGITUDINAL.....	31
2.4 MÉTODOS TEÓRICO-NUMÉRICOS PARA RESPOSTA TRANSVERSAL.....	36
2.4.1 Processo da NBR-6123 para a Resposta Transversal.....	37
2.4.2 Modelo Matemático de Liang et al. (2002) para Cargas Dinâmicas Transversais ao Vento em Edifícios Altos Retangulares.....	39
3. DESENVOLVIMENTO EXPERIMENTAL	44
3.1 MODELAGEM E ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO.....	44
3.1.1 Testes Estáticos	45
3.1.2 Testes Dinâmicos.....	45
3.2 TÚNEL DE VENTO	46
3.2.1 Características do Túnel de Vento <i>Prof. Joaquim Blessmann</i>	47
3.2.2 Mesas para Fixação dos Modelos	47
3.3 SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL.....	48

3.4 BALANÇA DINÂMICA (BD3GDL).....	50
3.4.1 Ajuste de Rigidez, Inércia Rotacional e Amortecimento Estrutural	52
3.4.2 Instrumentação.....	53
3.5 ENSAIOS AEROELÁSTICOS	53
3.5.1 Leis de Semelhança	54
3.5.1.1 Escala de Comprimento.....	54
3.5.1.2 Escala de Massa.....	54
3.5.1.3 Escala de Momento de Inércia de Massa.....	55
3.5.1.4 Escala de Frequência	55
3.5.1.5 Escala de Tempo.....	57
3.5.1.6 Escala de Velocidade.....	57
3.5.1.7 Escala de Amortecimento.....	58
3.5.2 Ensaio Aeroelástico do <i>CAARC Standard Tall Building</i>	58
3.5.3 Ensaio Aeroelástico do RCA.....	64
3.6 ENSAIOS DE PRESSÕES.....	74
3.6.1 Ensaio de Pressões do <i>CAARC Standard Tall Building</i>	74
3.6.2 Ensaio de Pressões do RCA	75
3.6.3 <i>High Frequency Pressure Integration (HFPI)</i>	76
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	78
4.1 ANÁLISE DO MODELO DO <i>CAARC STANDARD TALL BUILDING</i>	78
4.1.1 Vento a 0°	79
4.1.1 Vento a 90°	82
4.2 ANÁLISE DO MODELO DO EDIFÍCIO RCA	84
4.2.1 Vento a 180°, sobre a fachada F1	86
4.2.2 Vento a 90°, sobre a fachada F2	90
4.2.3 Vento a 0°, sobre a fachada F3	94
4.2.4 Vento a 270°, sobre a fachada F4	97
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	102
REFERÊNCIAS	104
ANEXO A	106
ANEXO B	110
ANEXO C	115
ANEXO D	118

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: esquema dos perfis de velocidades médias e tensões de Reynolds da CLA e alturas características.....	17
Figura 2: características dos perfis verticais de velocidades médias do vento.....	18
Figura 3: vórtices de Kàrmàn	22
Figura 4: influência da turbulência sobre o espectro de pressões.....	23
Figura 5 - captura de vórtices	25
Figura 6: efeitos da intensidade de turbulência e geometria do edifício no espectro de forças transversais à direção do escoamento do vento	26
Figura 7: corpo submerso em um escoamento bidimensional.....	28
Figura 8: variação do coeficiente de arrasto com a relação comprimento/largura.....	29
Figura 9: deflexão típica para o modo de corte	30
Figura 10: mapa com as velocidades básicas de referência do vento no Brasil[m/s].....	32
Figura 11: esquema para modelo dinâmico discreto	34
Figura 12: comparação do espectro da força transversal ao vento entre equação proposta e resultados experimentais.....	41
Figura 13: vista externa do Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann	46
Figura 14: esquema de planta baixa do circuito do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann	48
Figura 15: combinação de elementos de rugosidade e elementos geradores de turbulência para vento $p = 0,34$	49
Figura 16: principais características do vento simulado, $p = 0,34$; (a) perfil vertical de velocidades médias, (b) intensidade da componente vertical da turbulência, (c) macroescala da componente longitudinal da turbulência.....	50
Figura 17: perspectiva da balança dinâmica de 3 graus de liberdade para ensaios de modelos aeroelásticos em túnel de vento	51
Figura 18: perspectiva do <i>CAARC Standard Tall Building</i> , [m]	59
Figura 19: modelo do <i>CAARC Standard Tall Building</i>	59
Figura 20: suporte metálico utilizado na calibração da BD3GDL	64
Figura 21: curvas de Calibração da BD3GDL referente ao modelo <i>CAARC Standard Tall Building</i>	64
Figura 22: modo em flexão linearizado	65
Figura 23: fachadas (a) F1 e (b) F2 do edifício RCA, dimensões em metros	66
Figura 24: fachadas (a) F3 e (b) F4 do edifício RCA, dimensões em metros	66
Figura 25: planta baixa do edifício RCA.....	67
Figura 26: perspectiva do modelo do edifício RCA.....	68
Figura 27: centro de giro do modelo deslocado para cima com relação ao centro de giro da BD3GDL	68
Figura 28: chapa MDF fixada à BD3GDL	71
Figura 29: vento, $p = 0,11$, sobre a fachada 3, F3, na configuração torre isolada.....	72
Figura 30: vento, $p = 0,23$, sobre a fachada 4, F4, na configuração torre com vizinhança.....	72
Figura 31: suporte metálico e paquímetro utilizados na determinação das três curvas de transferência.....	73
Figura 32: curvas de transferência da BD3GDL referentes ao modelo RCA	73
Figura 33: modelo de pressões do <i>CAARC Standard Tall Building</i>	74
Figura 34: torre isolada.....	75
Figura 35: torre com vizinhança.....	76
Figura 36: esquema das duas configurações da direção do vento incidindo sobre o edifício <i>CAARC</i>	79

Figura 37: gráfico comparativo dos deslocamentos longitudinais para vento 0° para o edifício CAARC: (a) médios (b) desvio padrão e (c) máximos (maior deslocamento absoluto).....	80
Figura 38: gráfico comparativo dos deslocamentos transversais para vento a 0° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto).....	80
Figura 39: gráfico comparativo dos ângulos de torção para vento a 0° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto).....	81
Figura 40: gráfico comparativo dos deslocamentos longitudinais para vento 90° para edifício CAARC: (a) médios (b) desvio padrão e (c) máximos (maior deslocamento absoluto).....	82
Figura 41: gráfico comparativo dos deslocamentos transversais para vento a 90° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto).....	83
Figura 42: gráfico comparativo dos ângulos de torção para vento a 90° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto).....	83
Figura 43: esquema das quatro configurações da direção do vento incidindo sobre o edifício RCA.....	85
Figura 44: vizinhança em torno do edifício RCA e referência para os ângulos de incidência do vento	86
Figura 45: deslocamento longitudinal normalizado para vento incidente na fachada F1; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA	87
Figura 46: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F1; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA	87
Figura 47: ângulos de torção para vento incidente na fachada F1; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA	88
Figura 48: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F1 do edifício RCA.....	90
Figura 49: deslocamento longitudinal normalizado para vento incidente na fachada F2; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA	91
Figura 50: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F2; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA	91
Figura 51: ângulos de torção para vento incidente na fachada F2; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA	92
Figura 52: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F2 do edifício RCA.....	93
Figura 53: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F3; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA	95
Figura 54: ângulos de torção para vento incidente na fachada F3; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA	95
Figura 55: ângulos de torção, (a) desvio padrão e, (b) máximo, no topo do edifício.....	92
Figura 56: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F3 do edifício RCA.....	97
Figura 57: deslocamento longitudinal normalizado para vento incidente na fachada F4; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA	98
Figura 58: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F4; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA	98
Figura 59: ângulos de torção para vento incidente na fachada F4; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA	99
Figura 60: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F4, RCA.....	100

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: expoente p e parâmetro b da NBR-6123	33
Quadro 2: valores do parâmetro α	43
Quadro 3: constantes elásticas e frequências para cada grau de liberdade.....	60
Quadro 4: fatores de escala para o modelo do <i>CAARC Standard Tall Building</i>	61
Quadro 5: frequências e amortecimentos medidos para cada grau de liberdade.....	61
Quadro 6: constantes elásticas e frequências para cada grau de liberdade.....	70
Quadro 7: fatores de escala utilizados para o modelo do edifício RCA.....	70
Quadro 8: frequências e amortecimentos ajustados para cada grau de liberdade	71

1 INTRODUÇÃO

O vento é o movimento livre do ar causado por diferenças na pressão atmosférica, que, por sua vez, são oriundas da variação na temperatura do ar provocada pela energia do sol nos primeiros 16km da atmosfera terrestre. Como o ar se move por toda a superfície do planeta, ele atinge todo tipo de obstáculo no seu caminho, incluindo estruturas de engenharia. Em muitos casos, as forças induzidas pela ação do vento e as conseqüentes respostas das estruturas devem ser consideradas para que se possam garantir bons níveis de segurança e conforto na sua utilização.

1.1 RELEVÂNCIA DO ESTUDO

Até meados de 1960, os estudos na área da aerodinâmica das construções eram realizados visando obter a resposta estática das edificações, ou seja, avaliavam somente a pressão média que o vento exercia sobre estas, e conseqüentemente os momentos fletores médios e esforços cortantes médios atuantes na estrutura, e somente consideravam fatores meteorológicos, climatológicos e aerodinâmicos estáticos. Porém, com o avanço da tecnologia e visando sempre um menor custo de produção e materiais, as estruturas começaram a se tornar cada vez mais esbeltas, flexíveis e os edifícios cada vez mais alteados, isso levou à ocorrência de efeitos dinâmicos causados pelo vento. Esses efeitos dinâmicos levam a vibrações que podem tanto causar desconforto aos usuários como danos à estrutura.

Conforme Blessmann (2001), o vento não era um problema em construções baixas e pesadas de paredes grossas, nas quais os carregamentos verticais são predominantes. Mas passou a ser, e em medida crescente, quando as construções foram se tornando mais leves e esbeltas, onde os carregamentos horizontais devidos à ação do vento possuem grande importância, muitas vezes se tornando as principais solicitações da edificação. Com isso características mecânicas estruturais das edificações, como rigidez, fator de amortecimento e frequências naturais passaram a ser considerações importantes nos projetos estruturais.

Segundo Balendra (1993), o carregamento do vento varia com o tempo e causa vibrações, que são dominantes em algumas faixas de frequências, ou seja, quando a frequência das vibrações causadas pelo vento se aproxima de uma das frequências naturais da estrutura, as vibrações aumentam e podem se tornar ressonantes, portanto, a influência deste carregamento depende das características dinâmicas das construções em relação à frequência dominante das vibrações causadas pelo vento. A resposta de uma estrutura sob a ação do vento é dada pela soma da resposta estática e resposta dinâmica, chamada resposta flutuante. Nos casos onde as edificações são muito esbeltas e muito suscetíveis às ações dinâmicas do vento, a resposta flutuante poderá elevar grandemente a resposta total.

Vários casos de problemas de vibrações em edificações são conhecidos, como no caso de edifícios altos que possuem vibração acima dos níveis permitidos causando mal-estar aos usuários, e até mesmo acidentes, como no caso da Ponte de Tacoma, que, segundo Blessmann (1964), foi projetada estaticamente para suportar ventos de até 160 km/h, porém ruiu com vento de 68 km/h, devido a oscilações torcionais excessivas.

De acordo com Loredou-Souza (2007), existem diversas razões para uma abordagem mais racional e refinada da interação do vento com o ser humano e seu ambiente, e isso inclui sua ação e efeitos sobre as edificações. Sob a ótica da engenharia civil, o desenvolvimento de novas formas arquitetônicas e sistemas estruturais, assim como a introdução de uma ampla gama de novos materiais e metodologias de análise, criaram a demanda para a descrição mais exata do carregamento do vento. Este fato tem oportunizado o projeto e a construção de edificações mais seguras e otimizadas economicamente.

A melhora da confiabilidade dos sistemas estruturais de construção civil deve-se, em grande parte, à estudos aprofundados na área de engenharia do vento e principalmente através de ensaios em túnel de vento, onde se estudam os efeitos do vento sobre as edificações. O túnel de vento é, no momento, a principal ferramenta que os engenheiros dispõem para resolver os problemas aerodinâmicos de estruturas civis.

Com isso, torna-se óbvia a importância do estudo dos fenômenos dinâmicos causados pelo carregamento do vento, estudos em túneis de vento são cada vez mais requisitados, pois possibilitam representar a estrutura e diversas características, como sua vizinhança e rugosidade do terreno, além de simular o vento natural.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho aborda o tema de efeitos dinâmicos em edifícios altos devidos à ação do vento, que provocam, principalmente, oscilações devidas ao desprendimento de vórtices, tanto na direção transversal ao escoamento do vento, quanto oscilações torcionais. Estas oscilações, muitas vezes se tornam ressonantes, provocando grandes deslocamentos à estrutura.

Neste trabalho foi utilizada uma balança dinâmica de três graus de liberdade desenvolvida por Oliveira (2009) em sua tese de doutorado e estudou-se o comportamento de edifícios altos frente à ação do vento, em túnel de vento. Um dos edifícios estudados é um modelo criado a fim de permitir a comparação entre diversos estudos realizados em túneis de vento diferentes, possuindo ampla bibliografia. O outro é um edifício real que possui arquitetura diferenciada, construído no Brasil.

Os principais objetivos deste trabalho são a obtenção da resposta de edifícios altos frente à ação dinâmica do vento, a partir de ensaios em túnel de vento com modelos em escala reduzida. Busca-se determinar a resposta em termos de suas componentes médias e flutuantes, para deslocamentos longitudinais e transversais à direção do vento e a torção, através do uso de uma balança dinâmica de três graus de liberdade (BD3GDL), dois em flexão, admitindo que são ortogonais entre si e aproximados de forma linear, e um em torção, aproximado de forma constante. A comparação dos resultados experimentais obtidos através da BD3GDL com resultados determinados através de ensaios de medidas de pressões em alta frequência, utilizando o método *high frequency pressure integration (HFPI)*.

Além de descrito acima, ainda têm-se como objetivos secundários a comparação dos resultados experimentais com métodos teórico-numéricos da norma brasileira e de Liang et al. (2002), além da comparação com resultados obtidos por outros pesquisadores.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está dividido em cinco capítulos de acordo com as etapas de pesquisa realizadas.

Primeiramente, no capítulo de introdução, o assunto é abordado de forma a justificar a proposta de pesquisa.

O segundo capítulo contém a revisão bibliográfica, fundamental para a compreensão dos conceitos dos efeitos estáticos e dinâmicos do vento, além da interação vento-estrutura, e os

métodos analíticos utilizados no cálculo da resposta de edifícios altos frente à ação do vento neste trabalho.

O terceiro capítulo apresenta os métodos experimentais de ensaios em túnel de vento, características do mecanismo utilizado e do Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann*.

O capítulo 4 apresenta os resultados experimentais obtidos nos ensaios, além de comparações com outros autores e resultados de métodos teórico-numéricos.

No quinto e último capítulo, são apresentadas considerações finais e conclusões obtidas através desta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo está dado o embasamento teórico necessário para a compreensão deste trabalho, fala-se das características do vento, da ação do vento sobre os edifícios altos, da resposta apresentada por estas estruturas sob a ação do vento e de alguns métodos analíticos utilizados para estimar a resposta de edifícios altos frente à ação do vento.

2.1 CARACTERÍSTICAS DO VENTO

O movimento do ar sobre a superfície terrestre (vento) tem como causa imediata principal as diferenças na pressão atmosférica, causadas pela energia proveniente do sol que origina variações na temperatura do ar. As pressões desequilibradas originam forças que deslocam parcelas do ar atmosférico das zonas de maior pressão para as de menor pressão (BLESSMANN, 1995).

Ao se movimentarem, as massas de ar encontram obstáculos que causam a agitação das partículas de ar, desta forma, o vento se caracteriza basicamente por uma velocidade média e as flutuações em torno dessa velocidade média.

2.1.1 Camada Limite Atmosférica

Denomina-se camada limite atmosférica a região da troposfera onde a velocidade do vento é afetada por diversos motivos, principalmente devido à topografia do terreno, à forma, dimensões, distribuição dos obstáculos naturais ou artificiais (chamada rugosidade superficial) e variação da temperatura na direção vertical (BLESSMANN, 1995).

Segundo Loredou-Souza, Schettini e Paluch (2004), a camada limite atmosférica (CLA) é diretamente afetada pela presença da superfície da Terra e responde a forçantes superficiais com escalas de tempo em torno de uma hora ou menos. Os forçantes incluem arrasto, evaporação e evapotranspiração, transferência de calor, emissão de poluentes e modificações do escoamento induzidas pela topografia. A espessura da CLA corresponde à chamada altura

gradiente (z_g), na qual a velocidade do vento atinge a velocidade gradiente, onde se considera que não existe mais interferência direta da superfície terrestre.

Loredo-Souza, Schettini e Paluch (2004) ainda afirmam:

A transferência de quantidade de movimento na CLA é dada, fundamentalmente, pelas tensões aparentes de Reynolds ou tensões turbulentas, $-\rho_{ar} \overline{u'w'}$. O comportamento desta tensão define duas camadas dentro da CLA: a camada superficial e a camada de Ekman. A camada superficial é aquela região da CLA próxima da superfície, onde os fluxos e tensões variam menos que 10% de seu valor médio. Dentro desta camada, pode-se identificar uma fina subcamada, chamada subcamada interfacial ou microcamada, onde o transporte molecular domina frente ao transporte turbulento. A espessura desta subcamada é chamada de “deslocamento do plano-zero” e notada por z_d . Para os casos de cidades, onde a rugosidade está dada pelos edifícios e vegetação, o vento tende a passar por cima dos mesmos e se estabelecem regiões de estagnação (abrigadas) entre eles. O “deslocamento do plano-zero” corresponde à altura média dos edifícios. O escoamento entre os edifícios é local e inteiramente dependente da geometria e não podem ser estabelecidas características gerais. Quando a rugosidade superficial é pequena (como em campo aberto e mar), o valor de z_d não é significativo.

A figura 1 ilustra a variação do perfil vertical de velocidade média, bem como das tensões aparentes de Reynolds e a espessura da subcamada interfacial, deslocamento do plano-zero.

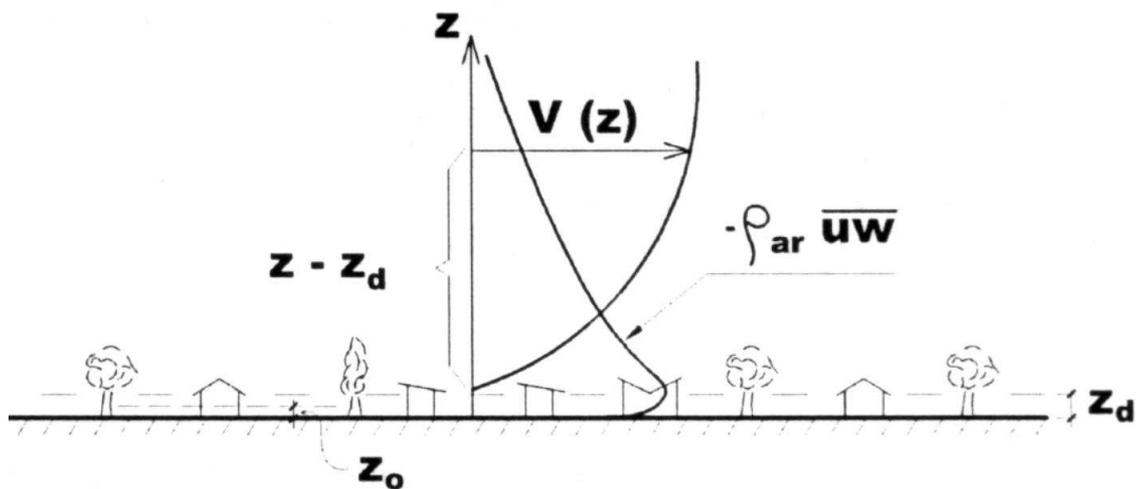


Figura 1: esquema dos perfis de velocidades médias e tensões de Reynolds da CLA e alturas características (LOREDO-SOUZA, SCHETTINI E PALUCH, 2004)

A camada de Ekman apresenta um decréscimo das tensões de Reynolds com a altitude, até elas praticamente se anularem na região da altura gradiente. Outras forças que atuam nesta camada são as forças de pressão e a força de Coriolis devida à rotação da Terra. As tensões de Reynolds são máximas, $-\rho_{ar} \overline{u'w'}_{max}$, para a altura do deslocamento do planozero, z_d , e a

tensão de cisalhamento, τ_0 , é transmitida através da subcamada interfacial. A tensão τ_0 pode ser escrita por (LOREDO-SOUZA, SCHETTINI E PALUCH, 2004):

$$\tau_0 = \rho_{ar} \times u_*^2 = \rho_{ar} \overline{u'w'}_{m\acute{a}x} \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

u_* é a velocidade de corte.

2.1.2 Velocidade Média do Vento

A velocidade média do vento é apresentada por um perfil vertical. Características típicas (reais) dos perfis verticais de velocidades médias do vento para diferentes tipos de terreno (rugosidades superficiais) podem ser observadas na figura 2.

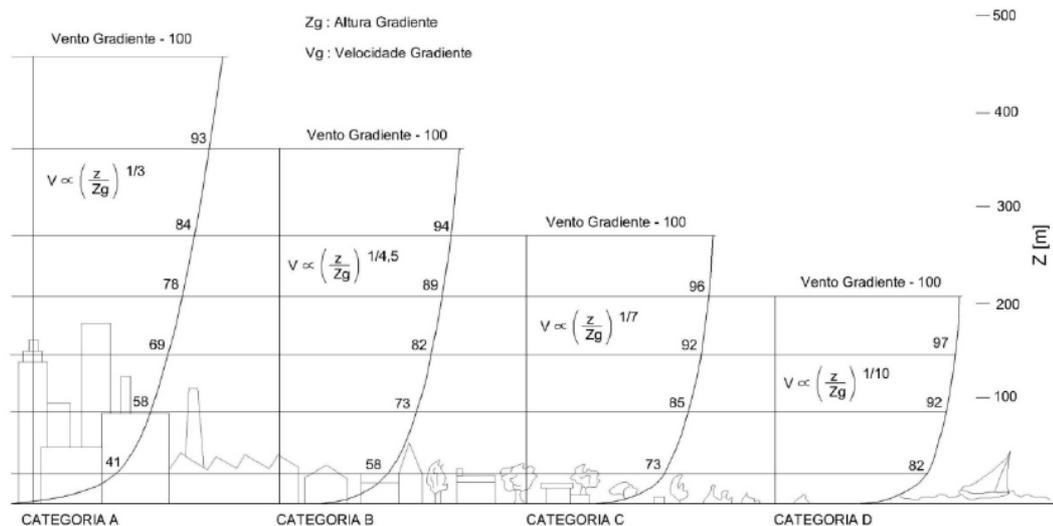


Figura 2: características dos perfis verticais de velocidades médias do vento

Segundo Balendra (1993), o perfil vertical de velocidades médias do vento pode ser representado através de uma lei potencial:

$$\frac{V(z)}{V(z_{ref})} = \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^p \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

$V(z)$ é a velocidade média na altura z ;

$V(z_{ref})$ é a velocidade média de referência na altura de referência z_{ref} ;

z_{ref} é a cota de referência, 450mm a partir do piso do túnel de vento, para o túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann;

z é a cota vertical, medida a partir do piso do túnel de vento;

p é o expoente da curva de potência.

Uma descrição alternativa do perfil de velocidades médias do vento é dada por uma lei logarítmica:

$$\frac{V(z)}{u^*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{z - z_d}{z_0} \right) \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

u^* é a velocidade de corte;

k é a constante de Von Kàrmàn, em geral adotada igual a 0,4;

z_0 é a altura média da rugosidade do terreno, ou rugosidade aerodinâmica.

2.1.3 Vento Turbulento

Segundo Blessmann (1995), é interessante, na engenharia estrutural, conhecer a velocidade média do vento e as flutuações de velocidade em torno desta média. Estas flutuações têm origem na agitação do escoamento médio, causada pela rugosidade natural ou artificial da superfície terrestre, levando a formação de um grande número de turbilhões, cujas dimensões vão desde a ordem do milímetro até a grandeza da altura da camada limite atmosférica, a esta agitação dá-se o nome de turbulência.

Ainda segundo Blessmann (1995), as flutuações da velocidade em torno da média são designadas rajadas. Estas ocorrem em uma seqüência aleatória de frequências e de intensidades, e quanto mais velozes, menor é a sua duração. As rajadas correspondem à chegada simultânea de turbilhões de diversas dimensões a um ponto, em condições tais que seus efeitos se superpõem.

Blessmann (1995) ainda afirma:

Turbilhões de dimensões tais que envolvam toda a estrutura ocasionarão forças de baixa frequência, que poderão estar em fase, ao menos aproximadamente, ao longo de toda a estrutura. Por outro lado, as rajadas mais violentas são oriundas de turbilhões de dimensões bem menores, que agem local e desordenadamente. As forças são de frequências mais altas que as anteriores, porém de intensidades menores, pouca influência terão na excitação da estrutura como um todo.

Uma medida utilizada por pesquisadores para facilitar a comparação entre trabalhos realizados, sejam eles em túnel de vento ou em campo, é a intensidade de turbulência. Esta medida é definida pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações e uma velocidade de referência, esta pode ser a velocidade no ponto em que foi determinado a desvio padrão (intensidade local de turbulência), ou pode ser uma velocidade de referência, V_{ref} , (intensidade normalizada de turbulência).

2.2 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

O vento provoca tanto solicitações estáticas, que tem origem nas pressões médias provocadas pelo vento, como dinâmicas, que podem ter origem inercial, elástica ou aerodinâmica.

2.2.1 Vibrações Causadas pela Ação do Vento

As vibrações induzidas pelo vento dependem da energia cinética e das diversas frequências contidas nas flutuações da velocidade média do vento. Alguns desses fenômenos são citados a seguir.

2.2.1.1 Vibrações Causadas pela Energia Cinética das Rajadas

Conforme Rausch (1973, *apud* BLESSMANN, 2005), quando surge uma rajada de vento a pressão dinâmica média cresce subitamente, permanece constante durante um pequeno intervalo de tempo e volta a cair para o valor médio. Com o correr do tempo surgem outras rajadas que aumentam ou diminuem o valor da pressão dinâmica, mas sempre voltam ao valor médio, ainda afirma que com base nas observações existentes, não se pode concluir que exista uma periodicidade das rajadas, nem que sua duração seja sempre a mesma, ou seja, o vento não pode ser considerado como originando uma força periódica que possa causar efeitos perigosos de ressonância. Trata-se de uma série variável de cargas e descargas, separados por intervalos desiguais de tempo. Quando uma estrutura é atingida por uma rajada, enquanto esta

estiver crescendo, isto causará uma oscilação forçada, quando esta rajada estiver na fase de pressão dinâmica constante, haverá oscilação livre.

Rausch (1973, *apud* BLESSMANN, 2005), ainda determina uma constante de majoração dinâmica, $1+\beta$, para uma carga estática equivalente, sendo que o coeficiente β aumenta com o período de oscilação da estrutura, portanto quanto mais rígida for uma estrutura (menor período de vibração) menor será o efeito dinâmico causado por uma rajada.

Se pouco tempo após a primeira rajada surgir uma segunda, esta estará incidindo sobre uma estrutura oscilante. O deslocamento de um certo ponto sobre a estrutura será obtido somando-se as curvas de deslocamentos da oscilação livre e da oscilação forçada. O caso mais desfavorável dar-se-á quando as amplitudes máximas de cada curva coincidirem em um determinado instante. Rausch (1973, *apud* BLESSMANN, 2005), considera que o pior caso, levando-se em conta a fadiga do material, o amortecimento da estrutura entre uma rajada e outra, considerando o aparecimento de três rajadas consecutivas com intervalo de três períodos de oscilação da estrutura, seria de uma constante de majoração igual a $1+3\beta$.

Segundo Oliveira (2009), a efetividade das rajadas para produzir ações dinâmicas depende da relação entre as dimensões dos turbilhões e as da construção em estudo, ou seja, para ser inteiramente efetivo e gerar um campo de pressões plenamente desenvolvido em torno de uma construção, o turbilhão precisa envolver a estrutura, devendo, para tanto, ter dimensões, no mínimo, comparáveis às da estrutura em estudo.

A resposta de uma estrutura depende mais de uma seqüência de rajadas de vento que de uma única rajada, e, nesta seqüência, serão mais importantes as componentes em ressonância com a estrutura (BLESSMANN,1995).

2.2.1.2 Vibrações Causadas pelo Desprendimento de Vórtices

O desprendimento de vórtices ocorre quando há o descolamento da camada limite que se forma na superfície de um corpo imerso em um escoamento, ou seja, quando há a separação da camada limite do corpo. Segundo Balendra (1993), quando um corpo está submerso em um escoamento e ocorre o fenômeno da separação, neste ponto há a formação de um minúsculo vórtice sobre sua superfície, que, quando se separa, forma um vórtice discreto. A partir daí, uma distribuição assimétrica de pressões é gerada, levando a forças transversais alternadas de

um lado e de outro do corpo. Quando estes vórtices possuem uma frequência bem definida são chamados vórtices de Kàrmàn. A figura 3 ilustra os vórtices de Kàrmàn.

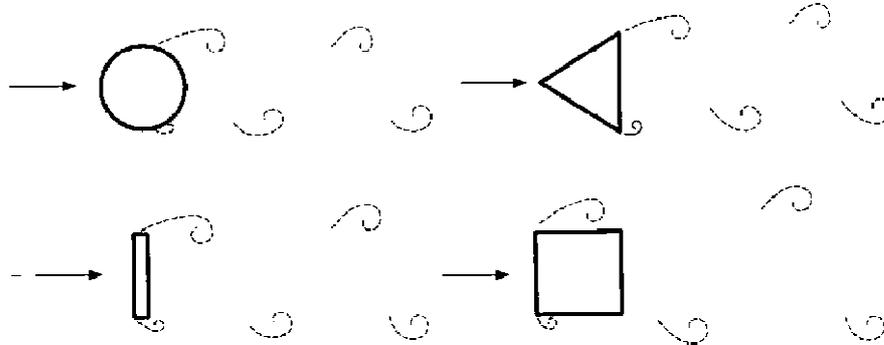


Figura 3: vórtices de Kàrmàn (BLESSMANN, 2005)

Estes vórtices originam forças periódicas, oblíquas em relação à direção do vento médio, considerando suas componentes, as forças alternadas na direção do vento ocorrem na frequência do desprendimento individual dos vórtices, enquanto que as forças alternadas na direção transversal ao vento ocorrem na frequência de desprendimento de cada par de vórtices. Oscilações causadas pelas forças periódicas transversais podem chegar a grandes amplitudes, quando a frequência de desprendimento de um par de vórtices entra em ressonância com uma das frequências naturais da edificação. Em adição, como essas forças transversais não são produzidas necessariamente sobre o centro de gravidade da seção, elas também podem gerar momentos alternados, o que pode resultar em movimentos de rotação com grandes amplitudes (BLESSMANN, 2005).

O fenômeno de desprendimento alternado de vórtices possui uma frequência característica bem definida e é associada a um parâmetro adimensional denominado número de Strouhal, S_t , como mostra a equação 4:

$$S_t = \frac{f_s \times L}{V} \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

f_s é a frequência de desprendimentos de um par de vórtices;

L é largura do corpo normal ao vento;

V é a velocidade do vento.

Com esta equação e com números de Strouhal pré-determinados para diferentes estruturas, pode-se estimar para qual velocidade do vento haverá desprendimento de vórtices, a essa velocidade dá-se o nome de velocidade crítica, que é aquela na qual a frequência do desprendimento de um par de vórtices coincide com uma das frequências naturais da estrutura.

Segundo Blessmann (2005), para que o fenômeno do desprendimento cadenciado de vórtices em um corpo imerso no escoamento ocorra de forma efetiva, é necessário que a forma do corpo seja considerada rombuda, de contorno curvo ou poligonal e alteada (relação entre o comprimento do eixo e a largura) e que exista uma boa correlação do desprendimento ao longo de todo o cilindro. O escoamento deve ser de baixa turbulência (suave) e aproximadamente uniforme (em termos de velocidade média). Não deve haver recolamento após a primeira separação (mais propenso em corpos muito alongados).

A turbulência atmosférica exerce grande influência sobre o desprendimento de vórtices, e, conseqüentemente, sobre a resposta da estrutura. A figura 4, retirada de Cook (1985, apud BLESSMANN, 2005) mostra que, em escoamento suave, o pico alto e estreito na frequência reduzida, $f_a/\bar{V} = 0,12$, indica desprendimento de vórtices no número de Strouhal previsto para uma seção quadrada. Já em escoamento turbulento, com uma escala de turbulência próxima à largura do cilindro, a contribuição do desprendimento de vórtices para o espectro é drasticamente reduzida, sendo substituída por flutuações aleatórias em uma larga banda de frequências mais altas.

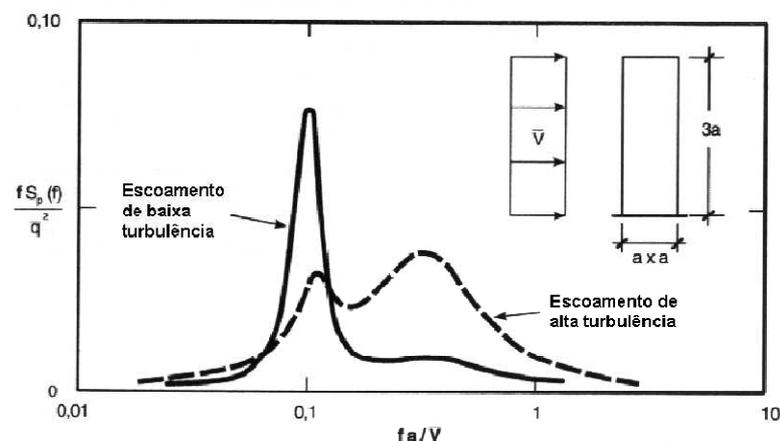


Figura 4: influência da turbulência sobre o espectro de pressões (BLESSMANN, 2005).

Isso ocorre porque as escalas de turbulência muito grandes agem como alterações lentas da velocidade média do vento, \bar{V} , e modulam a frequência dos desprendimentos de vórtices, f_s , mantendo constante o número de Strouhal, $f_s L / \bar{V}$. Na turbulência em grande escala da atmosfera, a ressonância de estruturas torna-se menos constante e exibe um batimento característico, aumentando apenas quando essas frequências coincidem e diminuindo em caso contrário (COOK, 1985, apud BLESSMANN, 2005).

O aumento do amortecimento estrutural diminui a amplitude de oscilação do corpo, com isso há um decréscimo no desvio padrão das amplitudes no topo do cilindro. Entretanto esta diminuição deve-se não só ao aumento do amortecimento estrutural, mas também à perda de correlação longitudinal causada pela diminuição do desvio padrão das amplitudes (BLESSMANN, 2005).

Kawai (1993 apud OLIVEIRA, 2009) conclui que as vibrações por desprendimento de vórtices estão relacionadas com a forma geométrica do prédio, além de poderem ser suprimidas pelo aumento da turbulência atmosférica ou pelo aumento do amortecimento estrutural.

O movimento do corpo, ou seja, a interação fluido-estrutura, também exerce algum controle sobre o desprendimento de vórtices, de modo que são observadas oscilações também para velocidades vizinhas à velocidade crítica, principalmente para velocidades maiores que esta. Se o corpo de onde os vórtices estão se desprendendo é sujeito a se deformar, como um todo ou localmente, ele irá, com esta ação, influenciar o escoamento local (BLESSMANN, 2005).

Conforme Blessmann (2005), grandes oscilações são provocadas no corpo se a frequência de desprendimento de um par de vórtices, f_s , aproximar-se da frequência natural de vibração do corpo na direção perpendicular ao vento incidente, f_n . O corpo começa a interagir fortemente com o escoamento. Neste ponto, pode-se observar experimentalmente que a frequência natural do corpo passa a controlar a frequência do desprendimento de vórtices, mesmo quando variações na velocidade do escoamento deslocam, em um percentual pequeno, a frequência de Strouhal para desprendimento de vórtices da frequência natural de vibração transversal ao vento incidente do corpo. Este controle do fenômeno aeroelástico por forças mecânicas é comumente conhecido como sincronização, captura ou *lock-in*. Blessmann (2005) ainda afirma que este fenômeno acontece para amplitudes de deslocamento superiores a cerca de 5% da largura da estrutura em uma faixa relativamente extensa de velocidades, na qual a

freqüência se mantém constante, ao invés de ser uma função linear da velocidade. A figura 5 ilustra o que foi exposto mostrando uma evolução da freqüência do desprendimento de vórtices com a velocidade do vento atuante sobre a estrutura.

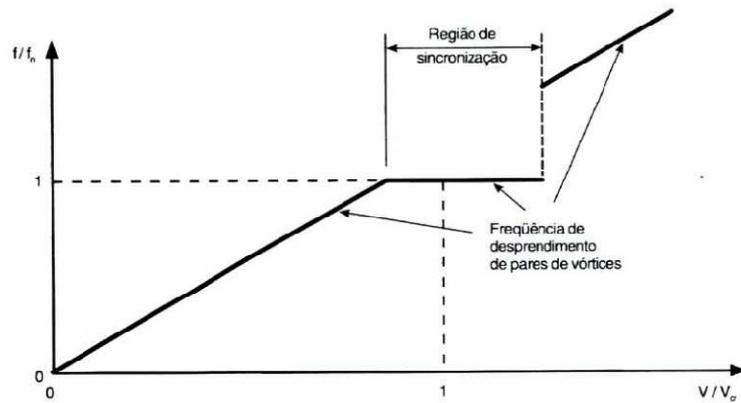


Figura 5 - captura de vórtices (BLESSMANN, 2005)

O efeito de sincronização é bastante suscetível de ocorrer em edifícios altos e descreve uma grande amplitude de deslocamentos. Segundo Blessmann (2005), este fenômeno também pode aparecer em uma freqüência de oscilação igual a um múltiplo ou sub-múltiplo da freqüência de desprendimento de um par de vórtices. Nestes casos as amplitudes de oscilação são bem menores que as correspondentes a f_n .

Ainda segundo Blessmann (2005), os principais efeitos causados pelo movimento do cilindro são os seguintes:

- a) aumento da energia contida nos vórtices;
- b) melhora da correlação das forças de sustentação ao longo do eixo do cilindro;
- c) aumento da força de arrasto;
- d) geração do efeito de ruptura.

As edificações também estão sujeitas a um movimento torcional quando o ponto instantâneo de aplicação da resultante do carregamento aerodinâmico não coincidir com o centro de massa ou centro elástico do edifício. Mesmo em edifícios simétricos pode haver torção se as forças agindo sobre o edifício não forem simétricas com relação a este. Entretanto, a causa mais comum para a ocorrência de torção em edifícios é a existência de forças de sustentação não simétricas e as flutuações de pressão a sotavento causadas pelo desprendimento de vórtices.

Quaisquer excentricidades existentes entre o centro de aplicação da resultante do carregamento dinâmico do vento e o centro elástico do edifício podem amplificar o efeito da sua resposta torcional (BALENDRA, 1993).

Resumidamente, conforme Balendra (1993), para edifícios altos, é mais comum a ocorrência de excitação devido ao desprendimento de vórtices. A turbulência existente na camada limite atmosférica afeta a regularidade dos desprendimentos de vórtices, entretanto, devido ao fenômeno da sincronização, este pode ocorrer dentro de uma larga banda de frequências, como mostra a figura 6. A largura da banda e a concentração de energia existente próxima da frequência de desprendimento de um par de vórtices dependem da geometria do edifício e das características do escoamento do vento.

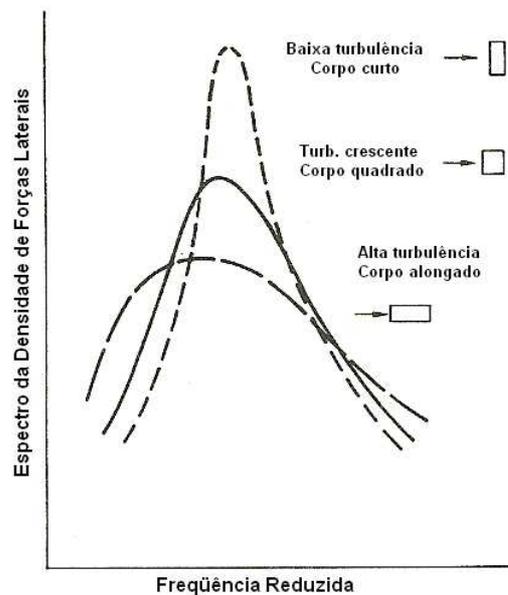


Figura 6: efeitos da intensidade de turbulência e geometria do edifício no espectro de forças transversais à direção do escoamento do vento (BALENDRA, 1993)

2.2.1.3 Drapejamento e Galope

Nos fenômenos de instabilidade aerodinâmica do drapejamento e galope a amplitude de oscilação na direção transversal ao vento aumenta com a velocidade deste, sem um limite superior. Durante esta oscilação o ângulo de incidência está continuamente mudando. Se, em resposta a esta incidência variável, for desenvolvida uma força na direção e sentido do movimento do corpo a oscilação será mantida.

Segundo Blessmann (2005), estes fenômenos aparecem de forma súbita, a partir de uma velocidade de disparo e sua intensidade é violenta. O movimento oscilatório do drapejamento é, em geral, acoplado em dois ou mais graus de liberdade, de torção e de translações, já no galope, a excitação se dá em um modo simples, não acoplado, perpendicular à direção do escoamento do vento. Ambos os fenômenos ocasionam grandes deslocamentos dos modos das frequências naturais.

Drapejamento e galope são excitações dependentes dos deslocamentos da estrutura e na prática não são suscetíveis de ocorrerem em edifícios altos, pois ocorrem para altas velocidades, além da faixa da velocidade de projeto.

2.2.2 Forças Causadas pela Ação do Vento

As forças estáticas induzidas pelo vento sobre uma edificação são devidas à velocidade média do vento e aos turbilhões existentes em um vento turbulento, sujeitando esta estrutura a forças de arrasto (na direção longitudinal ao vento), forças de sustentação (na direção transversal ao vento) e a um momento torçor.

2.2.2.1 Forças Devidas a Escoamentos Uniformes

Escoamentos suaves podem ser chamados, simplificadamente, de escoamentos bidimensionais, pois se podem desprezar componentes transversais ao escoamento devido à baixa turbulência. Isto ocorre em terrenos de baixa rugosidade, como campos abertos e mar..

Quando um corpo está submerso em um escoamento bidimensional, como mostra a figura 7, está sujeito a uma força de arrasto, F_A , que ocorre na direção do escoamento, e uma força de sustentação, F_S , que ocorre na direção perpendicular ao escoamento. Adicionalmente, quando a resultante destas forças for excêntrica em relação ao centro elástico, o corpo estará sujeito a um momento torçor, T . Essas forças e momentos por unidade de altura do objeto podem ser determinadas a partir das equações 5, 6 e 7, na unidade F/m (BALENDRA, 1993).

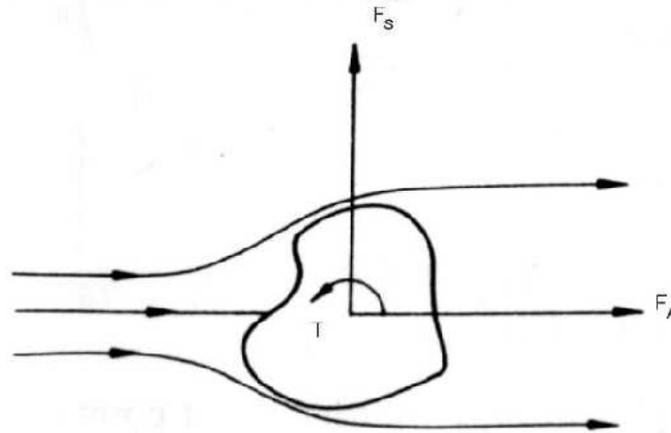


Figura 7: corpo submerso em um escoamento bidimensional (BALENDRA, 1993)

$$F_A = \frac{1}{2} \rho C_A L \bar{V}^2 \quad (\text{equação 5})$$

$$F_S = \frac{1}{2} \rho C_S L \bar{V}^2 \quad (\text{equação 6})$$

$$T = \frac{1}{2} \rho C_T L \bar{V}^2 \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

ρ é a massa específica do ar;

C_A , C_S e C_T são os coeficientes de arrasto, sustentação e de momento de torção, respectivamente;

L é a altura do objeto;

\bar{V} é a velocidade média do vento.

O coeficiente de arrasto para formas retangulares, em relação à razão entre comprimento e largura (C/L) está ilustrado na figura 8. Ocorre a separação do escoamento nos cantos a barlavento, que pode provocar desprendimento de vórtices. Compreendida entre as linhas de fluxo que se separaram, origina-se uma esteira ou zona de sucção. Para seções alongadas pode

ocorrer o recolamento das linhas do escoamento, então se formará uma esteira restrita a zona atrás do corpo, isso contribui para a diminuição da força de arrasto e impede o desprendimento de vórtices discretos (BALENDRA, 1993).

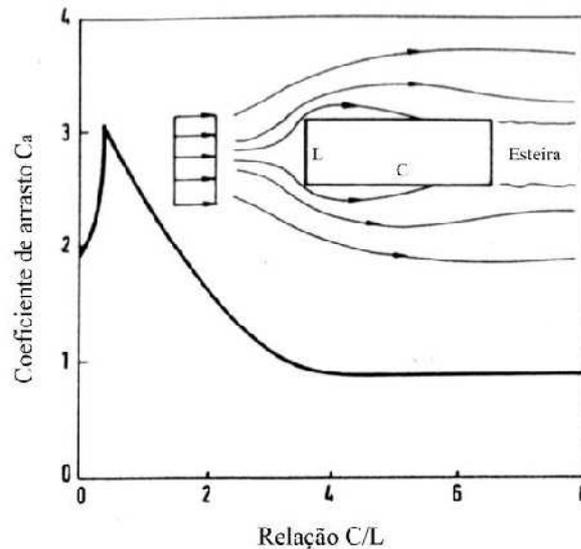


Figura 8: variação do coeficiente de arrasto com a relação comprimento/largura (BALENDRA, 1993)

Segundo Balendra (1993), a força de sustentação e o momento torcional só terão um valor médio se a direção do vento não for paralela aos eixos de simetria do corpo, ou se este corpo não for simétrico, caso contrário haverá uma distribuição simétrica de forças agindo sobre o corpo e a resultante destas forças será nula. Entretanto, se houver desprendimento de vórtices, haverá também forças de sustentação e momento de torção mesmo no caso de corpo simétrico e escoamento simétrico.

2.2.2.2 Forças Devidas a Escoamentos Turbulentos

Segundo Balendra (1993), um edifício alto pode ser idealizado como uma linha, onde a largura é pequena comparada à altura. A figura 9 ilustra a deflexão típica de um modo de corte de um edifício submetido à um vento turbulento.

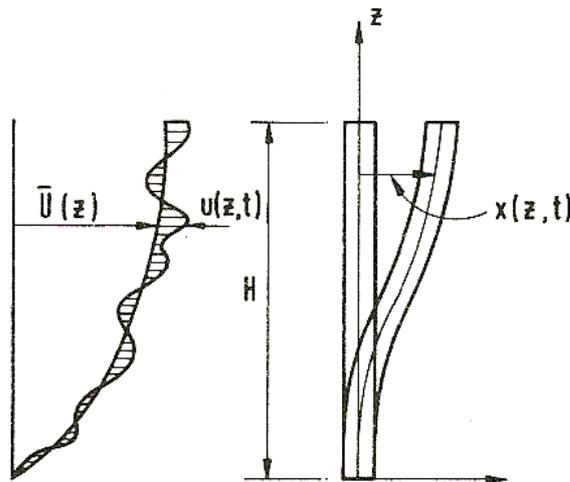


Figura 9: deflexão típica para o modo de corte (BALENDRA, 1993)

Para ventos turbulentos, a velocidade do vento pode ser descrita da seguinte forma (BALENDRA, 1993):

$$V(t) = \bar{V} + u(t) \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

\bar{V} é a velocidade média do vento;

$u(t)$ é a componente longitudinal de turbulência.

Assim, pode-se observar, através da equação 5, que a flutuação na força de arrasto varia com o quadrado da intensidade longitudinal da turbulência. Para grandes intensidades de turbulência, a resultante da força de arrasto será maior, provocando um aumento na resposta longitudinal ao vento, ou seja, a resposta longitudinal é dependente do arrasto médio, bem como de sua parcela flutuante.

Como visto anteriormente, a força de sustentação, transversal ao vento, e o momento torçor dependem do desprendimento de vórtices alternados. A regularidade desses vórtices decresce com o aumento da turbulência, conseqüentemente as respostas transversal e torcional também irão decrescer (BALENDRA, 1993).

2.3 MÉTODO DA NBR-6123 PARA RESPOSTA LONGITUDINAL

Segundo Blessmann (2005), o processo que a norma brasileira NBR-6123 apresenta para a determinação da ação estática equivalente do vento, embora baseada no método de vibração aleatória proposto por Davenport, difere dele na determinação dos parâmetros que definem essa ação, além de destacar que a vibração dessa estrutura em seus modos naturais dá-se em torno da posição deformada definida pelas pressões causadas pela componente estática do vento (isto é, pela velocidade média). As hipóteses fundamentais deste processo são as seguintes:

- a) as componentes flutuantes do vento (rajadas) são processos estacionários, com médias zero;
- b) na determinação da resposta estrutural na direção da velocidade média do vento só é considerada a influência da componente flutuante nesta direção;
- c) a estrutura é discretizada em N partes. Em dado instante, a ação total do vento, na direção da velocidade média, em cada parte da estrutura, é composta de duas parcelas: uma ação média e uma ação flutuante.

A NBR-6123 utiliza, para a determinação da resposta longitudinal de edifícios, uma velocidade de projeto \bar{V}_p , que corresponde à velocidade média sobre 10 min, a 10 m acima de um terreno de Categoria de rugosidade II (campo aberto e plano, sem obstáculos consideráveis). Esta velocidade é obtida pelo produto da equação 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

$$\bar{V}_p = 0,69V_oS_1S_3 \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

0,69 é o fator de rajada, para passar da velocidade média sobre 3 s (V_o) para a velocidade média sobre 10 min, na categoria II e a 10 m de altura;

V_o é a velocidade básica, velocidade de uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno de categoria II, com um período médio de recorrência de 50 anos;

S_1 é o fator topográfico, que considera a influência da topografia nas vizinhanças da construção;

S_3 é o fator probabilístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da construção.

V_o é determinado através do gráfico de isopletas, figura 10:

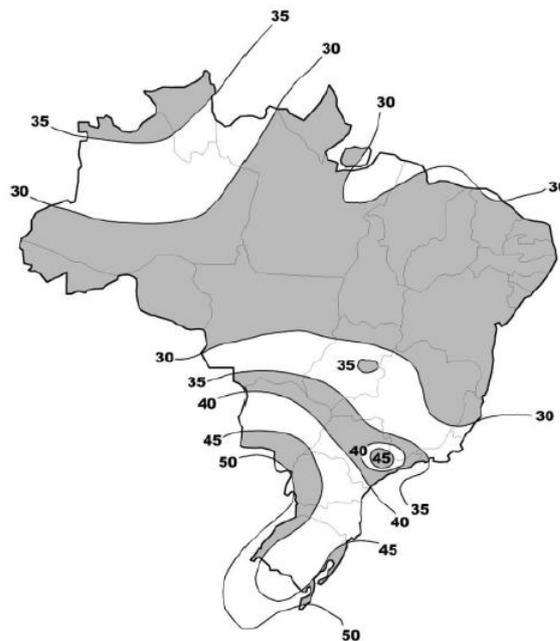


Figura 10: mapa com as velocidades básicas de referência do vento no Brasil[m/s]

Com isso, ainda podemos determinar a pressão dinâmica de projeto, \bar{q}_o , para a categoria II, a 10 m de altura sobre o solo:

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

Onde:

0,613 é um fator de correção em função da massa específica do ar, válido para as condições normais de temperatura e pressão.

Para as demais categorias a pressão dinâmica de projeto, \bar{q}_p , é obtida através do parâmetro de correção b , de acordo com o quadro 1 e a equação 11.

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

Quadro 1: expoente p e parâmetro b da NBR-6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

$$\bar{q}_p = 0,613 b \bar{V}_p^2 \quad (\text{equação 11})$$

Esta norma ainda conta com dois modelos:

- a) um modelo contínuo simplificado, quando a edificação tiver seção constante e distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa;
- b) um modelo discreto, no caso de uma edificação com propriedades variáveis com a altura.

O item 9.1 da NBR-6123 define que (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988):

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média, \bar{V} , designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de dez minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, designadas como resposta flutuante.

A NBR-6123 aponta ainda que a influência da resposta flutuante é pequena para edificações com período fundamental igual ou inferior a um segundo. Entretanto, a influência da resposta flutuante na direção do vento médio pode ser de extrema importância se a edificação apresentar período fundamental superior a um segundo e fraco amortecimento. Portanto, a resposta dinâmica total é igual à superposição das respostas média e flutuante (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Neste trabalho utilizou-se o método discreto para a estimativa da resposta longitudinal. A figura a seguir ilustra o esquema para o modelo dinâmico discreto:

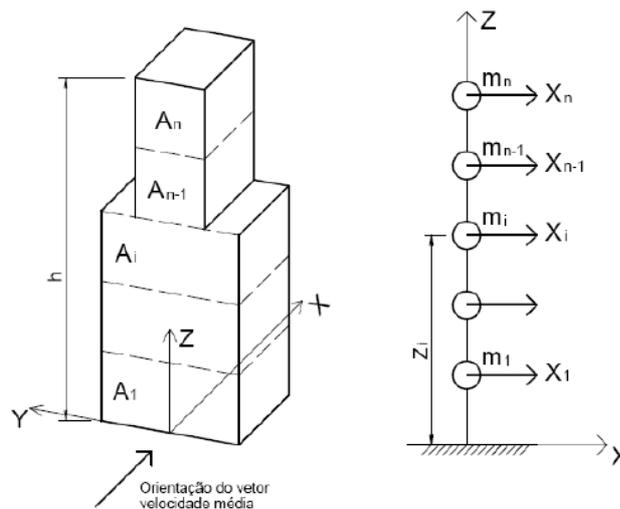


Figura 11: esquema para modelo dinâmico discreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

De acordo com a figura 11, a edificação deve ser representada através do seguinte esquema:

- a) x_i : deslocamento correspondente à coordenada i ;
- b) A_i : área de influência correspondente à coordenada i ;
- c) m_i : massa discreta correspondente à coordenada i ;
- d) C_{ai} : coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i ;
- e) z_i : altura do elemento i sobre o nível do terreno;
- f) n : número de graus de liberdade ($i = 1, 2, \dots, n$). No caso de estruturas verticais com um plano de simetria, n é também igual ao número de elementos em que for dividida a mesma.

Por fim, o cálculo da resposta longitudinal devido à ação do vento através do método do modelo dinâmico discreto considera que para cada modo de vibração j , com componentes $x_i = (x_i)_j$, ou seja, os deslocamentos correspondentes a cada coordenada i devido a cada um dos modos de vibração j , existe uma força total F_{ij} , conforme a equação 12:

$$F_{ij} = \bar{F}_i + \hat{F}_{ij} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

F_{ij} é a força total devida ao vento na direção da coordenada i , para o modo de vibração j [N];

\bar{F}_i é a força média na direção da coordenada i [N];

\hat{F}_{ij} é a força flutuante na direção da coordenada i , para o modo de vibração j [N].

A parcela da força total referente à velocidade média do vento, \bar{F}_i , é obtida através da equação 13:

$$\bar{F}_i = \bar{q}_p b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (\text{equação 13})$$

A parcela referente à componente dinâmica, \hat{F}_{ij} , é obtida através da equação 14:

$$\hat{F}_{ij} = F_H \psi_i x_i \quad (\text{equação 14})$$

Onde:

F_H é a força referente à parcela flutuante;

x_i é o deslocamento correspondente à coordenada i .

Obtêm-se ψ_i , através da equação 15:

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_o} \quad (\text{equação 15})$$

Onde:

ψ_i é a razão entre massas m_i e m_o ;

m_i é a massa discreta referente à coordenada i ;

m_o é a massa arbitrária de referência, tomada como o somatório das massas m_i .

A força F_H , referente à parcela flutuante, é obtida pela equação 16:

$$F_H = \bar{q}_p b^2 A_o \left(\frac{\sum_{i=1}^N \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^N \psi_i x_i^2} \right) \xi \quad (\text{equação 16})$$

Onde:

A_o é a área arbitrada de referencia, tomada como o somatório das áreas A_i ;

N número de coordenadas discretizadas;

ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica.

O valor de β_i é calculado através da equação 17:

$$\beta_i = C_{ai} \left(\frac{A_i}{A_o} \right) \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (\text{equação 17})$$

O coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , é determinado através de ábacos existentes na NBR-6123 que consideram a categoria do terreno, o amortecimento estrutural do edifício, a relação entre a largura da fachada perpendicular à direção do escoamento do vento e a altura do edifício, l_1/h , a altura, h , do edifício e a relação $\bar{V}_p/f L$.

Para a determinação dos coeficientes de arrasto, também se utilizou um ábaco da NBR-6123, este considera as relações h/l_1 e l_1/l_2 , onde l_1 é a largura da fachada perpendicular à direção do escoamento do vento e l_2 é paralela. O ábaco considerado no cálculo foi de ventos de baixa turbulência.

2.4 MÉTODOS TEÓRICO-NUMÉRICOS PARA RESPOSTA TRANSVERSAL

Os modelos teóricos disponíveis para determinar a resposta transversal por despreendimento de vórtices têm caráter fundamentalmente simplificado, baseados em experimentos, que provém de tentativas, erros e acertos. Estes procedimentos empregam diversas técnicas para reproduzir as forças do escoamento na estrutura e aquelas oriundas da interação fluido-estrutura. Neste trabalho, utilizaram-se dois modelos teóricos para previsão da resposta transversal ao vento em edifícios altos.

2.4.1 Processo da NBR-6123 para a Resposta Transversal

De acordo com Blessmann (2005), esta proposta de metodologia de cálculo foi primeiramente apresentada por uma comissão de estudo em 1990, onde o modelo do procedimento de cálculo em estudo torna-se aplicável a edificações apoiadas apenas na base, e com pouca ou nenhuma variação da seção transversal ao longo da altura.

O procedimento para avaliar a sensibilidade da estrutura ao desprendimento de vórtices está limitado à determinação da velocidade crítica do vento, V_{cr} , para a qual a frequência f_s , frequência de desprendimento de um par de vórtices, coincide com a frequência f_l da estrutura, associada ao primeiro modo na direção perpendicular à direção do vento (primeira velocidade crítica). O modo correspondente de vibração é aproximado pela lei potencial, conforme equação 18:

$$y_1 = Y_0(z/h)^\gamma \quad (\text{equação 18})$$

Onde:

y_1 é a forma modal;

Y_0 é a amplitude de vibração na direção perpendicular à direção do vento, no topo da estrutura, isto é, para z igual a h .

Para a determinação da frequência e do expoente γ da forma modal são aplicáveis as especificações do capítulo 9 da NBR-6123.

A velocidade crítica correspondente ao primeiro modo é determinada pela equação 19:

$$\bar{V}_{cr} = \frac{f_1 l_1}{S_t} \quad (\text{equação 19})$$

Onde:

f_1 é a frequência correspondente ao primeiro modo de vibração;

l_1 é o comprimento da face transversal à direção do vento [m];

S_t é o número de Strouhal.

A pressão dinâmica de cálculo, q_{cr} , é dada pela equação 20. Sendo V_{cr} em m/s, e q_{cr} em N/m².

$$q_{cr} = 0,613(\bar{V}_{cr})^2 \quad (\text{equação 20})$$

A amplitude da vibração induzida pelo desprendimento de vórtices, perpendicular à direção do vento, é dada conforme a equação 21:

$$Y_0 = \frac{q_{cr} l_1}{8\pi^2 f_1^2 \zeta_{ef}} \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma} \frac{C_1 C_R}{M_0} \quad (\text{equação 21})$$

Onde:

ζ_{ef} é a razão de amortecimento efetivo, $\zeta_{ef} = \zeta - \zeta_{aer}$;

ζ é a razão de amortecimento estrutural crítico;

ζ_{aer} é o amortecimento aerodinâmico.

C_1 denota o coeficiente de força lateral, função do número de Reynolds, da forma da seção transversal, da rugosidade superficial e da intensidade da turbulência do vento.

A massa média por unidade de comprimento, M_0 , em um modelo discreto, é dada pela equação 22:

$$M_0 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i (z_i/h)^{2\gamma}}{\sum_{i=1}^N (z_i/h)^{2\gamma}} \quad (\text{equação 22})$$

O coeficiente de correlação longitudinal é dado pela expressão:

$$C_R = 1 - \left(1 - \frac{L_R/l_1}{\lambda}\right)^{1+\gamma} \quad (\text{equação 23})$$

Onde:

λ é a esbeltez da edificação, $\lambda = h/l_1$.

O comprimento de correlação da força lateral, L_R , está relacionado com a amplitude das vibrações transversais através da equação empírica:

$$\frac{L_R}{l_1} = 12 - 10e^{-4Y_0/l_1} \quad (\text{equação 24})$$

Segundo Blessmann (2005), o problema linear resultante da introdução das equações 23 e 24 na equação 21 pode ser resolvido por iteração, seguindo o seguinte roteiro:

- a) adotar $L_R/l_1 = 2$, correspondente à hipótese $Y_0/l_1 = 0$;
- b) calcular C_R e Y_0/l_1 ;
- c) recalculer L_R/l_1 e retornar a b até atingir convergência da razão Y_0/l_1 .

Paluch (1999) avaliou a aplicabilidade deste procedimento da norma brasileira NBR-6123 para a determinação da resposta transversal de torres e chaminés de concreto armado de seção transversal circular. O autor constatou, comparando os parâmetros da resposta transversal, obtidos através do processo da NBR-6123, com as medições realizadas em seu estudo e em outros disponíveis na literatura técnica, que este procedimento conduz a estimadores que em média subestimam a resposta.

2.4.2 Modelo Matemático de Liang et al. (2002) para Cargas Dinâmicas Transversais ao Vento em Edifícios Altos Retangulares

Liang et al. (2002) apresentam um completo modelo analítico para cargas dinâmicas transversais ao vento. Este modelo está em boa conformidade com os resultados experimentais obtidos em testes em túnel de vento pelo próprio autor.

Neste modelo são apresentadas equações empíricas do espectro da força transversal ao vento, $f_n S_f(f_n)/\sigma^2$; coeficiente de força lateral, C_f ; número de Strouhal, S_f ; e função de coerência, r_{ij} , da força transversal ao vento para edifícios altos retangulares.

Geralmente é dito que a magnitude da força transversal ao vento, que age em edifícios altos retangulares muda junto com as relações laterais da seção transversal; em outras palavras, o coeficiente de força lateral é função da proporção lateral em uma seção transversal. A média

do coeficiente de força lateral de um modelo de edifício retangular, para todos os níveis, pode ser calculada conforme equação 25 (LIANG ET AL., 2002):

$$\bar{C}_l = \sum_{i=1}^5 \frac{h_i}{h} \frac{(F_y^{(i)})_{rms}}{\rho V^2(z_i)(l_1 h_i)/2} = \sum_{i=1}^5 \frac{(F_y^{(i)})_{rms}}{\rho V^2(z_i)(l_1 h)/2} \quad (\text{equação 25})$$

Onde:

h é a altura da estrutura [m];

h_i é a altura do nível i da estrutura [m];

ρ é a massa específica do ar [kg/m³];

l_1 é o comprimento da face transversal à direção do vento [m];

$V(z_i)$ é a velocidade média do vento na altura do nível i [m/s];

$(F_y^{(i)})_{rms}$ é a força rms transversal ao vento no nível i [N].

De acordo com os resultados experimentais de Liang et al. (2002), o parâmetro coeficiente de força lateral, \bar{C}_l , aumenta conforme aumenta a magnitude da relação lateral. O \bar{C}_l de cada nível do mesmo modelo diminui conforme aumenta a altura; ou seja, diminui junto com a intensidade da turbulência. Segundo Liang et al. (2002) a equação 26 fornece uma equação empírica para obtenção do \bar{C}_l :

$$\bar{C}_l = 0,045(l_2/l_1)^3 - 0,335(l_2/l_1)^2 + 0,868(l_2/l_1) - 0,174 \quad (\text{equação 26})$$

Onde:

l_2 é o comprimento da face paralela à direção do vento [m].

A força transversal ao vento que atua em edifícios altos retangulares é principalmente causada por desprendimento alternado de vórtices, que pode ser observado na curva do espectro da força transversal ao vento (figura 12), retirada da bibliografia de Liang et al. (2002). Existe um pico evidente nesta curva, e a frequência reduzida correspondente ao pico é igual à frequência reduzida dominante de desprendimento de vórtices, ou seja, o número de Strouhal.

Conforme Liang et al. (2002), quando a relação lateral resultar em $l_2/l_1 < 3$, existe um pico estreito e distinto na curva do espectro da força transversal ao vento; assim a largura de banda é pequena.

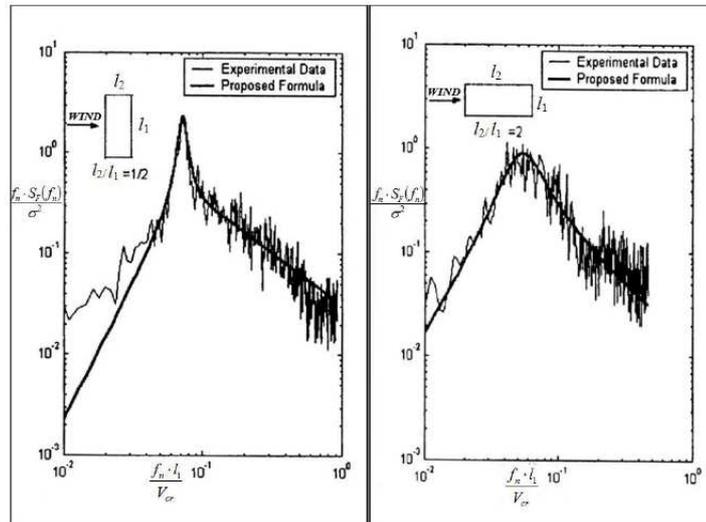


Figura 12: comparação do espectro da força transversal ao vento entre equação proposta e resultados experimentais (LIANG ET AL., 2002)

Para ajustar a função analítica aos resultados experimentais, a equação 27 apresenta uma proposta de equação normalizada em uma forma de combinação de dois termos:

$$\frac{f_n S_F(f_n)}{\sigma^2} = A \frac{h(C_1) \bar{f}^2}{(1 - \bar{f}^2)^2 + C_1 \bar{f}^2} + (1 - A) \frac{C_2^{0,5} \bar{f}^3}{1,56 [(1 - \bar{f}^2)^2 + C_2 \bar{f}^2]} \quad (\text{equação 27})$$

Sendo:

$$h(C_1) = 0,179C_1 + 0,65\sqrt{C_1};$$

$$C_1 = [0,47(l_2/l_1)^{2,8} - 0,52(l_2/l_1)^{1,4} + 0,24]/(h/\sqrt{S});$$

$$C_2 = 2;$$

$$A = (h/\sqrt{S})[-0,118(l_2/l_1)^2 + 0,358(l_2/l_1) - 0,214] + [0,066(l_2/l_1)^2 - 0,26(l_2/l_1) + 0,894].$$

Onde:

f_n é a frequência fundamental de vibração livre;

f_s é a frequência de desprendimento de um par de vórtices;

\bar{f} é a relação entre as frequências f_n e f_s , $\bar{f} = f_n/f_s$;

σ é a força rms transversal ao vento para a altura z , $\sigma = 1/2\rho V^2(z)\bar{C}_l l_1$;

S é a área da seção transversal, $S = l_1 l_2$.

Na equação 28, Liang et al. (2002) equacionam uma fórmula para várias seções que busca ajustar o parâmetro número de Strouhal, St . Esta equação é aplicável quando a razão, $1/2 < l_2/l_1 \leq 4$, for satisfeita.

$$St = 0,002(l_2/l_1)^2 - 0,023(l_2/l_1) + 0,105 \quad (\text{equação 28})$$

A função de coerência, r_{ij} , é usada por muitas literaturas como a correlação de meia-amplitude de excitação na esteira, ou função de coerência vertical das forças transversais ao vento. O co-espectro das forças transversais ao vento entre dois diferentes níveis decaem, enquanto que a distância entre os dois níveis aumentam. Vickery (1972 apud Liang et al. 2002) propõem uma expressão empírica, equação 29:

$$r_{ij} = \cos(\alpha_1 \Delta) \exp \left\{ - \left[\frac{\Delta}{\alpha_2} \right]^2 \right\} \quad (\text{equação 29})$$

Sendo:

$$\Delta = \frac{|z_i/z_j|}{l_1}$$

No estudo de Liang et al. (2002), nenhum co-espectro negativo das forças transversais ao vento entre os níveis foi monitorado; conseqüentemente, baseado nos dados experimentais do co-espectro das forças transversais ao vento entre dois diferentes níveis, foi proposta a equação 30. Os valores do parâmetro α para esta equação estão apresentados no quadro 2.

$$r_{ij} = \exp \left\{ - \left[\frac{\Delta}{\alpha} \right]^2 \right\} \quad (\text{equação 30})$$

l_2/l_1	1/4 a 1	2 a 4
α	5,56	7,7

Quadro 2: valores do parâmetro α (LIANG ET AL., 2002)

A metodologia para calcular a resposta dinâmica transversal através da formulação de Liang et al. está apresentada no anexo A deste trabalho.

3 DESENVOLVIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 MODELAGEM E ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO

Na maioria dos casos, devido ao crescente aumento de tecnologia, tornando as estruturas mais flexíveis e com formas incomuns, é difícil estimar a resposta de um edifício, de forma precisa, através de métodos analíticos. Neste caso, estimativas mais confiáveis podem ser encontradas através de ensaios em túneis de vento de camada limite utilizando modelos em escala reduzida. É possível ajustar o vento simulado conforme a variação do perfil vertical do escoamento do vento e a intensidade de turbulência atmosférica de acordo com o tipo de terreno e características do local da execução da construção.

Para a escolha da escala geométrica deve-se considerar a espessura e perfil vertical da camada limite atmosférica e a intensidade de turbulência, que deve estar de acordo com a escala real. Também é importante incluir a influência da vizinhança.

Segundo Balendra (1993), os ensaios em túnel de vento são realizados para determinar:

- a) a pressão do vento nas faces externas das construções, para estudo de revestimentos de fachadas;
- b) os momentos de tombamento e forças de corte atuantes no edifício, para estudo da estrutura deste;
- c) os níveis de aceleração no edifício, para estudo de conforto humano;
- d) as mudanças que o edifício ocasiona no vento ao nível do solo, para estudo de conforto de pedestres e dispersão de poluentes.

De acordo com estes diferentes estudos, diferentes modelos podem ser confeccionados para os ensaios em túnel de vento: modelos rígidos e modelos aeroelásticos.

3.1.1 Testes Estáticos

Os testes estáticos geralmente envolvem medidas da distribuição das pressões médias ou das forças médias atuando em modelos rígidos submetidos à ação do vento. Deve-se salientar que mesmo medidas médias dependem de características da turbulência do vento incidente, sendo, portanto, necessário simular a turbulência atmosférica. Deste modo são determinados coeficientes de pressão ou força, que serão usados para calcular carregamentos em estruturas reais. Este método, relativamente simples, é satisfatório para muitas estruturas e é recomendado por muitas normas de projeto.

Os modelos rígidos são instrumentados com tomadas de pressão, que realizam medidas instantâneas de pressões devidas à ação do vento, adequadamente distribuídas pelas faces externas do modelo. As principais características externas do edifício devem ser corretamente modeladas conforme a escala do modelo, assim como as propriedades do vento atmosférico. Esses dados permitem o cálculo, através de integração, das forças modais atuando em qualquer número de modos de vibração do modelo.

3.1.2 Testes Dinâmicos

Os testes dinâmicos são necessários quando o carregamento devido à ação do vento na estrutura sofre variações significantes devido à resposta em frequências ressonantes. Para que um ensaio dinâmico seja representativo da resposta estrutural, é necessário que se faça uma correta modelagem do perfil de velocidades do vento e das características da turbulência atmosférica, bem como dos modos estruturais que são significativos na resposta e do amortecimento da estrutura.

Os modelos aeroelásticos, que devem representar as estruturas totalmente ou em parte, são classificados em três categorias:

- a) réplicas: são modelos que reproduzem em escala todas as dimensões e formas geométricas, bem como as propriedades dos materiais. Daí resulta a completa reprodução em escala das características dinâmicas do protótipo;
- b) modelos seccionais: são partes ou seções rígidas de estruturas montadas dinamicamente para avaliar forças do vento atuando sobre estruturas esbeltas, como cabos, torres, pontes, chaminés, e outras estruturas para as quais se pode considerar o vento como um escoamento bidimensional;

- c) modelos equivalentes: se valem de alguma analogia mecânica para representar as características dinâmicas do protótipo. Geralmente, os modelos aeroelásticos equivalentes são compostos de uma “casca” rígida que representa a geometria do protótipo em escala, o que garante, juntamente com a correta representação do vento natural, a correta representação das forças aerodinâmicas, e de um sistema mecânico que simula as características de rigidez e amortecimento.

Segundo Balendra (1993), somente os primeiros modos de vibração contribuem significativamente na resposta do edifício, por isso é possível estudar os efeitos do vento usando um modelo simplificado para simular as propriedades dinâmicas equivalentes.

3.2 TÚNEL DE VENTO

Diversos túneis têm sido fabricados ou adaptados com a finalidade de simular o vento em escala reduzida, podemos citar os túneis aeronáuticos que geram ventos uniformes e de baixa turbulência com velocidades mais altas que os túneis utilizados na construção civil, estes, por sua vez, simulam a camada limite atmosférica (CLA) para estudar os efeitos do vento em edificações (BLESSMANN, 1982). A figura 13 mostra uma foto com a vista da parte externa do túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann*.



Figura 13: vista externa do Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann*

Os ensaios realizados neste trabalho foram no túnel de vento de camada limite *Prof. Joaquim Blessmann* do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

O túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann* é um túnel de camada limite e circuito fechado e está em operação desde 1977 (BLESSMANN, 1982). O túnel tem viabilizado, ao longo deste tempo, o desenvolvimento de estudos de efeitos estáticos e dinâmicos sobre edificações civis em geral, além de determinar características dos ventos simulados em outras pesquisas como: efeitos sobre usuários das edificações, efeitos sobre transeuntes, dispersão de poluentes, estudo de características de camada limite, ventilação interna, estudos hidráulicos por via aerodinâmica, etc..

3.2.1 Características do Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann*

A seção de altas velocidades do túnel tem as seguintes características:

- a) relação comprimento / altura $\approx 10,3$;
- b) dimensões médias = 1,30 m x 0,90 m x 9,32 m (largura x altura x comprimento);
- c) velocidade máxima do escoamento com vento uniforme e suave sem a presença de modelos ≈ 44 m/s (160 km/h);
- d) número de Reynolds do túnel = $2,6 \times 10^6$;
- e) motor elétrico que acionam as hélices do ventilador = 100 HP.

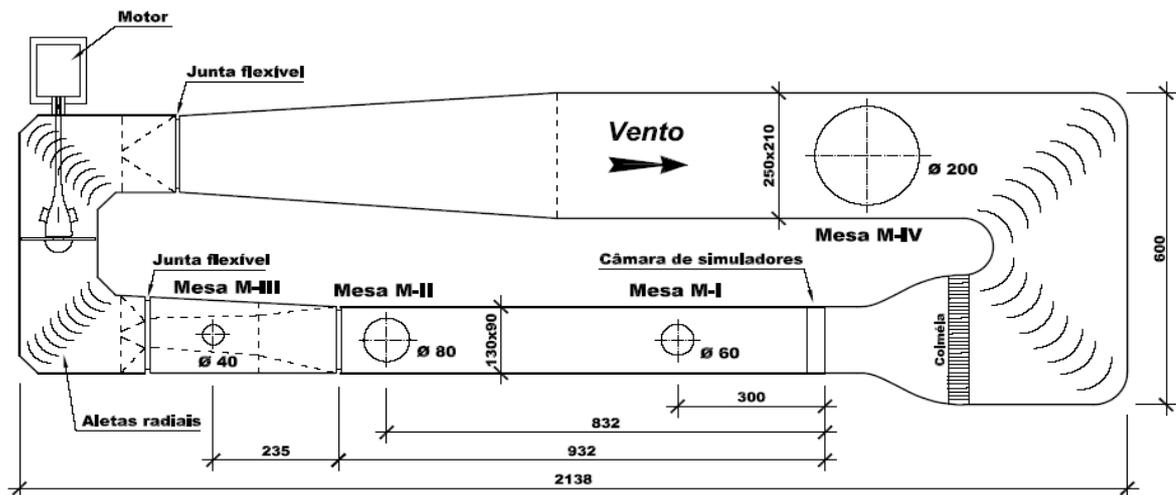
3.2.2 Mesas para Fixação dos Modelos

O túnel de vento dispõe, atualmente, de quatro mesas giratórias, cada uma com suas aplicações específicas, para fixação dos modelos:

- a) Mesa I: ensaios do tipo aeronáutico, no piso do túnel, em camada limite de pequena espessura e escoamento de baixa turbulência, podem ser feitos ensaios para a indústria da construção com a utilização de geradores de turbulência na câmara de simuladores. Os modelos podem ser colocados tanto da horizontal como na vertical na Mesa I;

- b) Mesa II: ensaios do tipo aeronáutico no eixo do túnel, ensaios para a indústria da construção civil com blocos colocados no piso e/ou geradores de turbulência na câmara de simuladores ou com jatos transversais;
- c) Mesa III: esta mesa possui grande rigidez e foi construída especificamente para estudos dinâmicos em estruturas de grande alteamento;
- d) Mesa IV: mesa utilizada para ensaios de modelos que necessitam serem reproduzidos em maior escala, ensaios para baixas velocidades do vento.

A figura 14 ilustra um esquema de planta baixa do circuito do túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann*.



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

Figura 14: esquema de planta baixa do circuito do túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann*

3.3 SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL

A correta simulação das características do vento natural em túneis de vento é fundamental para aplicações em Engenharia Civil, com isso podem-se obter resultados coerentes com a realidade. Uma representação considerada adequada na Engenharia do Vento para o perfil vertical de velocidades médias do vento é dada pela lei de potência, representada na equação 2.

No túnel de vento são simulados ventos para categorias de terreno com expoentes, p , variando de 0,11 a 0,34, que representam os tipos de categorias de terreno apresentados pela norma brasileira NBR 6123.

Nas simulações no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann, usualmente só a parte mais baixa da camada limite atmosférica é simulada. A maior parte das simulações inclui o uso de elementos de rugosidade, agulhas e placas perfuradas combinados (BLESSMANN, 1982). A figura 15 ilustra os elementos de rugosidade, que simulam o tipo de terreno, e uma combinação dos elementos geradores de turbulência para o vento $p = 0,34$.



Figura 15: combinação de elementos de rugosidade e elementos geradores de turbulência para vento $p = 0,34$

A figura 16 mostra as principais características do vento simulado, sendo, respectivamente: (a) perfil vertical das velocidades médias, normalizada em relação à velocidade média em uma cota de referência (450mm), no eixo longitudinal do túnel; (b) intensidade, I_1 da componente longitudinal da turbulência, (c) macroescala da componente longitudinal da turbulência.

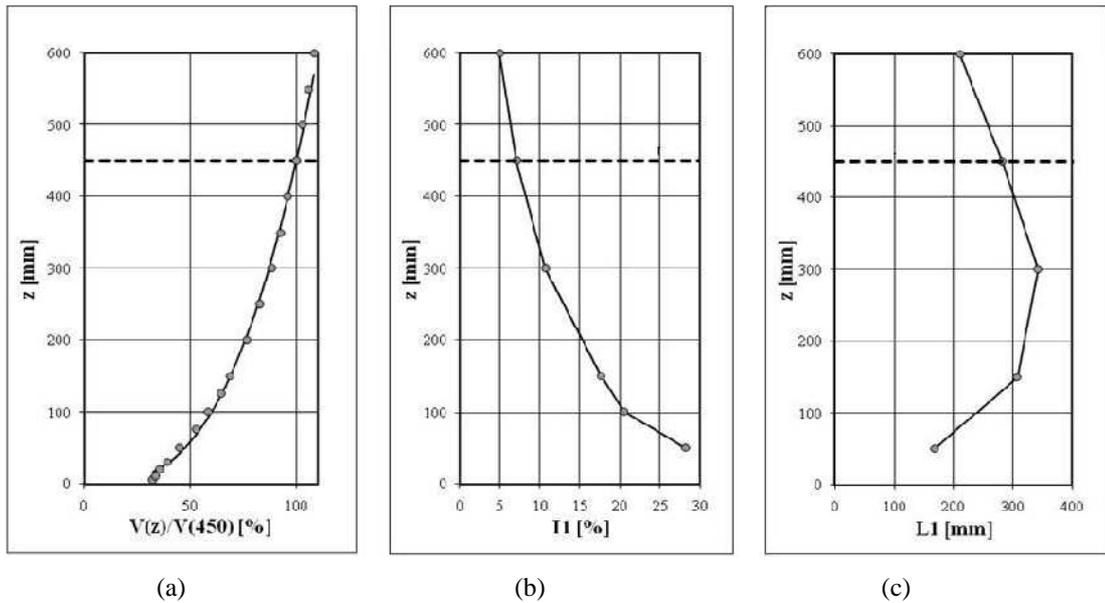


Figura 16: principais características do vento simulado, $p = 0,34$; (a) perfil vertical de velocidades médias, (b) intensidade da componente vertical da turbulência, (c) macroescala da componente longitudinal da turbulência

3.4 BALANÇA DINÂMICA (BD3GDL)

O equipamento desenvolvido por Oliveira (2009) em sua tese de doutorado consiste em um sistema mecânico com três graus de liberdade, rotação de três eixos ortogonais entre si em torno de um mesmo ponto. O mecanismo possibilita a regulação do momento de inércia de massa, da rigidez rotacional e do amortecimento estrutural de cada um dos três movimentos. A figura 17 mostra uma perspectiva do sistema denominado balança dinâmica de três graus de liberdade (BD3GDL):

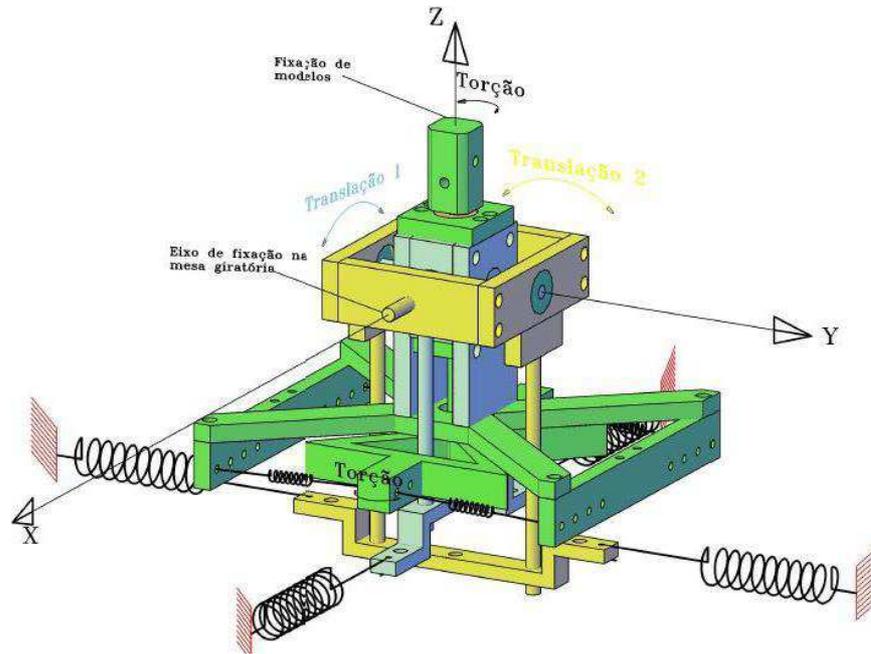


Figura 17: perspectiva da balança dinâmica de 3 graus de liberdade para ensaios de modelos aeroelásticos em túnel de vento (OLIVEIRA, 2009)

Conforme explica Oliveira (2009) em sua tese de doutorado, o conjunto de peças representado pela cor amarela é responsável pelo movimento denominado como Translação 2 (rotação em torno do eixo X), indicado na figura 17. Neste conjunto, são fixadas as molas de tração que determinam a rigidez rotacional do movimento Translação 2.

Um conjunto de peças na cor azul também pode ser observado na figura 17. Este conjunto é responsável pelo movimento denominado como Translação 1 (rotação em torno do eixo Y). Nesse conjunto, da mesma forma que no conjunto amarelo, são fixadas molas de tração que determinam a rigidez rotacional do movimento Translação 1. A ligação destes conjuntos, responsáveis pelos movimentos de translação da BD3GDL, é feita através de rolamentos de esferas rígidas de modo a impedir que esforços sejam transmitidos às molas responsáveis pela rigidez do movimento Translação 1 quando houver solicitação na direção do movimento Translação 2.

Por fim, também pode ser notado um conjunto de peças representado na cor verde na figura 17, responsável pelo movimento de Torção do mecanismo. Este conjunto permite o giro do mecanismo em torno do eixo Z, com o qual seu eixo vertical é coincidente quando o mecanismo inteiro se encontra em equilíbrio. Este conjunto acompanha os movimentos Translação 1 e Translação 2 e permite a instalação de molas de tração que determinam a

rigidez rotacional do movimento indicado na figura 17 como Torção (rotação em torno do eixo Z). Maiores detalhes sobre o processo de fabricação, montagem e funcionamento deste equipamento podem ser encontrados em Oliveira (2009).

3.4.1 Ajuste de Rigidez, Inércia Rotacional e Amortecimento Estrutural

As rigidezes rotacionais dos modelos e, por consequência, suas frequências de vibração podem ser ajustadas em cada grau de liberdade individualmente, ou seja, a regulagem feita em um movimento em nada afeta as frequências e rigidezes dos outros dois. Essa regulagem pode ser feita através da escolha da constante elástica K das molas de tração utilizadas em cada movimento, e ainda para o movimento de torção (rotação em torno do eixo Z) existem duas outras possibilidades de regulagens da rigidez rotacional devido ao equipamento possuir oito pontos de instalação das molas de tração do movimento de torção, quatro distantes 45 mm do eixo Z e quatro distantes 55 mm do eixo Z, possuindo assim, diferentes combinações de braços de alavanca e quantidade de molas (2 a 8), alterando-se a rigidez rotacional do movimento.

A instalação das molas de tração deve ser feita com o cuidado de que elas sejam tensionadas o suficiente para que a sua abertura seja compatível com as amplitudes dos deslocamentos que serão simulados. Ao mesmo tempo deve-se atentar para que não se ultrapasse o limite de deformação para o qual as molas trabalham em regime elástico.

O ajuste do momento de inércia de massa é feito a partir da adição de massas ao mecanismo de cada um dos três graus de liberdade, e da aproximação ou afastamento dessas massas em relação ao centro de giro. O mecanismo responsável pela torção se desloca juntamente com os movimentos Translação 1 e Translação 2, ou seja, variando-se o momento de inércia de massa deste movimento, varia-se esta propriedade nos outros dois graus de liberdade, então deve-se ajustar primeiramente o momento de inércia de massa em torno do eixo Z, feito isto pode-se partir para a calibração dos outros dois graus de liberdade, através da adição de massas.

O acréscimo de amortecimento estrutural, quando necessário, é obtido a partir da fixação de pás no mecanismo de cada um dos três graus de liberdade, seguida da imersão destas pás em um líquido de viscosidade adequada. A calibração do amortecimento é realizada variando-se a viscosidade do líquido no qual as pás são imersas, o número de pás e a área de contato destas com o líquido. Deve ser respeitada a mesma ordem de precedência do ajuste do momento de inércia de massa.

3.4.2 Instrumentação

A balança dinâmica BD3GDL foi instrumentada com sensores ópticos de posição para cada grau de liberdade, medindo as rotações de cada um dos três movimentos, assim os deslocamentos no topo dos modelos a serem ensaiados poderão ser facilmente calculados a partir da inclinação medida e da geometria dos próprios modelos.

Três sensores ópticos de posição unidimensionais foram utilizados, um para cada grau de liberdade, dois com superfície de leitura de aproximadamente 10 mm de largura e 20 mm de comprimento, medindo os deslocamentos dos movimentos de Translação 1 e Translação 2, e o terceiro com superfície de leitura de aproximadamente 10 mm de largura e 30 mm de comprimento, medindo os deslocamentos relativos ao movimento Torção. Sobre eles incide um feixe de luz através de fibra ótica de forma a se movimentarem sobre a superfície dos sensores conforme o movimento do edifício testado, excitado pelo vento, e conseqüentemente pelo movimento da balança dinâmica, sendo que os deslocamentos do feixe de luz incidente são medidos paralelamente ao comprimento de cada sensor. Estes sensores geram então uma diferença potencial produzida pelo feixe de luz que pode ser medida através de eletrodos colocados na superfície dos sensores.

3.5 ENSAIOS AEROELÁSTICOS

Os modelos aeroelásticos são utilizados para realizar estudos sobre a ação dinâmica do vento sobre as estruturas. Estão incluídas nestas ações as vibrações causadas por desprendimentos de vórtices, drapejamento (*flutter*), etc..

Neste trabalho utilizaram-se modelos aeroelásticos equivalentes do *CAARC Standard Tall Building* e de um edifício Residencial em Concreto Armado (RCA) construído no Brasil e que possui arquitetura diferenciada Estes foram construídos como cascas rígidas leves e foram reproduzidos todos os detalhes da edificação real, devendo-se fazer a correspondência com as leis de semelhança citadas adiante. Os ensaios foram realizados na Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade (BD3GDL).

3.5.1 Leis de Semelhança

Para a correta simulação em túnel de vento se faz necessário respeitar algumas leis de semelhança. Estas leis fazem a correspondência em escala das relações geométricas e dinâmicas entre o edifício real e o modelo. A seguir são comentadas algumas dessas relações.

3.5.1.1 Escala de Comprimento

A escala de comprimento é a relação entre as dimensões do modelo e do edifício real e pode ser descrita pela seguinte equação:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p} \quad (\text{equação 31})$$

Onde:

λ_L é a escala de comprimento;

L_m é o comprimento do modelo;

L_p é o comprimento do protótipo.

3.5.1.2 Escala de Massa

A escala de massa é a razão entre a massa do modelo e a massa do edifício real e pode ser calculada da seguinte maneira:

$$\lambda_m = \frac{m_m}{m_p} = \frac{\rho_m L_m^3}{\rho_p L_p^3} = \lambda_p \lambda_L^3 \quad (\text{equação 32})$$

Onde:

λ_m é o fator de escala de massa;

m_m é a massa do modelo;

m_p é a massa do protótipo;

ρ_m é a massa específica do modelo;

ρ_p é a massa específica do protótipo;

L_m é o comprimento do modelo;

L_p é o comprimento do protótipo;

λ_p é o fator de escala de massa específica.

Segundo a American Society of Civil Engineers (1987), no caso em que o modelo é rígido e somente gira em torno de um ponto, a simulação da massa em escala pode ser substituída pela correta simulação do momento de inércia em escala em torno de qualquer eixo onde há liberdade para girar. Com isso, optou-se por fazer a correspondência em escala do momento de inércia de massa e não da massa, devido ao fato de a BD3GDL possuir recursos para o ajuste de momento de inércia de massa. Portanto, construíram-se modelos sem a preocupação do ajuste de massas, somente tomando cuidado para que estes não ficassem muito pesados. Os materiais utilizados na confecção dos modelos em escala reduzida serão descritos adiante.

3.5.1.3 Escala de Momento de Inércia de Massa

A escala de momento de inércia de massa é a razão entre os momentos de inércia de massa com relação aos eixos onde há liberdade para giro e o momento de inércia do protótipo com relação aos mesmos eixos. Com a equação a seguir, obtém-se o fator de escala de inércia de massa:

$$\lambda_{I_m} = \frac{\rho_m L_m^5}{\rho_p L_p^5} = \lambda_p \lambda_L^5 \quad (\text{equação 33})$$

Onde:

λ_{I_m} é o fator de escala de momento de inércia de massa;

λ_p é considerado igual a 1, então temos que o fator de escala de momento de inércia de massa é igual ao fator de escala de comprimento elevado na quinta potência.

3.5.1.4 Escala de Frequência

O fator de escala de frequência é dado pela razão entre as frequências do modelo e do edifício real como mostra a equação 34:

$$\lambda_f = \frac{f_m}{f_p} \quad (\text{equação 34})$$

Onde:

λ_f é o fator de escala de frequência;

f_m é a frequência do modelo;

f_p é a frequência do protótipo.

As frequências do modelo podem ser escolhidas livremente, porém estas irão afetar a escala de momentos de inércia de massa, conforme a equação 35 e a escala de velocidades do vento como será visto a seguir, escalas de frequência maiores implicarão em velocidades de vento maiores dentro do túnel de vento. Além disso, as diferentes frequências de cada grau de liberdade devem manter a mesma relação entre si no modelo que a relação que elas possuem no edifício real.

$$f_m = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_\theta}{I_m}} \quad (\text{equação 35})$$

Onde:

f_m é a frequência em torno do eixo considerado [Hz];

K_θ é a rigidez rotacional em torno do eixo considerado [Nm];

I_m momento de inércia de massa em relação ao eixo considerado [kg m²].

Oliveira (2009) deduziu uma equação, a partir da equação 35, que compreende as possíveis variações na instalação das molas na BD3GDL:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{n \cdot K \cdot b^2}{I_m}} \quad (\text{equação 36})$$

Onde:

f é a frequência [Hz];

n é o número de molas;

K é a constante elástica das molas [N/m];

b se refere ao braço de alavanca entre mola e respectivo eixo [m];

I_m é o momento de inércia de massa [kgm²].

3.5.1.5 Escala de Tempo

A escala de tempo se dá pelo inverso da escala de frequência:

$$\lambda_T = \frac{1}{\lambda_f} \quad (\text{equação 37})$$

Onde:

λ_T é o fator de escala de tempo.

3.5.1.6 Escala de Velocidade

A escala de velocidades é a razão entre a velocidade de ensaio em túnel de vento e a velocidade real do vento, e é definida pelo produto das escalas de frequência e de comprimento:

$$\lambda_v = \frac{V_m}{V_p} = \frac{\frac{L_m}{t_m}}{\frac{L_p}{t_p}} = \frac{\lambda_L}{\lambda_T} = \lambda_L \lambda_f \quad (\text{equação 38})$$

Onde:

λ_v é o fator de escala de velocidade;

V_m é a velocidade do vento de ensaio;

V_p é a velocidade de vento real;

t_m é o tempo no modelo;

t_p é o tempo no edifício real.

Com as escalas de comprimento e frequência definidas, pode-se estimar uma faixa de velocidades de vento para as quais o modelo será submetido em ensaio.

3.5.1.7 Escala de Amortecimento

Por se tratar de um adimensional, a razão de amortecimento crítico do modelo deve ser igual a da estrutura real, ou seja, $\zeta_m = \zeta_p$. Portanto, o fator de escala de amortecimento é igual a 1.

3.5.2 Ensaio Aeroelástico do *CAARC Standard Tall Building*

O *CAARC Standard Tall Building* é um edifício alto usado como padrão por pesquisadores de laboratórios de todo o mundo a fim de obter-se um grau de uniformidade em ensaios em túnel de vento. Sendo assim, este edifício possui um amplo banco de dados em estudos de diversas finalidades, utilizando diversos mecanismos de ensaio.

Segundo Melbourne (1980), esse edifício foi criado devido à necessidade de uma padronização nas técnicas de ensaios em túnel de vento, que atingiram um grande volume por volta de década de 60.

O *CAARC Standard Tall Building* tem o seu formato especificado como um prisma retangular com base de 30,48m por 45,72m e altura de 182,88m (100ft x 150ft x 600ft). O topo do edifício é horizontal, plano e sem parapeitos. As paredes externas também são planas, sem quaisquer detalhes geométricos. O edifício possui frequências fundamentais de vibração iguais a 0,2 Hz para os movimentos de flexão. A distribuição de massa é uniforme, a uma taxa de 160kg/m³. O amortecimento estrutural, medido pela razão de amortecimento crítico, deve ser considerado 1%, para propósitos de comparação de resultados (MELBOURNE, 1980). Adotou-se uma frequência fundamental de vibração em torção de 0,3 Hz, também para fins de comparação de resultados com outros autores. A figura 18 mostra uma perspectiva do prédio e suas dimensões.

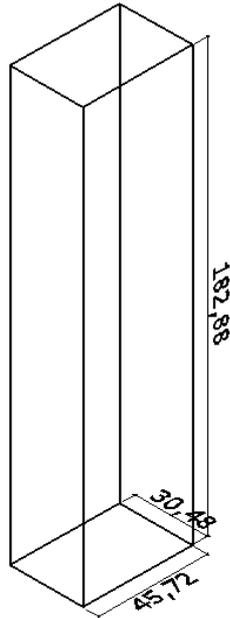


Figura 18: perspectiva do *CAARC Standard Tall Building*, [m]

O modelo utilizado neste trabalho para ensaios foi o mesmo utilizado por Oliveira (2009) em sua tese de doutorado e foi confeccionado de forma a ser uma casca rígida em madeira compensada de pinho, possuindo as seguintes dimensões: 112,50 mm por 75 mm de base e 450 mm de altura, sendo sua escala de dimensão 1:406,4. A fixação do modelo à BD3GDL foi feita através de uma chapa de 10 mm de espessura de marfim arana embutida no modelo, 41,65mm acima da base, e aparafusada nas chapas laterais do modelo com 2 parafusos auto-atarraxantes por face (OLIVEIRA, 2009). A figura 19 ilustra o modelo do *CAARC Standard Tall Building* utilizado nos ensaios com a BD3GDL.



Figura 19: modelo do *CAARC Standard Tall Building*

Os fatores de escala utilizados para o ensaio do *CAARC Standard Tall Building* foram os mesmos determinados por Oliveira (2009), que definiu uma escala de comprimento igual a 1:406,4, como já mencionado, e as frequências, para Translação 1 e Translação 2, e Torção, foram escolhidas, respectivamente, em 7 Hz e 11 Hz, mantendo uma relação de 1,5 entre elas. Estas frequências foram adotadas devido à faixa de velocidades possível de ser ensaiada, e devido a características das molas, como diâmetro do arame e curso de trabalho.

Após ter-se decidido utilizar quatro molas no movimento em torno do eixo Z, na posição afastada 55 mm do eixo e duas molas para cada movimento de translação, estas possuindo braço de 92,9 mm, e utilizando-se os momentos de inércia de massa em torno dos eixos x, y e z previamente calculados por Oliveira (2009) em sua tese de doutorado, foi possível determinar as constantes das molas, para sua posterior fabricação, através da equação 36, apenas isolando o termo da constante elástica das molas, como na equação 39 a seguir. O quadro 3 mostra as constantes elásticas das molas fabricadas e frequências para cada grau de liberdade.

$$K = \frac{f^2 \cdot (2 \cdot \pi)^2 \cdot I_m}{n \cdot b^2} \quad (\text{equação 39})$$

<i>CAARC Standard Tall Building</i>		
	Constante Elástica das Molas [N/m]	Frequências [Hz]
Translação 1	4501,25	6,9
Translação 2	4501,25	6,87
Torção	370,69	11,08

Quadro 3: constantes elásticas e frequências para cada grau de liberdade

Devido à dificuldade no controle de fabricação das molas, estas não tiveram exatamente a mesma constante elástica calculada, por isso as frequências também não foram as mesmas determinadas previamente, porém ficaram bem próximas. Sendo assim o quadro 4 mostra os fatores de escala para a modelo do *CAARC Standard Tall Building*.

<i>CAARC Standard Tall Building</i>					
	Fator de escala de Comprimento (λ_L)	Fator de escala de Momento de Inércia de Massa (λ_{Im})	Fator de escala de Freqüência (λ_f)	Fator de escala de Tempo (λ_T)	Fator de escala de Velocidade (λ_v)
Translação 1	406,4	$1,024 \times 10^{13}$	34,50	0,029	0,0849
Translação 2	406,4	$1,024 \times 10^{13}$	34,35	0,029	0,0845
Torção	406,4	$1,024 \times 10^{13}$	36,93	0,027	0,0909

Quadro4: fatores de escala para o modelo do *CAARC Standard Tall Building*

A instalação do modelo é feita fixando-se sua estrutura interna em uma barra roscada de 18 mm de diâmetro na parte superior da BD3GDL, pressionando essa estrutura entre duas porcas. Nas faces chanfradas desta barra roscada existem furos que a atravessam horizontalmente, permitindo a fixação da estrutura dos modelos com parafusos perpendiculares a barra roscada, impedindo o giro do modelo em relação à balança dinâmica de 3 graus de liberdade (OLIVEIRA, 2009).

As molas de tração para o ensaio dinâmico do *CAARC Standard Tall Building* foram as mesmas utilizadas por Oliveira (2009), assim como o modelo. Os momentos de inércia de massa e as freqüências foram ajustados através do acréscimo de massas e o amortecimento estrutural através de pás imersas em óleo. Realizou-se medidas através de cargas do tipo impulso aplicadas ao modelo, nas quais obteve-se os valores das freqüências e do amortecimento estrutural, medido pela razão de amortecimento crítico. O quadro 5 mostra as freqüências e amortecimentos medidos para cada grau de liberdade.

	FREQUÊNCIAS [Hz]			AMORTECIMENTOS [%]		
	Transl. 1	Transl. 2	Torção	Transl. 1	Transl. 2	Torção
1	6,913	6,920	10,904	0,866	0,791	1,016
2	6,915	6,916	10,904	0,837	0,890	0,940
3	6,915	6,918	10,849	0,823	0,845	1,026
4	6,916	6,920	10,901	0,861	0,822	1,010
5	6,916	6,930	10,849	0,855	0,799	0,996
6	6,933	6,957	10,931	0,871	0,845	1,141
7	6,918	6,921	10,841	0,897	0,856	0,937
8	6,915	6,917	10,909			
9	6,918	6,917	10,910			
Média	6,918	6,924	10,889	0,859	0,836	1,009

Quadro 5: freqüências e amortecimentos medidos para cada grau de liberdade

Durante os ensaios em túnel de vento, o sinal gerado pelos sensores ópticos passou por um condicionador de sinal sendo filtrado por filtros do tipo passa-baixa, sendo um de 1ª ordem, com frequência de corte igual à 159Hz, e o outro de 2ª ordem, de topologia *Butterworth*, com frequência de corte igual à 102Hz, e amplificado 20 vezes. Este sinal foi adquirido por um microcomputador equipado com uma placa de aquisição de dados marca *National Instruments*, modelo NI6225, com 40 canais analógicos diferenciais, e 16 bits de resolução a uma taxa de aquisição de 250 kHz e gravados através de um programa desenvolvido pelo LAC-UFRGS no sistema de aquisição de dados *LabView* que permite a aquisição em três canais, um para cada sensor óptico de posição, a uma taxa de aquisição de 1024 leituras por segundo durante 64 segundos, o que gerou um total de 65536 pontos adquiridos para cada canal a cada velocidade testada.

O tipo de vento utilizado nos ensaios foi o $p = 0,34$. Este vento foi utilizado para fins de comparação com outros ensaios em túnel de vento do *CAARC Standard Tall Building*, apresentando uma intensidade de turbulência de 7,1% no topo do modelo para o túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann.

Foram ensaiadas duas direções de vento, vento a 0° , ou seja, vento perpendicular à maior fachada e vento a 90° , perpendicular à menor fachada do edifício. Foram ensaiadas velocidades reduzidas variando de 1 m/s a 22 m/s aproximadamente, para cada direção do vento. As velocidades foram medidas através da diferença de pressão estática, ΔPa , medida entre dois anéis piezométricos posicionados nos extremos do convergente, situado na entrada da seção principal de trabalho. Esta medida foi feita por um micro manômetro, onde os dados medidos foram adquiridos simultaneamente à aquisição dos dados dos sensores ópticos de posição, pelo mesmo microcomputador. Também foram necessários os dados de pressão atmosférica, temperatura dentro do túnel durante os ensaios, sendo esta também medida pelo micro manômetro, e umidade relativa do ar para cada aquisição. Com estes dados é possível calcular a velocidade do ar dentro do túnel de vento através das seguintes equações:

$$\rho = \frac{1}{T} \left(\frac{B}{R_0} - \phi P_w \left(\frac{1}{R_0} - \frac{1}{R_w} \right) \right) \quad (\text{equação 40})$$

Onde:

ρ é a massa específica do ar [kg/m³];

T é a temperatura [K];

B é a pressão atmosférica [Pa];

R_0 é a constante dos gases para o ar seco (287,05J/kgK);

R_w é constante dos gases para o vapor d'água (461,5 J/kgK);

P_w é a pressão de vapor ($P_w = 0,000205e^{-0,631846T}$) [Pa];

ϕ é a umidade relativa do ar.

$$v = k_b \sqrt{\frac{2k_0 \Delta Pa}{\rho}} \quad (\text{equação 41})$$

Onde:

v é a velocidade de escoamento [m/s];

ΔPa é a diferença de pressão estática medida entre os anéis piezométricos situados nos extremos do convergente do túnel de vento [Pa];

k_b é o fator de bloqueio, neste caso igual a 1, pois não se realizou a correção de bloqueio;

k_0 é o fator de calibração do túnel de vento, previamente determinado, relacionando valores de ΔPa à pressões dinâmicas do escoamento a cada 5cm de altura no eixo vertical em que o modelo foi instalado.

A calibração para relacionar o sinal elétrico transmitido pelos sensores ópticos de posição e os deslocamentos no modelo, ou seja, a determinação das curvas de transferência, foi realizada induzindo um deslocamento ao modelo e medindo o sinal elétrico gerado. Determinando-se então as curvas de transferência, é possível determinar os deslocamentos do modelo durante os ensaios. Para tanto se utilizou um suporte metálico que foi instalado próximo ao modelo e a distância entre estes foi tomada como sendo o zero inicial. Assim, com a ajuda do suporte e de um paquímetro, aplicaram-se deslocamentos ao topo do modelo nas direções dos eixos X e Y e ângulos de torção, a fim de determinar as três curvas de transferência, para Translação 1, Translação 2 e Torção. As figuras 20 e 21 mostram o suporte metálico instalado próximo ao modelo e as curvas de calibração para os três graus de liberdade respectivamente.

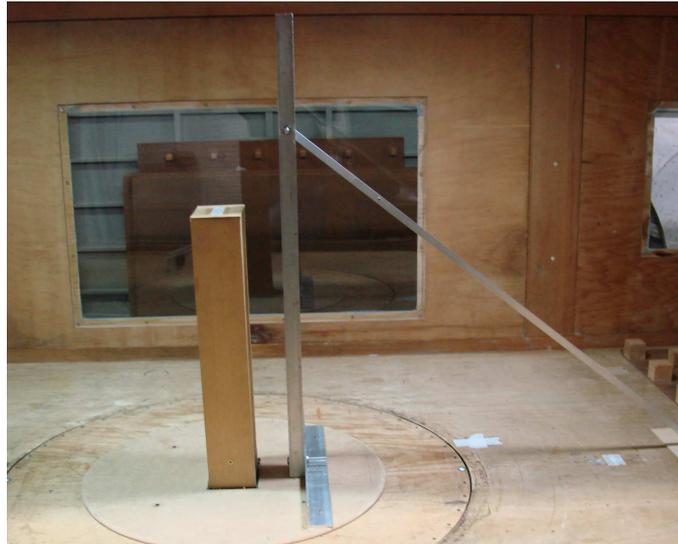


Figura 20: suporte metálico utilizado na calibração da BD3GDL

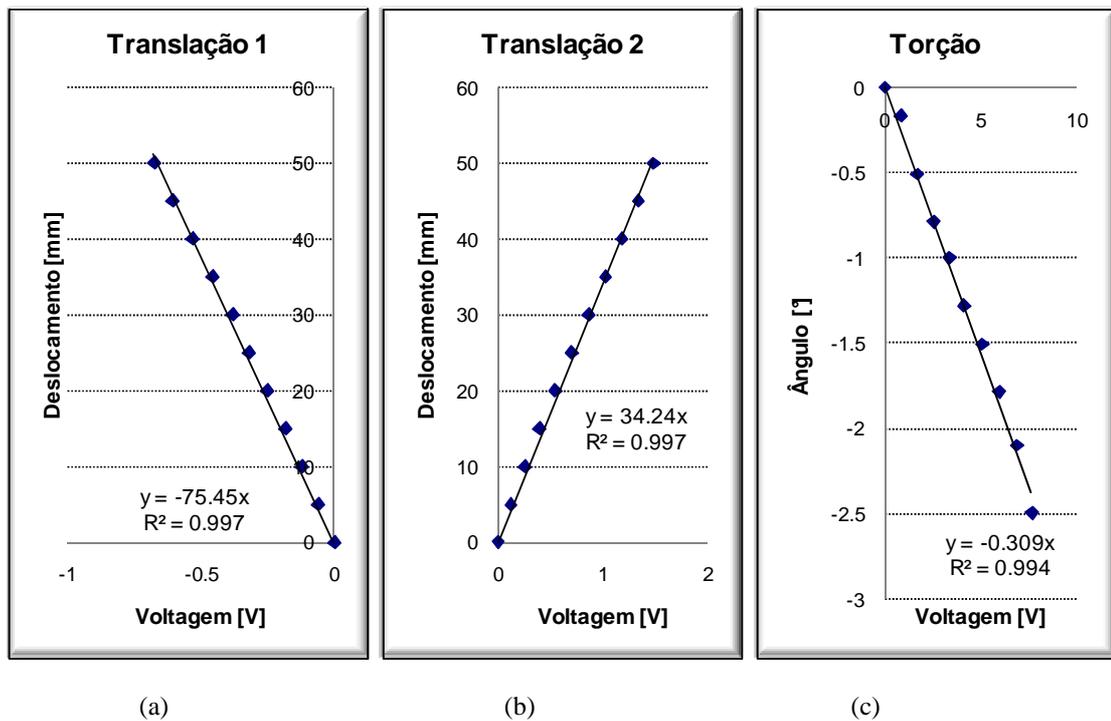


Figura 21: curvas de Calibração da BD3GDL referente ao modelo *CAARC Standard Tall Building*

3.5.3 Ensaio Aeroelástico do RCA

O modelo projetado teve alterações em sua base, com relação ao modelo de pressões, que será comentado adiante, a fim de ficar com dimensões suficientes para o encaixe na BD3GDL. Porém houve a preocupação em não provocar alterações significativas na sua aerodinâmica. Também se considerou uma linearização dos modos em flexão para que se tornassem

possíveis os ensaios na BD3GDL com um modelo rígido. A figura 22 ilustra a linearização dos modos em flexão:

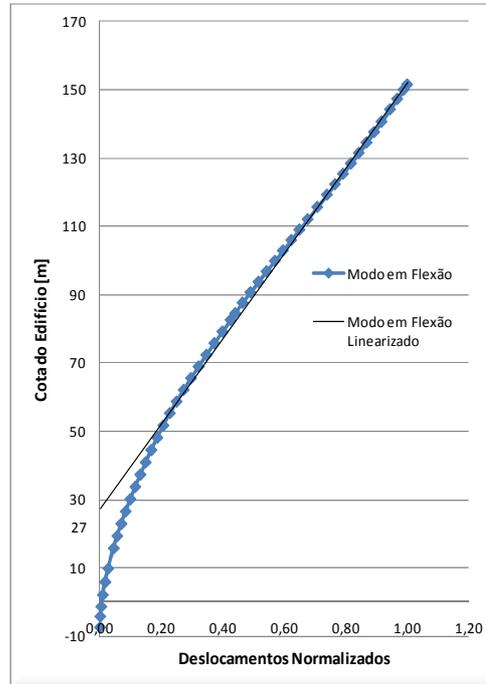


Figura 22: modo em flexão linearizado

A linearização foi considerada a partir dos 27 m do edifício em escala real, portanto para o modelo, que foi construído na escala de dimensão 1:400, o ponto de giro está localizado a uma altura de 67,5 mm. As dimensões principais do edifício RCA são 22,05 m por 47,05 m de base e 152,08 m de altura. Possui sacadas e variações geométricas ao longo da altura e larguras. O edifício possui frequências naturais de vibração em flexão iguais a 0,18 Hz e 0,19 Hz em torno dos eixos X e Y respectivamente, denominadas f_x e f_y , e frequência natural de vibração em torção igual a 0,25 Hz em torno do eixo Z, denominada f_z . O amortecimento estrutural foi considerado como 1% neste trabalho. As figuras 23 e 24 mostram as fachadas, denominadas F1, F2, F3 e F4 com as dimensões do RCA especificadas em metros, e a figura 25 mostra a planta baixa deste com a indicação dos eixos, fachadas e centro de giro.

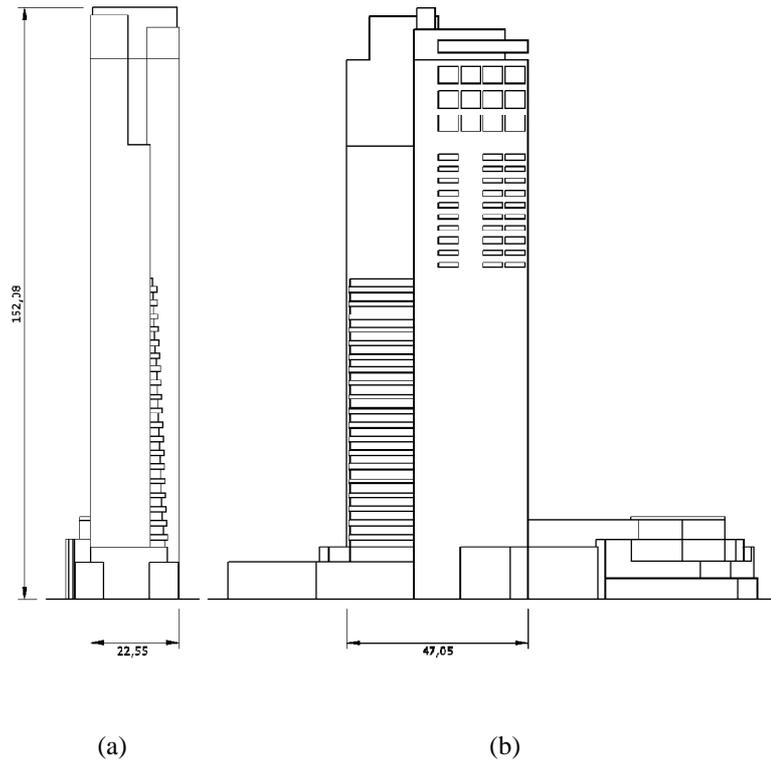


Figura 23: fachadas (a) F1 e (b) F2 do edifício RCA, dimensões em metros

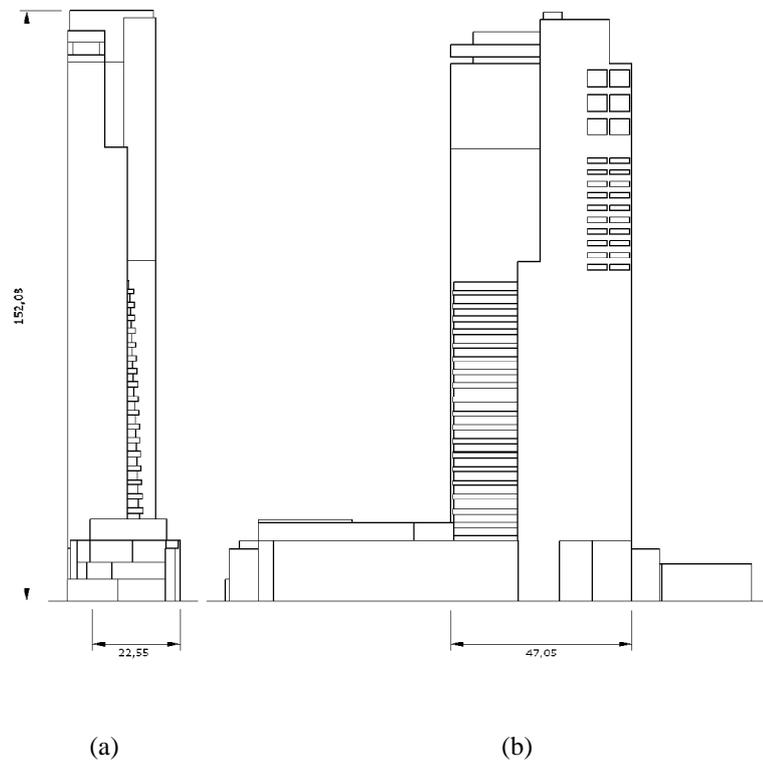


Figura 24: fachadas (a) F3 e (b) F4 do edifício RCA, dimensões em metros

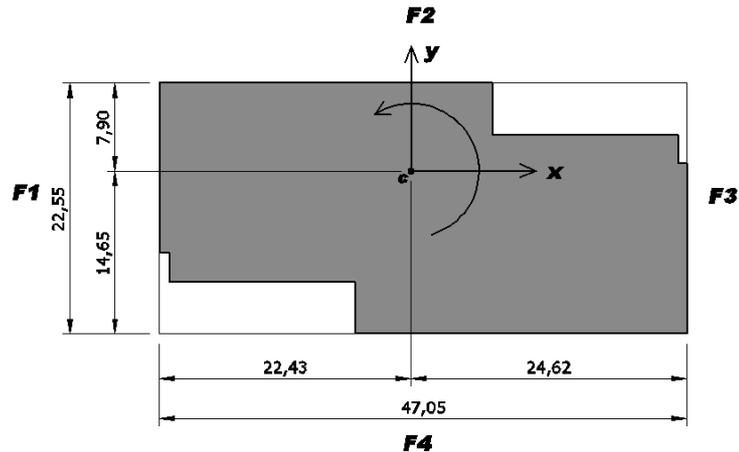


Figura 25: planta baixa do edifício RCA

Assim como no modelo do *CAARC*, o modelo deste edifício também foi confeccionado de forma a ser uma casca rígida em madeira compensada de pinho e os detalhes foram feitos em madeira balsa. Possui dimensões 56,38 mm por 117,63 mm de dimensões de base e 330,20 mm de altura em adição a uma base fixa na mesa de ensaios, esta com 45 mm de altura. O topo do modelo ficou a uma altura de 380,2 mm acima do chão da mesa de ensaio e o topo da base fixa do modelo ficou a altura 50 mm desta, ficando uma folga de 5 mm entre a parte móvel do modelo e a base fixa. A fixação do modelo à *BD3GDL* foi feita através de uma chapa de 10 mm de espessura de *MDF* embutida na base fixa do modelo e aparafusada nas chapas laterais do modelo com um parafuso auto-atarraxante por face. A figura 26 ilustra uma perspectiva do modelo.

Os rolamentos da *BD3GDL*, ou seja, o centro de giro da balança ficou na altura do chão da mesa de ensaio, porém, como mencionado anteriormente, o centro de giro do modelo rígido está a 67,5 mm acima de sua base, desta maneira foi necessário fazer uma correção nos deslocamentos medidos nos ensaios. A figura 27 ilustra o ajuste necessário:

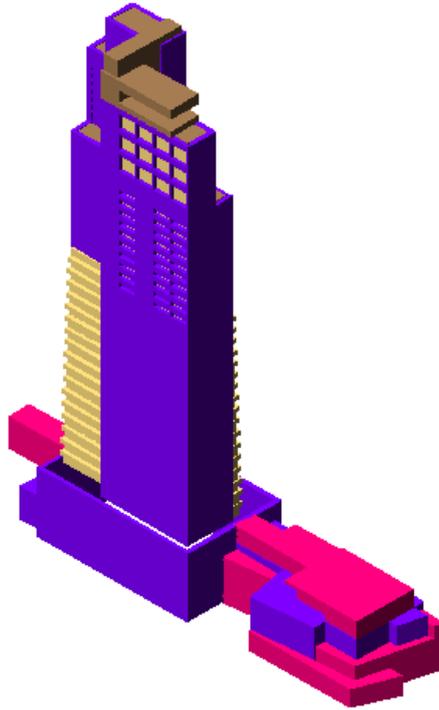


Figura 26: perspectiva do modelo do edifício RCA

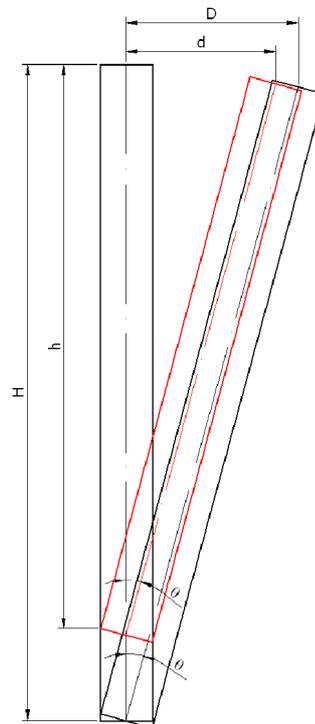


Figura 27: centro de giro do modelo deslocado para cima com relação ao centro de giro da BD3GDL

Considerando o ângulo de giro igual a θ para as duas alturas de giro, percebe-se que os deslocamentos horizontais no topo do edifício são diferentes. A correção foi feita conforme as equações a seguir:

$$\tan \theta = \frac{D}{H} \rightarrow \tan \theta = \frac{d}{h} \quad (\text{equação 42})$$

$$\frac{D}{H} = \frac{d}{h} \rightarrow d = \frac{D \cdot h}{H} \quad (\text{equação 43})$$

Onde:

d é o deslocamento corrigido para o centro de giro do edifício deslocado a uma altura de 67,5 mm, centro de giro do modelo;

D é o deslocamento horizontal no topo do modelo medido nos ensaios, considerando o centro de giro da BD3GDL;

h é a altura do centro de giro do modelo até o topo do modelo, ou seja, 380,2 mm subtraídos de 67,5 mm;

H é a altura do centro de giro da BD3GDL até o topo do modelo do edifício, que no caso corresponde à altura total do modelo: 380,2 mm.

As frequências de translação em torno dos eixos x e y , para ensaio do modelo, foram determinadas iguais a 9 Hz e 9,5 Hz respectivamente, e de torção igual a 12,5 Hz, mantendo a mesma relação das frequências do protótipo entre elas. Assim como para o CAARC, essas frequências foram convenientemente adotadas devido à faixa de velocidades a ser ensaiada no túnel de vento, e também a características das molas a serem fabricadas.

Utilizaram-se quatro molas no movimento de rotação em torno do eixo z , com braço de 55 mm e duas molas para cada movimento de translação, estas por sua vez com braço de 92,9 mm. Os momentos de inércia de massa foram fornecidos pela construtora deste edifício. Com isso, calcularam-se, através da equação 36, as constantes elásticas das molas para cada movimento. Assim como para o CAARC, as constantes elásticas das molas fabricadas também

diferiram levemente do valor especificado em cálculo. As constantes das molas fabricadas, assim como as frequências para cada grau de liberdade são mostradas no quadro 6.

Edifício RCA		
	Constante Elástica das Molas [N/m]	Frequências [Hz]
Translação x	5763,38	8,68
Translação y	6307,83	9,08
Torção	484,12	12,57

Quadro 6: constantes elásticas e frequências para cada grau de liberdade

O quadro 7 mostra os fatores de escala utilizados para o ensaio do modelo do edifício RCA:

Edifício RCA					
	Fator de escala de Comprimento (λ_L)	Fator de escala de Momento de Inércia de Massa (λ_{Im})	Fator de escala de Frequência (λ_f)	Fator de escala de Tempo (λ_T)	Fator de escala de Velocidade (λ_v)
Translação x	400	$1,024 \times 10^{13}$	48,22	0,0207	0,121
Translação y	400	$1,024 \times 10^{13}$	47,79	0,0209	0,119
Torção	400	$1,024 \times 10^{13}$	50,28	0,0199	0,126

Quadro 7: fatores de escala utilizados para o modelo do edifício RCA

A instalação do modelo foi feita como no modelo CAARC, fixando-se a chapa de MDF na barra roscada. Para tanto, é necessário fazer-se um furo na chapa de MDF com o mesmo diâmetro da barra roscada, possibilitando assim o seu encaixe. Como o edifício RCA possui centro de giro deslocado do centro geométrico, como foi visto na figura 25, fez-se o furo na chapa MDF com centro coincidente com o centro de giro do modelo do edifício. A figura 28 ilustra a chapa MDF fixada à BD3GDL já dentro do túnel de vento, onde será encaixado e fixado o modelo.

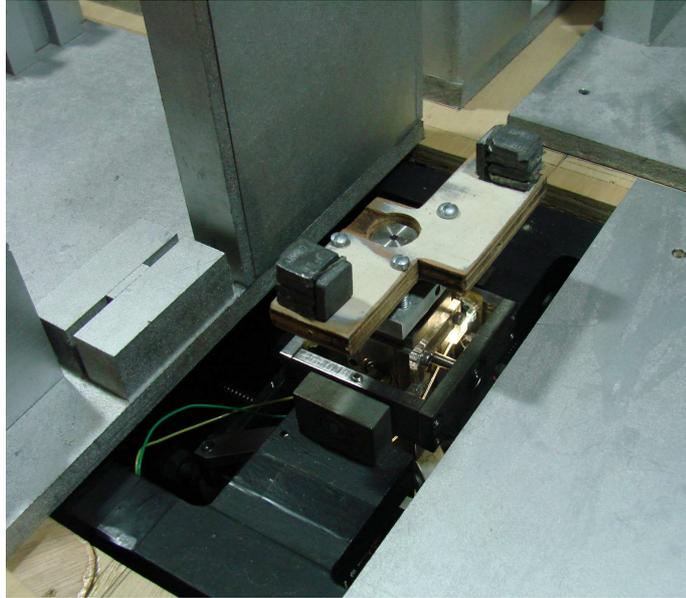


Figura 28: chapa MDF fixada à BD3GDL

Com as molas e modelo instalados na BD3GDL, passou-se ao ajuste das frequências e amortecimento estrutural do modelo. Foi necessário o acréscimo de massas para os três graus de liberdade, iniciando-se pelo ajuste da torção e partindo-se para o ajuste das translações. Para o ajuste do amortecimento, utilizaram-se pás e massas imersas em óleo. O quadro 8 mostra as frequências e amortecimentos medidos para cada grau de liberdade:

	FREQUÊNCIAS [Hz]			AMORTECIMENTOS [%]		
	Transl. x	Transl. y	Torção	Transl. x	Transl. y	Torção
1	8,660	9,094	12,400	1,015	0,930	0,900
2	8,770	9,096	12,470	1,050	0,990	0,850
3	8,740	9,150	12,450	1,022	0,950	0,880
Média	8,723	9,113	12,440	1,029	0,957	0,877

Quadro 8: frequências e amortecimentos ajustados para cada grau de liberdade

A aquisição de dados e medidas de velocidades foram feitas conforme descrito anteriormente na seção 3.4.2, igualmente ao ensaio do modelo do CAARC.

Foram utilizados dois tipos de vento, $p = 0,11$ e $p = 0,23$, na configuração de ensaio torre isolada, e $p = 0,23$, na configuração de ensaio torre com vizinhança. Os ângulos ensaiados foram, 0° , 90° , 180° e 270° , ou seja, o vento é perpendicular às fachadas. As figuras 29 e 30 ilustram, respectivamente, vento, $p = 0,11$, sobre a fachada 3, F3, na configuração torre isolada, e vento, $p = 0,23$, sobre a fachada 4, F4, na configuração torre com vizinhança.



Figura 29: vento, $p = 0,11$, sobre a fachada 3, F3, na configuração torre isolada



Figura 30: vento, $p = 0,23$, sobre a fachada 4, F4, na configuração torre com vizinhança

Para a determinação das curvas de transferência utilizou-se um suporte metálico que foi instalado próximo ao modelo e a distância entre estes foi tomada como sendo o zero inicial. Assim, com a ajuda do suporte e de um paquímetro, aplicaram-se deslocamentos ao topo do modelo nas direções dos eixos X e Y e ângulos de torção, a fim de determinar as três curvas de transferência, para os três graus de liberdade. As figuras 31 e 32 mostram o suporte metálico instalado próximo ao modelo e as curvas de calibração para os três graus de liberdade respectivamente.

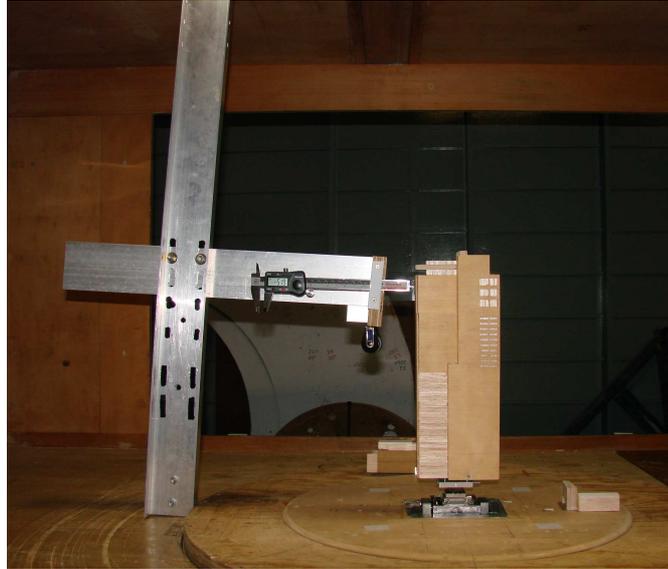


Figura 31: suporte metálico e paquímetro utilizados na determinação das três curvas de transferência

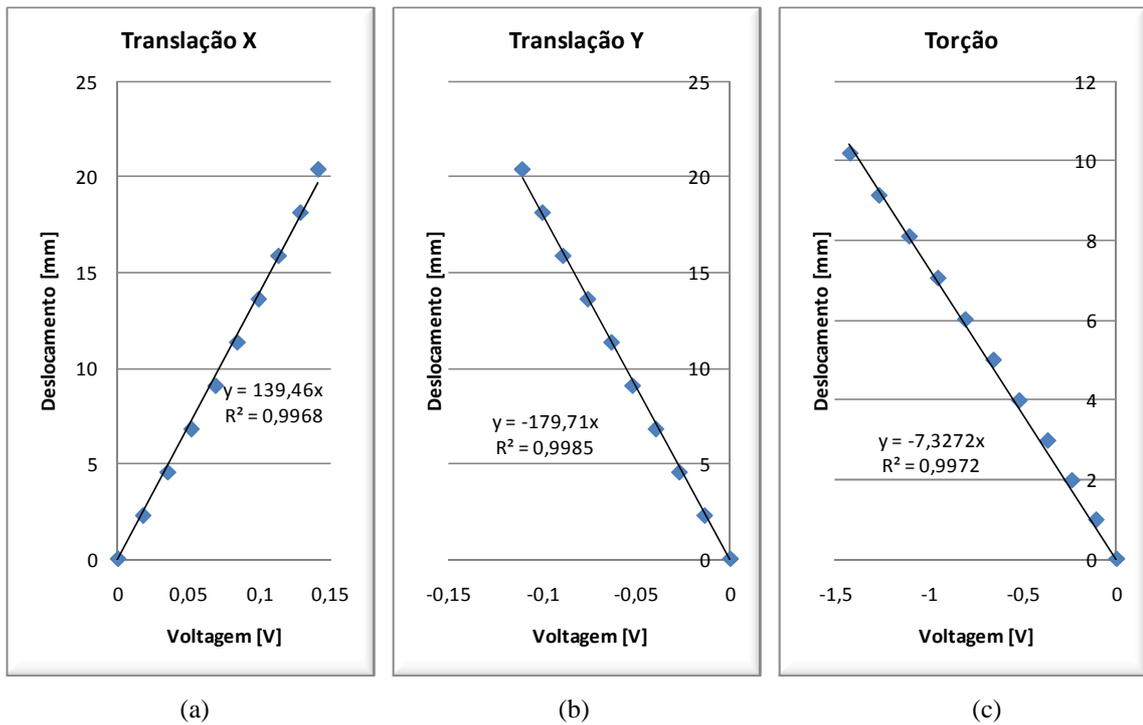


Figura 32: curvas de transferência da BD3GDL referentes ao modelo RCA

3.6 ENSAIOS DE PRESSÕES

Os modelos de pressões utilizados para realizar tomadas de pressões em túnel de vento são modelos rígidos, onde só há a preocupação de manter uma escala de comprimento, reproduzindo todos os detalhes da edificação real.

Neste trabalho utilizaram-se modelos de pressões do *CAARC Standard Tall Building* e do RCA, a fim de medir pressões com o intuito de utilizar o método da integração de pressões medidas em alta frequência, para comparação com o método aeroelástico da Balança Dinâmica com 3 Graus de Liberdade (BD3GDL).

3.6.1 Ensaio de Pressões do *CAARC STANDARD TALL BUILDING*

Os ensaios de pressão em alta frequência no *CAARC Standard Tall Building* foram realizados por Oliveira (2009), para sua tese de doutorado, no Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann*, que utilizou um modelo em chapas de acrílico de 3 mm de espessura na escala 1:406,4. Foi utilizado vento $p = 0,34$. A figura 33 mostra o modelo de pressões instalado dentro do túnel de vento com suas respectivas tomadas de pressões.



Figura 33: modelo de pressões do *CAARC Standard Tall Building*

O modelo foi instrumentado com 280 tomadas de pressão, distribuídas em 10 linhas horizontais de 28 tomadas. As pressões nas tomadas foram medidas com a utilização de cinco módulos de transdutores eletrônicos de pressão da marca Scanivalve Corp., modelo ZOC33, cada um com 64 sensores, capazes de medir pressões de até 20mm de água, com imprecisão

de apenas 0,12%. A cada ângulo de ataque do vento, quatro no total (perpendiculares às quatro fachadas), foram adquiridas 8192 medidas de pressão por tomada, a uma taxa de aquisição de aproximadamente 500Hz.

3.6.2 Ensaio de Pressões do RCA

Os ensaios de pressão em alta frequência no edifício RCA foram realizados no Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann* a pedido da empresa construtora deste. O modelo do edifício foi construído em MDF e madeira marfim arana na escala de comprimento 1:400. Foi utilizado vento $p = 0,23$ e configurações de ensaio com a torre isolada e com vizinhança.

As figuras 34 e 35 mostram o modelo nas configurações isolada e com vizinhança, respectivamente, com vento $p = 0,23$, instalado dentro do túnel de vento.



Figura 34: torre isolada



Figura 35: torre com vizinhança

O modelo foi instrumentado com 304 tomadas de pressão, distribuídas em 13 linhas horizontais espaçadas convenientemente desde a sua base até o topo do modelo. As pressões nas tomadas foram medidas da mesma forma descrita no item anterior para o modelo de pressões do *CAARC*.

3.6.3 *High Frequency Pressure Integration (HFPI)*

Segundo Rocha e Loredou-Souza (2008), o método de integração de pressões em alta frequência (*high frequency pressure integration method, HFPI*) é um método de análise que combina pressões dinâmicas, medidas experimentalmente em túnel de vento, com um modelo dinâmico teórico-numérico da estrutura, permitindo uma estimativa das amplitudes de deslocamentos, velocidades, e acelerações que ocorrerão em resposta à ação do vento sobre a edificação. O método compreende, portanto, as possíveis amplificações dinâmicas decorrentes de efeitos ressonantes, associados tanto à turbulência atmosférica como ao desprendimento de vórtices, que podem produzir na estrutura esforços maiores do que aqueles estimados em uma análise estática convencional. O método também permite a avaliação de níveis de conforto aos quais os usuários da edificação serão submetidos ao longo do tempo.

A validade dos resultados do *HFPI* depende, contudo, da possibilidade de ser desprezada a interação fluido-estrutura, que pode produzir efeitos de instabilidade ou de segunda ordem na resposta estrutural. Em termos gerais, podem-se considerar como válidos os resultados do *HFPI* quando as deformações da estrutura não implicarem em alterações significativas na

forma do escoamento do ar em seu entorno. Esta hipótese é geralmente válida para edifícios altos, mas não pode ser adotada, por exemplo, para tabuleiros de pontes suspensas ou estaiadas mais propensos a drapejamento (*flutter*). Nos casos em que a interação fluido-estrutura é relevante, faz-se indispensável a utilização de modelos reduzidos aeroelásticos (ROCHA; LOREDO-SOUZA, 2008).

É preciso ter disponíveis as formas e frequências naturais de vibração livre do edifício para todos os modos de vibração relevantes, além das informações necessárias para um estudo de pressões aerodinâmicas convencional, que compreendem a geometria externa da edificação e as características topográficas e de rugosidade superficial de seu entorno (ROCHA; LOREDO-SOUZA, 2008).

Para o cálculo da resposta estrutural, os modos devem ser apresentados de forma simplificada, permitindo a correspondência, em termos de graus de liberdade, com as forças e momentos resultantes obtidos da integração de pressões. No caso de edifícios altos, as formas modais são usualmente descritas com três coordenadas por pavimento (duas de translação e uma de rotação), obtidas sobre uma linha vertical coincidente com o eixo de rigidez da estrutura. Finalmente, também devem ser fornecidas as massas e inércias rotacionais, associadas preferivelmente aos mesmos graus de liberdade usados na descrição das formas modais (ROCHA; LOREDO-SOUZA, 2008).

Os cálculos a partir do método de integração de pressões em alta frequência foram realizados pelo Prof. Dr. Techn. Marcelo Maia Rocha, conforme o anexo A, tanto para o *CAARC Standard Tall Building* como para o edifício RCA e foram utilizados a fim de comparação com os resultados obtidos pelos ensaios aeroelásticos com a BD3GDL.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são discutidos os resultados obtidos nos ensaios descritos anteriormente. Estes resultados foram comparados a resultados de ensaios dinâmicos realizados por outros pesquisadores e a métodos analíticos. Para tanto, processou-se os dados adquiridos nos ensaios de forma a se obter os deslocamentos no topo dos modelos e os ângulos de giro para diferentes velocidades do vento.

4.1 ANÁLISE DO MODELO DO *CAARC STANDARD TALL BUILDING*

Os resultados aqui apresentados foram divididos em duas etapas: vento a 0° e vento a 90° . Em cada uma das direções do vento os resultados são mostrados em forma de gráficos, apresentando-se os deslocamentos médios, máximos e desvios padrão para deslocamentos longitudinais e, máximos e desvios padrão para deslocamentos transversais a direção do vento e torção, comparando-se com outros autores e métodos analíticos.

Para o cálculo da resposta através dos métodos analíticos, a razão de amortecimento crítico foi utilizada em 1%. Admitiu-se um terreno com rugosidade de categoria V. O modelo foi discretizado em 36 seções. Os dados de entrada utilizados nos cálculos de resposta através dos métodos analíticos são apresentados no anexo B.

As velocidades foram adimensionalizadas, ou seja, foram divididas pelo valor de frequência respectivo á direção do grau de liberdade em questão e pela maior dimensão em planta do modelo, 112,5 mm, assim como os deslocamentos foram normalizados pela dimensão na direção do deslocamento, ou seja, para deslocamentos na direção de X usa-se 112,5 mm e para direção de Y, 75 mm, na escala do modelo. A figura 36 ilustra as duas configurações da direção do vento incidindo sobre o edifício:

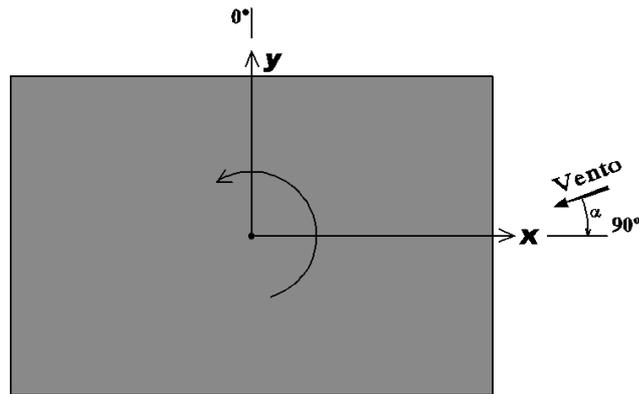


Figura 36: esquema das duas configurações da direção do vento incidindo sobre o edifício CAARC

4.1.1 Vento a 0°

A direção 0° do vento foi adotada como sendo a direção perpendicular à maior fachada do edifício.

Os deslocamentos obtidos experimentalmente foram comparados com os de Oliveira (2009); Thepmongkorn, Kwok e Lakshmanan (1999); Xu (1991); Kwok, Wilhelm e Wilkie (1988) e Melbourne (1980) para os valores de desvio padrão nas direções longitudinal e transversal ao vento incidente; e para os valores de desvio padrão do ângulo de torção comparou-se com Oliveira (2009). Os valores médios de deslocamento longitudinal foram, por sua vez, comparados à resposta obtida por Oliveira (2009); Thepmongkorn, Kwok e Lakshmanan (1999) e Melbourne (1980).

Thepmongkorn, Kwok e Lakshmanan (1999) e Kwok, Wilhelm e Wilkie (1988) em seus trabalhos utilizaram um coeficiente $p = 0,15$, resultando em uma intensidade de turbulência no topo de modelo de aproximadamente 0,1. Xu (1991) utilizou $p = 0,15$ e intensidade de (I_u) turbulência $I_u = 0,12$. Melbourne utilizou um expoente $p = 0,28$ e intensidade de turbulência (I_u) no topo do modelo de aproximadamente 0,1. Oliveira (2009) utilizou $p = 0,34$ e intensidade de turbulência no topo do modelo, $I_u = 0,071$.

A figura 37 mostra os gráficos comparativos dos deslocamentos no topo do modelo na direção do eixo Y, ou seja, para a direção longitudinal ao vento:

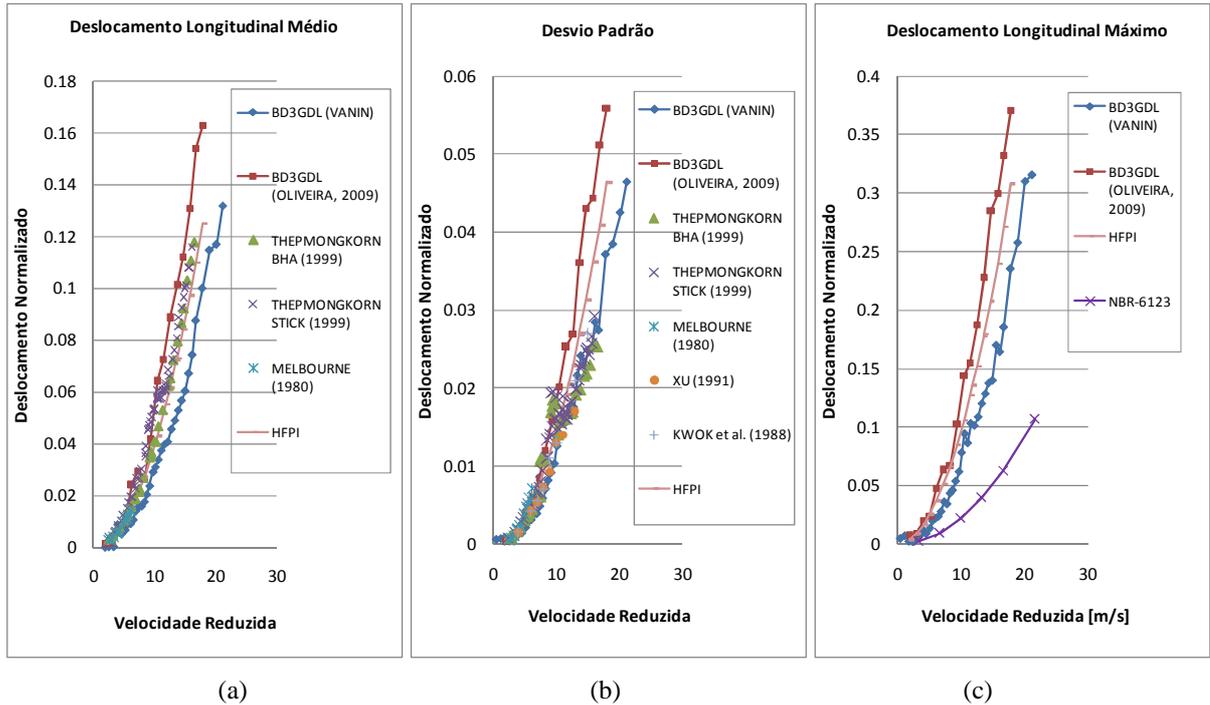


Figura 37: gráfico comparativo dos deslocamentos longitudinais para vento a 0° para o edifício CAARC: (a) médios (b) desvio padrão e (c) máximos (maior deslocamento absoluto)

A figura 38 mostra os gráficos comparativos dos deslocamentos no topo do modelo na direção do eixo X, ou seja, para a direção transversal ao vento:

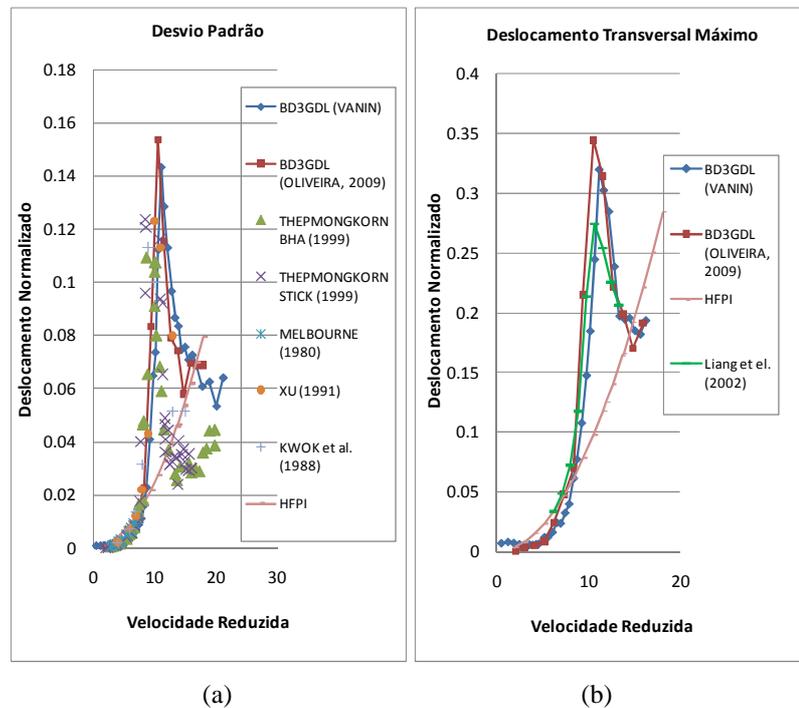


Figura 38: gráfico comparativo dos deslocamentos transversais para vento a 0° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto)

A figura 39 mostra os gráficos comparativos dos ângulos de torção no modelo:

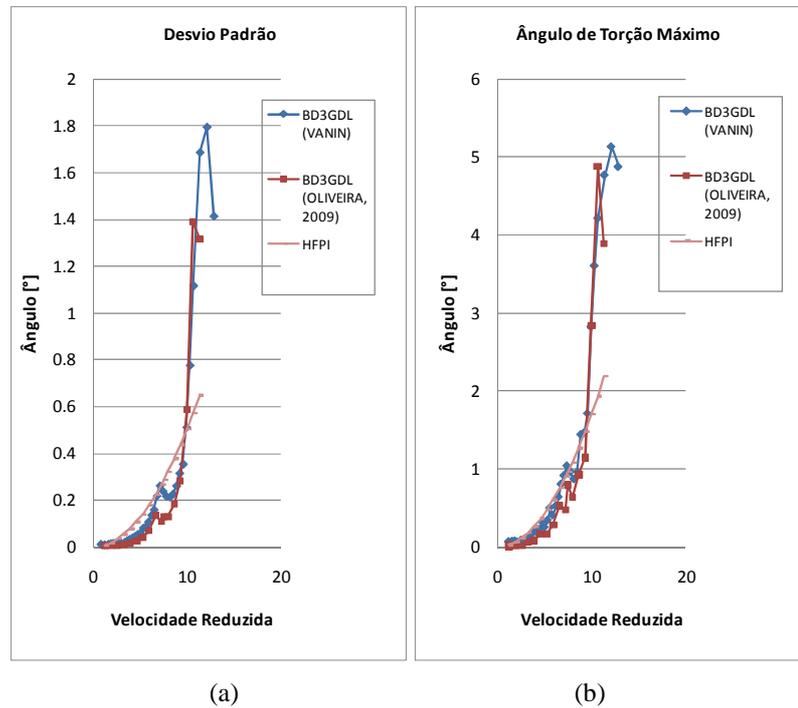


Figura 39: gráfico comparativo dos ângulos de torção para vento a 0° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto)

Pôde-se perceber a boa concordância apresentada entre os resultados obtidos neste trabalho e os resultados dos demais autores. Quanto aos valores obtidos através do método de integração de pressões em alta frequência, este também apresenta boa concordância para os três deslocamentos, porém este método não apresentou os picos de deslocamentos devidos ao desprendimento cadenciado de vórtices, e sim uma curva que cresce continuamente, isto pode se dever ao fato de a escala de tempo utilizada no cálculo deste método não estar adequada para captar o fenômeno de desprendimento cadenciado de vórtices.

O método de Liang et al., por sua vez, se mostrou coerente com os resultados experimentais, inclusive apresentando um pico na resposta transversal. O processo da norma brasileira para resposta transversal convergiu para 0,0454, valor mais de 3 vezes inferior ao encontrado no ensaio experimental para deslocamento máximo, para velocidade reduzida crítica de 6,55, enquanto que a velocidade reduzida crítica experimental ficou em torno de 10,5. O método da norma brasileira subestimou a resposta longitudinal.

4.1.2 Vento a 90°

A direção 90° do vento foi adotada como sendo a direção perpendicular à menor fachada do edifício.

Os deslocamentos obtidos nos ensaios experimentais foram comparados com os de Oliveira (2009); Thepmongkorn, Kwok e Lakshmanan (1999) e Melbourne (1980) para os valores de desvio padrão nas direções longitudinal e transversal ao vento incidente, assim como para os valores médios longitudinais; e para os valores de desvio padrão do ângulo de torção comparou-se com Oliveira (2009), utilizando os valores mencionados anteriormente para a intensidade de turbulência.

A figura 40 mostra os gráficos comparativos dos deslocamentos no topo do modelo na direção do eixo X, ou seja, para a direção longitudinal ao vento:

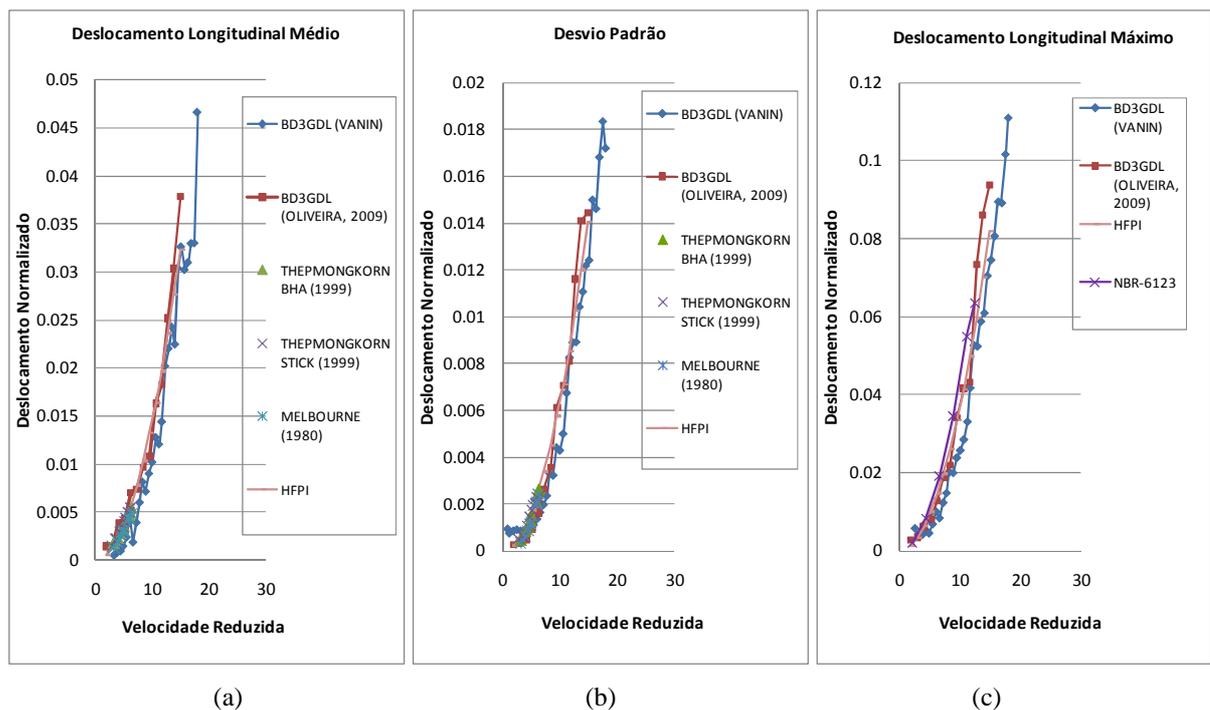


Figura 40: gráfico comparativo dos deslocamentos longitudinais para vento a 90° para o edifício CAARC: (a) médios (b) desvio padrão e (c) máximos (maior deslocamento absoluto)

A figura 41 mostra os gráficos comparativos dos deslocamentos no topo do modelo na direção do eixo Y, ou seja, para a direção transversal ao vento:

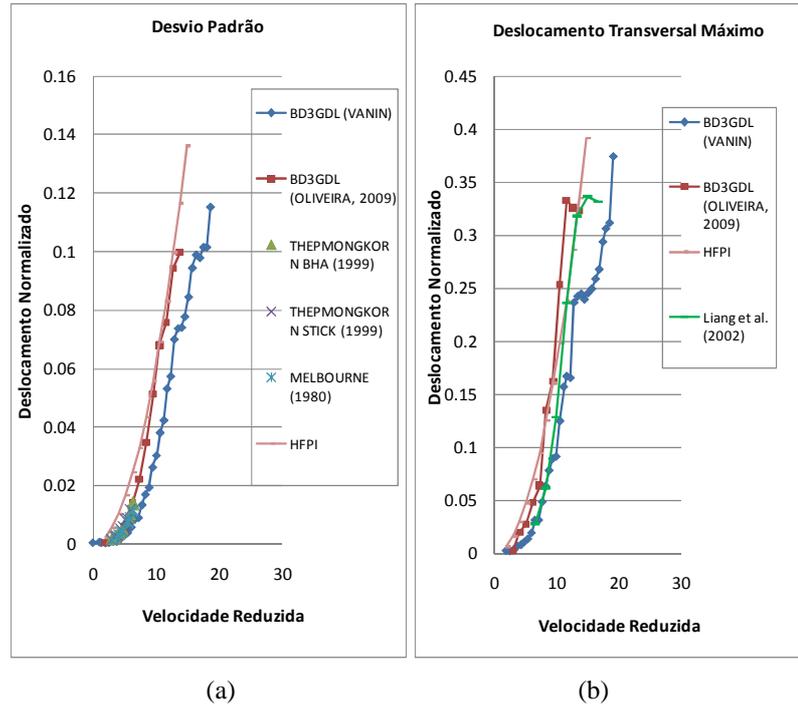


Figura 41: gráfico comparativo dos deslocamentos transversais para vento a 90° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto)

A figura 42 mostra os gráficos comparativos dos ângulos de torção no modelo:

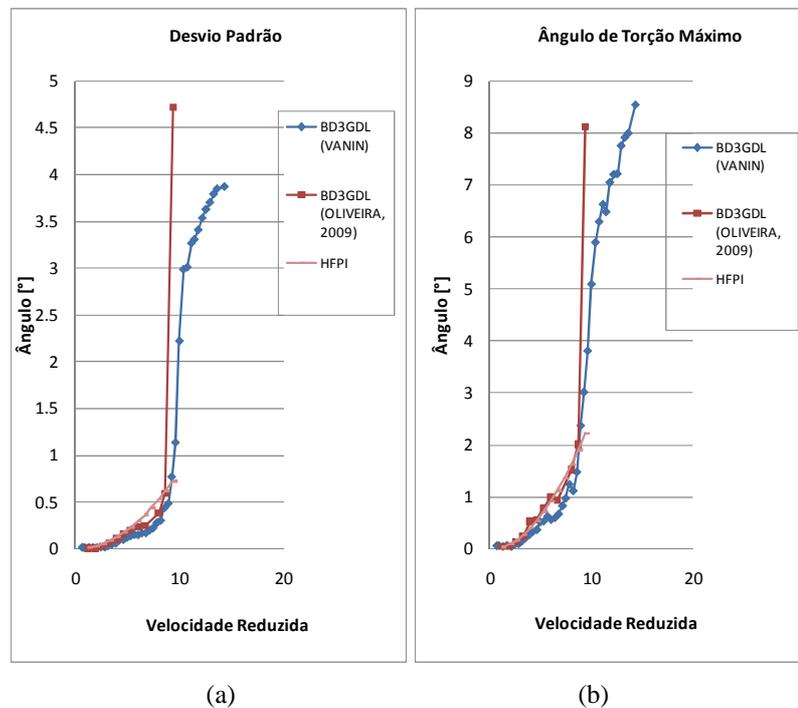


Figura 42: gráfico comparativo dos ângulos de torção para vento a 90° no edifício CAARC: (a) desvio padrão, (b) máximos (maior deslocamento absoluto)

Para o caso de vento a 90° , as respostas na direção longitudinal e transversal ao vento, concordaram com os resultados dos demais autores, assim como para o movimento de torção. Quanto aos valores obtidos através do método de integração de pressões em alta frequência, este apresenta, assim como no vento a 0° , boa concordância para o movimento longitudinal e transversal ao vento, observando que para esta direção do vento não houve um pico de deslocamentos no movimento transversal como ocorreu no vento a 0° . Para o movimento de torção o método apresentou, também, boa concordância com as curvas obtidas nos ensaios.

As respostas obtidas através dos ensaios com a BD3GDL neste trabalho e no trabalho de Oliveira (2009) apresentaram uma pequena diferença. Isto se deve ao fato de o amortecimento estrutural variar, pois este amortecimento depende da viscosidade do óleo onde estão imersas as pás acopladas à BD3GDL, e esta viscosidade pode variar devido às variações de temperatura.

O método de Liang et al., por sua vez, se mostrou coerente com os resultados experimentais. O processo da norma brasileira para resposta transversal convergiu para 0,0271 para deslocamento máximo, porém esta direção de vento não apresentou pico devido ao desprendimento de vórtices. O método da norma brasileira concordou com a resposta longitudinal através dos ensaios experimentais.

4.2 ANÁLISE DO MODELO DO EDIFÍCIO RCA

Os resultados aqui apresentados, por sua vez, foram divididos em quatro etapas: vento 0° , 90° , 180° e 270° . Em cada uma das direções do vento, os resultados obtidos nos ensaios experimentais para o edifício RCA, são mostrados em forma de gráficos, apresentando-se, deslocamentos médios, máximos e desvios padrão e comparando-se com métodos da norma brasileira, NBR-6123 e o método desenvolvido por Liang et al., além da comparação entre os diferentes ventos utilizados e influência da vizinhança.

Para o cálculo da resposta através dos métodos analíticos, a razão de amortecimento crítico foi utilizada em 1%. Admitiu-se um terreno com rugosidade entre as categorias III e IV, interpolando-se os valores de p e b no seu valor intermediário. O modelo foi discretizado em 46 seções, sendo as massas fornecidas pela construtora do edifício RCA, assim como as frequências naturais de vibração e as formas modais correspondentes às translações em torno dos eixos X e Y. Através destes métodos não se considera a influência de sacadas e outros

detalhes arquitetônicos do edifício em sua resposta. Os dados de entrada utilizados nos cálculos de resposta através dos métodos analíticos são apresentados no anexo C.

As velocidades foram adimensionalizadas, ou seja, foram divididas pelo valor de frequência respectivo á direção do grau de liberdade em questão e pela maior dimensão em planta do modelo, 47,05 m, assim como os deslocamentos foram normalizados pela dimensão na direção do deslocamento, ou seja, para deslocamentos na direção de X normalizou-se por 47,05 m e para deslocamentos na direção de Y normalizou-se por, 22,55 m, na escala do protótipo. A figura 43 ilustra as quatro configurações da direção do vento incidindo sobre o edifício:

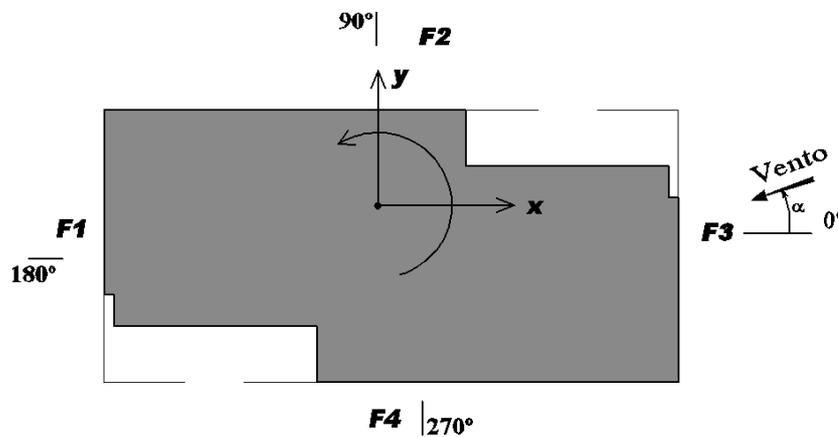


Figura 43: esquema das quatro configurações da direção do vento incidindo sobre o edifício RCA

Este edifício foi testado nas configurações de torre isolada e torre com vizinhança. A figura 44 ilustra uma vista superior da distribuição da vizinhança em torno do edifício, com a referência para os ângulos de incidência do vento:

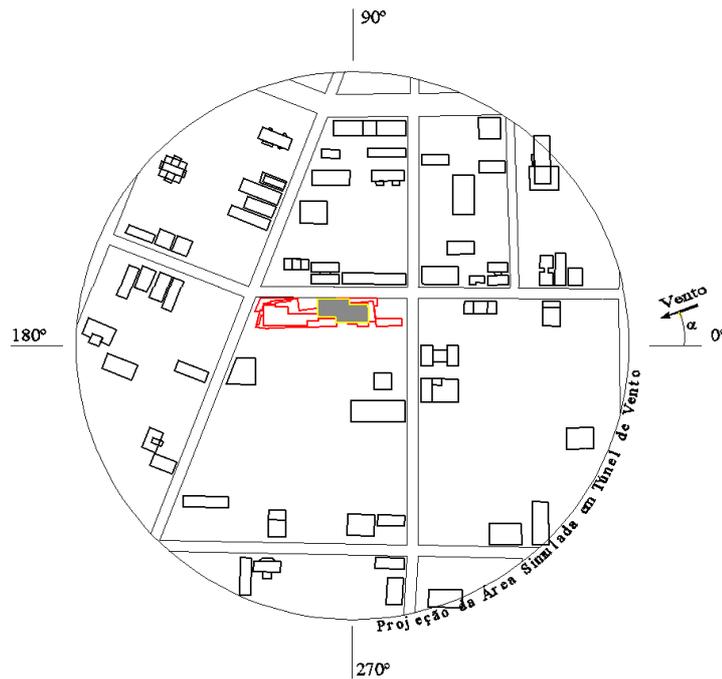


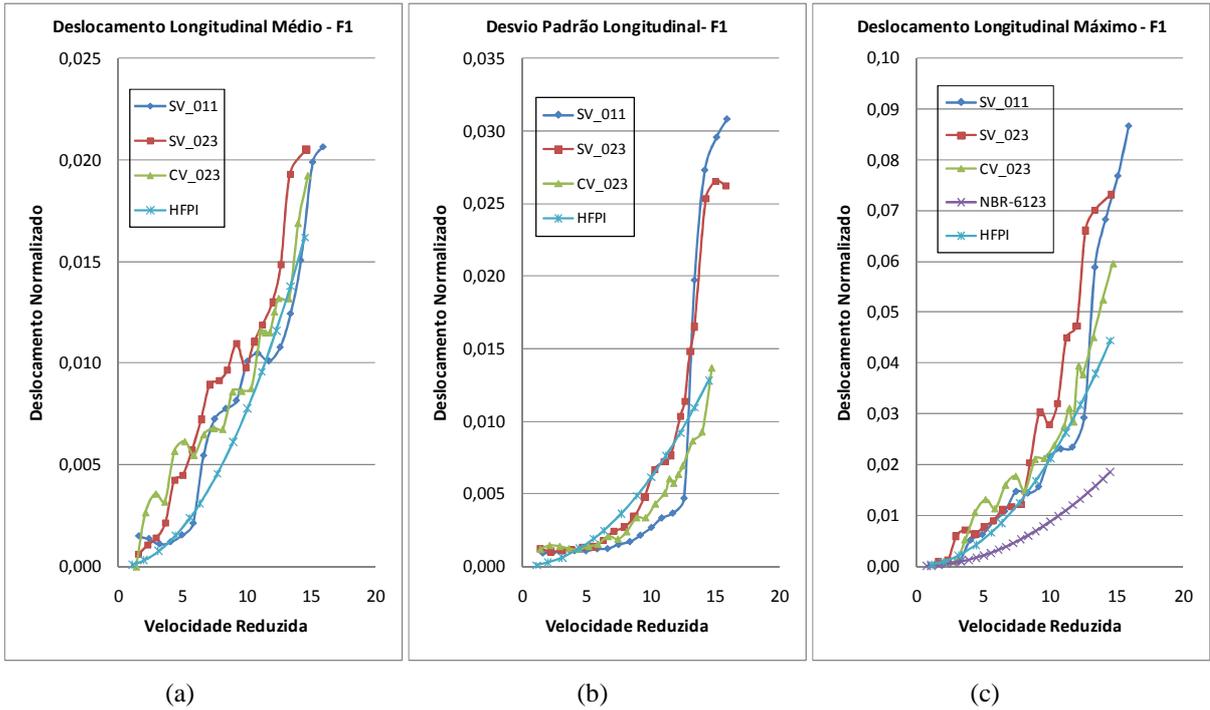
Figura 44: vizinhança em torno do edifício RCA e referência para os ângulos de incidência do vento

4.2.1 Vento a 180° , sobre a fachada F1

Os resultados obtidos nos ensaios foram comparados entre as diferentes categorias de vento utilizadas, nas configurações de torre isolada e com vizinhança para o vento $p = 0,23$, e de torre isolada para o vento $p = 0,11$.

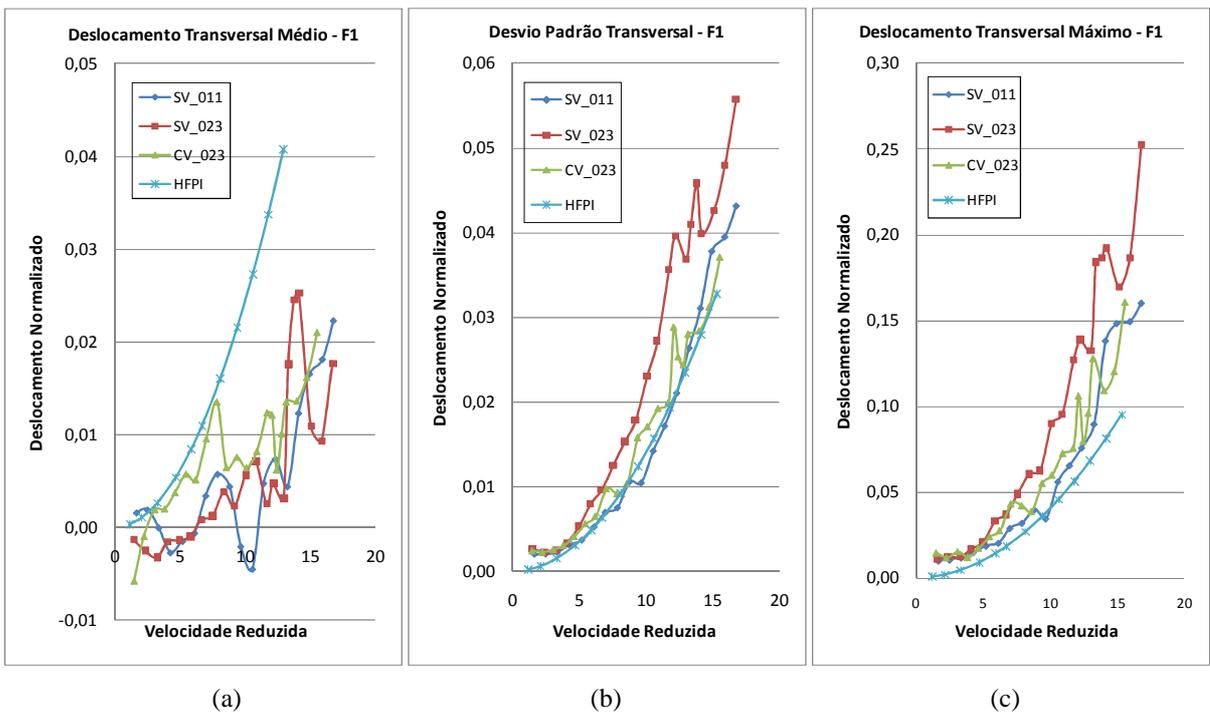
Nos gráficos, adotou-se a seguinte simbologia: SV_011 para torre isolada e vento $p = 0,11$; SV_023 para torre isolada e vento $p = 0,23$; CV_023 para torre com vizinhança e vento $p = 0,23$.

A figura 45 mostra os resultados para deslocamento longitudinal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício para as diferentes configurações de ensaio com a BD3GDL e para o método *HFPI*. Em adição, compararam-se os resultados ao método para resposta longitudinal da norma brasileira NBR-6123:



(a) (b) (c)
 Figura 45: deslocamento longitudinal normalizado para vento incidente na fachada F1; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

A figura 46 mostra os resultados para deslocamento transversal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício para as mesmas configurações de ensaio citadas:



(a) (b) (c)
 Figura 46: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F1; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

Por sua vez, a figura 47 mostra os resultados para os ângulos de torção, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício:

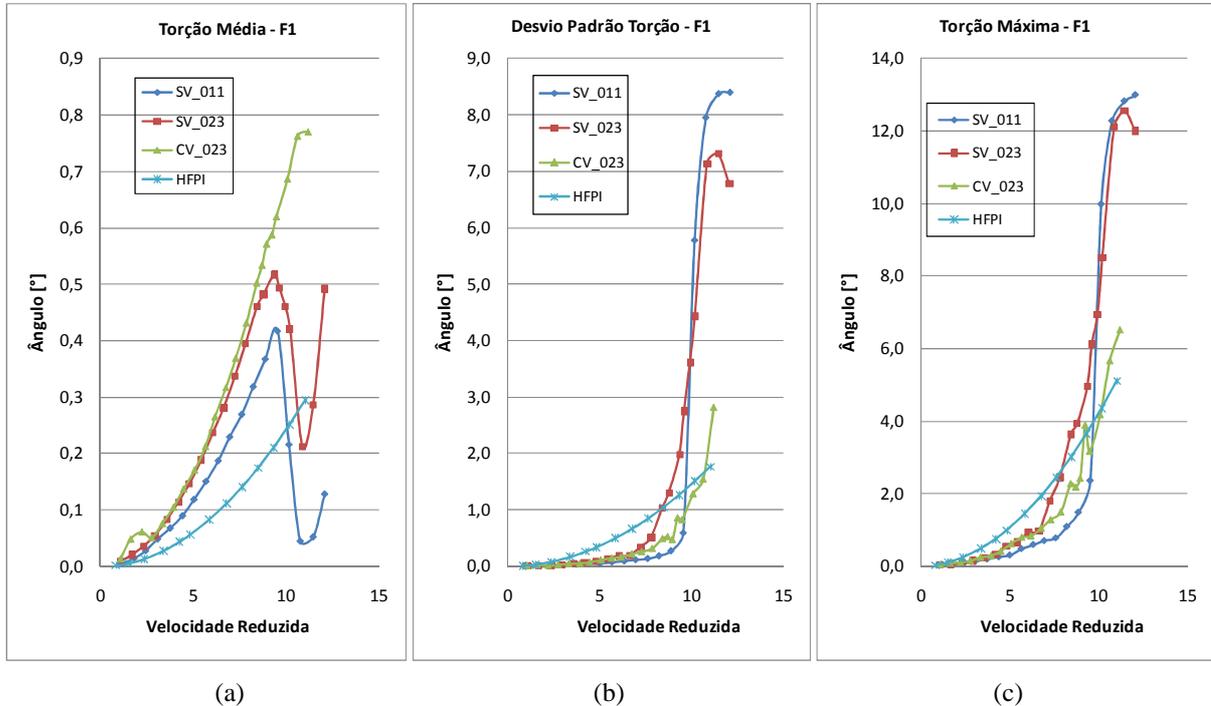


Figura 47: ângulos de torção para vento incidente na fachada F1; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA

Observou-se, para os deslocamentos longitudinais, uma boa concordância entre as configurações ensaiadas com a BD3GDL. Pode-se dizer que a vizinhança “protegeu” o edifício, ou seja, a resposta resultou em deslocamentos inferiores com relação às configurações sem vizinhança. O mesmo ocorreu para a resposta transversal ao vento e para a resposta a torção, com exceção da resposta média transversal, na qual os módulos dos deslocamentos foram semelhantes e da resposta média em torção, na qual a presença da vizinhança ocasionou ângulos de giro maiores.

Já para as configurações de torre sem vizinhança, os deslocamentos longitudinais médios e máximos, para vento menos turbulento (curva azul), ou seja, com $p = 0,11$, apresentaram-se ligeiramente inferiores com relação ao vento mais turbulento ensaiado (curva vermelha), com $p = 0,23$. Para a resposta flutuante isso também ocorreu, porém as curvas dispararam a partir de uma velocidade e a curva de cor azul ultrapassa a curva de cor vermelha (figura 45 (b)). Este comportamento é distinto ao esperado, já que para um vento com menor intensidade de turbulência, espera-se que a resposta média seja maior que para um vento mais turbulento e

que o contrário ocorra para a resposta flutuante. O mesmo ocorre para a resposta em torção, observando-se o pico de deslocamentos médios na configuração de torre isolada. Os deslocamentos médios transversais ao vento oscilaram próximos ao zero, crescendo somente para velocidades mais altas. Para a parcela flutuante, os valores apresentaram-se superiores para o vento $p = 0,23$, comportamento coerente com o esperado.

O método *HFPI* apresentou boa concordância para as curvas apresentadas. Salienta-se o fato de que as respostas apresentadas para o método *HFPI* são para vento com $p = 0,23$ com vizinhança e, portanto, apresenta boa concordância com a curva de cor verde que representa esta configuração de ensaio, com exceção da torção média, onde este método subestimou a resposta. É importante salientar que este método tende a superestimar a resposta, porém o que se observou foi que esse método não foi sensível aos casos onde ocorreu o fenômeno da ressonância. Isto pode ser devido ao fato de a escala de tempo adotada no cálculo do método *HFPI* não estar adequada ao tempo de ocorrência fenômeno da ressonância.

O método da norma brasileira NBR-6123 foi comparado aos deslocamentos máximos longitudinais e subestimou a resposta quando comparado aos deslocamentos obtidos nos ensaios experimentais.

O procedimento da norma brasileira para deslocamentos transversais é calculado somente para a velocidade crítica do vento e apresentou deslocamento máximo normalizado igual a 0,007, porém cabe salientar que para esta direção de vento não houve um pico transversal de deslocamentos devidos ao desprendimento de vórtices.

O método de Liang et al. (2002), por sua vez, apresentou deslocamentos muito superiores aos encontrados nos ensaios experimentais, isto é devido ao fato de este método considerar o edifício retangular sem detalhes arquitetônicos, já que para o modelo CAARC este método apresentou boa concordância com as respostas obtidas através de ensaios experimentais.. A figura a seguir mostra a curva de deslocamento normalizado para este método:

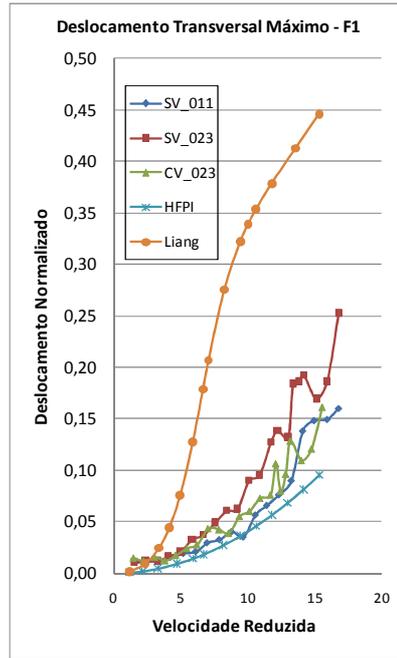
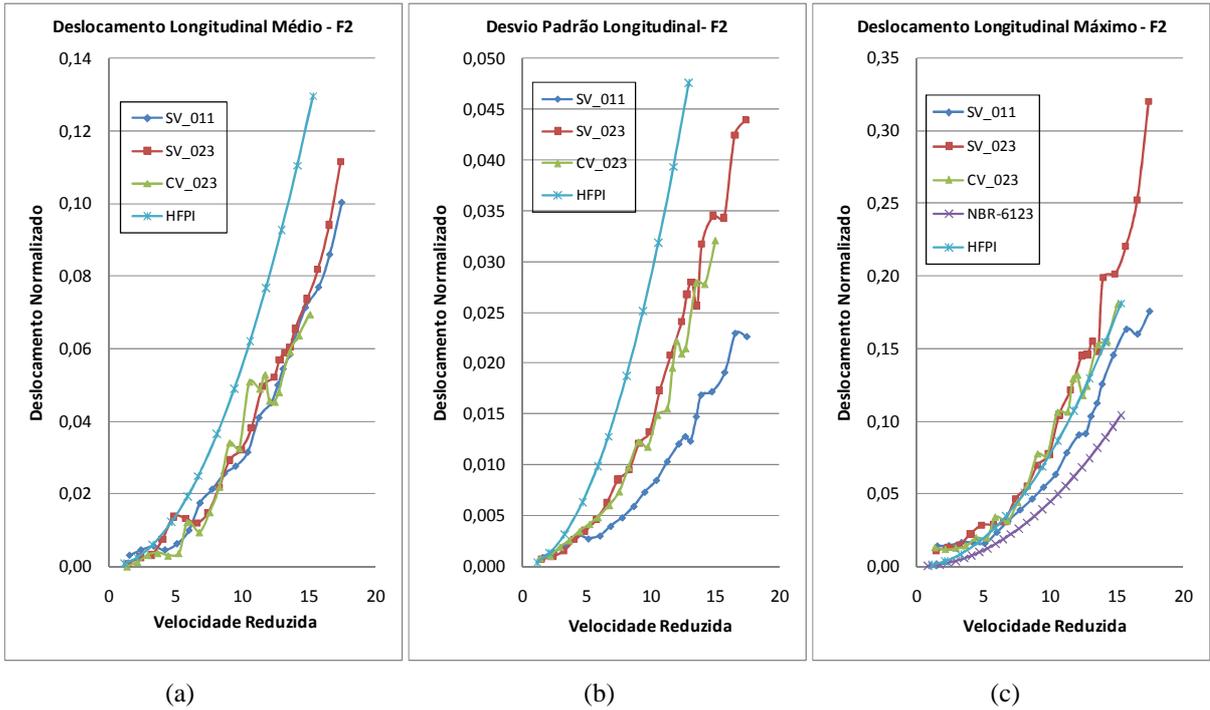


Figura 48: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F1 do edifício RCA

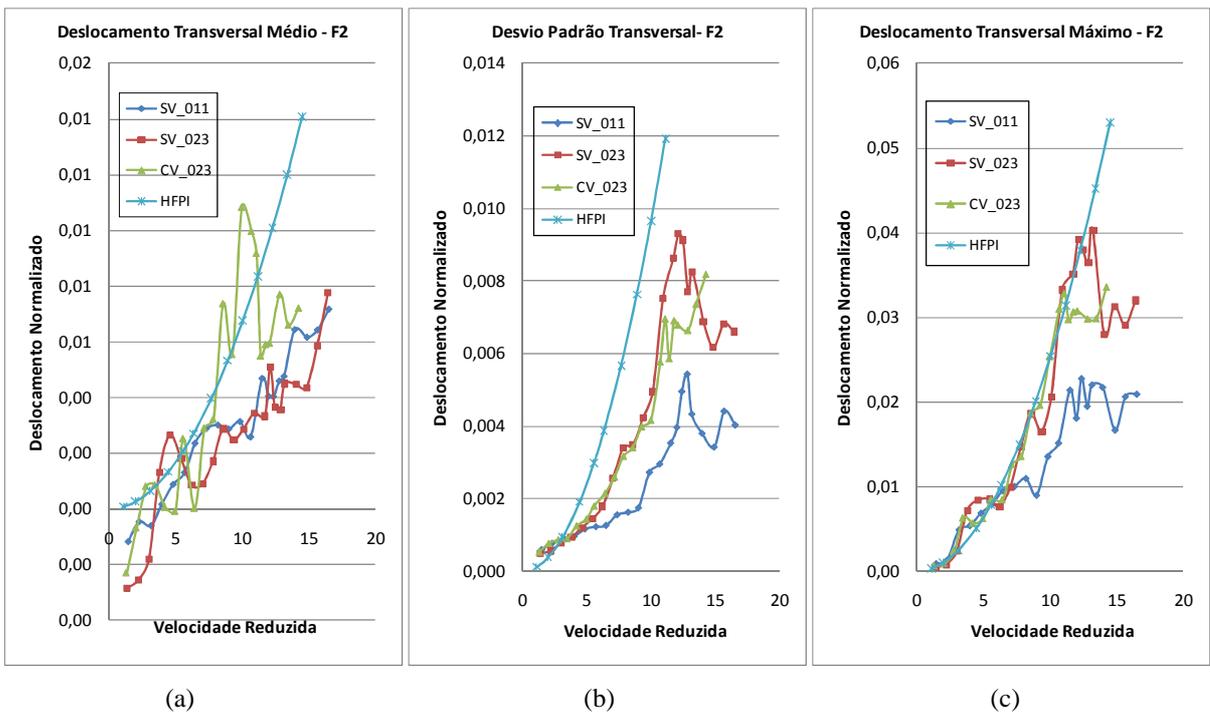
4.2.2 Vento a 90°, sobre a fachada F2

A figura 49 mostra os resultados para deslocamento longitudinal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício para as diferentes configurações de ensaio com a BD3GDL, citadas no item 4.2.1, para o método *HFPI* e método da norma brasileira NBR-6123.



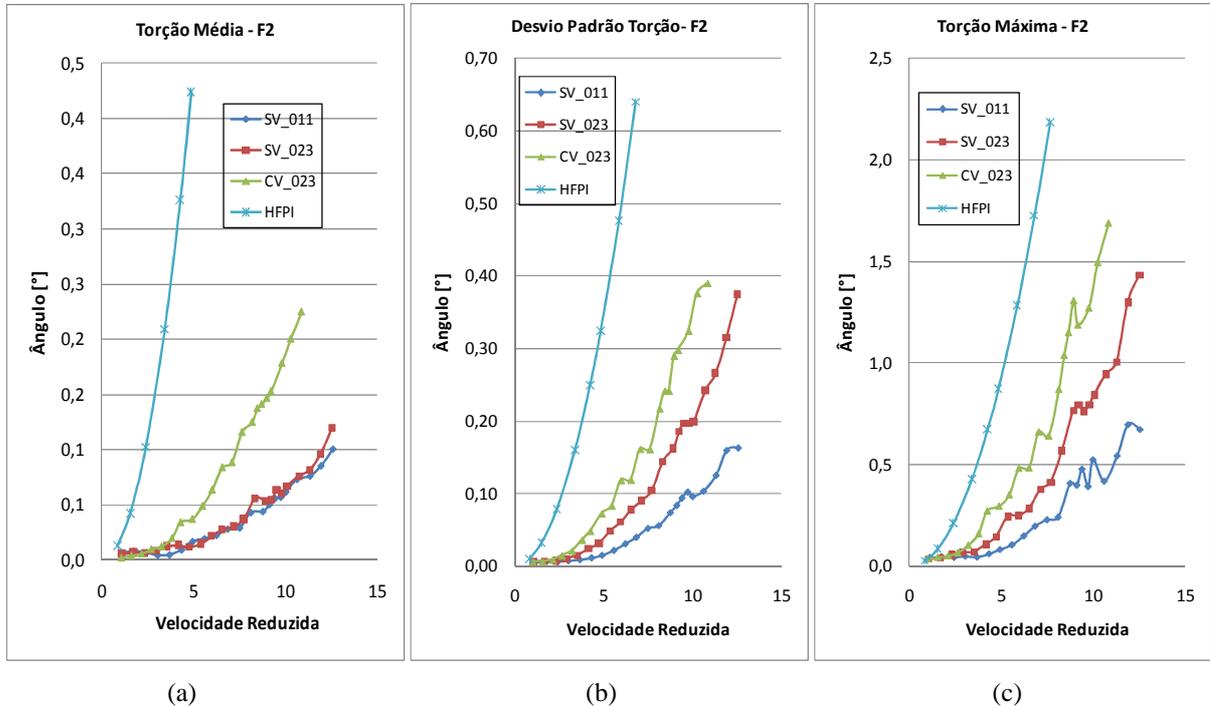
(a) (b) (c)
 Figura 49: deslocamento longitudinal normalizado para vento incidente na fachada F2; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

A figura 50 mostra os resultados para deslocamento transversal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício:



(a) (b) (c)
 Figura 50: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F2; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

Por sua vez, a figura 51 mostra os resultados para os ângulos de torção, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício:



(a) (b) (c)
 Figura 51: ângulos de torção para vento incidente na fachada F2; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA

Observou-se, para os deslocamentos longitudinais, uma boa concordância entre as configurações de ensaio com a BD3GDL. Neste caso, a configuração com vizinhança não afetou muito a resposta longitudinal do edifício, quando comparada às configurações sem vizinhança. Para a resposta transversal, a vizinhança do edifício suavizou o pico apresentado, devido ao desprendimento de vórtices. Porém para a resposta a torção, a influência da vizinhança resultou em ângulos de torção maiores que para a configuração sem vizinhança, isso pode indicar que houve um aumento nas excentricidades dos carregamentos de vento devidos à vizinhança.

O vento de menor turbulência, com $p = 0,11$, apresentou deslocamentos inferiores aos deslocamentos para o vento mais turbulento, com $p = 0,23$, tanto para as respostas máximas, quanto para as respostas flutuantes. Apenas para a resposta média longitudinal esta resposta foi ligeiramente superior, comportamento coerente com o esperado.

O método *HFPI* apresentou boa concordância para as curvas de resposta máxima longitudinal e transversal. Para as respostas médias e flutuantes, o método *HFPI* superestimou ligeiramente as respostas. E para a torção, este método superestimou bastante as respostas. Salienta-se o fato de que as respostas apresentadas para o método *HFPI* são para vento com $p = 0,23$, com vizinhança.

O método da norma brasileira NBR-6123 foi comparado aos deslocamentos máximos longitudinais e subestimou a resposta.

O processo da norma brasileira para resposta transversal ao vento não convergiu para esta direção do vento.

O método de Liang et al. (2002), por sua vez, apresentou deslocamentos muito superiores aos encontrados nos ensaios experimentais, isto é devido ao fato de este método considerar o edifício retangular sem detalhes arquitetônicos. Porém a velocidade crítica reduzida estimada através do método de Liang et al., ficou em torno de 11, enquanto que a velocidade crítica reduzida encontrada através do ensaio com a BD3GDL, ficou em torno de 13, como pode-se observar na figura a seguir:

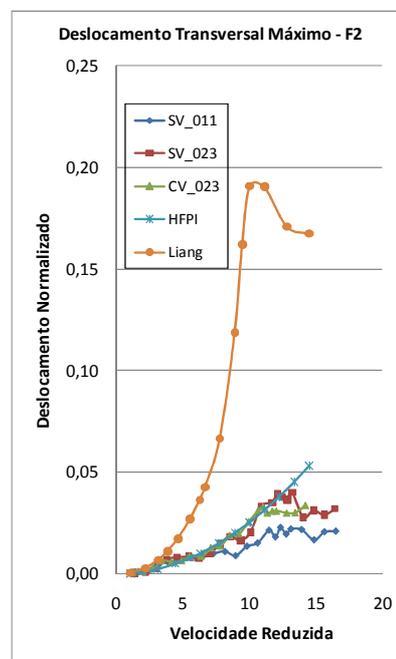
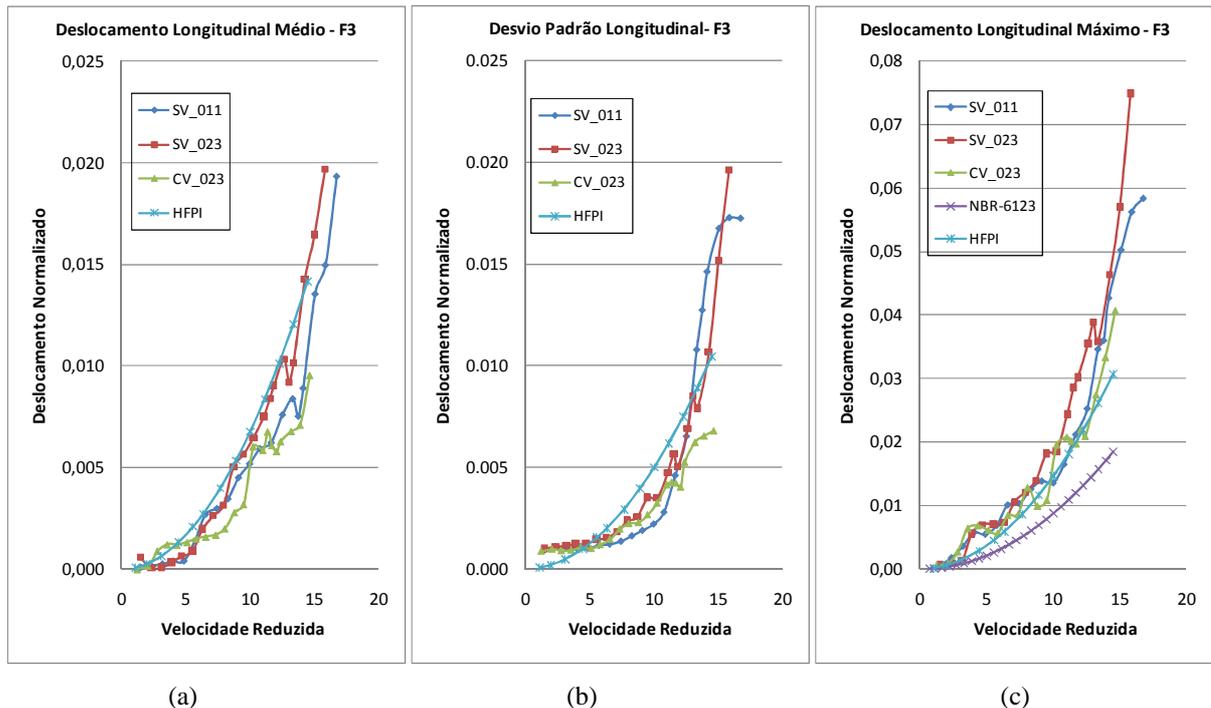


Figura 52: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F2 do edifício RCA

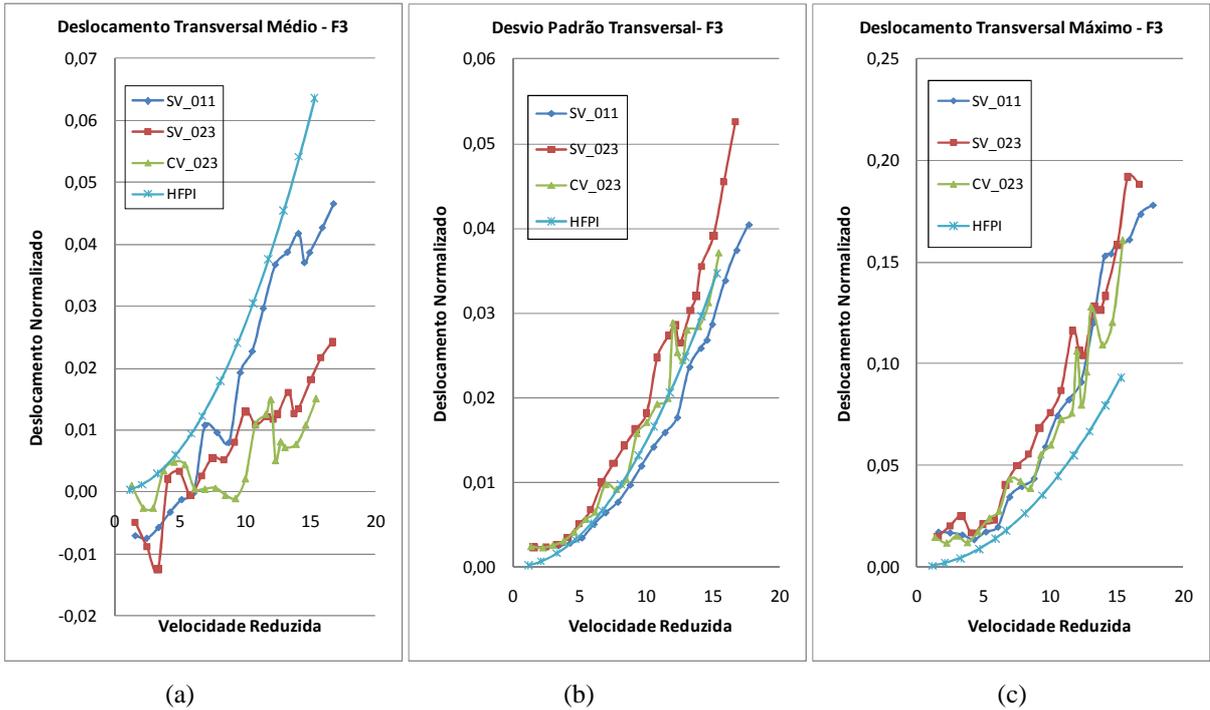
4.2.3 Vento a 0°, sobre a fachada F3

A figura 53 mostra os resultados para deslocamento longitudinal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício para as diferentes configurações de ensaio com a BD3GDL, citadas nos itens anteriores, para os métodos *HFPI* e método da norma brasileira NBR-6123.



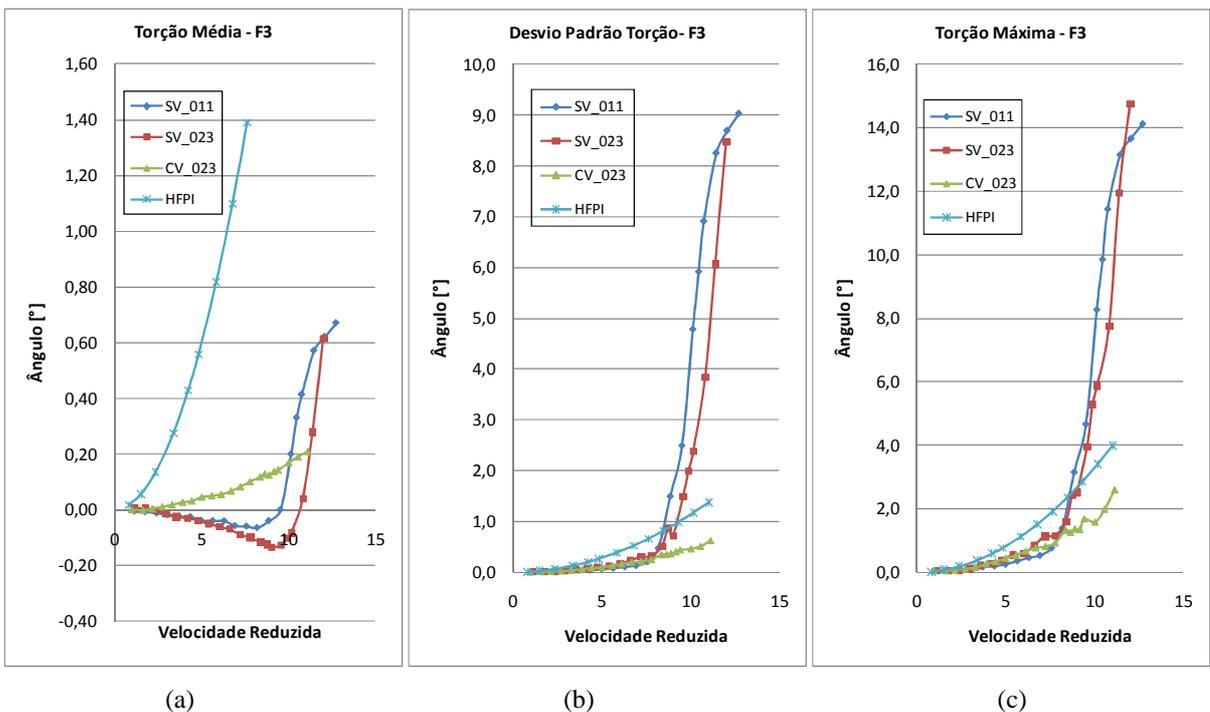
(a) (b) (c)
 Figura 53: deslocamento longitudinal normalizado para vento incidente na fachada F3; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

A figura 54 mostra os resultados para deslocamento transversal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício:



(a) (b) (c)
 Figura 54: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F3; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

Por sua vez, a figura 55 mostra os resultados para os ângulos de torção, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício:



(a) (b) (c)
 Figura 55: ângulos de torção para vento incidente na fachada F3; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA

Neste caso, a configuração com vizinhança resultou em uma resposta longitudinal do edifício inferior, quando comparada às configurações sem vizinhança, ou seja, assim como para a Fachada F1, a vizinhança “protegeu” o edifício. Para a resposta transversal, não houve um pico pronunciado de desprendimento de vórtices, e a resposta para a configuração com vizinhança é ligeiramente inferior à resposta apresentada sem vizinhança. Porém para a resposta a torção, a influência da vizinhança resultou em ângulos de torção muito inferiores aos apresentados para a configuração sem vizinhança.

A resposta do edifício, com vento de menor intensidade de turbulência ($p = 0,11$), apresentou deslocamentos inferiores aos deslocamentos para o vento mais turbulento, com $p = 0,23$, tanto para as resposta máximas, quanto para as respostas flutuantes. Apenas para a resposta média longitudinal, o vento suave apresentou resposta ligeiramente superior. Observa-se um comportamento interessante na resposta média a torção, na qual os ângulos de giro invertem o sentido a partir de velocidades mais altas.

O método *HFPI* apresentou boa concordância para as curvas de resposta longitudinal e transversal. Para a torção, este método superestimou ligeiramente as respostas. Salienta-se o fato de que as respostas apresentadas para o método *HFPI* são para vento com $p = 0,23$ com vizinhança e, portanto, apresenta boa concordância com a curva de cor verde que representa esta configuração de ensaio

O método da norma brasileira NBR-6123 foi comparado aos deslocamentos máximos longitudinais e subestimou a resposta.

O procedimento da norma brasileira para deslocamentos transversais é calculado somente para a velocidade crítica do vento e apresentou deslocamento máximo normalizado igual a 0,007, porém cabe salientar que para esta direção de vento não houve um pico transversal de deslocamentos devidos ao desprendimento de vórtices.

O método de Liang et al. (2002), por sua vez, apresentou deslocamentos muito superiores aos encontrados nos ensaios experimentais, isto é devido ao fato de este método considerar o edifício retangular sem detalhes arquitetônicos A figura a seguir mostra a curva de deslocamento normalizado para este método:

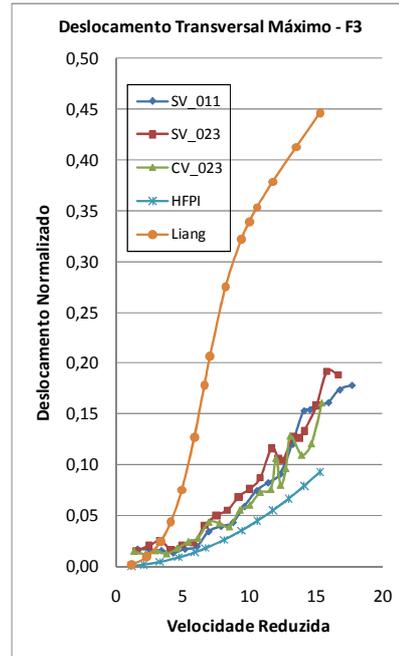


Figura 56: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F3 do edifício RCA

4.2.4 Vento a 270°, sobre a fachada F4

A figura 57 mostra os resultados para deslocamento longitudinal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício para as diferentes configurações de ensaio com a BD3GDL, citadas nos itens anteriores, para os métodos *HFPI* e método da norma brasileira NBR-6123.

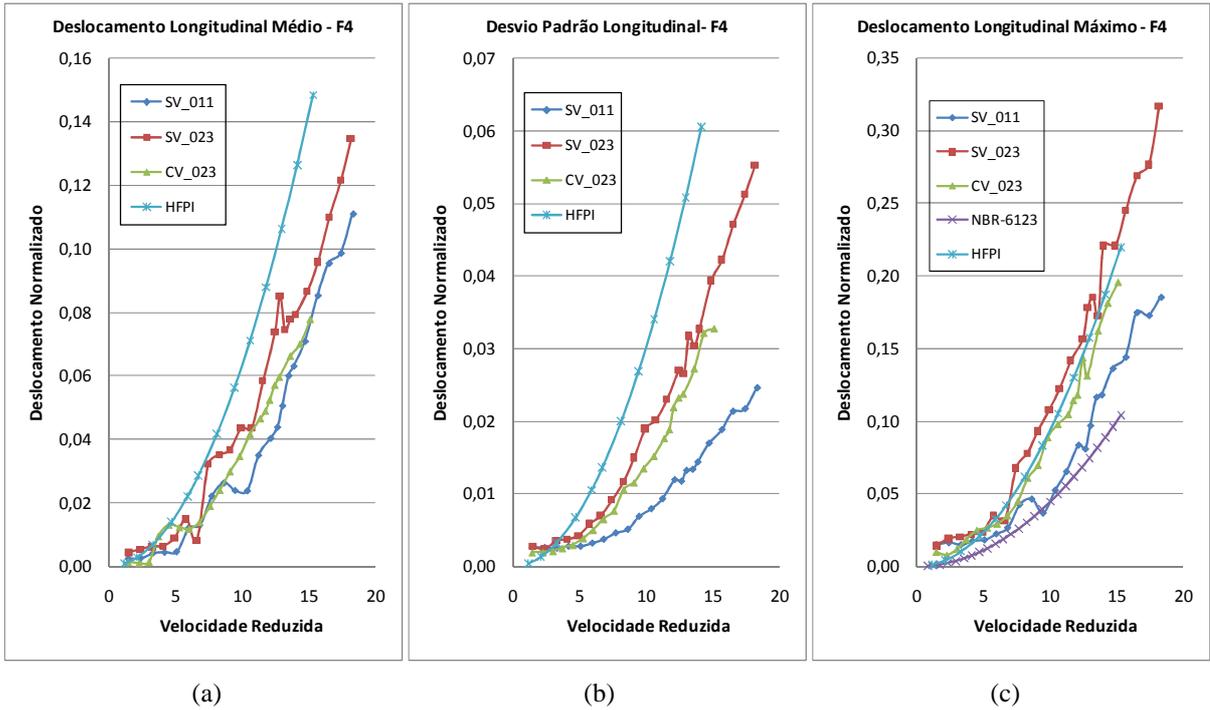


Figura 57: deslocamento longitudinal normalizado para vento incidente na fachada F4; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

A figura 58 mostra os resultados para deslocamento transversal normalizado, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício:

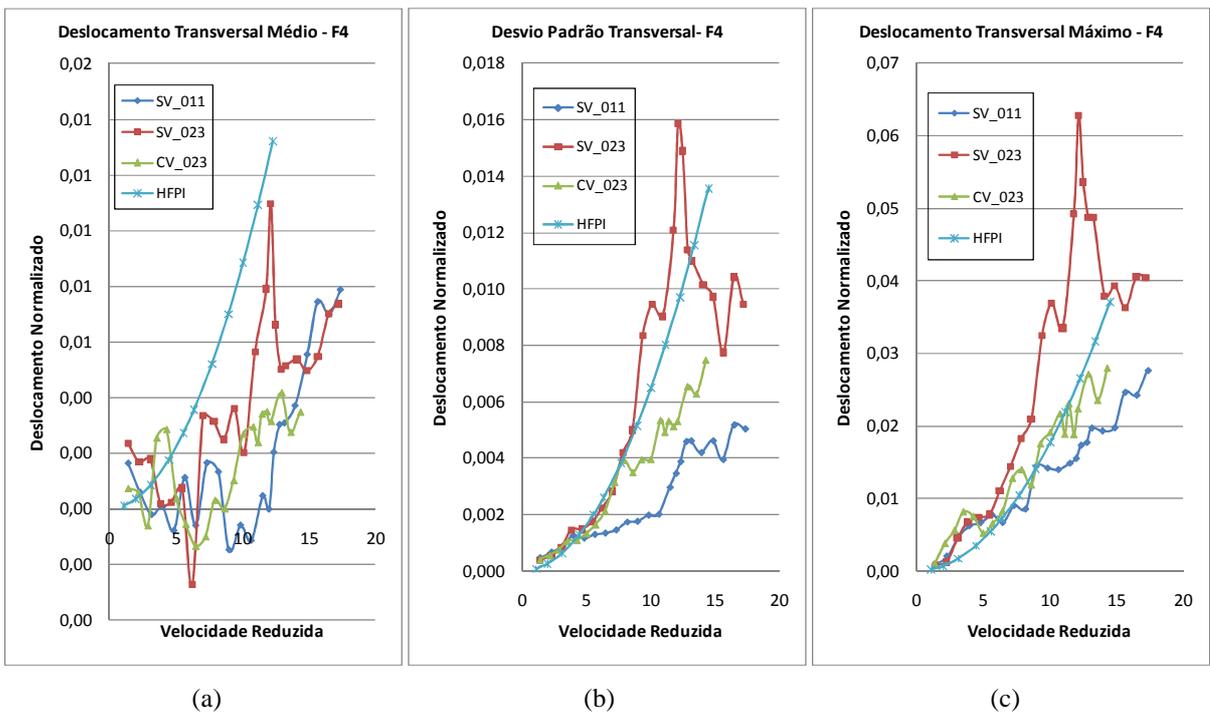


Figura 58: deslocamento transversal normalizado para vento incidente na fachada F4; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo, no topo do edifício RCA

Por sua vez, a figura 59 mostra os resultados para os ângulos de torção, médio, desvio padrão e máximo, no topo do edifício:

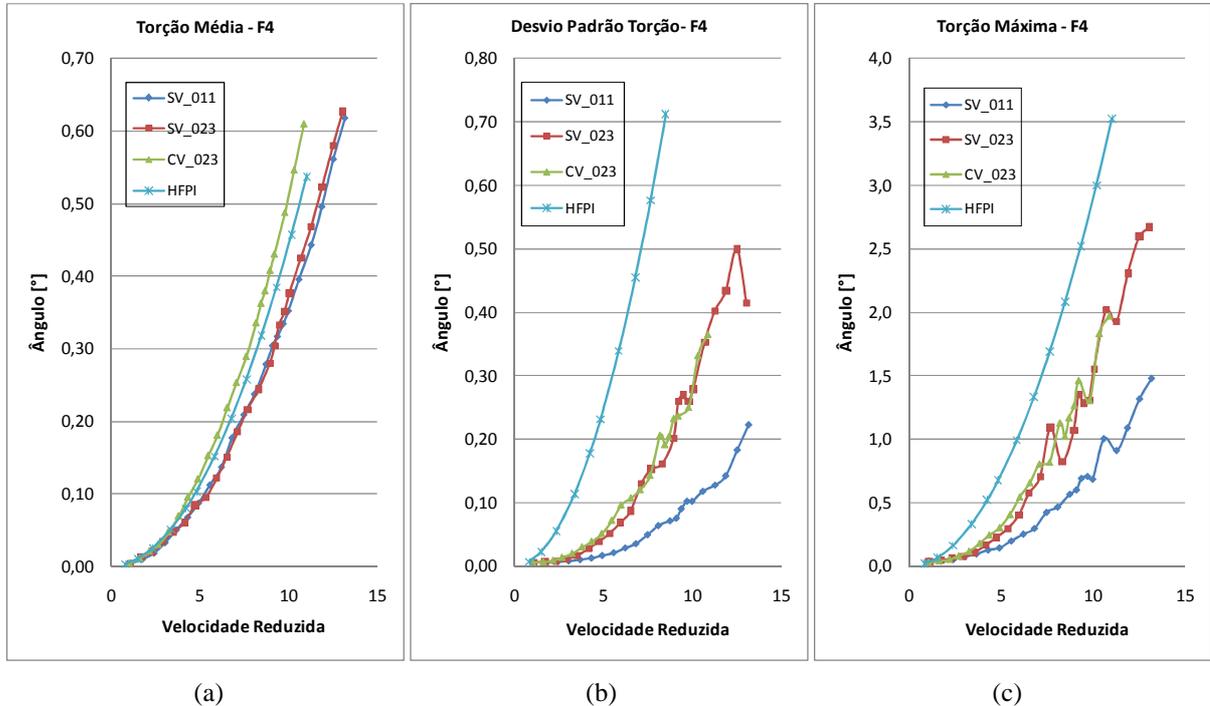


Figura 59: ângulos de torção para vento incidente na fachada F4; (a) médio, (b) desvio padrão e, (c) máximo do edifício RCA

Observou-se, para os deslocamentos longitudinais, uma boa concordância entre as configurações de ensaio com a BD3GDL. Neste caso, a configuração com vizinhança não afetou muito a resposta longitudinal e torcional do edifício, quando comparada às configurações sem vizinhança. Para a resposta transversal, a vizinhança do edifício suavizou o pico apresentado, devido ao desprendimento de vórtices.

O vento menos turbulento, com $p = 0,11$, apresentou deslocamentos inferiores aos deslocamentos para o vento mais turbulento, com $p = 0,23$, tanto para as respostas máximas, quanto para as respostas flutuantes e médias. A resposta do edifício para o vento com $p = 0,23$ apresentou um pico acentuado de desprendimento de vórtices, o que não ocorreu para o vento com $p = 0,11$.

O método *HFPI* apresentou boa concordância para as curvas de resposta transversal na configuração de torre com vizinhança. Para as respostas longitudinais, o método *HFPI* superestimou ligeiramente as respostas, com exceção da curva de máximo longitudinal. Para o

caso da torção, este método superestimou bastante as respostas. Salienta-se o fato de que as respostas apresentadas para o método *HFPI* são para vento com $p = 0,23$ com vizinhança e, portanto, apresenta boa concordância com a curva de cor verde que representa esta configuração de ensaio

O método da norma brasileira NBR-6123 foi comparado aos deslocamentos máximos longitudinais e subestimou a resposta.

O processo da norma brasileira para resposta transversal ao vento não convergiu para esta direção do vento.

O método de Liang et al. (2002), por sua vez, apresentou deslocamentos muito superiores aos encontrados nos ensaios experimentais, isto é devido ao fato de este método considerar o modelo retangular sem detalhes arquitetônicos. Porém a velocidade crítica reduzida estimada através do método de Liang et al., ficou em torno de 11, enquanto que a velocidade crítica reduzida encontrada através do ensaio com a BD3GDL, para o vento com $p = 0,23$, ficou em torno de 12, como pode-se observar na figura a seguir:

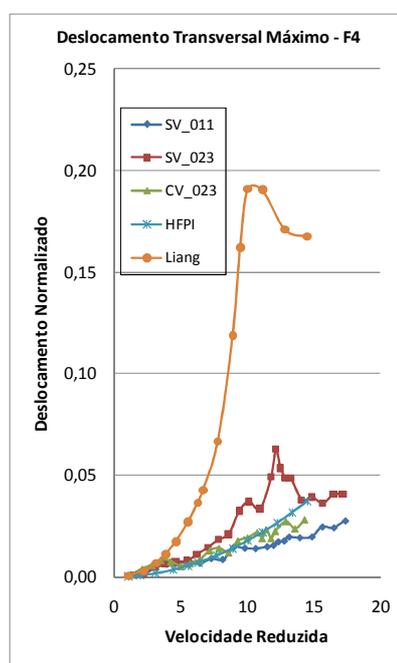


Figura 60: deslocamento transversal máximo normalizado e método de Liang et al. para vento incidente na fachada F4, RCA

Estima-se que, para vento suave, as respostas médias devem ser maiores que para vento turbulento e as respostas flutuantes devem ser menores que para vento turbulento. Além disso,

a ressonância devida ao desprendimento de vórtices deve apresentar um pico acentuado para vento suave, enquanto que o pico devido ao desprendimento de vórtices para vento turbulento deve ser menor e para uma banda mais larga de velocidades. Chama-se atenção ao fato de que as respostas obtidas nos ensaios com a BD3GDL para o edifício RCA, para vento suave e turbulento, em alguns casos, apresentaram um comportamento distinto do esperado. Isso pode ser devido à influência de sua arquitetura, além de seu centro de massa ser deslocado do centro geométrico.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Os resultados experimentais deste trabalho obtiveram, no geral, boa concordância entre si. Os métodos analíticos, por sua vez, também apresentaram uma concordância razoável com os resultados experimentais, assim como para ensaios realizados por outros autores.

As medições realizadas no modelo aeroelástico incluem as parcelas devidas aos efeitos dinâmicos provenientes da turbulência atmosférica, do desprendimento de vórtices e das forças oriundas da interação vento-estrutura, diferente do que ocorre nas medições realizadas com o modelo rígido (*HFPI*), onde a parcela está associada à turbulência atmosférica e ao desprendimento de vórtices. Já as respostas obtidas a partir dos métodos teóricos consideram apenas a parcela devido ao efeito dinâmico proveniente da turbulência atmosférica para a resposta na direção longitudinal ao vento, e as parcelas ocasionadas pelo desprendimento de vórtices e a interação vento-estrutura para a resposta na direção transversal ao vento.

Notou-se que as velocidades críticas de desprendimento de vórtices calculadas através de fórmulas analíticas utilizando o número de Strouhal indicado pela norma brasileira para seções transversais retangulares, foram inferiores às percebidas nos ensaios experimentais. Isso pode se dever ao fato de o número de Strouhal indicado não estar adequado no caso dos edifícios estudados. Em adição, o edifício RCA apresenta arquitetura diferenciada daquela considerada para o cálculo analítico da velocidade crítica, onde não se consideram variações na seção transversal, nem sacadas ou outros detalhes arquitetônicos.

No entanto as velocidades críticas calculadas utilizando o número de Strouhal indicado por Liang et al. (2002), na equação 28, aproximaram-se consideravelmente daquelas obtidas através do ensaio aeroelástico com a BD3GDL para o edifício RCA, porém com valores da resposta distintos, e apresentaram valores iguais para o edifício CAARC.

O fator de pico da resposta longitudinal à direção do vento, obtido pela leitura dos sinais nos experimentos, apresentou valor médio igual a 3,5, valor igual ao valor subentendido pela

norma brasileira, em que, em um espectro de velocidades, o pico do sinal corresponde ao valor médio mais 3,5 vezes a parcela flutuante.

O método *HFPI*, no geral, concordou com os resultados da *BD3GDL*. Mostrou-se uma boa ferramenta para estimar a resposta dinâmica de edifícios altos, porém não apresentou picos de ressonância devido ao desprendimento de vórtices.

A balança dinâmica com 3 graus de liberdade mostrou-se uma ferramenta útil em ensaios em túnel de vento, pela facilidade em ajustar os parâmetros dinâmicos dos edifícios testados e pelos resultados coerentes com o esperado e com outros autores e métodos analíticos.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS Wind Tunnel Model Studies of Buildings and Structures. **ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67**. New York: 1987. 36p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Norma Brasileira NBR-6123 (NB-599)**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: 1988. 88p.

BALENDRA, T. **Vibration of buildings to wind and earthquake loads**. London: Springer-Verlag, 1993. 149p.

BLESSMANN, J. **Acidentes causados pelo vento**. 4ª ed. Porto Alegre: Editora da Universidade / UFRGS, 2001. 141p.

_____. **Do problema do vento em edifícios**. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1964. 224p.

_____. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005. 282p.

_____. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995. 166p.

_____. The Boundary Layer Wind Tunnel of UFRGS. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v.10, p.231-248, 1982.

KWOK, K.C.S., WILHELM, P.A., WILKIE, B.G. Effect of edge configuration on wind-induced response of tall buildings, **Journal of Engineering Structures**, Amsterdam, v. 10, p. 135-140. 1988.

LIANG, S.; LIU, S.; LI, Q.S.; ZHANG, L.; GU, M. **Mathematical model of acrosswind dynamic loads on rectangular tall buildings**. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Amsterdam, vol. 90, pp. 1757-1770, 2002.

LOREDO-SOUZA, A. M.; SCHETTINI, E. B. C.; PALUCH, M. J. Simulação da Camada Limite Atmosférica em Túnel de Vento. **Turbulência**, Sérgio V. Möler e Jorge H. Silvestrini Editores, vol. 4, 2004 – p. 137-163.

LOREDO-SOUZA, A.M. O túnel de vento como ferramenta de projeto. *Revista Concreto & Construções*, São Paulo, pp. 64-72, 2007.

MELBOURNE, W.H. Comparison of measurements on the CAARC standard tall building model in simulated wind flows. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 6, p. 73-88, 1980.

OLIVEIRA, M. G. K. **Desenvolvimento de uma balança dinâmica de três graus de liberdade para estudo dos efeitos de flexo-torção em edifícios altos submetidos à ação do vento**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009. 207 f.

PALUCH, M.J. **Vibrações Transversais por Desprendimento de Vórtices de Torres e Chaminés de Concreto Armado de Seção Transversal Circular**. Porto Alegre, 1999, 215p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M., Integração de Pressões em Alta Frequência para o Cálculo da Resposta Dinâmica de Estruturas Sujeitas à Ação do Vento. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Relatório Técnico**. Porto Alegre, 2008.

SARTORI, F.C. **Uma comparação de métodos para avaliar a resposta dinâmica de edifícios altos em túnel de vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2010.

THEPMONGKORN, S.; KWOK, K.C.S.; LAKSHMANAN, N. A two-degree-of-freedom base hinged aeroelastic (BHA) model for response predictions. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 83, p. 171-181, 1999.

XU, Y.L. **Vibration control of wind-excited tall/slender structures**. Tese de doutorado. School of Civil and Mining Engineering, The University of Sidney, Australia, 1991.

**ANEXO A – Cálculo da resposta de edifícios utilizando o método de
integração de pressões em alta frequência**

Para o cálculo da resposta de uma estrutura através do método de integração de pressões em alta frequência, é preciso que pressões dinâmicas sejam medidas simultaneamente para vários locais da estrutura através de sensores de pressão. Este método também permite que modos de vibrações mais altos possam ser investigados.

As séries temporais de pressões medidas para cada tomada são, então, integradas em suas áreas de influência e multiplicadas pelos cossenos diretores de forma a obter-se a força para cada direção. A figura A1 mostra um exemplo da leitura de uma pressão dinâmica com sua respectiva área de influência e braço de alavanca, em uma seção transversal de um edifício:

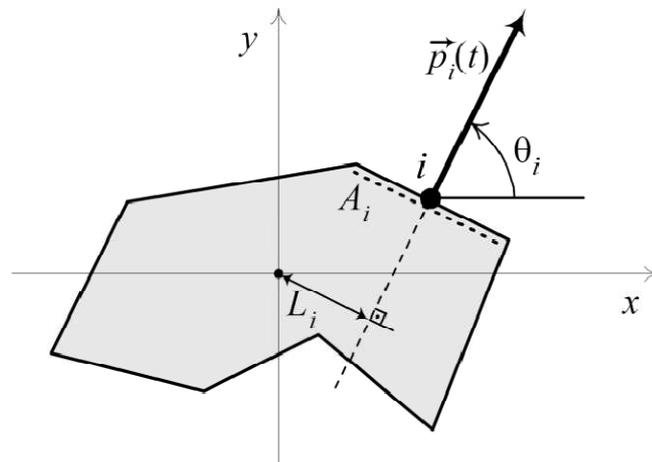


Figura A1: pressão dinâmica lida em uma tomada de pressão em uma seção transversal de edifício

Faz-se o somatório destes produtos e dividi-se pela pressão dinâmica do ensaio e pelo volume do modelo, de modo a se obter séries temporais de coeficientes de momento em torno de cada eixo:

$$F(t) = \sum_{i=1}^n [\vec{p}_i(t) \cdot \vec{u}_F] A_i \quad (\text{equação A1})$$

Onde:

$F(t)$ é a força resultante no tempo;

$\vec{p}_i(t)$ é a série temporal de pressões medidas na tomada i ;

\vec{u}_F são os cossenos diretores da direção em que se deseja obter a resultante $F(t)$;

n é o número de tomadas do modelo;

A_i é a área da tomada i ;

$$M(t) = \sum_{i=1}^n \vec{p}_i(t) \cdot L_i \cdot A_i \quad (\text{equação A2})$$

Onde:

L_i é a distância ortogonal do eixo de atuação da pressão na i -ésima tomada à origem do sistema de referência (centro de rigidez)

Sabe-se que para barras rígidas que giram em torno de um determinado eixo, como foram considerados os edifícios altos deste trabalho, a equação de equilíbrio dinâmico é dada por:

$$I_m \ddot{\theta} + c \dot{\theta} + k_\theta \theta = M(t) \quad (\text{equação A3})$$

Dividindo-se a equação A3 por I_m , tem-se:

$$\ddot{\theta} + 2\zeta\omega_n \dot{\theta} + \omega_n^2 \theta = \frac{M(t)}{I_m} \quad (\text{equação A4})$$

Onde:

θ é a série temporal do deslocamento angular [rad];

$\dot{\theta}$ é a série temporal da velocidade angular [rad/s];

$\ddot{\theta}$ é a série temporal da aceleração angular [rad/s²];

ζ é a razão de amortecimento crítico;

ω_n é a frequência angular [rad/s];

$M(t)$ é a série temporal de momentos [Nm];

I_m é o momento de inércia de massa [kg m²].

Assim, de posse de todos os parâmetros de entrada, a equação diferencial A4 pode ser resolvida pelo Princípio de Duhamel para os três movimentos de todas as configurações ensaiadas, para velocidades equivalentes às ensaiadas com a BD3GDL, obtendo-se a resposta completa a partir dos ensaios de pressões.

**ANEXO B – Cálculo da resposta transversal de edifícios altos retangulares
utilizando as expressões analíticas de Liang et al. (2002)**

O cálculo da resposta dinâmica através do método de Liang et. al (2002) é feito por superposição das respostas modais. Assim, apresenta-se a equação B1, equação matricial de equilíbrio dinâmico da estrutura:

$$\mathbf{M} \ddot{\vec{u}}(t) + \mathbf{C} \dot{\vec{u}}(t) + \mathbf{K} \vec{u}(t) = \vec{\mathbf{P}}(t) \quad (\text{equação B1})$$

Onde:

$\ddot{\vec{u}}(t)$ é o vetor de aceleração generalizada;

$\dot{\vec{u}}(t)$ é o vetor de velocidade generalizada;

$\vec{u}(t)$ é o vetor de deslocamento generalizado;

\mathbf{M} é a matriz de massa;

\mathbf{C} é a matriz de amortecimento;

\mathbf{K} é a matriz de rigidez;

$\vec{\mathbf{P}}(t)$ é o vetor de forças externas.

As forças e momentos são convertidos em forças modais, através de uma projeção algébrica que utiliza as formas modais fornecidas, com isso a resposta total é substituída pela resposta em apenas um modo k , equação B2:

$$\vec{u}_k(t) = \vec{q}_k u_k(t) \quad (\text{equação B2})$$

Onde:

$u_k(t)$ é uma função escalar do tempo denominada resposta modal;

\vec{q}_k são os vetores da forma modal (autovetores).

Substituindo $\vec{u}(t)$ na equação A1, e pré-multiplicando todos os termos por \vec{q}_k^T (transposta de \vec{q}_k), chega-se à equação B3:

$$[\vec{q}_k^T \mathbf{M} \vec{q}_k] \ddot{\vec{u}}(t) + [\vec{q}_k^T \mathbf{C} \vec{q}_k] \dot{\vec{u}}(t) + [\vec{q}_k^T \mathbf{K} \vec{q}_k] \vec{u}(t) = [\vec{q}_k^T \vec{\mathbf{P}}(t)] \quad (\text{equação B3})$$

Onde:

$$[\vec{q}_k^T \mathbf{M} \vec{q}_k] = M_k \text{ (massa modal);}$$

$$[\vec{q}_k^T \mathbf{C} \vec{q}_k] = C_k \text{ (amortecimento modal);}$$

$$[\vec{q}_k^T \mathbf{K} \vec{q}_k] = K_k \text{ (rigidez modal);}$$

$$[\vec{q}_k^T \vec{\mathbf{P}}(t)] = P_k(t) \text{ (força externa modal).}$$

Considerando-se que a força modal é um processo aleatório ergódico e estacionário, pode-se obter o espectro da resposta em deslocamento através da solução no domínio da frequência para um sistema com um único grau de liberdade, equação B4:

$$S_{U_k}(f) = |H_k(f)|^2 S_{F_k}(f) \quad (\text{equação B4})$$

Onde:

$S_{U_k}(f)$ é o espectro da resposta modal em deslocamento;

$H_k(f)$ é a função de admitância mecânica;

$S_{F_k}(f)$ é o espectro da resposta modal em força.

A função de admitância mecânica é dada pela equação:

$$|H_k(f)| = \left[K_k \sqrt{(1 - \beta_k^2)^2 + (2\zeta_k \beta_k)^2} \right]^{-1} \quad (\text{equação B5})$$

Onde:

β_k é a razão de frequência ressonante, $\beta_k = f/f_k$;

ζ_k é a razão de amortecimento crítico.

Considera-se a seguir que há $3n$ graus de liberdade (duas translações horizontais e uma rotação em torno do eixo vertical) correspondentes a n zonas discretizadas da estrutura, cada uma associada a duas forças horizontais ortogonais e um momento torçor.

$$S_{P_k}(f) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n q_{k,i} q_{k,j} S_{P_i P_j}(f) \quad (\text{equação B6})$$

Onde:

$S_{P_i P_j}(f)$ é o espectro cruzado entre as parcelas flutuantes das forças nas zonas de integração i e j .

Este espectro cruzado é modelado através dos espectros individuais e uma função de coerência $r_{ij}(f)$:

$$S_{P_i P_j}(f) = r_{ij}(f) \sqrt{S_{P_i}(f) S_{P_j}(f)} \quad (\text{equação B7})$$

A força rms transversal ao vento, σ , tem a seguinte forma:

$$\sigma = p_d C_L (l_1 \Delta z) \quad (\text{equação B8})$$

Onde:

p_d é a pressão dinâmica;

Δz é a diferença de altura entre dois níveis considerados na estrutura.

Com isso, a equação A9 apresenta o espectro da força modal:

$$S_{F_k}(f) = (C_L l_1 \Delta z)^2 \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (p_{d_i} q_i) (p_{d_j} q_j) r_{ij}(f) \sqrt{S_{F_i}(f) S_{F_j}(f)} \quad (\text{equação B9})$$

Onde o coeficiente de arrasto lateral (C_L), a função de coerência ($r_{ij}(f)$) e os espectros individuais de força ($S_{Fi}(f)$ e $S_{Fj}(f)$) são calculados a partir das equações de Liang et al., apresentadas no item 2.4.2 deste trabalho.

Uma vez calculada a densidade espectral, $S_{U_k}(f)$, a variância da resposta estrutural pode ser obtida pela integral a seguir:

$$\sigma_{U_k}^2 = \int_0^{\infty} S_{U_k}(f) df \quad (\text{equação B10})$$

O deslocamento modal de pico, $u_{k,pico}$, é obtido através da multiplicação do fator de pico do deslocamento modal pelo desvio padrão do deslocamento modal:

$$u_{k,pico} = g_{u_k} \sigma_{u_k} \quad (\text{equação B11})$$

Onde:

g_{u_k} é o fator de pico do deslocamento modal, obtido a partir da teoria das vibrações aleatórias;

σ_{u_k} é o desvio padrão do deslocamento modal.

Finalmente obtêm-se:

$$\vec{u}_{k,pico} = u_{k,pico} q_k \quad (\text{equação B12})$$

Onde:

q_k é a forma modal.

**ANEXO C – Dados de entrada para cálculo da resposta do edifício *CAARC*
através dos métodos analíticos**

Dados de Entrada - Vento a 0°					
S_1	1	p	0,23	h [m]	180
S_3	1	b	0,71	l_1 [m]	45
f_n [Hz]	0,20	z_r [m]	10	l_2 [m]	30

Quadro C1: dados de entrada para cálculo da resposta longitudinal através do método da NBR-6123 para edifício CAARC Standard Tall Building para vento a 0° (em torno do eixo X)

Dados de Entrada - Vento a 90°					
S_1	1	p	0,23	h [m]	180
S_3	1	b	0,71	l_1 [m]	30
f_n [Hz]	0,20	z_r [m]	10	l_2 [m]	45

Quadro C2: dados de entrada para cálculo da resposta longitudinal através do método da NBR-6123 para edifício CAARC Standard Tall Building para vento a 90° (em torno do eixo Y)

Dados de Entrada - Vento a 0°			
f_1 [Hz]	0,20	M_0 [kg]	38880000
l_1 [m]	45	C_l	0,35
S_t	0,15	ζ_{ef}	0,01
V_{cr} [m/s]	60,00	γ	1,0
q_{cr} [N/m ²]	2206,80	h [m]	180

Quadro C3: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do processo da NBR-6123 para o edifício CAARC Standard Tall Building para vento a 0° (em torno do eixo Y)

Dados de Entrada - Vento a 90°			
f_1 [Hz]	0,20	M_0 [kg]	38880000
l_1 [m]	30	C_l	0,8
S_t	0,15	ζ_{ef}	0,01
V_{cr} [m/s]	40,00	γ	1,0
q_{cr} [N/m ²]	980,80	h [m]	180

Quadro C4: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do processo da NBR-6123 para o edifício CAARC Standard Tall Building para vento a 90° (em torno do eixo X)

Dados de Entrada - Vento a 0°					
S ₁	1	p	0,23	h [m]	180
S ₃	1	b	0,71	l ₁ [m]	45
f _n [Hz]	0,18	F _r	0,69	l ₂ [m]	30
K [N/m]	6,68x10 ¹¹	ζ	0,01		

Quadro C5: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do método de Liang et al. para o edifício CAARC Standard Tall Building para vento a 0° (em torno do eixo Y)

Dados de Entrada - Vento a 90°					
S ₁	1	p	0,23	h [m]	180
S ₃	1	b	0,71	l ₁ [m]	30
f _n [Hz]	0,2	F _r	0,69	l ₂ [m]	45
K [N/m]	6,73x10 ¹¹	ζ	0,01		

Quadro C6: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do método de Liang et al. para o edifício CAARC Standard Tall Building para vento a 90° (em torno do eixo X)

**ANEXO D – Dados de entrada para cálculo da resposta do edifício RCA
através dos métodos analíticos**

Dados de Entrada - Fachadas 1 e 3					
S_1	1	p	0,2075	h [m]	152,08
S_3	1	b	0,785	l_1 [m]	22,55
f_n [Hz]	0,19	z_r [m]	10	l_2 [m]	47,05

Quadro D1: dados de entrada para cálculo da resposta longitudinal através do método da NBR-6123 para edifício RCA para vento perpendicular às fachadas F1 e F3 (em torno do eixo Y)

Dados de Entrada - Fachadas 2 e 4					
S_1	1	p	0,2075	h [m]	152,08
S_3	1	b	0,785	l_1 [m]	47,05
f_n [Hz]	0,18	z_r [m]	10	l_2 [m]	22,55

Quadro D2: dados de entrada para cálculo da resposta longitudinal através do método da NBR-6123 para edifício RCA para vento perpendicular às fachadas F2 e F4 (em torno do eixo X)

Dados de Entrada - Fachadas 1 e 3			
f_1 [Hz]	0,19	M_0 [kg]	45930424
l_1 [m]	22,55	C_I	0,8
S_t	0,15	ζ_{ef}	0,01
V_{cr} [m/s]	28,56	γ	1,4
q_{cr} [N/m ²]	500,12	h [m]	152,08

Quadro D3: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do processo da NBR-6123 para o edifício RCA para vento perpendicular às fachadas F1 e F3 (em torno do eixo X)

Dados de Entrada - Fachadas 2 e 4			
f_1 [Hz]	0,18	M_0 [kg]	45930424
l_1 [m]	47,05	C_I	0,35
S_t	0,15	ζ_{ef}	0,01
V_{cr} [m/s]	56,46	γ	1,4
q_{cr} [N/m ²]	1954,08	h [m]	152,08

Quadro D4: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do processo da NBR-6123 para o edifício RCA para vento perpendicular às fachadas F2 e F4 (em torno do eixo Y)

Dados de Entrada - Fachadas 1 e 3					
S_1	1	p	0,2075	h [m]	152,08
S_3	1	b	0,785	l_1 [m]	22,55
f_n [Hz]	0,19	F_r	0,69	l_2 [m]	47,05
K [N/m]	$4,85 \times 10^{11}$	ζ	0,01		

Quadro D5: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do método de Liang et al. para o edifício RCA para vento perpendicular às fachadas F1 e F3 (em torno do eixo X)

Dados de Entrada - Fachadas 2 e 4					
S_1	1	p	0,2075	h [m]	152,08
S_3	1	b	0,785	l_1 [m]	47,05
f_n [Hz]	0,18	F_r	0,69	l_2 [m]	22,55
K [N/m]	$4,36 \times 10^{11}$	ζ	0,01		

Quadro D6: dados de entrada para cálculo da resposta transversal através do método de Liang et al. para o edifício RCA para vento perpendicular às fachadas F2 e F4 (em torno do eixo Y)