UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AÇÃO DINÂMICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

YURI LUIZ DIAS MARTINS

GOIÂNIA
2018

YURI LUIZ DIAS MARTINS

AÇÃO DINÂMICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

Monografia apresentada na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Orientador: Zenón José Guzmán Núñez del Prado.

GOIÂNIA
2018

YURI LUIZ DIAS MARTINS

AÇÃO DINÂMICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovada em 21 / 06 / 2018

Prof. Dr. Zenón José Guzmán Núñez del Prado (Presidente)
Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. Janes Cleiton de Oliveira Alves (Examinador)
Universidade Federal de Goiás

Renata Soares

Profª. Drª. Renata Machado Soares (Examinadora)
Universidade Federal de Goiás

Atesto que as revisões solicitadas foram feitas:

Prof. Dr. Zenón José Guzmán Núñez del Prado
Em: 08 / 07 / 2018

RESUMO

O desenvolvimento tecnológico dos materiais e técnicas da construção civil, tem proporcionado o aparecimento de estruturas cada vez mais altas e esbeltas. Isso leva a necessidade de análises estruturais mais minuciosas e busca por modelos que se aproximem melhor da realidade. Nesse contexto, a análise dinâmica de edifícios altos e flexíveis se torna imprescindível para garantir a segurança da estrutura e o conforto de seus usuários. Neste trabalho, foram empregados dois modelos para análise do vento em um edifício por meio do método do Vento Sintético proposto por Franco (1993). O primeiro, mais simples, é o modelo discreto *shear building*, já o segundo é tridimensional matricial. Para efeito de comparação, foi aplicado o método da NBR 6123/1988 no edifício estudado. De maneira geral, os resultados mostraram que a análise dinâmica, mais próxima da realidade, apresenta resultados a favor da segurança, em comparação com o método estático. Além disso, ambos os modelos empregados na análise dinâmica são válidos, possuindo uma diferença aceitável entre eles. O modelo tridimensional é o que mais se aproxima da realidade e o que permite uma visão mais ampla do comportamento estrutural, no entanto é mais complexo, sendo válido o uso do modelo discreto para análises mais rápidas.

Palavras-chaves: vibrações, análise dinâmica, modelo discreto, modelo contínuo, método do vento sintético.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 – Edifícios: (a)Empire State Building; (b) Burj Khalifa (Fonte: Oliveira, 2014)...15

Figura 2-1 - Ação do vento em edificações (Fonte: Sparling, 1997, *apud* Trein, 2005).....25

Figura 2-2 - Escoamento de corpo isolado (Fonte: Carpeggiani, 2004).....26

Figura 2-3 - Escoamento deslizante (Fonte: Carpeggiani, 2004) 26

Figura 2-4 - Escoamento de interferência de esteira (Fonte: Carpeggiani, 2004).....26

Figura 2-5 - Percepção humana da vibração do edifício devido ao vento (Fonte: Bachmann et al, 1995).....29

Figura 2-6 - Isopletas da velocidade básica (m/s) (Fonte: NBR 6123/1998) 32

Figura 2-7- Fator topográfico(Fonte: NBR 6123/1998).....33

Figura 2-8 - Fator S_2 (Fonte: NBR 6123/1998) 34

Figura 2-9 - Fator estatístico (Fonte: NBR 6123/1998) 35

Figura 2-10 - Modelo discreto (Fonte: NBR 6123/88).....38

Figura 3-1 - Sistema 1GDL com amortecimento (Fonte: Chavez, 2006) 45

Figura 3-2 - Esquema do modelo shear building (Fonte: Autor) 47

Figura 3-3 - Diagrama de corpo livre (Fonte: Autor).....47

Figura 3-4 - Modos de vibração de um edifício de três pavimentos. (Fonte: Alves, 2015).....51

Figura 4-1 - Planta de formas do pavimento tipo 58

Figura 4-2 – Modos de vibração: (a) Fundamental (Maple - *shear building*), (b) Modo 6 (TQS) 61

Figura 4-3 - Resposta da parcela flutuante do vento 66

Figura 4-4 - Definição do centro de rajada 68

Figura 4-5 - Deslocamento característico em *x*..... 70

Figura 4-6 - Deslocamento característico em *y*..... 70

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Expoente p e parâmetro b (Fonte: NBR 6123/1998) 37

Tabela 4-1 – Massa dos pavimentos 57

Tabela 4-2 - Rigidez dos pavimentos 59

Tabela 4-3 – Modos de vibração (TQS) 60

Tabela 4-4 - Modos de vibração (Maple) 60

Tabela 4-5 - Participação modal 61

Tabela 4-6 - Deslocamentos máximos (método da NBR 6123/1988) 63

Tabela 4-7 - Parcela flutuante do deslocamento 65

Tabela 4-8 - Deslocamento característico 66

Tabela 4-9 - Harmônicos da rajada de vento 67

Tabela 4-10 - Deslocamentos (ação do vento a 90°) 69

Tabela 4-11 - Deslocamento característico 69

Tabela 4-12 - Deslocamentos característicos 71

Tabela 4-13 - Harmônicos para vento 45°/225° 72

Tabela 4-14 - Harmônicos para vento 135°/315° 72

Tabela 4-15 - Deslocamentos característicos 73

Tabela 4-16 - Comparação dos resultados (90°/270°) 74

Tabela 4-17 - Comparação dos resultados 75

Tabela 4-18 - Acelerações máximas 76

LISTA DE ABREVIATURAS

1GDL – 1 grau de liberdade

AMS – Amortecedor de massa sintonizado

GOST – Norma russa

NBCC – Norma canadense

NBR – Norma brasileira

NGDL – N graus de liberdade

NP – Norma Portuguesa

RCA – Residencial em Concreto Armado

TCC – Trabalho de conclusão de curso

UFG – Universidade Federal de Goiás

LISTA DE SÍMBOLOS

A - Amplitude

A_0 - Área arbitrária de referência

A_i - Área de atuação do vento na edificação de coordenada i

A_k - Área na projeção vertical em análise

A_s - Área de cisalhamento da seção

a_i - Amplitude do i-ésimo pavimento

b - Parâmetro em função da categoria do terreno (NBR 6123/1988)

C - Matriz de amortecimento

C_a - Coeficiente de arrasto

$\mathbf{C_r}$ - Matriz desacoplada de amortecimento

c - Coeficiente de amortecimento

cc_r - Amplitude do harmônico ressonante corrigida

c_{k_h} - Amplitude do harmônico

C_r - Coeficiente de força do vento (NBR 6123/1988)

d - Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

E - Módulo de elasticidade do concreto

e_a - Excentricidade em relação ao eixo vertical geométrico no lado maior

e_b - Excentricidade em relação ao eixo vertical geométrico no lado menor

F_e - Força estática do vento

F_d - Força dinâmica do vento

F_H -Força referente à parcela flutuante do vento

f_r - Frequência das rajadas

G - Módulo de cisalhamento transversal

g - Aceleração da gravidade

I - Momento de inércia do pilar

K - Matriz de rigidez

K_r - Matriz desacoplada de rigidez

k - Constante de rigidez

k_h - número do harmônico em estudo

L - Pé-direito de cada pavimento

M - Matriz de massa

M_r - Matriz desacoplada de massa

m -a massa da estrutura

m_i - Massa do pavimento i

m_0 - Massa arbitrária de referência

N - Número de coordenadas

n - Número de funções harmônicas

P(t) - Vetor de forças

$\mathbf{P_r}$ - Vetor modal de força

p - Expoente da lei potencial em função da categoria do terreno

$p(t)$ - Força ao longo do tempo

$\overline{p}(t)$ - Pressão média do vento

$p'(t)$ - Pressão flutuante do vento

p_3 - Pressão máxima da rajada

P_{600} - Pressão média do vento baseada no intervalo de 600 segundos

$\mathbf{q}$ - Vetor de deslocamento modal

$\dot{\mathbf{q}}$ - Vetor de velocidade modal

$\ddot{\mathbf{q}}$ - Vetor de aceleração modal

q – Pressão dinâmica do vento

$\overline{q}_0$ - Pressão básica do vento

q_p - Pressão de pico do vento

R - número do harmônico ressonante

r - *F*requência do harmônico ressonante

r_{k_h} - Razão entre o período do harmônico k_h e o período do harmônico ressonante

S_1 - Fator topográfico

S_2 - Fator que considera o efeito combinado de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e variação de velocidade do vento com a altura

S_3 - Fator estatístico

$S_p(f_r)$ - Espectro de potência do vento

T_R - Período relacionado ao harmônico ressonante

t - Tempo

U - Vetor de deslocamentos

$\dot{\mathbf{U}}$ - Vetor de velocidade

$\ddot{\mathbf{U}}$ - Vetor de aceleração

u - Deslocamento

V_{10} - Velocidade média do vento no intervalo de 10 segundos

V_{600} - Velocidade média do vento no intervalo de 600 segundos

V_3 - Velocidade da rajada no intervalo de 3 segundos

V_0 - Velocidade básica do vento

V_k - Velocidade característica do vento

$\overline{V}_p$ -Velocidade de projeto

$\overline{X}_i$ - Força média do vento

$\hat{X}_i$ - Força flutuante do vento

X_i - Força total do vento na coordenada i

x_i - Deslocamento correspondente a coordenada i

z - Altura em relação à superfície

z_i - Altitude do ponto, para a coordenada i

z_r - Altitude de referência 10 metros

α e β - Fatores de proporcionalidade arbitrários

α_N e δ - Parâmetros de integração do método de Newmark

γ - Expoente da lei potencial de expressão do modo de vibração

Δt - Incremento de tempo do método de Newmark

ζ - Coeficiente de amplificação dinâmica

θ - Inclinação média do talude ou morro

θ_k - Ângulo fase do harmônico k_h

ξ - Fator de amortecimento

σ - Velocidade de cisalhamento do vento

$\mathbf{\Phi}$ - Matriz modal do edifício

$\mathbf{\Phi}_n$ - Vetor modal do n-ésimo modo

ϕ - Fator de correção da rigidez

ψ_i - Razão entre a massa discreta (m_i) e a massa arbitrária de referência (m_0)

ω_n - Frequência natural

ω_d - Frequência natural amortecida

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 15

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS 15

1.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 16

1.3 JUSTIFICATIVA 20

1.4 OBJETIVOS 21

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO 22

2 AÇÕES DO VENTO EM EDIFÍCIOS 24

2.1 REGIMES DE ESCOAMENTO 25

2.2 INFLUÊNCIA DAS PROPORÇÕES 27

2.3 EFEITOS DE VIZINHANÇA 28

2.3.1 Efeito Venturi 28

2.3.2 Deflexão do vento na direção vertical 28

2.3.3 Interferência da esteira 28

2.4 CONFORTO DO USUÁRIO 29

2.5 TORÇÃO 30

2.6 MÉTODOS DE ANÁLISE 31

2.6.1 Método da NBR 6123/88 31

2.6.2 Método Simplificado da NBR 6123/1988 35

2.6.3 Método discreto da NBR 6123/1988 37

2.6.4 Método do vento sintético 39

3 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA 45

3.1 SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE 45

3.2 SISTEMAS NGDL – SHEAR BUILDING 46

2.3.1 Frequência natural e modos de vibração 50

3.2.1 Desacoplamento modal 52

3.2.2 Matriz de amortecimento 54

3.3 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK 55

4 RESULTADOS 57

4.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO 57

4.2 FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO 59

4.3 AÇÃO DO VENTO 62

4.3.1 Método da NBR 6123/88 62

4.3.2 Método do Vento Sintético 63

4.3.3 Comparação dos resultados 74

4.3.4 Verificação do conforto do usuário 76

5 CONCLUSÃO 78

6 REFERÊNCIAS 80

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Ao longo das últimas décadas, os materiais e técnicas da construção civil evoluíram de forma significativa, o aumento das resistências do aço e do concreto bem como novas concepções arquitetônicas, tornou viável o aparecimento de edifícios cada vez mais altos por todas as grandes cidades do mundo. A Figura 1-1 exemplifica essa evolução ao mostrar o Empire State Building, com 379 metros, durante o século XX por mais de 40 anos foi o edifício mais alto do mundo, enquanto o Burj Khalifa, com 828 metros, o prédio atual mais alto apresenta mais do que o dobro da altura (OLIVEIRA, 2014).

Figura 1-1 – Edifícios: (a)Empire State Building; (b) Burj Khalifa (Fonte: Oliveira, 2014)

(a) (b)

Essa inovação nas construções trouxe um novo desafio aos projetistas estruturais, uma vez que o vento aumentou bastante em importância no que tange o comportamento estrutural dessas novas construções. Tradicionalmente, o vento é avaliado apenas como um acréscimo da componente estática do carregamento sobre a estrutura, contudo, essa abordagem só é válida para estruturas mais baixas. A NBR 6123/1988 determina que para edificações com período fundamental superior a 1 s é preciso quantificar a resposta flutuante na direção do vento médio, para tal se faz necessário uma análise dinâmica da estrutura, o que é objeto de estudo do presente trabalho.

Entretanto, há ainda outros efeitos devidos à turbulência atmosférica, como a resposta dinâmica transversal, o efeito do desprendimento de vórtices, para os quais a NBR 6123/1988, a qual passa por revisão, não traz uma metodologia bem desenvolvida. Além disso, existem aspectos relacionados ao uso da edificação como o conforto dos usuários frente as acelerações geradas pelo vento, problemas de arrancamento de janelas, problemas de vizinhança, entre outros.

Portanto, os edifícios da atualidade necessitam de métodos mais eficientes para a análise da ação do vento, sendo que seu comportamento dinâmico não pode ser ignorado. Os processos para fazê-lo se tornaram acessíveis com a evolução do cálculo computacional e dos softwares de análise estrutural e devem ser utilizados.

1.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Davenport (2002) apresentou um breve histórico do estudo do vento na engenharia, história da qual ele mesmo fez parte. Neste trabalho é feita uma retrospectiva dessa área a partir dos anos 1950 e o que se observou foi uma grande evolução na análise do carregamento do vento no projeto estrutural. Inicialmente tratado apenas como um acréscimo no componente estático da ação sobre a estrutura, o modelo foi evoluindo gradativamente para uma avaliação dinâmica, principalmente com o estudo em túneis de vento e a evolução da computação. Contudo, o interesse na área foi fortemente influenciado pela mudança nas características das construções as quais se tornaram mais altas, flexíveis e menos amortecidas; suas densidades, por exemplo se reduziu pela metade quando comparadas as dos anos 1950.

Franco (1993) apresentou a técnica do Método do Vento Sintético para a análise dinâmica de estruturas altas sob ação do vento, a qual foi aplicada a um edifício de São Paulo de 113 m. Foi proposto um modelo para o carregamento do vento, o qual parte de um dado espectro

(Davenport ou outro); onde a pressão flutuante é decomposta em *m* harmônicos, com um deles ressonante. A estrutura foi excitada por uma combinação aleatória de forças harmônicas, cuja resposta máxima é o mais próximo da característica. Assim, foi obtido uma boa aproximação dos valores característicos dos deslocamentos e reações.

Davenport (1995) propôs um caminho para simplificar e generalizar cargas de vento. Três funções espaciais foram discutidas: linhas de influência, formas modais e distribuição de pressões; todas elas responsáveis pela resposta da estrutura ao longo do espaço e do tempo. A primeira se relaciona à distribuição da carga, a segunda à distribuição de inércia e a última aos padrões de carregamento, sendo descritas como funções ortogonais. Assim, as respostas ressonantes e de fundo ao longo do tempo podem ser obtidas por essas funções.

Juhásová (1997) analisou o comportamento de estruturas esbeltas devido ao efeito do vento, e discutiu ainda o efeito de rajadas. O modelo de cálculo dinâmico tridimensional foi usado e comparado com resultados em túnel de vento e com os provenientes do Eurocode 1, sendo que este trata o vento como carga estática. Como resultado, evidenciou-se que o carregamento de vento pode gerar grandes deslocamentos e as respostas dinâmicas geradas têm uma influência bem maior no estado de tensão-deformação da estrutura do que o que se observa nos procedimentos padrão da norma.

Carril (2000) avaliou a resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas para telecomunicações na direção do vento. Ele comparou o método de Davenport, o modelo discreto da NBR:6123/1988 e o Método do Vento Sintético, sendo que propôs mudanças ao último. A modificação proposta consiste na determinação da variação da velocidade média do vento em função da altura e categoria do terreno, conforme a NBR:6123/1988. Concluiu que para esse tipo de estrutura, a resposta ressonante não é significativa. Além disso, os métodos apresentaram resultados semelhantes, exceto pelo Vento Sintético, contudo as modificações propostas o aproximam dos demais métodos. Foram realizados ainda experimentos em túnel de vento que analisaram os coeficientes de força em uma seção da torre.

Liang et al. (2002) investigaram a resposta dinâmica transversal do vento em edifícios com forma retangular. Os autores realizaram experimentos em túnel de vento, com várias razões entre os lados dos modelos, com vento incidindo com ângulo de ataque normal. A partir disso, foi desenvolvido um modelo matemático, de base empírica, para determinar as respostas transversais geradas pelo vento.

Lazanha (2003, p.6) apresentou "um modelo numérico para a análise de estruturas planas sob excitação aleatória induzida pelo vento". Foi usada uma análise de Monte Carlo para a simulação de vibrações aleatórias, mais especificamente o processo do Vento Sintético. O modelo foi aplicado a três exemplos de estruturas metálicas e foi realizada uma análise plástica das mesmas. Conclui-se que a deformação plástica altera o modo como a estrutura vibra e que aquelas que possuem comportamento elasto-plástico apresentam mais sensibilidade à natureza aleatória da geração do carregamento proveniente do vento.

Miguel (2003) fez um estudo da resposta longitudinal e transversal de edifícios altos sob a ação dinâmica do vento pelos métodos teórico e experimental. Este consistiu em ensaios em túnel de vento, com um modelo aeroelástico de dois graus fundamentais de liberdade. Os resultados foram comparados com os métodos da NBR 6123/1988 e da norma canadense NBCC – 1985. Assim, foi possível notar que embora resultados experimentais sejam mais precisos, os valores teóricos para a resposta longitudinal são próximos da modelagem em túnel de vento. Contudo, quanto a resposta transversal as discrepâncias foram grandes, revelando uma ineficiência do modelo teórico proposto na norma canadense.

Trein (2005) propôs um dispositivo aeroelástico (túnel de vento) para realizar ensaios de edifícios altos submetidos à ação dinâmica do vento. Os resultados dos ensaios foram comparados a outros estudos do mesmo protótipo, bem como aos procedimentos da NBR61223/88 e da NBCC/85 (do Canadá). Conclui-se a viabilidade dessa proposta de modelagem, além de um grau satisfatório de precisão para ensaios práticos.

Chávez (2006) analisou os deslocamentos, as acelerações e os esforços em um edifício alto sob ação do vento. Foram estudados dois métodos de cálculo. O primeiro é o da NBR6123/1988 (Cálculo Estático e Cálculo Dinâmico – Método Simplificado). O segundo é o método do Vento Sintético (baseado na técnica de Monte Carlo). Para este foram realizadas modelagens no programa ANSYS. Os resultados dos métodos foram comparados e observou-se que o Método do Vento Sintético é o mais viável, apesar de exigir maior trabalho computacional.

Vanin (2011) determinou a resposta de dois modelos de edifícios em túnel de vento, o CAARC Standard Tall Building e um edifício real (RCA). Foram avaliados os deslocamentos longitudinais e transversais à direção do vento e a torção, com o uso de uma balança dinâmica de três graus de liberdade. Os resultados foram comparados com métodos numéricos pertinentes: os métodos da NBR-6123 para resposta longitudinal e transversal, o modelo

matemático de Liang et al. (2002) para Cargas Dinâmicas Transversais ao Vento em Edifícios Altos Retangulares. Em geral, os resultados experimentais apresentaram boa concordância entre si e com os métodos analíticos, de modo que a balança dinâmica se mostrou uma ferramenta útil em ensaios de túnel de vento.

Cunha Jr (2012) realizou a análise dinâmica de um edifício de 47 pavimentos em Goiânia através do modelo discreto e considerando o vento através da NBR 6123/1988 e do Método do Vento Sintético. Foram comparados deslocamentos e esforços solicitantes para vários casos de incidência do vento. Conclui-se que os deslocamentos na fase permanente no modelo discreto são superiores ao do vento sintético, o que se inverte na fase transiente.

Vieira (2013) estudou a ação do vento sob a metodologia do Eurocode presente na NP EN 1991-1-4, 2009. Essa norma sugere, em edifícios cuja altura supere em duas vezes a largura, a divisão do edifício em três zonas ao longo da sua altura, a zona central é ainda subdividida em bandas. Contudo, a norma não esclarece o número de bandas nem suas alturas, o que foi objeto de estudo do autor. Concluiu-se que a subdivisão em bandas reduz a carga global devida ao vento. No entanto, isso só é significativo para zonas centrais com alturas superiores a 1/3 da largura do edifício, onde o autor sugere 4 bandas para se obter maior redução (75%). Por fim, foi observado que os resultados independem da forma do edifício.

Rios (2015) estudou a utilização de amortecedores fluidos, com o objetivo de reduzir a resposta dinâmica das estruturas submetidas a cargas de vento à níveis toleráveis de deslocamentos e acelerações. Foi aplicado o Método dos Ventos Sintéticos para definir o carregamento de vento. A estrutura foi analisada por meio do programa Robot Structural Analysis. Foram observados cinco modelos estruturais, com diferentes configurações de amortecedores, para encontrar sua melhor distribuição na estrutura. Assim, concluiu que a disposição de amortecedores na fachada leva a uma redução maior da resposta, no entanto para se adequar aos limites de serviço foi necessário o emprego de um número elevado de amortecedores.

Alves (2015) estudou o controle de vibrações para os casos de ação de vento e terremoto. Foram usados como dispositivos de controle o AMS (amortecedor de massa sintonizado) e o isolamento de base. Os resultados revelaram que o AMS é eficiente no controle da estrutura sob ação do vento, desde que os esforços tenham frequências próximas a do dispositivo. No caso de terremotos, apenas o isolamento da base é eficaz.

Churin, Pomelov e Poddaeva (2016) investigaram o impacto do vento em prédios de elevado grau de responsabilidade. De acordo com o GOST 27751-88 (norma russa), essas são construções cuja ruína podem levar a grandes consequências econômicas, sociais e ambientais, um exemplo é um complexo de produção química, que foi objeto de estudo dos autores. Foi utilizado o método de modelagem experimental em túnel de vento, de modo que foi possível determinar os coeficientes aerodinâmicos para o vento em ângulos de 0° a 360°, com passos de 22,5°. Os carregamentos máximos apareceram nos ângulos de 0° e 180°. Assim, observou-se que este é um método válido para determinar a ação do vento nessas estruturas nas quais as exigências de segurança contra o colapso são superiores.

Jupp e Khallaf (2016) desenvolveram um método de projeto baseado em performance de edifícios altos, o qual combina as necessidades arquitetônicas e urbanísticas, com foco no efeito da carga de vento na estrutura e no fluxo do vento em volta do prédio. Foram analisadas as normas de estruturas sujeitas ao vento e de ventilação urbana de várias regiões (Austrália, Canadá, Estados Unidos, Hong Kong, Nova Zelândia), observando-se uma desconexão entre elas. Desse modo, o método desenvolvido pelos autores uniu essas duas abordagens de modo a obter edificações mais eficientes, para tal fazendo uso de sistemas de simulação computacional em um processo iterativo que busca atender os critérios de performance tanto do comportamento estrutural quanto de fluxo de vento na vizinhança.

Tamura et al (2017) analisaram a performance aerodinâmica de edifícios muito altos, bem como o conforto de pedestres na região de vizinhança. Foram realizados ensaios em túneis de vento em modelos com diversas geometrias. Por conseguinte, foi possível determinar as formas mais eficientes em reduzir as cargas nas fachadas dos prédios, concluindo que em construções poligonais quanto maior o número de lados melhor é a performance da estrutura, inclusive para o conforto do pedestre, sendo que cinco lados parecem ser suficientes. Mudanças nos cantos (chanfros, afunilamento, forma helicoidal) também tornam a edificação mais eficiente do ponto de vista aerodinâmico. Por fim, com o aumento da altura do prédio cresce a aceleração no vento no nível dos pedestres.

1.3 JUSTIFICATIVA

Desde a metade do século XX, as construções apresentaram grandes mudanças. Houve um aumento no número de arranha-céus, ao mesmo tempo a evolução dos materiais permitiu que prédios altos fossem mais leves e flexíveis. Como Davenport (2002) afirma, a densidade dos

edifícios da década de 2000 se reduziu pela metade em relação aos da década de 1950. Em contrapartida, isso os torna mais vulneráveis a carregamentos dinâmicos como são as rajadas de vento. Isso em um momento em que se exige padrões mais elevados de conforto dos usuários, limitando-se as oscilações a que as construções podem estar sujeitas.

Logo, é preciso levar em consideração no projeto estrutural os efeitos do ar em movimento de uma forma suficientemente rigorosa, a ponto de que a estrutura seja segura. Além disso, um método mais preciso permite arquiteturas mais arrojadas, mantendo assim a curva evolutiva das edificações; ao passo que métodos mais simplificados podem implicar em estruturas robustas.

A metodologia estática apresentada na norma pertinente, NBR 6123/1988, é a mais usada pelos projetistas, seja por desconhecimento dos problemas que podem ser gerados pelo vento, seja por considerarem processos mais acurados demasiado complexos. Em linhas gerais, o método da norma consiste numa simplificação da situação real para um caso de carregamento horizontal estático. Ainda que seja de fácil execução, ele não é válido para estruturas muito flexíveis, com período fundamental superior a um segundo. Assim, deve-se ter maior atenção com a ação do vento quando da realização do projeto estrutural.

Por outro lado, o avanço tecnológico permitiu o surgimento de ferramentas computacionais cada vez mais avançadas de cálculo e análise estrutural, bem como evolução das técnicas experimentais em túneis de vento. Portanto, tornou-se viável o uso das mesmas na avaliação da ação do vento de maneira mais próxima do seu comportamento dinâmico, tal qual será feito neste trabalho.

1.4 OBJETIVOS

Este trabalho visa analisar o comportamento de edifícios altos sob ação do vento. Este carregamento não se comporta de maneira estática, ele varia no tempo e pode atuar na forma de rajadas. Desse modo, objetiva-se de maneira geral, estudar o efeito dinâmico de vento em edifícios através de uma modelagem discreta, com uso de um código computacional no programa de álgebra simbólica MAPLE, e tridimensional matricial via o uso do programa TQS 19, cuja licença foi disponibilizada pela UFG (Universidade Federal de Goiás). O vento é considerado como uma carga aleatória gerada como um vento sintético em ambos os modelos. Para efeito de comparação, também será calculado o carregamento de vento pelo método tradicional estático da NBR 6123/1988.

Espera-se comparar os resultados das duas modelagens (discreta e matricial com o uso do TQS 19), visando compreender os resultados e as diferenças entre os modelos. Para esse estudo será utilizado um edifício residencial de 46 pavimentos (com três subsolos), o qual será melhor caracterizado no capítulo 5. Em particular, busca-se:

- Estudar os modos de vibração de edifícios;
- A análise de deslocamentos, aceleração e forças internas em um edifício (usado como estudo de caso);
- A comparação dos resultados dos métodos usados;
- Estabelecer critérios para o uso dos métodos (discreto e matricial tridimensional).

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho tem a seguinte estrutura:

- Capítulo 1: neste capítulo é realizada uma introdução ao assunto do trabalho, bem como é apresentada uma revisão da literatura a respeito da ação de do vento em edifícios. Esta parte conta ainda com a justificativa e os objetivos deste trabalho.
- Capítulo 2: neste capítulo é feita uma descrição do comportamento do vento próximo a superfície terrestre, detalhando o seu escoamento frente as construções, que se configuram como obstáculos. Assim, são apresentados os efeitos do vento sobre os edifícios. Além disso, são descritos o método do Vento Sintético, usado neste trabalho, e os métodos da norma brasileira (NBR 6123/1988) para obtenção das forças devido ao vento em edificações.
- Capítulo 3: este capítulo contém a formulação matemática necessária para a construção dos modelos utilizados. É detalhada parte da teoria de análise dinâmica das estruturas e apresentado o modelo *shear building.* Por fim, tem-

se a formulação matemática do método de integração de Newmark, utilizado para obtenção das respostas do modelo.

- Capítulo 4: neste capítulo encontram-se os resultados obtidos. Primeiramente há uma descrição do edifício que é objeto de estudo. Em seguida são apresentados todos os resultados pertinentes de ambos os modelos, bem como é feita uma comparação entre eles.

- Capítulo 5: Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas com este trabalho.

2 AÇÕES DO VENTO EM EDIFÍCIOS

A ação do vento sobre uma estrutura é maior a medida que a altura da mesma aumenta. Logo, seu efeito é significativo em edifícios altos de múltiplos pavimentos. No entanto, o vento é um fenômeno natural instável, com variações aleatórias de velocidade em torno de um valor médio, as quais são conhecidas como rajadas, apresentando frequência e intensidade de curta duração e uma ocorrência sequencial (CHAVEZ, 2006). Isso dificulta seu estudo de uma forma de determinística, levando a um tratamento estatístico desse fenômeno.

De acordo com Trein (2005, p.13), "o vento é o resultado do movimento de rotação da Terra (forças de Coriólis) e das massas de ar em relação a sua superfície". A partir de uma determinada altitude, o escoamento do ar é laminar com uma velocidade proporcional ao gradiente de pressões atmosféricas local denominada.

Todavia, a região de interesse para as construções civis é próxima da superfície terrestre. Ainda segundo Trein (2005), nessa região o escoamento do ar é turbulento devido a sua interação com a rugosidade do terreno, o que leva ao surgimento de uma camada limite atmosférica. Dentro dessa camada o vento se caracteriza pela variação da velocidade média em função da altitude e pela geração das rajadas de vento. Estas características são de fundamental importância na determinação dos ventos mais fortes, os quais são considerados no projeto estrutural.

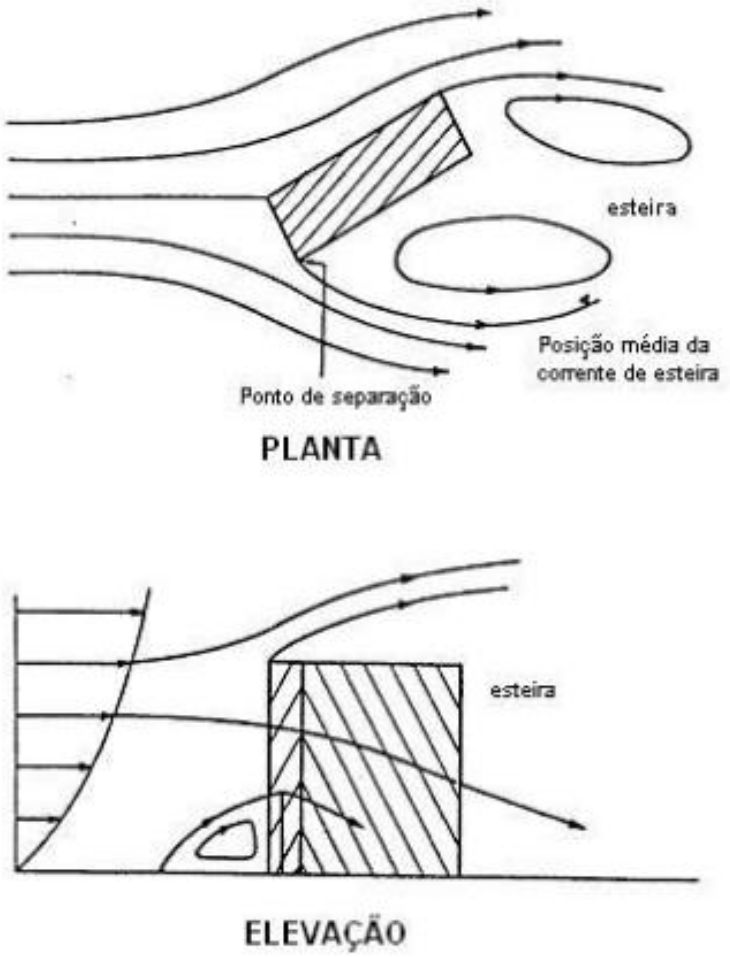
De uma maneira geral, as ações do vento são divididas em estáticas e dinâmicas. Essa é uma simplificação bem aceita para a determinação das cargas sobre a estrutura, as quais são obtidas a partir de coeficientes aerodinâmicos presentes nas normas. No entanto, como foi dito anteriormente, o vento é um fenômeno natural aleatório e essa divisão não é fiel à realidade. Assim como Blessmann (1989) afirma, as pressões exercidas sobre uma edificação podem variar tanto pelas flutuações de velocidade quanto por alterações nas linhas de corrente causadas pela edificação, assim as cargas devidas ao vento são sempre dinâmicas.

A seguir são detalhados alguns fatores que influenciam a comportamento estrutural frente ao vento, bem como alguns dos métodos de análise.

2.1 REGIMES DE ESCOAMENTO

A presença de um edifício constitui um obstáculo ao escoamento do ar. Assim, as linhas de corrente se separam ao redor da construção, num processo denominado de deslocamento. A barlavento do deslocamento são geradas pressões positivas, enquanto que a sotavento são geradas pressões negativas (Figura 2-1). A magnitude das primeiras depende da altura em relação ao solo, já as segundas são constantes ao longo da altura.

Figura 2-1 - Ação do vento em edificações (Fonte: Sparling[1], 1997, *apud* Trein, 2005)



Segundo Cook (1990[2] *apud* CARPEGGIANI, 2004), podem ser definidos três diferentes regimes de escoamento:

[1]SPARLING, B. F. **Structural Engineering Systems Design.** 1997. CE 461 – Wind Loads, p.38-46.

[2] COOK, N. J. **The designer's guide to Wind loading of building structures. Part 2: Static Structures.** Building Research Establishment. London, UK, 1990.

- de corpo isolado (Figura 2-2);
- deslizante (Figura 2-3);
- de interferência de esteira (Figura 2-4).

Figura 2-2 - Escoamento de corpo isolado (Fonte: Carpeggiani, 2004)

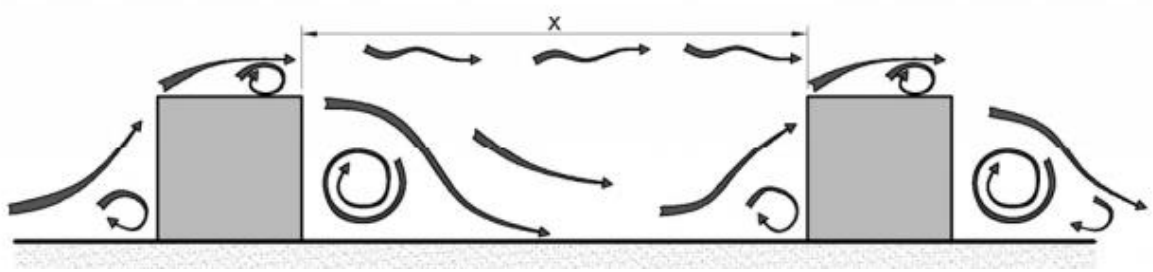


Figura 2-3 - Escoamento deslizante (Fonte: Carpeggiani, 2004)

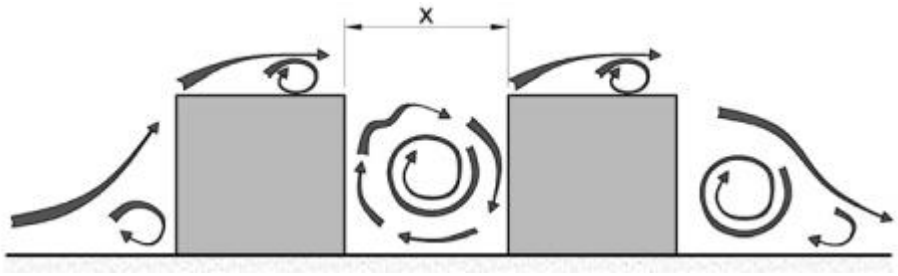
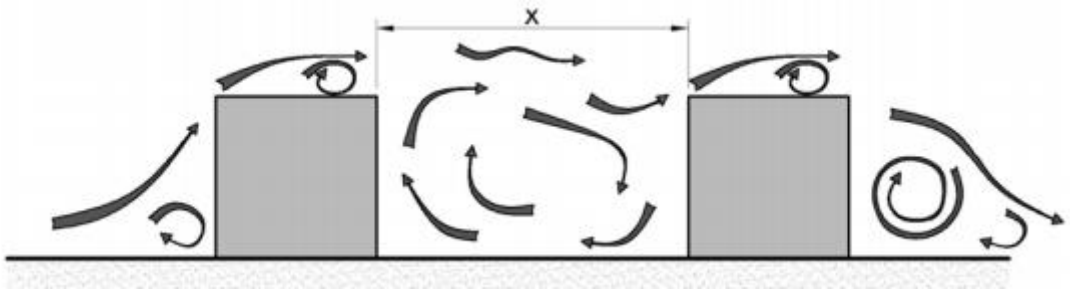


Figura 2-4 - Escoamento de interferência de esteira (Fonte: Carpeggiani, 2004)



No escoamento de corpo isolado (Figura 2-2), o vento atua de maneira independente em cada edifício, pois eles se encontram afastados por uma distância *x* que é "maior que a soma dos comprimentos de separação a barlavento e de recolamento a sotavento" (CARPEGGIANI, 2004, p.7), ou seja, o escoamento ocorre como se a edificação estivesse isolada, havendo a formação completa da esteira: com pressões positivas a barlavento e negativas a sotavento.

Já no escoamento deslizante (Figura 2-3), a proximidade entre os edifícios leva à criação de uma vórtice estável entre eles, assim o vento escoa pelo topo como se estivesse diante um único

obstáculo. Logo, como Carpeggiani (2004) afirma há um efeito de proteção que diminui a pressões do vento em uma das faces.

Por fim, o escoamento de interferência de esteira (Figura 2-4) é um estado intermediário em que a distância entre os edifícios é pequena demais para a formação completa da esteira e grande demais para que o vórtice se estabilize entre eles (CARPEGGIANI, 2004).

Os carregamentos gerados pelas pressões aerodinâmicas flutuam constantemente, uma vez que o vento atua em forma de rajadas. Em geral, e por determinação da NBR 6123/1988, o vento é avaliado atuando perpendicular a face da construção, já que este é o caso de resposta máxima em edifícios de base quadrada (REINHOLD, 1979[3] *apud* FONTES, 2003). A resposta do edifício ocorre tanto na direção longitudinal da incidência do vento quanto na direção transversal. Ela é composta das respostas dinâmica e estática, sendo que a primeira leva em consideração atuação das rajadas de vento. Para estruturas esbeltas e altas, a resposta dinâmica é preponderante, enquanto que em estruturas baixas e rígidas o deslocamento estático é o determinante.

2.2 INFLUÊNCIA DAS PROPORÇÕES

A forma do edifício influencia o escoamento do fluido que passa por ele. Em sua grande maioria, eles apresentam uma geometria paralelepipédica. Entretanto, tais edificações podem ser classificadas em: alteadas, alargadas ou profundas de acordo com sua dimensão mais significativa. Nas primeiras, a altura é a dimensão principal, nesse caso Blessmann (1990) verificou que há grandes esforços sobre a edificação, devido à grande agitação na zona da esteira, com considerável perda de energia. Edifícios alargados são aqueles em que a largura é mais significativa, Blessmann (1990) observou que nesses casos quando a construção é feita próxima ao terreno, este dificulta a formação de turbilhões nos lados do plano médio, mas se houver uma distância considerável do terreno, o comportamento se torna similar ao das edificações alteadas. Por fim, há os edifícios que tem a profundidade como dimensão mais significativa, neles Blessmann (1990) conclui que há um comportamento semelhante ao de edificações alteadas, porém com uma maior influência do fluxo que passa pelo topo, o que

[3] REINHOLD, T. A. Mean and Fluctuating Forces and Torques on Tall Building Model of Square Cross-Section on a Single Model, in the Wake of a Similar Model, and in the Wake of a retangular Model. **Report VPI-E-79-11**, Departament of Engineering Science and Mechanics, Virginia Plytechnic Institute, Blacksubrg, VA, March, 1979.

diminui a agitação na zona da esteira. Além disso, com o aumento da profundidade torna-se mais provável o recolamento do fluxo gerando diminuição das pressões negativas à sotavento.

2.3 EFEITOS DE VIZINHANÇA

A presença de edificações próximas pode influenciar diretamente na construção na ação do vento sobre uma estrutura, alterando sucções, forças e momentos. Esses efeitos, apesar de mensuráveis, são específicos de cada situação. Assim, normas propõem em geral coeficientes aerodinâmicos que se referem a edificações isoladas (CARPEGGIANI, 2004).

Os principais efeitos de vizinhança são: efeito Venturi, deflexão do vento na direção vertical e turbulência da esteira. Todos esses são descritos no anexo G da NBR 6123/1988 (e detalhados a seguir), a qual admite que há situações em que esses efeitos precisam ser levados em consideração, sem, contudo, especificar tais situações.

2.3.1 Efeito Venturi

As edificações vizinhas podem se tornar obstáculos que causam um “afunilamento” do vento, o que acelera seu fluxo. Tal efeito é mais relevante para edifícios muito próximos. A NBR 6123/1988 afirma que nesses casos os coeficientes de pressão negativa (sucção) podem ter módulo superior a 2,0.

2.3.2 Deflexão do vento na direção vertical

Edificações mais baixas podem ter suas cargas de vento aumentadas devido a presença de construções altas, as quais defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada. Segundo a NBR 6123/1988, nesses casos os coeficientes de forma podem atingir valores entre -1,5 e -2,0.

2.3.3 Interferência da esteira

Um edifício a sotavento pode sofrer alterações significativas de pressão e efeitos dinâmicos, devido a turbulência gerada na esteira de um edifício a barlavento. Isso se dá principalmente em construções com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves.

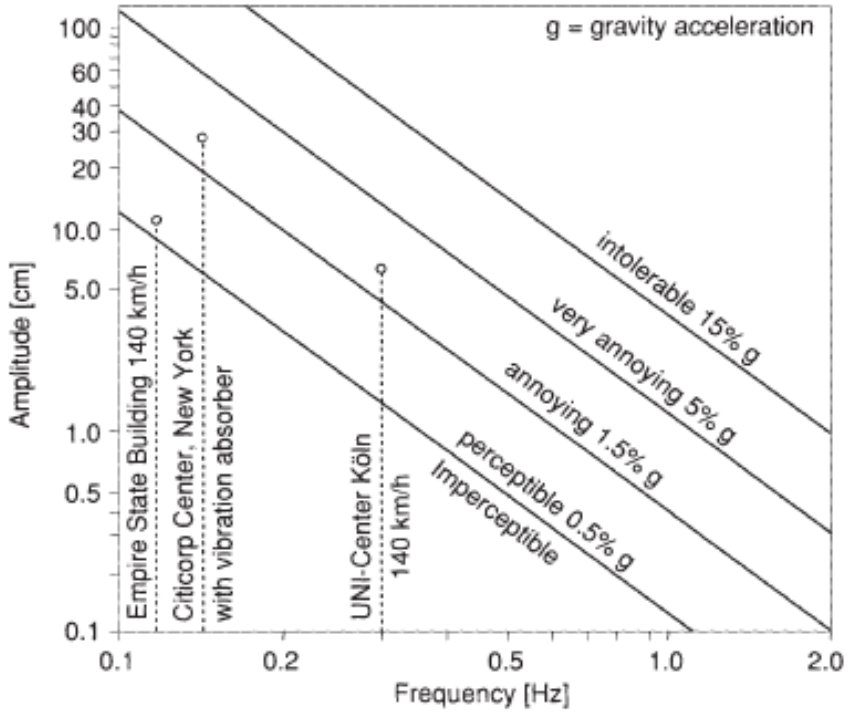
2.4 CONFORTO DO USUÁRIO

O vento também influencia não só na segurança estrutural, mas também nas condições de uso de uma edificação. Em especial a avaliação das acelerações geradas por rajadas de vento permite inferir o nível de conforto do usuário, que pode ir desde a acelerações imperceptíveis podendo chegar a valores que causam enjoos e tonturas em quem ocupa a construção.

A norma brasileira, NBR 6123/1988, traz apenas um limite de 0,1 m/s² para a aceleração da estrutura, válido para qualquer tipo de situação e de edifício, considerando admissível que se supere esse valor em média uma vez a cada dez anos. Entretanto, há classificações mais elaborados, que apresentam níveis de conforto. Uma largamente utilizada, inclusive usada como referencial no software TQS, é a presente em Bachmann et al. (1995).

A Figura 2-5 traz essa classificação, onde os limites entre os níveis de percepção são dados em função da aceleração da gravidade. O gráfico traz inclusive o ponto em que se situam alguns edíficios altos mundialmente conhecidos, como o Empire State Building. Assim, de uma maneira geral, tais acelações são função das características do vento no local e da geometria do edifício.

Figura 2-5 - Percepção humana da vibração do edifício devido ao vento (Fonte: Bachmann et al, 1995)



2.5 TORÇÃO

A torção pode ocorrer tanto devido a assimetria na distribuição das pressões quanto a assimetrias geométricas da estrutura. Além disso, como Fontes (2003) afirma, ensaios de túnel de vento têm revelado que mesmo edifícios com eixo de simetria torcional e geométrico coincidentes podem sofrer esforços significativos de torção. Isso pode se dar devido a um vento oblíquo a uma face do prédio ou, ainda que o vento incida perpendicularmente a uma face pode haver assimetria das pressões simplesmente resultado da turbulência.

A NBR 6123/1988 exige a avaliação do vento incidindo apenas perpendicularmente as faces de um edifício paralelepipédico, assim são obtidas forças horizontais sobre a construção. Para a determinação dos efeitos de torção, a norma sugere valores de excentricidade em relação ao eixo vertical geométrico, as quais devem ser multiplicadas pelas forças horizontais para a obtenção dos momentos torçores. Tais excentricidades são definidas nas eq. 2.1 a 2.4:

- Edificações sem efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0{,}075a \tag{2.1}$$

$$e_b = 0{,}075b \tag{2.2}$$

- Edificações com efeitos de vizinhança

$$e_a = 0{,}15a \tag{2.3}$$

$$e_b = 0{,}15b \tag{2.4}$$

Sendo:

- e_a é a excentricidade no lado maior
- e_b é a excentricidade no lado menor
- a é o comprimento do lado maior
- b é o comprimento do lado menor

2.6 MÉTODOS DE ANÁLISE

No Brasil, a NBR 6123/1988 é a norma que orienta como deve ser avaliado o efeito do vento nas edificações. Ela apresenta um método para o cálculo da força estática devido ao vento. Para as estruturas rígidas, tal método é eficaz. No entanto, há casos (estruturas com período fundamental igual ou superior a 1 s) em que é preciso determinar os efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica, para isso a norma apresenta dois métodos: simplificado e discreto.

Além desses, há o método do Vento Sintético, proposto por Franco (1993) e bastante utilizado quando se objetiva avaliar a resposta dinâmica de um edifício sob ação do vento. Este método é objeto de estudo do presente trabalho, sendo aplicado no edifício multipavimentos analisado, tanto para na análise discreta em duas dimensões feita no Maple, quanto para a análise tridimensional feita no TQS 19.

2.6.1 Método da NBR 6123/88

A norma brasileira de forças devido ao vento (NBR 6123/1988, p.5) define a velocidade básica do vento V_0 como "a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano." Este é um dos principais parâmetros utilizados para a determinação das forças devidas ao vento. O mapa de isopletas (Figura 2-6) mostra a velocidade básica do vento (V_0) para diversas localidades do Brasil. É interessante notar que as velocidades mais altas ocorrem no sul do país. Na região central do país, onde encontra-se Goiânia a velocidade do vento é da ordem de 34 m/s.

A velocidade característica do vento, V_k, é então:

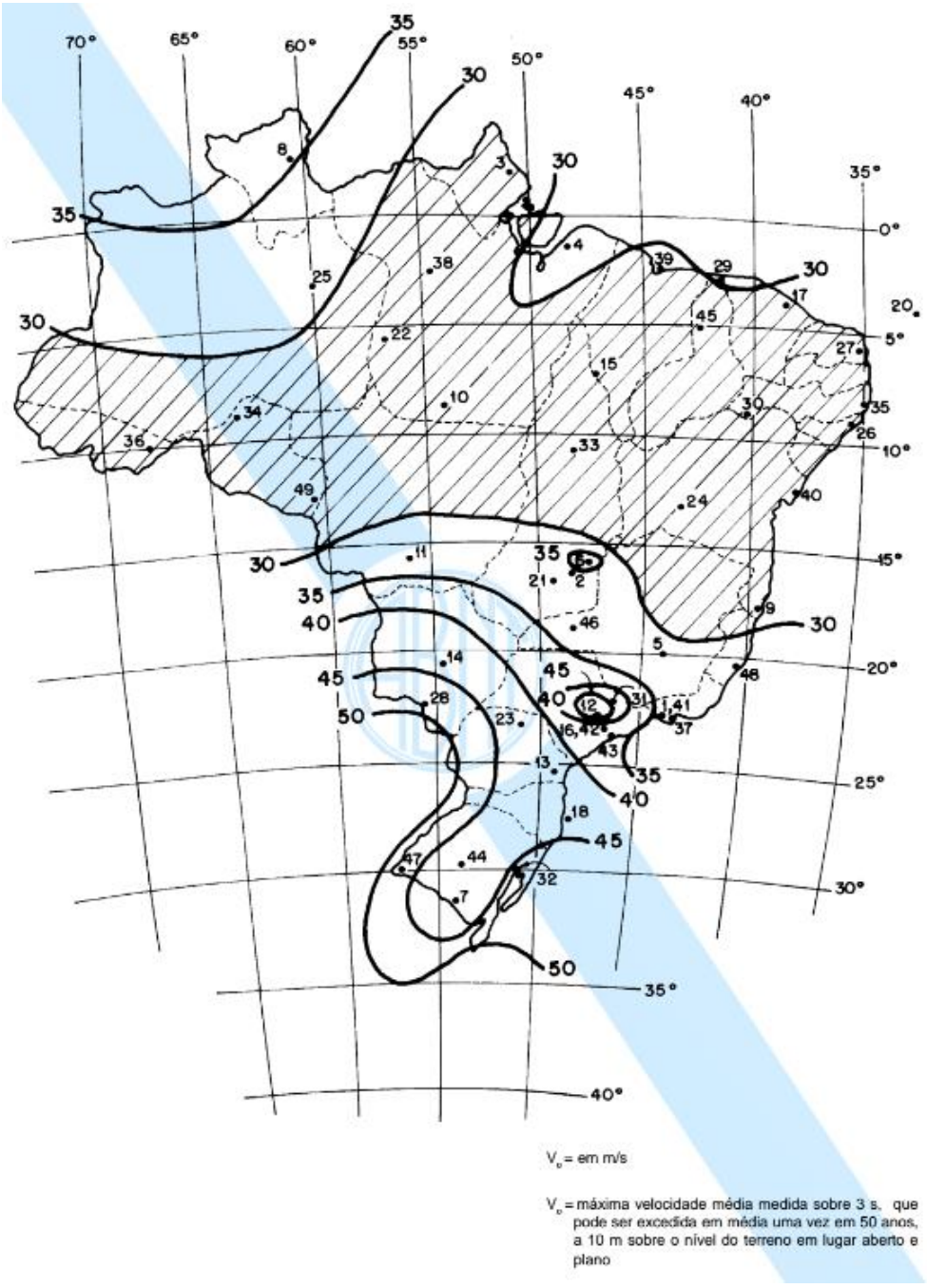
$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \tag{2.5}$$

Onde:

- V_k é a velocidade característica do vento;
- V_0 é a velocidade básica do vento;
- S_1 é o fator topográfico;
- S_3 é o fator estatístico;

- S_2 é o fator que considera o efeito combinado de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e variação de velocidade do vento com a altura.

Figura 2-6 - Isopletas da velocidade básica (m/s) (Fonte: NBR 6123/1998)



O fator topográfico S_1, que é um dos fatores que determina a velocidade característica do vento, se refere as variações do terreno. Para casos que exijam maior precisão são necessários ensaios em túneis de vento. Nas demais situações ele é dado por:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1{,}0$;

- Taludes e morros, em que admite-se um fluxo de ar bidimensional com o sentido apresentado na Figura 2-7.

    - No ponto A em morros e nos pontos A e C em taludes: $S_1 = 1{,}0$;

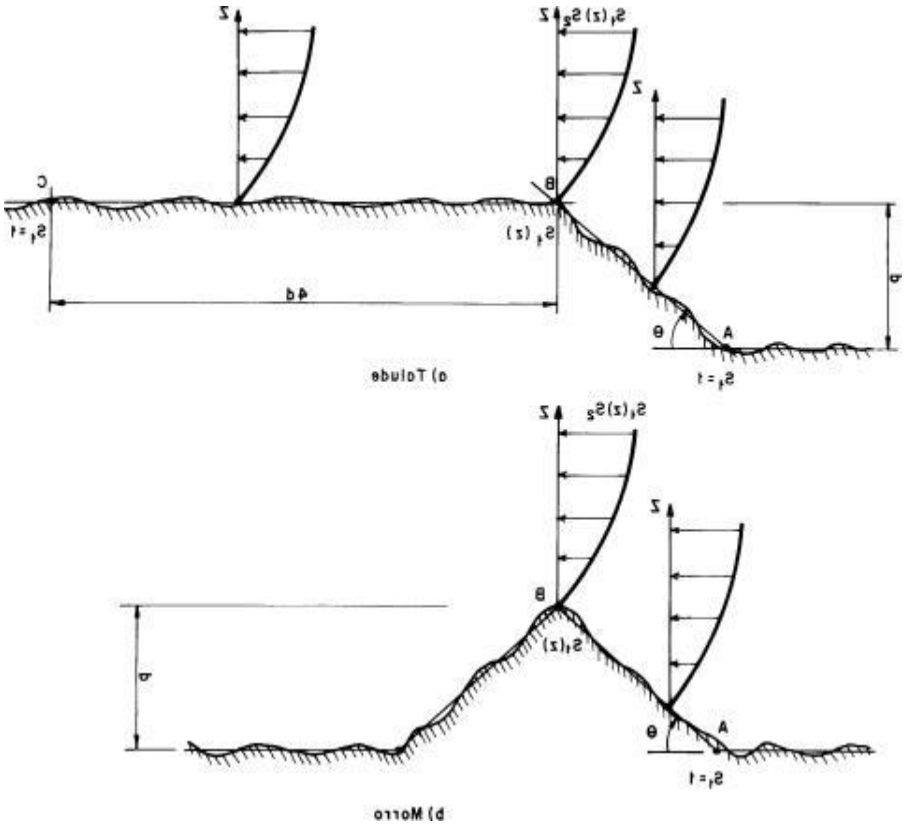
    - No ponto B, em função da cota z:

$$\theta \le 3° \rightarrow S_1(z) = 1{,}0$$
$$6° \le \theta \le 17° \rightarrow S_1(z) = 1 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right)\mathrm{tg}(\theta - 3°) \ge 1 \qquad (2.6)$$
$$\theta \ge 45° \rightarrow S_1(z) = 1 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right)0{,}31 \ge 1$$

Sendo que:

- *z* é a altura em relação à superfície;
- d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;
- θ é a inclinação média do talude ou morro.

Figura 2-7- Fator topográfico(Fonte: NBR 6123/1998)



- Vales profundos, protegidos do vento: $S_1 = 0{,}9$.

O coeficiente S_2 é o responsável por incorporar os efeitos das rajadas, permitindo a aplicação de um método puramente estático, desde que o período fundamental da estrutura não supere 1 s. Este coeficiente depende de três características: da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da variação de velocidade do vento com a altura. Quanto à rugosidade há uma divisão em cinco categorias, em ordem crescente desse fator. Já quanto as dimensões da edificação, há uma divisão em três classes de acordo com a maior dimensão (horizontal ou vertical): classe A até 20 m; classe B de 20 m a 50 m; e classe C com a maior dimensão superior a 50 m. A Figura 2-8 dá o valor de S_2 para cada categoria dentro de suas respectivas classes, em função da altura.

Figura 2-8 - Fator S_2 (Fonte: NBR 6123/1998)

Tabela 2 - Fator S_2

z (m)	Categoria I			Categoria II			Categoria III			Categoria IV			Categoria V		
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe A	Classe B	Classe C	Classe A	Classe B	Classe C	Classe A	Classe B	Classe C	Classe A	Classe B	Classe C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Por fim, o fator estatístico S_3 se relaciona ao grau de segurança exigida na edificação. Ele é determinado de acordo com a Figura 2-9.

Figura 2-9 - Fator estatístico (Fonte: NBR 6123/1998)

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

A pressão que o vento exerce sobre uma estrutura depende de sua velocidade característica. Assim, a NBR 6123/1988 define a pressão dinâmica (q) como:

$$q = 0{,}613 V_k^{\,2} \tag{2.7}$$

A força estática sobre uma face da edificação é dada pela diferença entre as pressões internas e externas. Assim, a força global no edifício é a soma vetorial das forças do vento, sendo que uma componente qualquer (F) é dada por:

$$F = C_r q A \tag{2.8}$$

Onde:

- C_r é o coeficiente de força, o qual depende da forma do edifício do ângulo de incidência do vento e é descrito na norma para cada caso;
- A é a área de referência.

2.6.2 Método Simplificado da NBR 6123/1988

Como forma de determinar com mais precisão os efeitos dinâmicos devido a turbulência atmosférica, a NBR 6123/1988 apresenta em seu item 9 métodos para avaliar os efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica. O primeiro deles é o método simplificado, válido

apenas para estruturas apoiadas exclusivamente na base e com altura inferior a 150 m. Nele, apenas a resposta dinâmica do modo fundamental é calculada, e a resposta dinâmica total é igual a superposição das respostas média e flutuante.

Nesse método é preciso determinar a velocidade de projeto ($\overline{V}_p$), que é obtida por:

$$\overline{V}_p = 0{,}69 V_0 S_1 S_3 \tag{2.9}$$

A pressão dinâmica, a partir da qual são obtidas as forças, é função da altura e é expressa por:

$$q(z) = \overline{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^{p} \left(\frac{z}{h} \right)^{\gamma} \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \tag{2.10}$$

$$\overline{q}_0 = 0{,}613 \overline{V}_p^{\,2} \tag{2.11}$$

Onde:

- $\overline{q}_0$ é a pressão básica em N/m^2
- $\overline{V}_p$ é a velocidade de projeto em m/s ;
- *z* é a altitude do ponto de interesse;
- z_r é a altitude de referência 10 metros;
- γ é o expoente da lei potencial de expressão do modo de vibração;
- ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica, obtido a partir de gráficos da NBR6123/1988, dado em função de função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ζ e da frequência *f*.
- b e p são funções da categoria do terreno, eles são dados pela norma (NBR6123/88), de acordo com a Tabela 2-1

Tabela 2-1 - Expoente p e parâmetro b (Fonte: NBR 6123/1998)

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

A primeira parcela dentro dos colchetes da Equação 2.10 é a resposta média, enquanto o segundo é amplitude máxima da resposta flutuante. A força sobre a estrutura é o produto da pressão dinâmica, coeficiente de arrasto e dimensão da edificação (largura, para seções retangulares, ou diâmetro, para seções circulares).

2.6.3 Método discreto da NBR 6123/1988

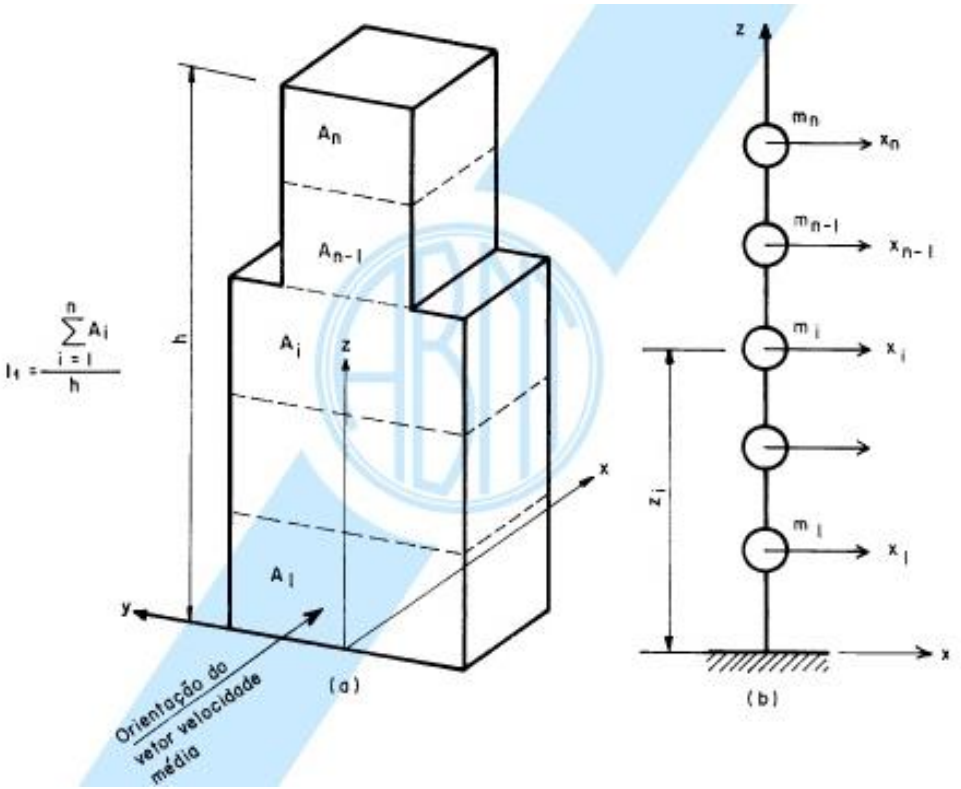
O modelo discreto é válido para um caso mais geral em que as propriedades do edifício variam com a altura, como mostra a Figura 2-10. Ele se utiliza da mesma definição de velocidade de projeto ($\overline{V}_p$) presente no método simplificado. A força total é dada pela soma da força média ($\overline{X}_i$) com a flutuante ($\hat{X}_i$), assim a resposta é dada pela combinação das respostas média e flutuante, assim como no método simplificado. Sendo *i* a coordenada em que ocorre o deslocamento, para cada um dos modos de vibração *j*, a força média $\overline{X}_i$ é calculada por:

$$\overline{X}_i = q_0 \, b^2 \, C_{ai} \, A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \tag{2.12}$$

Em que:

- b e p são funções da categoria do terreno, eles são dados pela norma (NBR 6123/88), de acordo com a Tabela 2-1;
- z_i é a altitude do ponto, para a coordenada i;
- z_r é a altitude de referência 10 metros;
- C_{ai} é o coeficiente de arrasto da coordenada *i;*
- A_i é a área de atuação do vento na edificação de coordenada i.

Figura 2-10 - Modelo discreto (Fonte: NBR 6123/88)



A componente flutuante é dada por:

$$\hat{X}_i = F_H \, \psi_i \, x_i \tag{2.13}$$

Onde:

- F_H é a força referente à parcela flutuante;
- x_i é o deslocamento correspondente a coordenada i;
- ψ_i é a razão entre a massa discreta (m_i) e a massa arbitrária de referência (m_0).

Sendo que a força F_H é:

$$F_H = \bar{q}_0 \, b^2 \, A_0 \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} \beta_i \, x_i}{\sum_{i=1}^{N} \Psi_i \, x_i^2} \right) \zeta \tag{2.14}$$

Onde:

- A_0 é a área arbitrária de referência, que é tomada como o somatório das áreas A_i;
- N é o número de coordenadas;
- ζ é o coeficiente de amplificação dinâmica, obtido através de ábacos da NBR 6123/1988.

O valor β_i é calculado como:

$$\beta_i = C_{ai}\left(\frac{A_i}{A_0}\right)\left(\frac{z_i}{z_r}\right)^p \tag{2.15}$$

Esse modelo permite a combinação das contribuições de cada modo. A norma recomenda que isso seja feito através do critério da raiz quadrada da soma dos quadrados.

2.6.4 Método do vento sintético

O método do vento sintético possibilita a determinação da resposta dinâmica de um edifício sob ação do vento, ao longo do tempo. Ele foi desenvolvido por Franco (1993), baseado na técnica de Monte Carlo. No entanto, para a elaboração do código no Maple usado neste trabalho, foi usado a interpretação de Carril Jr (2000), a qual tem pequenas modificações.

Assim como no modelo discreto da NBR 6123/1988, a ação do vento é dividida aqui em parcela média e flutuante. A primeira corresponde a parcela estática da resposta e depende da velocidade média do vento. Já a segunda é obtida a partir da soma de um número finito de funções harmônicas. Franco (1993) propôs um mínimo de 11 harmônicos para aplicação do método, com frequências dentro de um determinado espectro, em geral o de Davenport, contendo a frequência fundamental da estrutura. Para aproximar o método do comportamento aleatório da rajada de vento, as funções harmônicas possuem ângulos de fase aleatórios. A partir disso, a resposta flutuante é obtida pelo tratamento estatístico das respostas de várias séries (pelo menos 20 séries), cada uma composta de *n* harmônicos com seus respectivos ângulos de fase.

Originalmente, Franco (1993) propôs uma diferenciação entre vento médio e rajada. O primeiro é medido em intervalos de tempo de 10 minutos a 1 hora, sendo que a partir dele foi definida a

velocidade média do vento com duração de 10 minutos e, consequentemente, a pressão média associada a essa velocidade. Já o segundo, ocorre em um curto intervalo de tempo (de 2 a 5 segundos), e partir dele definiu-se a velocidade de pico, com duração de 3 s, bem como a pressão de pico. Assim, Franco (1993) determinou uma relação entre pressão média e pressão de pico, concluindo que 48% do carregamento fosse constante, como mostra a Equação 2.16:

$$\frac{p_{600}}{p_3} = \left(\frac{V_{600}}{V_3}\right)^2 = 0{,}69^2 = 0{,}48 \tag{2.16}$$

Sendo:

- p_{600} é a pressão média do vento baseada na velocidade média do vento V_{600};
- p_3 é a pressão máxima da rajada;
- V_{600} é a velocidade média do vento, medida no intervalo de tempo de 600 segundos;
- V_3 é a velocidade da rajada a uma altitude de 10 metros no intervalo de 3 segundos.

Carril Jr (2000) propôs uma pequena modificação na Equação 2.16. Ele determinou que as velocidades média (V_{600}) e da rajada (V_3) do vento fossem determinadas de acordo com a NBR 6123/1988 em função da altura dos pavimentos da edificação e em função da categoria do terreno.

$$V_{600}(z) = 0{,}69\ b\ V_0 \left(\frac{z}{10}\right)^p \tag{2.17}$$

$$V_3(z) = b\ V_0 \left(\frac{z}{10}\right)^p \tag{2.18}$$

Sendo que:

- b e p são parâmetros presentes na Tabela 2-1;
- z é a altura de cálculo das velocidades;
- V_0 é a velocidade básica do vento.

A partir das velocidades média e da rajada são definidas a pressão de pico (q_p) e a pressão média do vento ($\overline{p}$):

$$q_p = 0{,}613 V_3^{\,2} \tag{2.19}$$

$$\overline{p} = 0{,}613 V_{600}^{\,2} \tag{2.20}$$

A pressão flutuante é a diferença entre as pressões de pico e a média:

$$p' = q_p - \overline{p} \tag{2.21}$$

Para definir a parcela flutuante é preciso dividi-la em *n* harmônicos (com $n \geq 11$) a partir da escolha de um espectro adequado. Para a solução deste método utiliza-se o espectro da Norma Canadense, que é o de Davenport modificado, que contém a faixa de frequência de 0,0017 Hz até 25 Hz (0,4 s até 600s). De acordo com Carril Jr (2000), é necessário que o espectro, definido na Equação 2.22, contenha o modo fundamental do sistema.

$$\frac{f_r S(f_r)}{\sigma^2} = 4 \frac{X_1^{\,2}}{\left(1 + X_1^{\,2}\right)^{4/3}} \tag{2.22}$$

$$X_1 = \frac{1220 f_r}{\overline{V}_{10}} \tag{2.23}$$

Onde:

- f_r é a frequência das rajadas;
- $\overline{V}_{10} = 0{,}69\, V_0$ é a velocidade média do vento medida no intervalo de 10 minutos;
- σ é a velocidade de cisalhamento do vento, devido a mudança rápida de velocidade ou direção do vento num espaço de tempo reduzido.

A componente flutuante é então composta de *n* funções harmônicas, com períodos que contenham pelo menos o modo fundamental, onde os ângulos de fase são gerados aleatoriamente. Ela é expressa por:

$$p'(t) \cong \sum_{k_h=1}^{n} C_{k_h} \cos\left(\frac{2\pi}{T_R\, r_{k_h}} t - \theta_{k_h} \right) \tag{2.24}$$

$$C_{k_h} = \sqrt{2 \int_{f_{pk}}^{f_{ak}} S_p(f_r)\, df_r} \tag{2.25}$$

$$r_{k_h} = 2^{k_h - R} \tag{2.26}$$

Onde:

- $p'(t)$ é a pressão flutuante do vento;
- n e k_h são o número de funções harmônicas e o número do harmônico em estudo, respectivamente;
- T_R é o período relacionado ao harmônico ressonante;
- r_{k_h} é a razão entre o período do harmônico k_h e o período do harmônico ressonante;
- θ_k é o ângulo fase do harmônico k_h;
- $S_p(f_r)$ é o espectro de potência do vento, definido por:

$$S_p(f_r) = \frac{4\, X_1^{\,2}}{\left(1 + X_1^{\,2}\right)^{4/3}} \tag{2.27}$$

Segundo Cunha Jr (2012), os coeficientes f_{a_k} e f_{p_k}, do intervalo de integração, podem ser determinados por:

$$f_{a_k} = \frac{r}{2^{(k_h - 0{,}5 - R)}} \tag{2.28}$$

$$f_{p_k} = \frac{r}{2^{(k_h + 0{,}5 - R)}} \tag{2.29}$$

Sendo:

- *R* o número do harmônico ressonante;
- *r* a frequência do harmônico ressonante.

Para cada harmônico, as frequências são múltiplas da frequência fundamental por um fator de 2. Logo, as frequências e períodos de cada harmônico podem ser expressos por:

$$f_{k_h} = \frac{r}{2^{(k_h - R)}} \tag{2.30}$$

$$T_{k_h} = \frac{1}{f_{k_h}} \tag{2.31}$$

A amplitude de cada um dos harmônicos é determinada a partir dos coeficientes C_{k_h}. Estes são obtidos através da integração do espectro de potência nos intervalos de frequência dos harmônicos m, o que resulta em:

$$p'_{k_h} = \frac{C_{k_h}}{\sum_{k_h=1}^{n} C_{k_h}} p' = c_{k_h}\ p' \tag{2.32}$$

Franco (1993) considera que o valor da amplitude da componente ressonante, assim obtida é elevado e precisa ser corrigido. Ele propôs o acréscimo de um valor de 25% de c_r aos coeficientes anteriores e posteriores ao harmônico ressonante, de modo que a soma das amplitudes das funções seja um valor unitário. Assim:

$$cc_r = \frac{c_r}{2} \tag{2.33}$$

$$cc_{r+1} = c_{r+1} + \frac{c_r}{4} \tag{2.34}$$

$$cc_{r-1} = c_{r-1} + \frac{c_r}{4} \tag{2.35}$$

Logo, as forças atuantes na estrutura são obtidas de maneira semelhante aos métodos anteriores, multiplicando-se o coeficiente de arrasto e a área de interesse pelas pressões anteriormente definidas. Logo, a força estática é função da pressão média e a força dinâmica é função da pressão flutuante:

$$F_e = C_a \; A \, \bar{p} \tag{2.36}$$

$$F_d = \sum_{k=1}^{n} C_a \; A_k \; p' c_k \cos(2\pi \; f_k - \theta_k) \tag{2.37}$$

Onde:

- F_e e F_d são a força estática e a força dinâmica, respectivamente;
- C_a é o coeficiente de arrasto;
- *n* é o número de funções harmônicas;
- A_k é área na projeção vertical em análise.

Uma vez obtidas as forças, é possível aplica-las no modelo do edifício. No entanto, a parcela flutuante da resposta só é obtida após uma análise estatística. Os ângulos de fase θ_k são obtidos aleatoriamente, assim é preciso gerar várias séries de carregamento com diferentes ângulos de fase. Franco (1993) determina que sejam feitas 20 séries com diferentes ângulos de fase, cada uma gerando seus respectivos deslocamentos. Uma análise estatística de distribuição normal ou de Gumbel é então aplicada aos resultados para se obter a resposta característica, a qual existe uma probabilidade de 5% em ser superada. A série cujo deslocamento mais se aproxima do valor característico é a série característica e seu deslocamento é o resultado final do deslocamento flutuante. Tal raciocínio também é válido para obtenção de outras grandezas como forças cortantes ou acelerações.

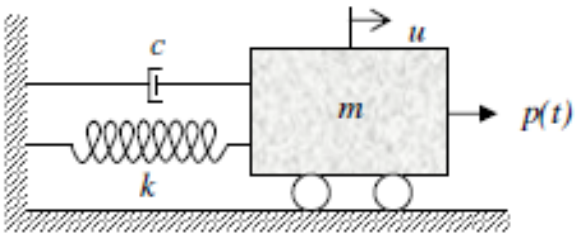
3 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

A análise de estruturas em movimento requer formulação matemática específica. Tais estruturas podem estar sujeitas a forças que variam ao longo do tempo, como é o vento, (caso de vibração forçada) ou não (caso de vibração livre). A seção a seguir apresenta o modelo matemático capaz de fornecer as respostas adequadas do comportamento estrutural.

3.1 SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE

Sistemas com um grau de liberdade (1gdl) são capazes de representar satisfatoriamente muitos problemas físicos reais. Além disso, o entendimento de sua solução é o primeiro passo para se compreender sistemas com n graus de liberdade (ngdl). A Figura 3-1 representa esse modelo:

Figura 3-1 - Sistema 1GDL com amortecimento (Fonte: Chavez, 2006)



Toda a massa *m* é concentrada em um corpo rígido, a rigidez é dada por *k* e o amortecimento por *c*, de modo que a Equação 3.1 é capaz de descrever o sistema:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \tag{3.1}$$

Onde:

- *m* é a massa do corpo;
- *c* é o coeficiente de amortecimento;
- *k* é a constante de rigidez;
- *u* é deslocamento;
- *p(t)* é a força ao longo do tempo;
- *t* é o tempo.

A solução desse tipo de equação é conhecida e corresponde a soma das soluções complementar (que corresponde ao caso de vibração livre, em que p(t)=0) e particular. De forma geral, a solução tem a forma expressa na Equação 3.2:

$$u = Ae^{-\zeta\omega_n t}\cos(\omega_d t - \alpha) \tag{3.2}$$

Sendo:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{3.3}$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} \tag{3.4}$$

$$\omega_d = \omega_n\sqrt{1-\xi^2} \tag{3.5}$$

Em que:

- *A* é a amplitude;
- ξ é o fator de amortecimento;
- ω_n é a frequência natural;
- ω_d é a frequência natural amortecida;
- α é o ângulo de fase.

Vale notar que essa solução pode ser simplificada. Por exemplo, para um caso sem amortecimento, o fator de amortecimento é zero e a frequência natural amortecida é igual a frequência natural.

3.2 SISTEMAS NGDL – SHEAR BUILDING

A modelagem de um edifício de vários pavimentos pode ser dada por um sistema de múltiplos graus de liberdade (ngdl), uma vez que há múltiplas possibilidades de movimento. Na verdade, estruturas são sistemas contínuos com infinitos graus de liberdade. No entanto, a modelagem discreta é um método válido que requer pouco esforço computacional quando comparado a modelos contínuos. Para estruturas com propriedades materiais e geométricas uniformes, pode ser usado o modelo de *shear building*, no qual considera-se que cada pavimento se desloca sem sofrer rotação. Segundo Paz (2004), tal modelagem assume que:

- Toda a massa de um pavimento se concentra na altura de sua laje;
- As lajes são infinitamente mais rígidas que os pilares;
- As forças normais nos pilares não causam deformação da estrutura.

A Figura 3-2 a seguir exemplifica o caso de dois graus de liberdade. A rigidez de cada andar é dada pela soma das rigidezes dos pilares. Esse sistema é descrito pela Equação matricial 3.6, e a partir do diagrama de corpo livre é possível determinar as matrizes e vetores.

Figura 3-2 - Esquema do modelo shear building (Fonte: Autor)

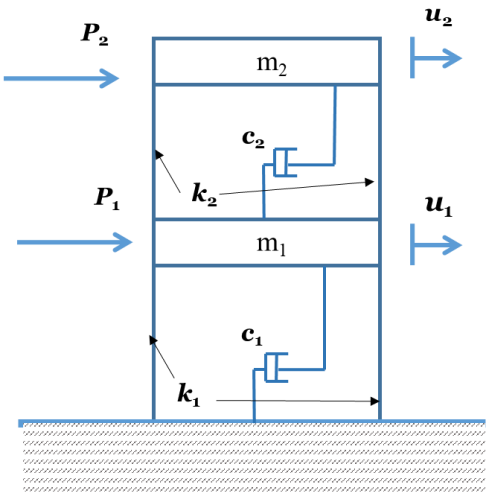
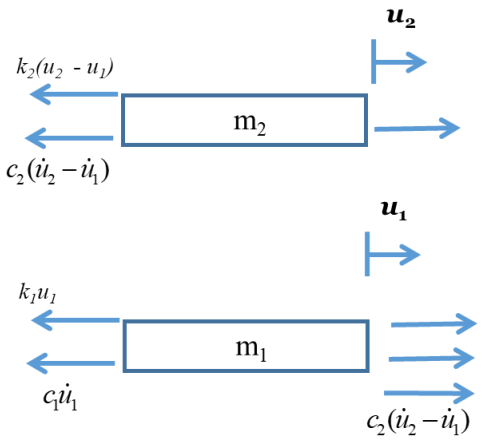


Figura 3-3 - Diagrama de corpo livre (Fonte: Autor)



Assim, temos:

$$\mathbf{M\ddot{U}} + \mathbf{C\dot{U}} + \mathbf{KU} = \mathbf{P}(t) \tag{3.6}$$

Onde:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \tag{3.7}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \tag{3.8}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \tag{3.9}$$

$$\mathbf{P(t)} = \begin{bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{bmatrix} \tag{3.10}$$

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} \tag{3.11}$$

$$\dot{\mathbf{U}} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} \tag{3.12}$$

$$\ddot{\mathbf{U}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} \tag{3.13}$$

Sendo:

- **M** a matriz de massa;
- **K** a matriz de rigidez;
- **C** a matriz de amortecimento;
- **P(t)** o vetor de forças;
- **U** o vetor de deslocamentos.

A rigidez por sua vez depende apenas da rigidez dos pilares, estes são considerados engastados nos dois extremos, de modo que sua rigidez k é dada por:

$$k = \frac{12EI}{L^3} \tag{3.14}$$

Onde:

- E é o módulo de elasticidade do concreto;
- I é o momento de inércia de cada pilar;
- L é o pé-direito de cada pavimento.

No entanto, Pozo e Farina (1991) propõem uma correção no cálculo da rigidez de pilares (equação 3.15). Para pilares de grandes dimensões o fator de correção é mais significativo. Isso

se deve a estarem sujeitos a deformações por cisalhamento, não podendo ser tratados utilizando elementos de barra.

$$k_p = \frac{12\,E\,I}{(1+\phi)L^3} \tag{3.15}$$

$$\phi = \frac{12\,E\,I}{G\,A_s\,L^2} \tag{3.16}$$

Sendo que:

- ϕ é o fator de correção da rigidez;
- G é o módulo de cisalhamento transversal;
- $A_s = \frac{5}{6} b\,h$ é a área de cisalhamento da seção, onde b e h são as dimensões do pilar.

O processo acima se aplica a um sistema com *n* graus de liberdade, onde tem-se:

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix} \tag{3.17}$$

$$\dot{\mathbf{U}} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \\ \vdots \\ \dot{u}_n \end{bmatrix} \tag{3.18}$$

$$\ddot{\mathbf{U}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \\ \vdots \\ \ddot{u}_n \end{bmatrix} \tag{3.19}$$

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \\ \vdots \\ P_n(t) \end{bmatrix} \tag{3.20}$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \tag{3.21}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \cdots & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & k_n \end{bmatrix} \tag{3.22}$$

2.3.1 Frequência natural e modos de vibração

A frequência natural de um sistema com *n* graus de liberdade é aquela do mesmo sistema na condição de vibração livre, tal qual ocorre em sistemas 1gdl. Assim, tem-se a Equação 3.23:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\dot{\mathbf{U}} = \mathbf{0} \tag{3.23}$$

A solução do vetor ***u*** tem a seguinte a forma:

$$u_i = a_i \, sen(\omega t), \text{ com i=1, 2, 3, ...} \tag{3.24}$$

Sendo:

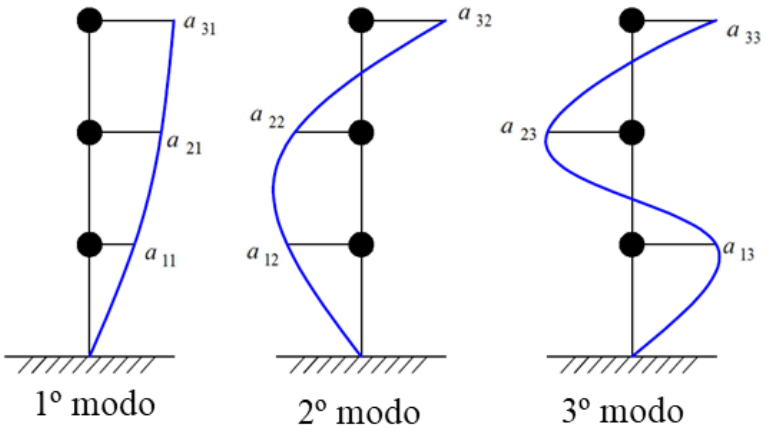
- a_i a amplitude do i-ésimo pavimento;
- ω a frequência natural.

Inserindo a Equação 3.24 em 3.23, sendo **A** o vetor das amplitudes, é obtido:

$$\left(-\omega^2 \, \mathbf{M} + \mathbf{K}\right)\mathbf{A} = 0 \tag{3.25}$$

De modo que a Equação 3.25 consiste num problema de autovetores e autovalores. Os autovalores são dados por ω², com ω_n sendo a frequência natural para cada um dos *n* modos de vibração do sistema. Os autovetores representam as relações entre as amplitudes dos pavimentos (Figura 3-4) para cada modo de vibração.

Figura 3-4 - Modos de vibração de um edifício de três pavimentos. (Fonte: Alves, 2015)



Os autovetores do sistema representado na figura acima são:

$$\mathbf{\Phi}_1 = \begin{bmatrix} a_{11} \\ a_{21} \\ a_{31} \end{bmatrix}; \mathbf{\Phi}_2 = \begin{bmatrix} a_{12} \\ a_{22} \\ a_{32} \end{bmatrix}; \mathbf{\Phi}_3 = \begin{bmatrix} a_{13} \\ a_{23} \\ a_{33} \end{bmatrix} \tag{3.26}$$

Logo, para um caso geral, um modo *n* é dado por:

$$\mathbf{\Phi_n} = \begin{bmatrix} \\ a_{1n} \\ a_{2n} \\ \vdots \\ a_{3n} \end{bmatrix} \tag{3.27}$$

A resposta do sistema (vetor *u*) é dada pelo método da superposição modal, no qual soma-se a contribuição de cada modo. Segundo Paz (2004), uma propriedade básica para aplicação desse método é a ortogonalidade, a qual, para dois modos de vibração Φ_i e Φ_j, consiste nas relações abaixo:

$$\mathbf{\Phi}_j^T \mathbf{M} \mathbf{\Phi}_i = 0 \tag{3.28}$$

$$\mathbf{\Phi}_j^T \mathbf{K} \mathbf{\Phi}_i = 0 \tag{3.29}$$

3.2.1 Desacoplamento modal

A Equação matricial 3.6 resulta em um sistema de equações lineares *n x n.* Para resolvê-lo é necessário desacoplar as equações de forma que cada uma possa ser resolvida individualmente, como se houvessem *n* sistemas 1GDL.

A aplicação do desacoplamento requer a definição da matriz modal, em que cada coluna corresponde a um modo de vibração.

$$\Phi = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & \cdots & a_{2n} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & \cdots & a_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & a_{n3} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix} \tag{3.30}$$

Em seguida, é preciso definir um novo vetor *q* que diz respeito às coordenadas do sistema desacoplado. Tais coordenadas se relacionam com o sistema original como pode ser observado abaixo:

$$\begin{aligned} \mathbf{U} &= \Phi\ \mathbf{q} \\ \dot{\mathbf{U}} &= \Phi\ \dot{\mathbf{q}} \\ \ddot{\mathbf{U}} &= \Phi\ \ddot{\mathbf{q}} \end{aligned} \tag{3.31}$$

Onde,

- $\mathbf{U}$, $\dot{\mathbf{U}}$ e $\ddot{\mathbf{U}}$ são o vetor de deslocamentos, velocidades e aceleração, respectivamente;
- $\mathbf{\Phi}$ é a matriz modal do edifício;
- $\mathbf{q}$, $\dot{\mathbf{q}}$ e $\ddot{\mathbf{q}}$ são o vetor das coordenadas, velocidade e acelerações generalizadas, respectivamente.

A partir disso o desacoplamento é feito multiplicando-se os dois membros da equação do movimento pela transposta da matriz modal:

$$\mathbf{\Phi^T}\left(\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U}\right) = \mathbf{\Phi^T}\ \mathbf{P} \tag{3.32}$$

De onde obtém-se:

$$\mathbf{M_r}\,\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C_r}\,\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K_r}\,\mathbf{q} = \mathbf{P_r} \tag{3.33}$$

Sendo:

- $\mathbf{P_r}$ a nova matriz de força;
- $\mathbf{M_r}$ a matriz desacoplada de massa;
- $\mathbf{K_r}$ a matriz desacoplada derigidez;
- $\mathbf{C_r}$ a matriz desacoplada de amortecimento.

Essas matrizes desacopladas são resultados das Equações 3.34, 3.35, 3.36 e 3.37:

$$\mathbf{M_r} = \mathbf{\Phi}^T\,\mathbf{M}\,\mathbf{\Phi} \tag{3.34}$$

$$\mathbf{C_r} = \mathbf{\Phi}^T\,\mathbf{C}\,\mathbf{\Phi} \tag{3.35}$$

$$\mathbf{K_r} = \mathbf{\Phi}^T\,\mathbf{K}\,\mathbf{\Phi} \tag{3.36}$$

$$\mathbf{P_r} = \mathbf{\Phi}^T\,\mathbf{P} \tag{3.37}$$

Em que:

$$\mathbf{M}_r = \begin{bmatrix} m_{r1} & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_{r2} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & m_{r3} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & m_{rn} \end{bmatrix} \tag{3.38}$$

$$\mathbf{K}_r = \begin{bmatrix} k_{r1} & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & k_{r2} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & k_{r3} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{rn} \end{bmatrix} \tag{3.39}$$

$$\mathbf{C}_r = \begin{bmatrix} c_{r1} & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & c_{r2} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & c_{r3} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & c_{rn} \end{bmatrix} \tag{3.40}$$

Assim, é possível resolver o sistema para **q** e, posteriormente, determinar **U**.

3.2.2 Matriz de amortecimento

Anteriormente demonstrou-se a configuração da matriz de amortecimento para o modelo *shear building*, bem como seu desacoplamento. Contudo, seus elementos não foram explicitados. Neste trabalho, é empregado o método do amortecimento de Rayleigh, uma forma de amortecimento proporcional.

Segundo Tedesco (1998), Rayleigh propôs que a matriz de amortecimento depende da massa e rigidez, da seguinte forma:

$$\mathbf{C} = \alpha\,\mathbf{M} + \beta\,\mathbf{K} \tag{3.41}$$

Onde α e β são fatores arbitrários, que satisfazem a condição de ortogonalidade de modo que seja possível desacoplar a matriz de amortecimento a partir da matriz modal.

Assim, para o n-ésimo modo:

$$\begin{aligned} \mathbf{\Phi_n}^{\mathbf{T}}\ \mathbf{C}\ \mathbf{\Phi_n} &= \left(\alpha + \beta\,\omega_n^2\right) m_n \\ \mathbf{\Phi_n}^{\mathbf{T}}\ \mathbf{C}\ \mathbf{\Phi_n} &= 2\,m_n\,\omega_n\,\xi_n \end{aligned} \tag{3.42}$$

Definindo o fator de amortecimento ξ_n como:

$$\xi_n = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta\,\omega_n\right) \tag{3.43}$$

A matriz modal é então:

$$\begin{aligned} \mathbf{C_r} &= \mathbf{\Phi_n}^{\mathbf{T}}\ \mathbf{C}\ \mathbf{\Phi_n} \\ \mathbf{C_r} &= 2\begin{bmatrix} \xi_1\,\omega_1\,m_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \xi_2\,\omega_2\,m_2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & \xi_3\,\omega_3\,m_3 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & \xi_n\,\omega_n\,m_n \end{bmatrix} \end{aligned} \tag{3.44}$$

Os fatores α e β são determinados a partir da escolha de ξ_n para dois modos quaisquer. Em geral, o fator de amortecimento é assumido com valor menor que 5%.

3.3 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK

De posse das equações desacopladas do movimento e do vetor de força, que corresponde ação do vento, foi usado o método de integração direta de Newmark para resolvê-las. Neste processo, são definidas duas equações fundamentais: o deslocamento e a velocidade no intervalo de tempo de t até $t+\Delta t$. Elas são:

$$\dot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{U}}_t + \left[(1-\delta)\ddot{\mathbf{U}}_t + \delta\,\ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t}\right]\Delta t \tag{3.45}$$

$$\mathbf{U}_{t+\Delta t} = \mathbf{U}_t + \dot{\mathbf{U}}_t\,\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2}-\alpha\right)\ddot{\mathbf{U}}_t + \alpha\,\ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t}\right](\Delta t)^2 \tag{3.46}$$

Onde:

- α_N e δ são parâmetros de integração que determinam a estabilidade e exatidão do método. Eles definem a variação da aceleração em um dado tempo. Newmark propôs os valores de $\alpha_N = 1/4$ e $\delta = 1/2$;
- Δt é o incremento de tempo.

O método de Newmark segue o algoritmo abaixo:

- Cálculos iniciais:
  - Definir a matriz de rigidez $\mathbf{K}$, massa $\mathbf{M}$ e amortecimento $\mathbf{C}$;
  - Definir as condições iniciais de u_0 e $\dot{u}_0$;
  - Cálculo de $\ddot{\mathbf{U}}_0 = \mathbf{M}^{-1}\left(\mathbf{F}(0) - \mathbf{C}\,\dot{\mathbf{U}}_0 + \mathbf{K}\,\mathbf{U}_0\right)$;
  - Definir o valor de Δt, dos parâmetros α_N e δ, e calcular as constantes de integração:

$$\delta \geq 0{,}50 \qquad \alpha_N \geq 0{,}25(0{,}5+\delta)^2$$

$$a_0 = \frac{1}{\alpha_N(\Delta t)^2} \qquad a_1 = \frac{\delta}{\alpha_N\,\Delta t} \qquad a_2 = \frac{1}{\alpha_N\,\Delta t} \qquad a_3 = \frac{1}{2\alpha_N} - 1$$

$$a_4 = \frac{\delta}{\alpha_N} - 1 \qquad a_5 = \frac{\Delta t}{2}\left(\frac{\delta}{\alpha_N} - 2\right) \qquad a_6 = \Delta t(1-\delta) \qquad a_7 = \delta\,\Delta t$$

  - Matriz de rigidez efetiva: $\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + a_0\,\mathbf{M} + a_1\,\mathbf{C}$.

- Para cada incremento do tempo:

  - Calcular o vetor de força efetiva no tempo $t + \Delta t$:

$$\hat{\mathbf{F}}_{t+\Delta t} = \mathbf{F}_{t+\Delta t} + \mathbf{M}\left(a_0\,\mathbf{U}_t + a_2\,\dot{\mathbf{U}}_t + a_3\,\ddot{\mathbf{U}}_t\right) + \mathbf{C}\left(a_1\,\mathbf{U}_t + a_4\,\dot{\mathbf{U}}_t + a_5\,\ddot{\mathbf{U}}_t\right)$$

  - Encontrar o deslocamento no tempo $t + \Delta t$:

$$\hat{\mathbf{K}}\,\mathbf{U}_{t+\Delta t} = \hat{\mathbf{F}}_{t+\Delta t} \rightarrow \mathbf{U}_{t+\Delta t} = \hat{\mathbf{K}}^{-1}\,\hat{\mathbf{F}}_{t+\Delta t}$$

  - Calcular a aceleração e velocidade no tempo $t + \Delta t$:

$$\ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t} = a_0\left(\mathbf{U}_{t+\Delta t} - \mathbf{U}_t\right) - a_2\,\dot{\mathbf{U}}_t - a_3\,\ddot{\mathbf{U}}_t$$

$$\dot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{U}}_t + a_6\,\ddot{\mathbf{U}}_t + a_7\,\ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t}$$

Paz (1985) sugere que o incremento de tempo Δt seja da ordem de um décimo do menor período natural da estrutura.

4 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos da análise dinâmica de um edifício residencial quando sujeito à carga de vento, utilizando o código computacional desenvolvido por Alves (2015), com algumas modificações, bem como o software TQS 19.

4.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

Para o presente estudo, foi utilizado um edifício da cidade de Goiânia. Este apresenta estrutura convencional de concreto armado com pilares e vigas retangulares, e lajes maciças armadas nas duas direções. A resistência do concreto é de 40 MPa, seu módulo de elasticidade secante é de 26180 MPa e seu peso específico de 2500 kg/m³.

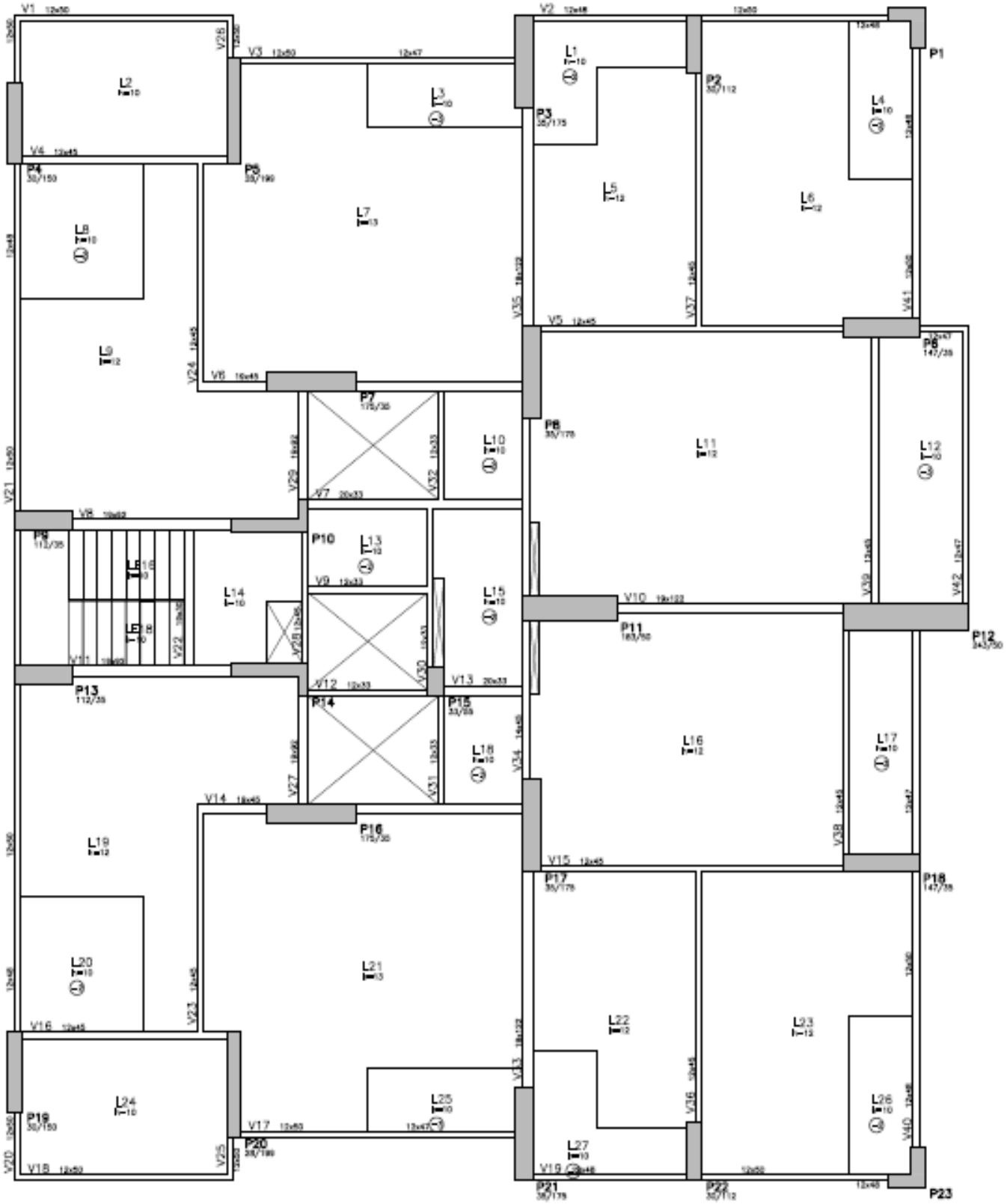
O prédio conta com 3 subsolos, acima destes há o térreo, o mezanino e a garagem, em seguida, 36 pavimentos tipo sendo o primeiro ligeiramente maior, por fim cobertura, barrilete, fundo e tampa do reservatório, alcançando a cota de 111,39 m em relação ao térreo. A planta de formas do pavimento tipo se encontra na próxima página (Figura 4-1).

A massa da estrutura foi definida pelo produto entre o volume de concreto e o peso específico, resultando na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 – Massa dos pavimentos

Pavimento	*n*	Concreto (m³)				
		Pilares	Vigas	Lajes	Total pav.	Massa (kg)
Tampa	1	6,3	1,3	12,4	20	50000
Fundo	1	1,9	16,7	12,9	31,5	78750
Barrilete	1	8,3	1,3	1,8	11,4	28500
Cobertura	1	32,8	13,2	39,5	85,5	213750
Tipo20	17	32,8	12,9	38,6	84,3	3582750
Tipo2	18	32,8	13,8	38,6	85,2	3834000
Tipo1	1	42,3	20	50,9	113,2	283000
Garagem	1	47,2	41,6	104,5	193,3	483250
Mezanino	1	47,2	43	103,1	193,3	483250
Terreo	1	79,3	64,9	133,8	278	695000
Sub1	1	67,9	57,4	112,3	237,6	594000
Sub2	1	67,9	61,6	119,9	249,4	623500
Sub3	1	7,1	3,3	0	10,4	26000
TOTAL	1	1555,9	791,7	2040,7	4388,3	10975750

Figura 4-1 - Planta de formas do pavimento tipo



Para a aplicação da análise *shear building*, a rigidez de cada pavimento acima do térreo (onde há atuação do vento) foi calculada como a soma das rigidezes dos seus pilares em cada uma das direções. Estes foram obtidos a partir da equação 3.15, e são mostrados na Tabela 4-2

Tabela 4-2 - Rigidez dos pavimentos

Pavimento	Pé-direito (m)	Rigidez (GN.m) Direção *x*	Direção *y*
Tampa	2,30	4,78	3,19
Fundo	0,50	5,08	5,30
Barrilete	2,00	6,62	6,02
Cobertura	2,72	10,23	11,26
Tipo20	2,72	10,23	11,26
Tipo2	2,72	10,23	11,26
Tipo1	2,89	9,75	10,90
Garagem	2,89	10,30	11,82
Mezanino	2,89	10,30	11,82

No modelo *shear building*, foram considerados apenas os pavimentos acima do solo (a partir do mezanino), onde de fato o vento atua. Assim, obteve-se um sistema de 42 graus de liberdade. Os três primeiros e os três últimos pavimentos possuem massa, rigidez e pés-direitos específicos. Para efeito de simplificação não foi feita distinção entre os pavimentos tipo 2 e tipo 20, considerando apenas os dados do primeiro, uma vez que a diferença entre eles se resume a uma massa 7% maior do segundo.

Como a menor rigidez se dá na direção *x* (em todos os pavimentos, com exceção do fundo do reservatório), essa foi a direção escolhida para a análise do modelo discreto. A largura do edifício nessa direção é de 17,74 m nos pavimentos tipo; assim essa foi a medida usada na avaliação feita no modelo discreto.

4.2 FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

A frequência natural e os modos de vibração do edifício descrito acima foram obtidos tanto no TQS 19, quanto no modelo *shear building* implementado no código desenvolvido no Maple. Os resultados de ambos estão apresentados nas Tabela 4-3 e Tabela 4-4, respectivamente. Foram calculados os dez primeiros modos de vibração, uma vez que são os primeiros modos os que mais influenciam na resposta da estrutura. Além disso, os modos obtidos no TQS 19, por serem analisados em três dimensões, apresentam formas diferentes, as quais estão listadas na Tabela 4-3.

Tabela 4-3 – Modos de vibração (TQS)

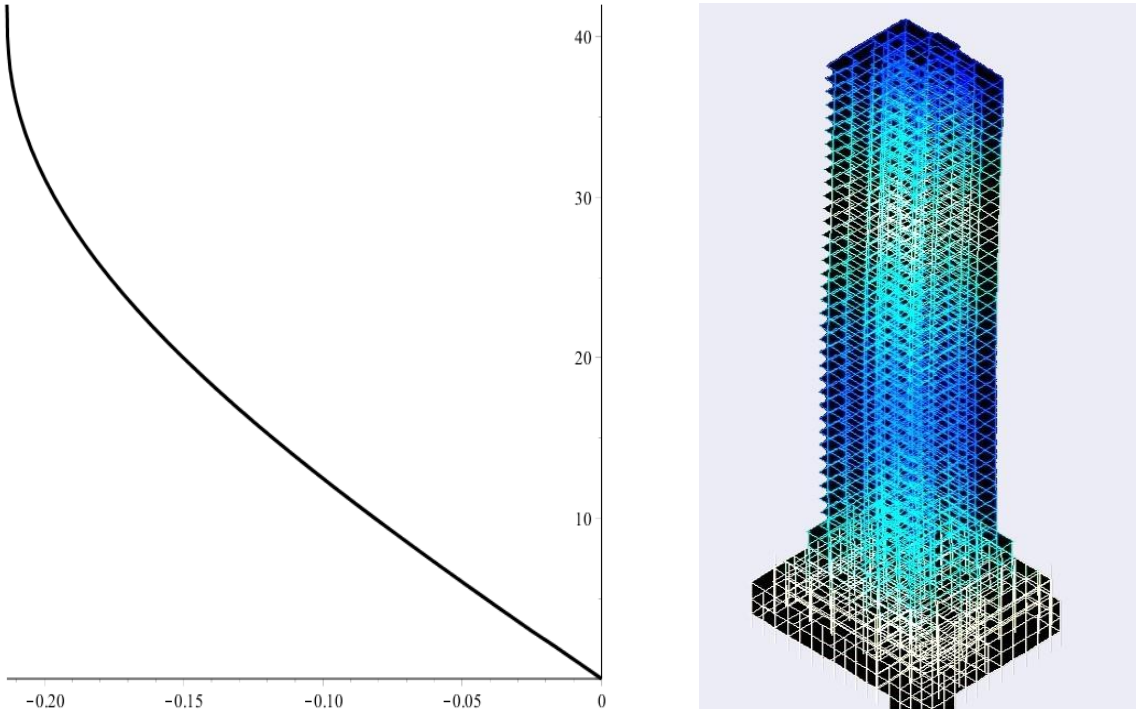
Modo	Período (s)	Frequência angular (rad/s)	Frequência (Hz)	Forma do Modo
1	5,494	1,144	0,182	Torção
2	4,387	1,432	0,228	Flexão (xy)
3	4,335	1,449	0,231	Flexão (xy)
4	1,778	3,535	0,562	Torção
5	1,591	3,950	0,629	Flexão (em x)
6	1,332	4,717	0,751	Flexão (em y)
7	1,257	5,000	0,796	Flexão (em x)
8	1,014	6,196	0,986	Torção
9	0,875	7,180	1,143	Torção
10	0,793	7,922	1,261	Flexão (em y)

Tabela 4-4 - Modos de vibração (Maple)

Modo	Período (s)	Frequência angular (rad/s)	Frequência (Hz)
1	0,735	8,548	1,360
2	0,246	25,555	4,067
3	0,149	42,291	6,731
4	0,107	58,574	9,322
5	0,085	74,324	11,829
6	0,070	89,723	14,280
7	0,060	105,120	16,730
8	0,052	120,673	19,206
9	0,046	136,269	21,688
10	0,041	151,708	24,145

A correspondência entre os modos dos dois métodos só é possível com a observação do comportamento estrutural em cada modo. Assim, como o modo fundamental do modelo *shear building* caracteriza-se pela flexão em *y*, sendo sua frequência de 1,360 Hz, seu correspondente no resultado do TQS 19 é o primeiro modo em que há flexão em *y*, logo o modo 6, cuja frequência é de 0,75 Hz. Portanto, a diferença entre ambos é de 81%. A Figura 4-2 mostra esses dois modos de vibração. É importante observar que o modelo tridimensional se mostrou mais flexível em relação ao modelo *shear building*, o que se deve a consideração de rigidez dos pilares desse modelo ser maior do que a observada na realidade já que não há engastamento perfeito desses elementos. Em contrapartida, o modelo do TQS 19, denominado pelo próprio software como modelo IV, apresenta rigidezes menores, buscando aproximar-se da realidade. Tal modelo se caracteriza pelo uso de um pórtico espacial composto por pilares e vigas, estes discretizados em barras. Assim, contabiliza a rigidez de ambos os elementos, porém a ligação entre pilares e vigas é flexibilizada. As lajes, por sua vez, são consideradas como diafragmas rígidos no pórtico espacial.

Figura 4-2 – Modos de vibração: (a) Fundamental (Maple - *shear building*), (b) Modo 6 (TQS)



(a) (b)

No modelo *shear building*, a resposta se dá apenas em uma direção, consequentemente quanto mais próximo ao modo fundamental (primeiro modo) maior a influência sobre a resposta. Já no modelo tridimensional, cada modo apresenta uma forma diferente e também diferentes impactos sobre a resposta do edifício nas direções x e y. A Tabela 4-5 ilustra a influência de cada modo nesse modelo.

Tabela 4-5 - Participação modal

Modo	Período (s)	Participação Modal (%)	
		Direção *x*	Direção *y*
1	5,494	0,261	0,017
2	4,387	31,745	28,178
3	4,335	27,186	32,769
4	1,778	0,027	0,000
5	1,591	2,993	0,011
6	1,332	0,162	13,334
7	1,257	14,564	0,155
8	1,014	0,001	0,000
9	0,875	0,062	0,244
10	0,793	0,072	4,004

Por fim, foi definido o amortecimento para cada modelo. O TQS sugere um fator de amortecimento de 0,015 para edifícios de concreto armado sob ação de vento, cuja altura seja superior a 100 m; valor o qual foi adotado. No modelo 2-D foi aplicado o conceito do amortecimento de Rayleigh, sendo que os dois primeiros parâmetros foram determinados em 0,01 e 0,02; a partir desses foi possível determinar toda a matriz de amortecimento.

4.3 AÇÃO DO VENTO

4.3.1 Método da NBR 6123/88

O edifício em estudo foi primeiramente avaliado sob a ação do vento segundo o método estático da NBR 6123/1988, que é o mais usual para o projeto de edifícios verticais. Tal avaliação foi realizada no software TQS 19, no qual basta definir a velocidade básica do vento e os coeficientes presentes na norma para que sejam gerados os carregamentos e, consequentemente, os deslocamentos máximos.

A velocidade básica do vento adotada é o valor recomendado para a cidade de Goiânia: $V_0 = 34\ m/s$. Os demais coeficientes foram assim definidos:

- Fator topográfico: $S_0 = 1{,}0$ para terreno plano ou fracamente acidentado;
- Fator estatístico: $S_3 = 1{,}0$, grupo 2 da norma, edificações com alto fator de ocupação, como residências;
- Fator S_2: varia com a altura (Tabela 2 da NBR 6123/1988), para um terreno de categoria IV (zona urbanizada) e edificação classe C (maior dimensão superior a 50 m).

Desse modo, foi possível definir a velocidade característica do vento, de acordo com a equação 2.5: $V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$. O vento foi avaliado em direções a cada 45°, cada uma com seu coeficiente de arrasto, resultando em diferentes deslocamentos máximos, como mostra a Tabela 4-6. Tais deslocamentos ocorrem no topo do edifício e na mesma direção em que o vento atua. Nota-se que o maior deslocamento se deu no caso de vento a 45° e 135° (deslocamento de 23,4 cm) o que pode significar uma menor rigidez do edifício nessa direção, diferente do que apontou a

comparação entre a rigidez total dos pilares nas direções *x* e *y*, onde a menor rigidez se deu na direção *x*.

Tabela 4-6 - Deslocamentos máximos (método da NBR 6123/1988)

Direção	Coeficiente de arrasto	Deslocamento (cm)	ψ_1*Deslocamento (cm)
0°	1,35	19,5	5,9
45°	1,30	23,4	7,0
90°	1,31	15,0	4,5
135°	1,27	22,3	6,7
180°	1,35	19,5	5,9
225°	1,30	23,4	7,0
270°	1,31	15,0	4,5
315°	1,27	22,3	6,7

Os resultados encontram-se dentro dos limites estabelecidos pela norma de projeto de estruturas de concreto (NBR 6118/2014). Esta define que o movimento lateral de edifícios deve ser limitado a razão da sua altura *H* por 1700, ou seja, *H*/1700, sendo que a ação do vento deve ser avaliada para a combinação frequente, na qual multiplica-se a resposta da estrutura por ψ_1=0,3. A altura do prédio, contada a partir do subsolo 3, é de 120,87 m; assim o limite de deslocamento lateral seria de 7,11 cm o qual é menor que o deslocamento máximo (multiplicado pelo ψ_1) de 7,01 cm.

4.3.2 Método do Vento Sintético

Este método foi aplicado aos dois modelos do edifício. Os parâmetros adotados para o cálculo foram obtidos na NBR 6123/1988. Os coeficientes adotados foram:

- Fator topográfico: $S_0 = 1{,}0$ para terreno plano ou fracamente acidentado;
- Fator estatístico: $S_3 = 1{,}0$, grupo 2 da norma, edificações com alto fator de ocupação, como residências;
- Parâmetros meteorológicos (Tabela 20 NBR 6123/1988): $b = 0{,}71$ e $p = 0{,}23$ sendo o local do edifício classificado na categoria IV e classe C;
- Velocidade básica: $V_0 = 34\ \mathrm{m/s}$.

4.3.2.1 Modelo Discreto

A análise do edifício em um modelo discreto se deu por meio de um código computacional desenvolvido no programa de álgebra simbólica Maple, com base no em parte do código desenvolvido por Alves (2015). Foi utilizado apenas os módulos relacionados ao modelo *shear building* e ao método do vento sintético. Entretanto, parte do código em relação ao vento sintético foi modificado, uma vez que houve a inclusão de uma seção para calcular a resposta estática, separada da resposta flutuante. Além disso, a geração dos ângulos de fase dos harmônicos da rajada de vento também foi modificada para ser possível a geração aleatória dos ângulos para várias séries de rajadas. A seguir é apresentado um esquema da estruturação do programa:

1- Dados de entrada

- Número de graus de liberdade (pavimentos);
- Massa dos pavimentos e rigidez dos pavimentos;
- Características geométrica do edifício (pé-direito dos pavimentos, largura do edifício)

2- Matrizes

- Matriz de massa;
- Matriz de rigidez;
- Matriz de amortecimento - definição dos parâmetros.

3- Frequências naturais e modos de vibração

- Frequências;
- Modos de vibração;
- Matriz modal;
- Desacoplamento modal

4- Vento - Método do vento sintético

- Dados de entrada
  - Parâmetros do vento da norma NBR 6123/1988
  - Número de funções harmônicas
- Cálculo da força do vento
  - Espectro de velocidade do vento
  - Decomposição da pressão flutuante
  - Correção da amplitude ressonante
  - Funções harmônicas
  - Força média do vento
  - Força flutuante do vento
- Resposta da força média do vento
- Resposta da força flutuante do vento
  - Newmark
  - Equações do movimento
  - Solução das equações
  - Impressão dos resultados em .txt

Observa-se que o código segue toda a formulação matemática do modelo *shear building* e do método do vento sintético, além de utilizar o método de integração numérica de Newmark. Neste modelo foi aplicado o vento a 90°/270°, cujo coeficiente de arrasto é: $C_a = 1{,}31$ (Gráfico da Figura 4 NBR 6123/1988). Devido às limitações desse modelo, só é possível observar os deslocamentos na mesma direção da força, logo, no eixo *y*. Além disso, os resultados valem para os dois sentidos, já que a força é aplicada pontualmente na cota de cada nível, estes representados por massas pontuais. Essa direção foi a escolhida por ser a de menor rigidez. A ação do vento nessa direção foi então dividida em parcela média e flutuante, sendo que essa é composta de 11 harmônicos, com frequências dentro do espectro de Davenport.

O topo de edifício foi tomado como o ponto de referência para obtenção dos deslocamentos, já que se trata do ponto com os maiores deslocamentos. Nessa cota, a parcela da resposta devido a força média do vento foi de 7,23 cm. Esta deve ser somada a resposta da parcela flutuante da força a fim de se obter a resposta total. A resposta da parcela flutuante, por sua vez, é resultado de uma análise estatística realizada com 20 séries de vento com diferentes ângulos de fase, cada uma gerando seus respectivos deslocamentos como mostra a Tabela 4-7, seguindo uma distribuição normal.

Tabela 4-7 - Parcela flutuante do deslocamento

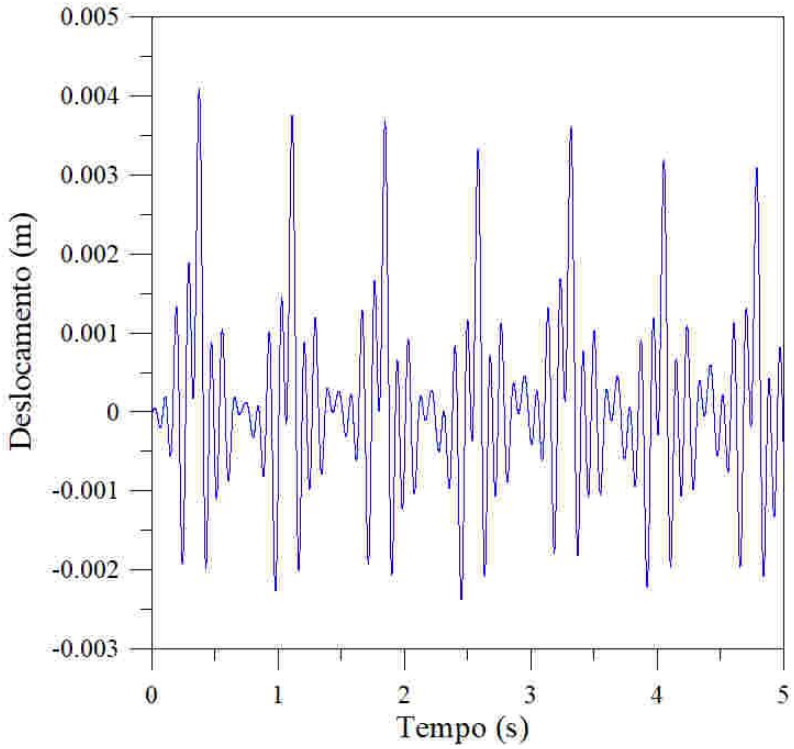
Série	Parcela flutuante do deslocamento (cm)
1	0,35351
2	0,26442
3	0,32937
4	0,38632
5	0,39206
6	0,35264
7	0,37137
8	0,33007
9	0,25635
10	0,29161
11	0,37264
12	0,33644
13	0,3396
14	0,36508
15	0,40339
16	0,40997
17	0,31333
18	0,34937
19	0,38434
20	0,38412

A partir disso foi obtida a resposta característica, para a qual existe uma probabilidade de 5% em ser superada. A série cujo deslocamento mais se aproximou do valor característico foi a série 16, assim essa é a série característica e seu deslocamento é o resultado final do deslocamento flutuante, tal qual mostra a Tabela 4-8. A seguir também se encontra o gráfico da resposta da parcela flutuante ao longo do tempo para a série a característica.

Tabela 4-8 - Deslocamento característico

Média (cm)	0,35
Desvio padrão (cm)	0,04
Gauss – 95% (cm)	0,42
Série característica	16
Resposta da parcela flutuante (cm)	0,41
Resposta da parcela média (cm)	7,23
Deslocamento característico (cm)	7,64

Figura 4-3 - Resposta da parcela flutuante do vento



É importante notar que o deslocamento máximo ocorre já no primeiro segundo. No entanto, ele se comporta de maneira harmônica com os valores de picos bem próximos entre si, assim como nos vales.

4.3.2.2 Modelo Tridimensional

Por meio do software TQS 19, foi feita a análise da ação do vento no modelo do edifício em três dimensões, por meio do modelo IV deste software que discretiza vigas e pilares em barras. Este software, através do seu módulo de análise dinâmica é capaz de fornecer as frequências e modos de vibração da estrutura bem como a participação de cada modo na resposta, resultados já presentes no início desta seção. Além disso, é possível obter a resposta do edifício no tempo sob a ação de cargas dinâmicas, entre elas o vento, usando para tal o método do Vento Sintético.

As rajadas de vento, assim como no método anterior, foram compostas de 11 harmônicos cujas frequências são geradas automaticamente pelo software. A Tabela 4-9 apresenta essas frequências, as quais se encontram dentro do espectro de Davenport. É interessante notar que como mostra a Tabela 4-5, os modos 2 e 3 são os modos fundamentais já que juntos eles correspondem a mais de 50% da resposta nas duas direções. Além disso, ambos possuem frequências muito próximas, com cerca de 0,6% de diferença, o que explica a participação semelhante entre esses modos. Assim, esses dois modos têm harmônicos ressonantes dentre os 11 que compõem a rajada de vento. Como mostra a Tabela 4-9, o harmônico 4 tem a mesma frequência que o modo 2, enquanto que o harmônico 2 é ressonante com o modo 3 da estrutura.

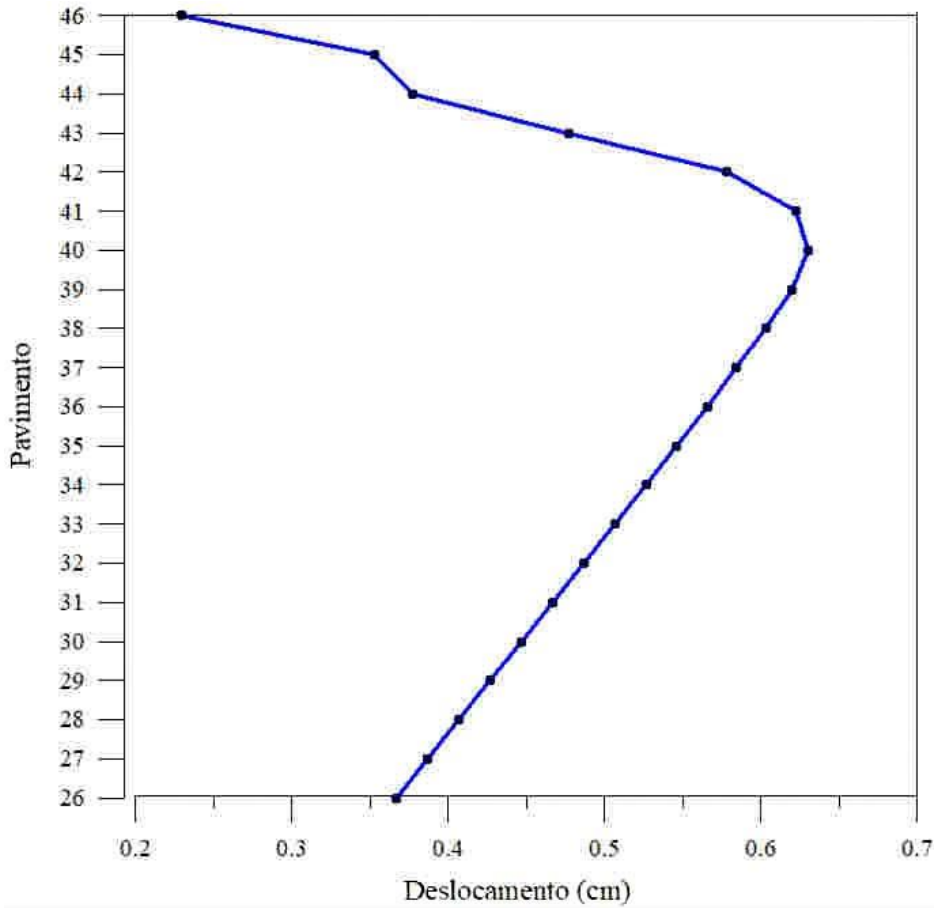
Tabela 4-9 - Harmônicos da rajada de vento

Harmônico	Frequência (Hz)
1	0,232
2	0,231
3	0,229
4	0,228
5	0,227
6	0,225
7	0,224
8	0,223
9	0,221
10	0,220
11	0,219

Antes de definir as 20 séries de rajadas com as frequências acima, foi preciso definir o centro de rajada. Este é dado como o ponto de aplicação da rajada de vento onde é gerada a maior resposta do harmônico ressonante da estrutura, nesse caso o harmônico quatro, que possui a mesma frequência do segundo modo. Portanto, uma mesma rajada foi aplicada nos pavimentos

mais altos de modo que se obteve o centro de rajada no pavimento 40 (34º tipo), que se encontra na cota 96,40 m. O gráfico da Figura 4-4 mostra o pico de deslocamento nesse piso.

Figura 4-4 - Definição do centro de rajada



Os deslocamentos foram tomados no topo do edifício, no pavimento cobertura, o último a ter a mesma geometria do tipo. Apesar de existirem três níveis acima, eles se referem ao reservatório e ao barrilete, os quais possuem geometria bastante diferente, o que cria distorções nos seus resultados.

Uma vez definido o centro de rajada, foi possível aplicar 20 séries de carregamento de vento, que se diferem entre si pelos seus ângulos de fase. Diferentemente do modelo anterior, não há uma separação entre as parcelas estática e dinâmica do deslocamento. Além disso, por se tratar de um modelo tridimensional foi possível medir os deslocamentos tanto na direção *x* quanto na direção *y*. A Tabela 4-10 mostra as respostas obtidas em cada série, já a Tabela 4-11 mostra dados estatísticos referentes a essas séries bem como a série característica. Esta foi definida com base no deslocamento em *y*, logo, na mesma direção da ação do vento.

Tabela 4-10 - Deslocamentos (ação do vento a 90°)

Série	Deslocamento - *x* (cm)	Deslocamento - *y* (cm)
1	16,30	7,99
2	14,80	8,01
3	11,40	7,05
4	15,00	5,75
5	13,70	8,35
6	9,74	8,04
7	13,60	6,54
8	13,20	7,73
9	13,10	7,94
10	11,20	7,57
11	13,20	7,67
12	15,60	8,05
13	14,30	6,99
14	13,00	8,35
15	15,90	8,06
16	12,10	6,8
17	12,50	7,54
18	14,20	6,52
19	15,30	7,98
20	15,30	7,98

Tabela 4-11 - Deslocamento característico

Média (cm)	7,55
Desvio padrão (cm)	0,71
Gauss – 95% (cm)	8,71
Série característica	5
Deslocamento característico (cm)	8,35

Nota-se que apesar de o vento agir apenas na direção *y*, os deslocamentos em *x* foram maiores. Desse modo, a configuração deslocada da estrutura se assemelhou à forma dos dois modos ressonantes (modos 2 e 3), os quais se caracterizam pela flexão ao longo de um eixo inclinado entre *x* e *y*. Por outro lado, houve uma amplificação dessas respostas ressonantes devido a possuírem frequências muito próximas. A seguir, encontram-se os gráficos da resposta característica ao longo do tempo nas duas direções:

Figura 4-5 - Deslocamento característico em *x*

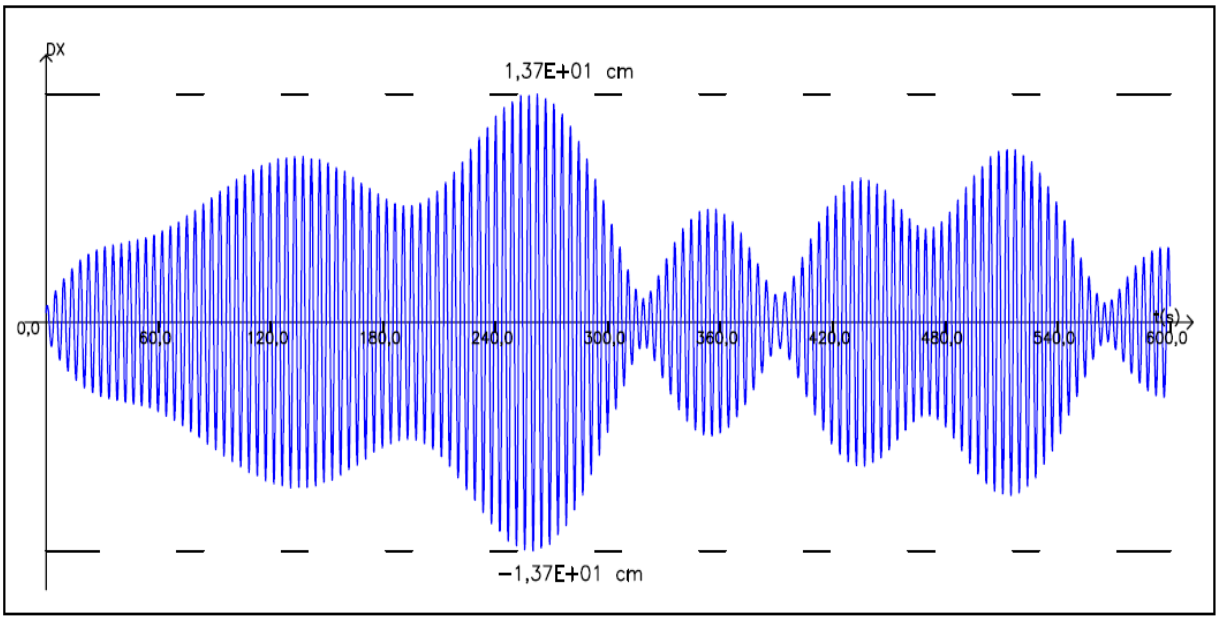
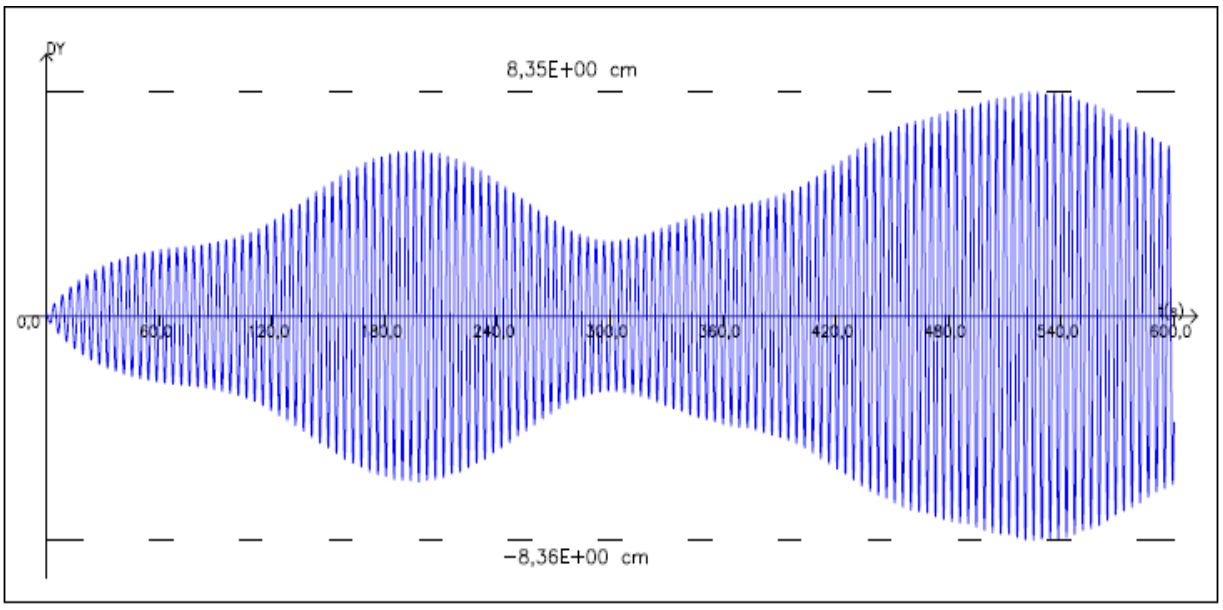


Figura 4-6 - Deslocamento característico em *y*



O mesmo procedimento foi aplicado para as demais direções do vento, tomadas a cada 45°. Portanto, foram obtidas as séries características de cada direção junto de seus deslocamentos. Para as direções 0° e 180° os valores característicos dizem respeito à direção *x*, enquanto que para a direção 270° é a direção *y*, assim como foi a 90°. Esses quatro casos de vento possuem séries cujos harmônicos tem as frequências já apresentadas na Tabela 4-9. A seguir encontra-se o resumo dos resultados com os valores característicos.

Tabela 4-12 - Deslocamentos característicos

Vento 0°	
Média (cm)	21,20
Desvio padrão (cm)	3,49
Gauss – 95% (cm)	26,96
Série característica	20
Deslocamento característico - *x* (cm)	26,90
Deslocamento – *y* (cm)	10,00
Vento 90°	
Média (cm)	7,55
Desvio padrão (cm)	0,71
Gauss – 95% (cm)	8,71
Série característica	5
Deslocamento característico - *y* (cm)	8,35
Deslocamento – *x* (cm)	13,70
Vento 180°	
Média (cm)	22,44
Desvio padrão (cm)	3,82
Gauss – 95% (cm)	28,73
Série característica	17
Deslocamento característico - *x* (cm)	27,40
Deslocamento – *y* (cm)	10,10
Vento 270°	
Média (cm)	7,36
Desvio padrão (cm)	0,75
Gauss – 95% (cm)	8,60
Série característica	14
Deslocamento característico - *y* (cm)	8,57
Deslocamento – *x* (cm)	15,20

Vale notar que os ventos nas mesmas direções (0°/180° e 90°/270°) apresentaram resultados próximos, provavelmente devido à estrutura ser simétrica em um eixo. Além disso, o vento a 270° possui um deslocamento em *x* maior que em *y*, tal qual o vento 90°, contrariando o que normalmente se espera: deslocamentos maiores na direção do vento.

Para as direções múltiplas de 45°, os deslocamentos nas duas direções são próximos de modo que a série característica para ambas é a mesma. Entretanto, para tais situações de vento, o TQS 19 apresentou seus harmônicos com frequências diferentes dos quatro casos anteriores, sendo que para as direções 45° e 225° o modo 3 foi tomado como o ressonante, enquanto que para 135° e 315° o modo 2 foi o ressonante, isso é mostrado respectivamente em Tabela 4-13 e Tabela 4-14.

Tabela 4-13 - Harmônicos para vento 45°/225°

Harmônico	Frequência (Hz)
1	1,363
2	0,751
3	0,414
4	0,228
5	0,126
6	0,069
7	0,038
8	0,021
9	0,012
10	0,006
11	0,004

Tabela 4-14 - Harmônicos para vento 135°/315°

Harmônico	Frequência (Hz)
1	1,478
2	0,796
3	0,428
4	0,231
5	0,124
6	0,067
7	0,036
8	0,019
9	0,010
10	0,006
11	0,003

Em seguida, aplicando os mesmos procedimentos das direções anteriores, obteve-se os resultados característicos:

Tabela 4-15 - Deslocamentos característicos

Vento 45°		
Direção	*x*	*y*
Média (cm)	6,13	4,34
Desvio padrão (cm)	0,38	0,24
Gauss – 95% (cm)	6,75	4,74
Série característica	17	17
Deslocamento característico (cm)	6,77	4,71
Vento 135°		
Direção	*x*	*y*
Média (cm)	6,22	4,01
Desvio padrão (cm)	0,47	0,27
Gauss – 95% (cm)	6,98	4,46
Série característica	2	2
Deslocamento característico (cm)	7,03	4,48
Vento 225°		
Direção	*x*	*y*
Média (cm)	4,97	5,06
Desvio padrão (cm)	0,32	0,34
Gauss – 95% (cm)	5,49	5,61
Série característica	9	9
Deslocamento característico (cm)	5,19	5,29
Vento 315°		
Direção	*x*	*y*
Média (cm)	3,73	5,79
Desvio padrão (cm)	0,21	0,39
Gauss – 95% (cm)	4,08	6,43
Série característica	1	1
Deslocamento característico (cm)	4,02	6,37

O que se observa aqui são deslocamentos inferiores àqueles do vento em direções paralelas aos eixos coordenados. Portanto, corrobora o referencial teórico segundo o qual espera-se que o vento atuando perpendicularmente a face da construção resulte na resposta máxima de uma estrutura, para edifício de geometria regular.

4.3.3 Comparação dos resultados

De uma maneira geral, a maior parte dos deslocamentos obtidos atendem os limites da NBR 6118/2014. Como já foi mostrada anteriormente, esta define que o movimento lateral de edifícios deve ser limitado a razão *H*/1700, sendo que a ação do vento deve ser avaliada para a combinação frequente, na qual multiplica-se a resposta da estrutura por ψ_1=0,3; de modo que o limite é de 7,11 cm. Tanto o método estático quanto o modelo discreto apresentaram resultados dentro desse limite. Já no modelo em três dimensões no vento a 0° e 180° o deslocamento em *x* multiplicado por ψ_1 ficou acima desse limite, respectivamente com 8,07 cm e 8,22 cm. Os demais casos de vento desse modelo atendem limite da norma.

A Tabela 4-16 ilustra os resultados de cada método nas direções 90° e 270°, únicos casos presentes em todos os modelos.

Tabela 4-16 - Comparação dos resultados (90°/270°)

Vento 90°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	13,70	8,35
Vento Sintético - Maple	-	7,64
Estático - NBR 6123/1988	-	15,00
Vento 270°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	15,20	8,57
Vento Sintético - Maple	-	7,64
Estático - NBR 6123/1988	-	15,00

Os deslocamentos do método do Vento Sintético no TQS 19 foram maiores que os do modelo discreto. As diferenças entre eles, entretanto foram aceitáveis: para o vento a 90° o deslocamento em *y* do modelo tridimensional é cerca de 8,5% superior ao modelo discreto, no caso a 270° essas diferenças são de 10,9%. O modelo estático apresentou na direção *y* respostas maiores. Isso se deve ao conservadorismo adotado por esse modelo como forma de compensar a simplificação de uma ação dinâmica por um modelo estático. No entanto, em termos absolutos o deslocamento máximo resultante no modelo tridimensional supera o do modelo estático para o vento a 270° (15,2 cm e 15 cm, respectivamente) e são próximos para o vento a 90° (13,7 cm e 15 cm, respectivamente). Todavia, o uso do modelo mais complexo é o mais indicado, uma vez que é o único a apresentar os deslocamentos nas duas direções, revelando uma forma deformada bem próxima da fornecida na análise modal, bem como revela a assimetria da estrutura possuindo resposta diferentes para os dois sentidos de vento.

Tabela 4-17 - Comparação dos resultados

Vento 0°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	26,90	10,00
Estático - NBR 6123/1988	19,50	-
Vento 45°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	6,77	4,71
Estático - NBR 6123/1988	23,40	23,40
Vento 135°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	7,03	4,48
Estático - NBR 6123/1988	22,30	22,30
Vento 180°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	15,20	8,57
Estático - NBR 6123/1988	19,50	-
Vento 225°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	5,19	5,29
Estático - NBR 6123/1988	23,40	23,40
Vento 315°		
Método	Deslocamento *x* (cm)	Deslocamento *y* (cm)
Vento Sintético - TQS 19	4,02	6,37
Estático - NBR 6123/1988	22,30	22,30

A comparação dos resultados para as outras direções de vento, presente na Tabela 4-17, revelou diferenças maiores entre os métodos. Para os casos 0° e 180° a análise dinâmica mostrou respostas superiores em quase 30% em relação a resposta estática, evidenciando a necessidade da análise dinâmica do vento para estrutura altas e flexíveis como a que é objeto desse estudo. Além disso, observa-se que nessas direções houve uma amplificação da resposta em *x*, tal qual nos casos a 90° e 270°, por isso houve essa maior diferença na resposta.

Contudo nas direções 45°, 135°, 225° e 315°, as respostas estáticas superaram as do método do Vento Sintético, contrariamente ao esperado, chegando mesmo a diferenças de 100%. Isso ocorre devido as características do método da NBR 6123/1988. Este se baseia em coeficientes estatísticos, os quais são melhor calibrados para o vento agindo perpendicularmente a face do edifício, sendo esses os casos cuja análise a norma exige. Assim, há um exagero nessas respostas que é desnecessário ainda que seja a favor da segurança. Afinal, o modelo dinâmico é o que de fato mais se aproxima da realidade.

4.3.4 Verificação do conforto do usuário

A influência do vento sobre uma estrutura vai além da avaliação dos deslocamentos máximos e obtenção de esforços para a análise da estabilidade da estrutura. O uso de uma edificação também é influenciado pelos efeitos do vento. O estabelecimento de limites para os deslocamentos horizontais já mostrados diz respeito não só a resistência da estrutura, mas também aos efeitos em elementos não estruturais como alvenarias e esquadrias. Outro parâmetro a ser visualizado é a aceleração da edificação, uma vez que à medida que o módulo desta cresce o usuário passa a perceber a movimentação da estrutura. Isso pode gerar desde o receio em ocupar o prédio até o extremo de causar tontura e enjoos nas pessoas, o que é inaceitável mesmo que não haja qualquer risco de colapso da estrutura.

A Tabela 4-18 traz as acelerações máximas para todos os casos de vento em termos absolutos e como percentual da aceleração da gravidade. Elas foram obtidas a partir do método do Vento Sintético no modelo do TQS 19. Uma vez determinada a série característica de cada caso, pode-se obter a aceleração provocada por tal rajada de vento.

Tabela 4-18 - Acelerações máximas

Caso	Aceleração em *x* (m/s²)	%g em *x*	Aceleração em *y* (m/s²)	%g em *y*
0°	0,55	5,45%	0,21	2,07%
45°	0,05	0,49%	0,05	0,51%
90°	0,32	3,17%	0,17	1,74%
135°	0,06	0,61%	0,04	0,40%
180°	0,56	5,55%	0,21	2,09%
225°	0,05	0,46%	0,05	0,52%
270°	0,31	3,09%	0,18	1,77%
315°	0,05	0,46%	0,05	0,50%

Nota-se que nos casos onde o vento atua perpendicularmente a face da construção as acelerações são maiores (casos 0°, 90°, 180° e 270°). Nesses casos, é superado o limite da NBR 6123/1988, que é de 0,1 m/s². Além disso, de acordo com a classificação presente em Bachmann et al. (1995), tais casos são classificados como incômodos, pois superam o limite de 1,5% da aceleração da gravidade; os dois valores mais extremos (aceleração em *x* para vento a 0° e 180°) é superado o limite de 5% da aceleração da gravidade sendo classificados como muito incômodo. Os demais casos de vento atendem ao limite da norma brasileira, além de estarem

próximo à fronteira entre o perceptível e imperceptível segundo a classificação de Bachmann et al. (1995)

Portanto, ainda que nenhum valor supere o que seria considerado intolerável (a partir de 15% da aceleração da gravidade) na classificação mais detalhado de Bachmann et al. (1995), recomenda-se procurar medidas que diminuam os efeitos dessas acelerações. Afinal, não é aconselhável que se ocupe uma edificação onde os usuários tenham problemas em habitá-la, ainda mais para um edifício residencial como o que foi analisado.

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi realizada a análise da ação do vento sobre um edifício alto, por meio do método do Vento Sintético proposto por Franco (1993). Este se caracteriza por ser capaz de avaliar os efeitos dinâmicos do vento, sendo assim mais próximo da realidade, quando comparado com o método estático da norma brasileira, NBR 6123/1988, o qual também foi utilizado nesse estudo para efeito de comparação.

Para aplicação dos modelos, foi utilizado um prédio de 46 pavimentos com três subsolos. Este apresenta simetria apenas em torno do eixo *x*, no entanto, não há qualquer simetria no pavimento que contém o reservatório elevado. A altura do edifício supera os 100 m de altura, sendo bastante delgado, com uma seção de 21,96 m por 17,74 m nos pavimentos tipo. Assim, ele se mostrou bastante flexível, reunido as características geométricas necessárias para que uma análise dinâmica seja pertinente.

A análise dinâmica da estrutura foi feita em dois modelos distintos: um em duas dimensões pelo modelo *shear building*, e um em três dimensões, no software TQS 19, em que a estrutura é discretizada em barras. No entanto, ambos são tratados matematicamente de forma semelhante, de modo que se utilizam de equações matriciais para obter a resposta da estrutura. O que os difere é a complexidade das matrizes, que traduzem a diferença da complexidade do modelo.

O modelo *shear building* foi realizado por meio do programa de álgebra simbólica Maple, onde foram introduzidas as equações da formulação matemática presente neste trabalho. Foi preciso obter os resultados de 20 séries diferentes de vento, para posteriormente realizar o tratamento estatístico dos dados e alcançar a resposta característica do sistema. Este modelo se mostrou mais rígido que o tridimensional, pois ele considera condições ideais de engastamento dos pilares para obter a rigidez da edificação, já aquele se aproxima da realidade ao contabilizar pilares e vigas bem como a interação entre eles.

Entretanto, apesar das diferenças na flexibilidade do modelo estrutural, os deslocamentos obtidos apresentaram cerca de 10% de diferença entre eles. Logo, pode-se afirmar que o modelo discreto é bastante útil para análises rápidas e especialmente situações de pré-projeto, já que é de simples aplicação e não exige grandes recursos computacionais. Contudo, uma análise mais ampla, considerando diferentes direções do vento por exemplo fica mais difícil, pois cada

direção requer uma nova análise independente. Já o modelo empregado pelo TQS 19 é mais próximo da realidade e seus resultados são a favor da segurança, no entanto ele exige o prévio lançamento e processamento de toda a estrutura. Assim, ele deve ser empregado em fases mais avançadas do projeto. Vale notar que houve uma amplificação das respostas na direção *x* do edifício, o que só foi possível captar no modelo do TQS 19. Isso se deveu a uma ressonância entre os modos que mais contribuem para a resposta do edifício. As frequências do modo 2 e 3 diferem em cerca de 1%, enquanto que juntos eles correspondem a cerca de 60% da resposta. Ambos se caracterizam pela flexão ao longo de um eixo entre *x* e *y*, é a superposição dessas formas modais que amplificou os deslocamentos em *x* do prédio em estudo.

Por fim, foi realizada uma verificação dos deslocamentos máximas em relação aos limites estabelecidos pela norma, bem como das acelerações de cada caso de vento. Os casos mais críticos (0°/180°) superaram os limites e apresentaram níveis de aceleração considerados muito incômodos, recomendando-se que sejam empregadas medidas para atenuar os efeitos do vento. O que é importante salientar é que esses limites não dizem respeito a segurança estrutural da edificação, mas sim ao seu uso. Deslocamentos excessivos causam problemas em elementos não estruturais como trincas em paredes e problemas em esquadrias. Acelerações excessivas causam desconforto crescente nas pessoas até alcançar níveis intoleráveis.

Portanto, é preciso evidenciar que não se pode deixar de lado a análise dinâmica de edifícios altos e flexíveis, pois a análise meramente estática vai contra a segurança da estrutura e contra a garantia do conforto de seus usuários. Os softwares comerciais de análise estrutural, entre o TQS 19 que é largamente utilizado no Brasil, contam com ferramentas para se obter modos de vibração, deslocamentos e acelerações dos edifícios, cabe agora aos projetistas utilizá-las corretamente.

Como estudos posteriores recomenda-se o estudo da influência da geometria da estrutura e de sua vizinhança no seu comportamento dinâmico, há ainda a possibilidade de obter os esforços devido ao vento por meio do método do Vento Sintético, a comparação entre esse método e resultados de túnel de vento, além disso recomenda-se os estudos dos efeitos de vizinhança, bem como de pressões e subpressões nos edifícios.

6 REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 06123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 06118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ALVES, L. S. **Controle de vibrações em edifícios altos sujeitos a vento ou terremoto**. 2015. 134 p. Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás. 2015.

BACHMANN, H.; AMMANN, W. J.; DEISCHL, F.; EISENMANN, J.; FLOEGL, I.; HIRSCH, G. H.; KLEIN, G. K.; LANDE, G. J.; MAHRENHOLTZ, O.; NATKE, H. G.; NUSSBAUNER, H.; PRETLOVE, A. J.; RAINER, J. H.; SAEMANN, E. U.; STEINBEISSER, L. **Vibration Problems in Structures:** Practical Guidelines. 1.ed. Basel; Boston; Berlim: Birkhäuser, 1995. 237 p.

BLESSMANN, J. **Aerodinâmica das construções**. 2ª.ed. Porto Alegre: Editora Sagra, 1990. 263p.

BLESSMANN, J. **Ação do Vento em Edifícios**. 2ª.ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989. 166p.

CARPEGGIANI, E. A. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento**. 2004. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2004.

CARRIL JR, C. F. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. 2000. 143 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2000.

CHÁVEZ, E. S. Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento. 2006. 123 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. 2006.

CHURIN, P.; POMELOV, V.; PODDAEVA, O. The research of wind loads on buildings and structures with increased level of responsibility. **Procedia Engineering,** Amsterdam**,** v 153, p. 550-555, 2016.

CUNHA JR, B. F. R. **Contribuição ao estudo dos efeitos de vento em edifícios altos: estudo de caso na cidade de Goiânia.** 2012. 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programas de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás. 2012.

DAVENPORT, A. G. How can we simplify and generalize wind loads? **Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics,** Amsterdam, v 54-55, p. 657-669, 1995.

DAVENPORT, A. G. Past, present and future of wind engineering. **Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics,** Amsterdam, v 90, n. 12, p. 1371-1380, 2002.

FRANCO, M. **Direct Along-Wind Dynamic Analysis of Tall Structures.** Boletim Técnico, São Paulo: EPUSP, BT/PEF/9303, 1993.

FONTES, Augusto C. D. **Importância dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de um edifício à ação do vento**. 2003. 155 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Rio Grande do Sul. 2003.

JUHÁSOVÁ, E. Quasi-static versus dynamic space wind response of slender structures. **Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics,** Amsterdam, v 69-71, n. 12, p. 757-766, 1997.

JUPP, J.; KHALLAF, M. Performance-based design of tall building envelopes using competing wind load and wind flow criteria. *In*: INTERNATIONAL HIGH-PERFORMANCE BUILT ENVIRONMENT CONFERENCE – A SUSTAINABLE BUILT ENVIRONMENT CONFERENCE 2016 SERIES, 2016, Sydney, Austrália. **Proceedings...** Amsterdam: Elsevier Science Publishers**,** 2017, v 180, p. 99-109.

LAZANHA, E. C. **Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória de vento.** 2003. 142 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2003.

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 & Industrial Aerodynamics,** Amsterdam, v 90, n. 12-15, p. 1757-1770, 2002.

MIGUEAL, L. F. F. **Estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido à ação dinâmica do vento.** 2003. 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia na modalidade Acadêmico) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2003.

OLIVEIRA, B. D. C. **Efeito do Vento como Ação Dinâmica em Edifícios Altos.** 2014. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas) – Instituto Superior de Engenharia do Porto. 2014.

PAZ, M. **Structural Dynamics:** Theory and Computation. 5.ed. Norwell: Kluwer Academic Publishers, 2004. 817 p.

POZO, J.P.D; FARINA, H.S. **Analisis Dinamico de Edificios.** 2 Ed. Peru, American Concrete Institute – Capitulo Peruano, 1991. 96 p.

REINHOLD, T. A. *Mean and Fluctuating Forces and Torques on Tall Building Model of Square Cross-Section on a Single Model, in the Wake of a Similar Model, and in the Wake of a retangular Model*. **Report VPI-E-79-11**,Departament of Engineering Science and Mechanics, Virginia Plytechnic Institute, Blacksubrg,VA, March, 1979.

RIOS, M. P. **Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento.** 2015. 132 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. 2015.

TAMURA, Y.; XU, X.; TANAKA, H.; KIM, Y. C.; YOSHIDA, A.; YANG, Q. Aerodynamic and Pedestrian-Level Wind Characteristics of Super-Tall Buildings with Various Configurations. *In*: X INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL DYNAMICS, EURODYN, 2017, Roma, Itália. **Proceedings...** Amsterdam: Elsevier Science Publishers**,** 2017, v 199, p. 28-37.

TEDESCO, Joseph W. **Structural Dynamics: Theory and Applications.** 1ª Ed. Prentice Hall. 1998. 816 p.

TREIN, C. A. **Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento.** 2005. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005.

VANIN, D. D. **Resposta dinâmica de edifícios altos frente à ação do vento: comparação de técnicas experimentais em túnel de vento.** 2011. 120 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Rio Grande do Sul. 2011.

VIEIRA, C. M. M. **Acção do vento em edifícios altos.** 2013. 67 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. 2013.