



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MYCHAYANNY DE ALMEIDA SANTIAGO

**ANÁLISE BI E TRIDIMENSIONAL DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SOB
OS EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO**

FORTALEZA

2013

MYCHAYANNY DE ALMEIDA SANTIAGO

**ANÁLISE BI E TRIDIMENSIONAL DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SOB
OS EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Profa. D.Sc. Tereza Denyse Pereira de Araújo

FORTALEZA

2013

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Ciências e Tecnologia

-
- S226a Santiago, Mychayanny de Almeida.
Análise bi e tridimensional de edifício de concreto armado sob os efeitos dinâmicos do vento /
Mychayanny de Almeida Santiago. – 2013.
77 f. : il. color., enc. ; 30 cm.
- Monografia (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de
Engenharia Estrutural e Construção Civil, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2013.
Orientação: Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo.
1. Edifícios – Pressão do vento. 2. Dinâmica estrutural. 3. Engenharia de estruturas. I. Título.

CDD 620

MYCHAYANNY DE ALMEIDA SANTIAGO

**ANÁLISE BI E TRIDIMENSIONAL DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SOB
OS EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO**

Monografia submetida à Coordenação do
Curso de Engenharia Civil, da Universidade
Federal do Ceará, como requisito parcial para
a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovada em ____ / ____ / ____

BANCA EXAMINADORA

Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo (Orientadora)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Profa. Dra. Áurea Silva de Holanda
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Eng. Civil Antônio Celso Pinheiro Viana
Hepta Engenharia

Dedico este trabalho a minha querida mãe, na vida minha torcedora mais ardente e grande conselheira, que com todo seu amor, estímulo e carinho, ajudaram-me a enfrentar as dificuldades durante essa trajetória.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, que me fortunou com saúde e argúcia.

À minha adorada e admirável mãe, Maria Marlúcia Ribeiro de Almeida, que com todo amor incondicional me amparou nos momentos mais difíceis, dando-me coragem para enfrentar os percalços da vida e que sempre me impulsionou a ir mais além, torcendo continuamente pela minha felicidade, e que me dá ânimo frente às dificuldades para não desistir dos meus objetivos.

À minha orientadora, professora Tereza Denyse Pereira de Araújo por toda a ajuda, atenção e permanente incentivo que me foram dadas para o cumprimento deste trabalho.

A todos meus familiares, pelo apoio e carinho.

Ao meu querido namorado, Pedro Eymard Albuquerque Aragão, que tanto me compreendeu, e que durante esses anos juntos, encorajou-me para superar os desafios e obstáculos.

Aos meus queridos amigos advindos da graduação, dos quais tenho grande respeito e lembrarei com carinho a amizade e que carregarei para o resto da vida. Estes que foram de fundamental importância, proporcionando-me momentos de descontração para encarar com mais leveza esses árduos 5 anos.

Aos meus Professores e todos àqueles que de alguma forma contribuíram para a minha formação.

“A persistência é o menor caminho do êxito.”

Charles Chaplin

RESUMO

Em virtude de melhor aproveitamento dos espaços, a tendência mundial é construir edifícios cada vez mais altos. Na mesma proporção em que cresce a utilização desses tipos de construções, intensifica-se ainda mais a necessidade de se considerar a análise dos efeitos das ações dinâmicas do vento, devido à alta esbeltez, leveza e flexibilidade apresentadas. Nesse contexto, o escopo deste trabalho é analisar os efeitos do vento dinamicamente numa abordagem 2D e 3D de um edifício de concreto armado. As ações do vento são representadas por dois modelos matemáticos, que utilizam funções temporais que simulam as rajadas de vento por meio de pulsos triangulares consecutivos. Tais modelos são: Modelo de Aguilera (2007) e Modelo de Viana e Araújo (2009). Para a realização deste trabalho é utilizado um software de método dos elementos finitos, o SAP2000, versão 14. Em decorrência dos resultados apresentados pelas análises estáticas e dinâmicas, a análise do modelo tridimensional mostra-se ser imprescindível, pois no 3D, a estrutura exhibe os maiores deslocamentos e esforços encontrados.

Palavras-chaves: Ações dinâmicas, rajadas de vento, pulsos triangulares consecutivos, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

In order to improve the use of space, there is a global tendency to construct higher buildings more and more. In the same proportion that the use of these kinds of construction increases; the need for considering an analysis from the dynamics effects caused by wind's loading becomes more intense due to the high slenderness, lightness and flexibilities presented. In this sense, the scope of this work is to analyze the wind's effects dynamically, in both 2D and 3D approaches, of a building made of reinforced concrete. The wind actions are represented by two mathematics models, which utilize temporal functions that simulate the blast by means of consecutive triangular pulses. Such models are: Aguilera's model (2007) and Viana and Araújo's model (2009). In order to accomplish this work, a finite element method software was used, SAP2000, 14th version. Due to the results presented by the statics and dynamics analyses, the evaluation of the tridimensional model demonstrates to be indispensable; cause in 3D, the structure has the highest displacements and efforts verified.

Keywords: Dynamics effects, blast, consecutive triangular pulses, finite element method.

LISTAS DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Comparação entre os edifícios mais altos do mundo.....	16
Figura 2 - Edifício Mirante do Vale.....	17
Figura 3 - Ponte de Tacoma Narrows.	19
Figura 4 - Fator topográfico $S_1(z)$	28
Figura 5. Espectro de potência do vento (Davenport).	37
Figura 6 - Planta do térreo do edifício.	45
Figura 7 - Planta do mezanino e pavimento tipo do edifício.....	46
Figura 8 - Dimensões das seções do pórtico PORT 3 e PORT8.	47
Figura 9 - Modelo de elementos finitos para análise 2D, representação do PORT3.....	47
Figura 10 - Modelo de elementos finitos para análise 2D, representação do PORT8.	47
Figura 11 - Modelo de elementos finitos para análise 3D, representação do “esqueleto” composto por vigas e pilares.	48
Figura 12 - Lançamento do modelo estrutural 3D do edifício, evidenciando as lajes tratadas como diafragma rígido.	49
Figura 13 - (a) Deformabilidade de uma laje fina. (b) Comportamento de diafragma rígido..	50
Figura 14 - Graus de liberdade para diafragmas de piso rígidos no plano.....	51
Figura 15 - Modos de vibração do PORT3.	53
Figura 16 - Modos de vibração do PORT8.	54
Figura 17 - Modos de vibração do modelo 3D.....	55
Figura 18 - Carga uniformemente distribuída e respectivas forças nodais equivalentes.	59

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Representação da pressão dinâmica do vento ao longo do tempo estudado por Raüsch.	35
Gráfico 2- Pulso triangular geral.	38
Gráfico 3- Pulso triangular repentino.....	39
Gráfico 4 - Função temporal para a velocidade horizontal do vento, representada por pulsos triangulares assimétricos sucessivos (Aguilera, 2007).	40
Gráfico 5 - Modelo para as rajadas de vento por pulsos triangulares repentinos. (Viana e Araújo, 2009).....	42
Gráfico 6 - Pressão do vento em função da altura do edifício.....	60
Gráfico 7 - Deslocamentos para o nó 16 do PORT8 (análise dinâmica).	62
Gráfico 8 - Fator de amplificação dinâmico em deslocamento para o nó 16 do PORT8.	63
Gráfico 9 - Fator de amplificação dinâmico em força para o nó 16 do PORT8.....	63
Gráfico 10 - Fator de amplificação dinâmico em momento para o nó 16 do PORT8.	64
Gráfico 11 - Deslocamentos na direção y para o nó 112 do modelo 3D (análise dinâmica). ..	64
Gráfico 12 - Fator de amplificação dinâmico em deslocamento para o nó 112 do modelo 3D (direção y).....	65
Gráfico 13 - Fator de amplificação dinâmico em força para o nó 141 do modelo 3D (direção y).	65
Gráfico 14 - Fator de amplificação dinâmico em momento para o nó 302 do modelo 3D (direção x).....	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Rugosidade do terreno classificada nas cinco Categorias.	30
Tabela 2 - Parâmetros meteorológicos.	31
Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	31
Tabela 4 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos.	33
Tabela 5 - Expoente p e parâmetro b.	34
Tabela 6 - Valores das frequências naturais das análises 2D (PORT3 e PORT8) e 3D.	52
Tabela 7 - Considerações iniciais do edifício para determinação das cargas estáticas do vento.	56
Tabela 8 - Determinação das forças estáticas devido ao vento em cada andar.	57
Tabela 9 - Determinação das forças dinâmicas devidas ao vento em cada andar.	58
Tabela 10 - Determinação das forças nodais equivalentes relativas aos efeitos estáticos e dinâmicos do vento.	60
Tabela 11 - Respostas das análises estáticas no PORT8.	61
Tabela 12 - Respostas das análises estáticas do modelo 3D.	62

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CSI	Computers and Structures, Inc
PUC	Pontifícia Universidade Católica
NBR	Norma brasileira
SAP2000	Structural Analysis Programa 2000
UFC	Universidade Federal do Ceará

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de referência
b	Parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2
C	Coefficiente aerodinâmico
C_a	Coefficiente de arrasto
[C]	Matriz de amortecimento
E	Módulo de elasticidade
F	Força estática devida ao vento
F(t)	Força do pulso da rajada de vento em função do tempo
F(z)	Força estática equivalente que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento
$F_0(z)$	Amplitude máxima do carregamento do vento que varia em função da altura do edifício
f	Frequência natural de vibração
f_1	Frequência fundamental da estrutura
f_{ck}	Resistência característica do concreto
$\{f_{I_i}\}$	Vetor de forças de inércia
$\{f_{A_i}\}$	Vetor de forças de amortecimento
$\{f_{E_i}\}$	Vetor de forças de deformação elástica
h	Altura de uma edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral.
L	Dimensão característica ($L = 1800$ m) utilizada na determinação do coeficiente de amplificação dinâmica
l_1	Largura ou o diâmetro da edificação
k	Coefficiente de rigidez de mola
[K]	Matriz de rigidez
[M]	Matriz de massa
p	Expoente da lei potencial de variação de S_2
p_0	Amplitude máxima do carregamento do pulso triangular geral
p(t)	Carregamento do pulso triangular geral
$\{p(t)_i\}$	Vetor de forças externas

q	Pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica, em condições normais de pressão e de temperatura
$q(z)$	Pressão dinâmica do vento com a altura
\bar{q}_b	Pressão dinâmica média do vento
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno
S_3	Fator baseado em conceitos probabilísticos
T_1	Período fundamental da estrutura
t_d	Período de tempo de um pulso
T_n	Período natural de vibração de um sistema com n graus de liberdade
$u_{0(est)}$	Deslocamento devido à carga do pulso triangular geral aplicada estaticamente
$\{u(t)\}$	Vetor de deslocamentos
$\{\dot{u}(t)\}$	Vetor de velocidades
$\{\ddot{u}(t)\}$	Vetor de acelerações
V_k	Velocidade característica do vento
V_0	Velocidade básica do vento
\bar{V}_p	Velocidade de projeto, correspondente à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de categoria II
z	Cota acima do terreno
Z_r	Altura de referência: $z_r = 10$ m
α	Razão entre o tempo de subida para o período de um pulso
ξ	Coefficiente de amplificação dinâmica
γ	Parâmetro da norma
Φ	Modo de vibração
ϕ	Fase
ω	Frequência de uma vibração
ω_n	Frequência natural de vibração de um sistema com n graus de liberdade
ζ	Razão de amortecimento crítico

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Contexto temático.....	16
1.2	Justificativa.....	17
1.3	Breve histórico.....	18
1.4	Objetivos.....	20
1.4.1	<i>Objetivo geral</i>	20
1.4.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	21
1.5	Metodologia	21
1.6	Estrutura da Monografia	21
2	INTRODUÇÃO À ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS.....	23
2.1	Vibrações mecânicas	23
2.2	Equilíbrio dinâmico.....	24
2.3	Análise modal	25
3	AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123 (ABNT, 1988).....	27
3.1	Cálculo da força estática	27
3.2	Modelo dinâmico simplificado	32
4	MODELAGEM MATEMÁTICA DAS RAJADAS DE VENTO	35
4.1	Método determinístico de Raüsch-Föppl.....	35
4.2	Método probabilístico	35
4.2.1	<i>Processo de Davenport</i>	36
4.3	Método de vento sintético.....	37
4.4	Método rajadas de vento por pulsos triangulares sucessivos.....	37
4.4.1	<i>Pulso triangular geral</i>	38
4.4.2	<i>Função temporal de Aguilera (2007).....</i>	40
4.4.3	<i>Função temporal de Viana e Araújo (2009).....</i>	41
5	ESTUDO DO PROBLEMA DINÂMICO	43
5.1	Modelagem bi e tridimensional do edifício.....	43
5.1.1	<i>Modelo 2D.....</i>	44
5.1.2	<i>Modelo 3D.....</i>	48
5.2	Modos e frequências naturais de vibração	51
5.3	Cálculo das ações na direção do vento.....	56
5.3.1	<i>Cálculo da pressão estática do vento</i>	56

5.3.2	<i>Cálculo da pressão dinâmica do vento</i>	57
5.3.3	<i>Cálculo das forças nodais equivalentes</i>	58
5.4	Respostas estáticas e dinâmicas na direção do vento	60
5.4.1	<i>Análise estática</i>	61
5.4.2	<i>Análise dinâmica</i>	62
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES FUTURAS	66
	REFERÊNCIAS	68
	APÊNDICE A - DELIMITAÇÃO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA DOS PILARES	70
	APÊNDICE B - MASSAS CONCENTRADAS NOS NÓS POR ÁREA DE INFLUÊNCIA	71
	APÊNDICE C - CORTE ESQUEMÁTICO DO EDIFÍCIO	72
	ANEXO A - ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA, V_0 (M/S)	73
	ANEXO B - COEFICIENTE DE ARRASTO, C_A, PARA EDIFICAÇÕES	74
	ANEXO C - COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA, ξ, DAS CATEGORIAS DO TERRENO ($L = 1800$ m; h em metros)	75

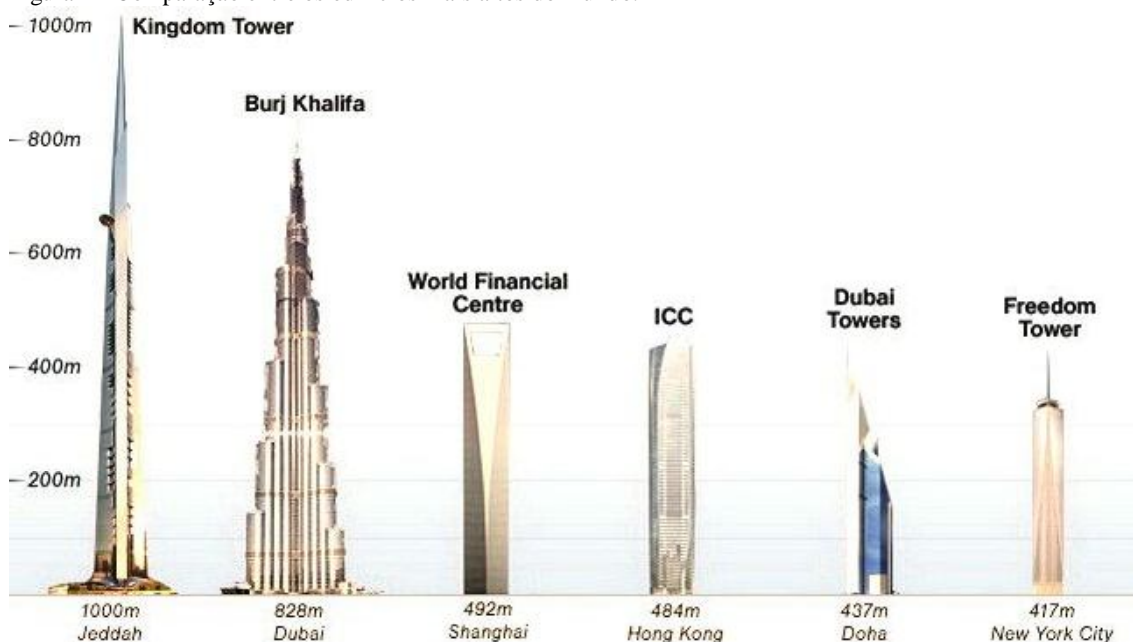
1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto temático

Atualmente, a tendência mundial é de construir edifícios cada vez mais altos, isso porque no transcorrer dos anos, o aumento populacional e a valorização de imóveis em zonas urbanas importantes, condicionam a um melhor aproveitamento dos espaços. À mesma proporção que cresce a utilização desses tipos de construções, intensifica-se ainda mais a necessidade de se considerar os efeitos das ações dinâmicas do vento na análise dessas estruturas, em virtude de sua alta esbeltez, leveza e flexibilidade.

No mundo, o Edifício Burj Khalifa Bin Zayid, em Dubai, destaca-se como sendo o mais alto com 828 metros de altura e 167 andares. Localiza-se nos Emirados Árabes Unidos, tendo sua construção se iniciado em 2004 e a inauguração acontecida recentemente, em 2010. Futuramente, a fim de bater esse recorde, se antevê a construção de edifícios ainda mais altos, como a torre Kingdom Tower, cujas obras se iniciaram no começo de 2012 na Arábia Saudita, na cidade Jeddah, a previsão de entrega da obra está para 2016, sendo que a altura estimada do edifício é de aproximadamente 1000 metros. A Figura 1 compara sua altura com a de outros arranha-céus.

Figura 1 - Comparação entre os edifícios mais altos do mundo.



Fonte: <http://www.news.com.au>.

Em construções desta envergadura, o vento é um sério problema, portanto a preocupação com a aerodinâmica da edificação torna-se cada vez mais relevante. Como exemplo de alternativa aerodinâmica, a torre Kingdom Tower estreita-se gradualmente à medida que sua altura cresce. Logo, isto impede que o edifício funcione com efeito de “vela”, o qual imprimiria à estrutura movimentos torcionais e rotacionais exagerados, sendo prejudiciais à estabilidade. Essa redução da seção do Kingdom é, portanto, uma forma de aumentar a resistência do edifício às forças do vento e com isso, reduzir a formação de vórtices, o que causaria à estrutura oscilações laterais notadamente perceptíveis pelos ocupantes.

No Brasil, o edifício mais alto é o Mirante do Vale, que possui 170 metros de altura e 51 andares, edificado na cidade de São Paulo. Sua construção começou em 1960 e foi inaugurado em 1966. É considerado atualmente o 198º arranha-céu mais alto do mundo. (Figura 2).

Figura 2 - Edifício Mirante do Vale.



Fonte: <http://funchal.blogspot.com.br>.

1.2 Justificativa

Em construções altas de concreto armado com elevada esbeltez e leveza, os efeitos causados pela ação dinâmica do vento podem ser bastante danosos. Em situação de incidência de vento com rajadas em baixa frequência, esse tipo de estrutura pode sofrer consequências ainda mais desastrosas, caso em que a frequência natural da mesma se aproxima da frequência de excitação, configurando-se um estado ressonante (VIANA, 2008).

Neste contexto, a importância do estudo das ações do vento em edifícios altos, assim como suas implicações, é de grande valia em virtude de seus efeitos dinâmicos, geralmente, causarem na estrutura deslocamentos, velocidades e acelerações, que por sua vez, produzem forças de inércia, elásticas e de amortecimento. Dependendo da magnitude, tais ações devem ser previamente consideradas em projeto, a fim de não acarretar prejuízos às estruturas, como fissuras, vibrações, deslocamentos excessivos, e conseqüentemente, desconforto aos usuários, e em última instância, instabilidade na estrutura do edifício.

Um problema decorrente das ações do vento, diz respeito ao estado limite de serviço da estrutura, quanto ao surgimento de deslocamentos horizontais. Em casos de deslocamentos excessivos, a sensibilidade dos ocupantes do edifício poderá ser afetada, podendo causar, portanto, desconforto aos usuários. Analisando-se o estado limite último, persistindo-se na estrutura esses efeitos perturbadores, o tempo de vida útil poderá diminuir, e entre outros parâmetros, a estrutura possivelmente irá ingressar em estado de ruína.

1.3 Breve histórico

Ao longo da história, os acidentes ocorridos devido às ações destrutivas do vento sobre edificações despertam a maior preocupação por parte de profissionais, como engenheiros e pesquisadores para a importância do tema em construções civis.

Para tanto, durante muitas décadas sucederam-se muitos estudos com o propósito de simular os efeitos dinâmicos do vento em estruturas. No final do século XIX, iniciaram-se estudos sobre as ações dinâmicas do vento através de pesquisas experimentais em túnel de vento desenvolvido por Kernt e Mann, respectivamente em 1891 e 1894, utilizando-se sólidos geométricos, como por exemplo, cones e cilindros (TREIN, 2005).

Também na mesma época, Eiffel em 1894, para a construção da Torre Eiffel, ensaiou estatisticamente modelos reduzidos com diversas formas geométricas, a fim de compreender como atuava o vento nestes modelos. Em estudos aerodinâmicos, o túnel de vento idealizado por Prandlt, em 1908, foi também um importante acontecimento para a evolução do estudo do vento, cujo conceito da mecânica dos fluidos de camada limite foi introduzido.

Provavelmente, ainda na década de 30, foi apresentado o primeiro método racional para determinar os efeitos dinâmicos das rajadas, idealizado por Raüsch em 1933, fundamentado em estudos estatísticos de Föppl. Na época, o método foi incorporado à norma alemã. Conforme esse estudo, quando surge uma rajada de vento, a pressão dinâmica média,

\bar{q} , cresce subitamente, permanece constante em um pequeno intervalo de tempo, e volta a cair para \bar{q} . Com o passar do tempo surgem outros modelos para as rajadas que aumentam ou diminuem o valor da pressão dinâmica, mas sempre voltando a \bar{q} (BLESSMANN, 1998).

Em 1940, poucos meses após a inauguração, ocorreu o colapso da Ponte de Tacoma Narrows (Figura 3), localizada sobre o Estreito de Tacoma, em Washington, Estados Unidos. Considerado um marco na história do estudo das ações dinâmicas do vento, o fato configurou um exemplo para não ser repetido, incentivando-se a realização de mais pesquisas na área. Esta ponte colapsou sob o efeito da ressonância devido sua enorme falta de rigidez transversal e torcional. No instante da ruína da ponte, a velocidade do vento atuante estava em torno de 65 km/h, sendo esta inferior a de projeto (SILVA e BECK, 2012).

Figura 3 - Ponte de Tacoma Narrows.



Fonte: www.cesterandco.com.

No Brasil, o episódio mais conhecido e similar ao acontecido à Ponte de Tacoma, mas não catastrófico, foi o caso da Ponte Rio-Niterói, que por diversos momentos esteve fechada durante a ocorrência de ventos com velocidades próximas a 50 km/h. Seu ano de inauguração foi 1974 (BATTISTA e PFEIL, 2010).

No final da década de 50, em 1957, estudos mostraram o efeito turbulento do vento através da utilização do espectro de Van Der Hoven, possibilitando assim abordar o comportamento dinâmico da pressão do vento em edifícios (VAN DER HOVEN, 1957).

A década de 60 marcou os primeiros ensaios experimentais em túnel de vento para fins de projeto. No Brasil, Blessmann em 1960 deu início aos ensaios no Instituto Nacional de Tecnologia do Rio de Janeiro e no Centro Técnico Aeroespacial de São Paulo. Blessmann (2007) explica que submeteu grelhas e telas curvas convenientemente dimensionadas a uma

simulação parcial das características do vento natural. Em 1964, o mesmo estudioso realizou esses experimentos em modelos de edifícios, obtendo resultados preocupantes no tocante aos valores de sucção do vento que eram bem maiores que os expostos pelas normas da época. Nos dias atuais, Joaquim Blessmann é considerado o maior especialista em ventos da América do Sul.

Em meados desta mesma década foram realizados outros ensaios em túnel de vento de grande importância, como o que foi feito para o projeto do edifício World Trade Center, em Nova Iorque. Nessa ocasião, projetistas estruturais começaram a considerar no cálculo das forças de vento parâmetros intrínsecos da estrutura como: rigidez, fator de amortecimento e distribuição de massas.

Anos mais tarde, dando continuidade ao estudo do espectro turbulento, Davenport em 1965, por meio de método probabilístico, deu importante contribuição aos estudos estáticos e dinâmicos, apresentando o conceito de energia do vento. Conforme Ju e Choo (2005), Davenport, semelhante ao estudo de Raüsch, separa o vento natural em uma parte média e outra flutuante: os esforços pseudoestáticos correspondem à parte média do vento e os esforços dinâmicos, à parcela flutuante do vento.

No Brasil, Franco (1993) propôs o então chamado Método de Vento Sintético, que é uma ampliação do processo probabilístico de Davenport para a pressão do vento, de modo a obter os carregamentos dinâmicos por meio da técnica numérica de Monte Carlo.

Em 1997, a Torre Norte do Centro Empresarial das Nações Unidas da cidade de São Paulo é analisada por Franco a fim de comprovar a eficácia do Método de Vento Sintético. Os resultados foram comparados com os obtidos através da norma brasileira e com o software TQS, mostrando aproximação de resultados entre os métodos (FRANCO, 1997 *apud* CHÁVEZ, 2006).

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo geral

O objetivo geral da pesquisa é analisar bi e tridimensionalmente um edifício de concreto armado devido às ações dinâmicas do vento atuantes na estrutura, com a finalidade de comparar dois modelos matemáticos que se utilizam de funções temporais para representar as rajadas de vento por meio de pulsos triangulares consecutivos.

1.4.2 Objetivos específicos

Dos objetivos específicos, podem-se citar: demonstrar que a análise tridimensional do edifício em estudo configura melhor representação da realidade, que a abordagem 2D de pórticos; comprovar a eficácia da representação da carga de vento por pulsos triangulares consecutivos.

1.5 Metodologia

Com o passar do tempo, graças à implementação de recursos computacionais, o estudo dinâmico em estruturas avançou expressivamente, possibilitando resolver problemas por meio de análise numérica. Por isso, para a realização deste trabalho, disponibiliza-se como recurso, um importante software de elementos finitos, o SAP2000, versão 14 (CSI, 2008). O SAP2000, há quase 40 anos, é bastante empregado em análises dinâmica e estática de estruturas complexas, isso porque o vento é naturalmente um fenômeno dinâmico, ou seja, varia com o tempo. A análise deste fenômeno como tal, isto é, dinamicamente, torna-se analiticamente um processo bastante trabalhoso, necessitando-se muitas vezes a utilização de recursos computacionais, geralmente à base da tecnologia *Computer Aided Engineering* (CAE), cujo principal método de análise é através do Método dos Elementos Finitos (MEF).

Para a análise dinâmica, utilizam-se dois modelos para representar as rajadas de vento por meio de pulsos triangulares consecutivos: modelo proposto por Aguilera (2007); e o proposto por Viana e Araújo (2009). O cálculo das forças devido ao vento é realizado conforme as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988).

Estuda-se o comportamento estrutural do edifício por meio da análise das respostas dinâmicas do sistema, como: deslocamentos e esforços internos máximos, fator de amplificação, modos de vibração e frequências naturais.

1.6 Estrutura da Monografia

Esta monografia é composta por seis capítulos dispostos a seguir.

O primeiro capítulo refere-se a esta Introdução onde se encontram relatados a contextualização do caso a ser estudado, bem como a justificativa acerca do problema, os objetivos, a metodologia a ser abordada para dar seguimento a este trabalho e por último a estruturação da monografia.

O segundo capítulo apresenta a introdução dos principais fundamentos teóricos da análise dinâmica de estruturas, como: o conceito de vibrações livres e forçadas em sistemas mecânicos; a apresentação das equações que governam o equilíbrio dinâmico; e, por último a apresentação da análise modal em sistemas com vários graus de liberdade.

O terceiro capítulo fundamenta-se na apresentação dos modelos recomendados pela NBR 6123 (ABNT, 1988), para o cálculo das cargas estáticas e dinâmicas devido à ação do vento.

O quarto capítulo aborda alguns métodos para a modelagem matemática das rajadas de vento: método determinístico de Raüsch-Föppl; método probabilístico pelo processo de Davenport; método de vento sintético; e o método das rajadas de vento por pulsos triangulares sucessivos.

O quinto expõe o problema dinâmico, que é propriamente dito o estudo de caso, apresentando os dados do problema, as dimensões dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares), o módulo de elasticidade, carregamentos considerados, dentre outros. O capítulo também mostra o cálculo das pressões estáticas e dinâmicas do vento segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988). O mesmo também exhibe e discute os principais resultados das análises modal, estática e dinâmica dos modelos bi e tridimensionais.

E finalmente, o sexto capítulo é a conclusão que trata dos principais resultados, apresentados pelas análises estáticas e dinâmicas dos modelos 2D e 3D, como também a indicação de sugestões para possíveis trabalhos futuros.

2 INTRODUÇÃO À ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

Todas as estruturas, quando submetidas às cargas ou deslocamentos, comportam-se dinamicamente. As forças de inércia, a partir da segunda lei de Newton, são iguais ao produto da massa pela aceleração. Se as cargas ou deslocamentos forem aplicados de forma muito lenta, as forças de inércia podem ser desprezadas e uma análise estática de carga pode ser justificada.

No entanto, se o carregamento varia muito rapidamente com o tempo, como os casos sísmicos e as ações de vento, o carregamento é caracterizado como dinâmico. Esse tipo de carregamento tira a estrutura da sua condição de equilíbrio estático, a mesma se movimenta e seus componentes apresentam variações consideráveis de velocidades, estando sujeitos, portanto, a acelerações (ALVES FILHO, 2011).

Na análise de estruturas sujeitas a cargas dinâmicas, a presença das forças elásticas e de inércia geram o fenômeno de vibrações, muito ocorrido na maioria dos sistemas mecânicos.

2.1 Vibrações mecânicas

A vibração pode ser definida como um movimento de oscilação de um corpo em torno de sua posição de equilíbrio. Por sua vez, a frequência de um movimento vibratório é o número de oscilações completas, por intervalo de tempo. O pêndulo é o sistema mecânico mais simples e ilustra bem o movimento vibratório cujo período é o tempo que ele gasta para realizar uma vibração completa.

Cada sistema mecânico tem um grande número de frequências naturais, que teoricamente é infinito. Associado a cada frequência natural, ω_n , existe uma configuração espacial (modo) em que a estrutura tende a vibrar. A frequência natural de vibração ω_n de um sistema com n graus de liberdade é dada por

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (1)$$

Onde:

T_n - é o período natural de vibração de um sistema com n graus de liberdade.

Existem dois tipos de vibrações: as vibrações livres e as forçadas. A vibração livre ocorre quando o movimento se mantém por forças restauradoras inerciais ou elásticas, como por exemplo, o movimento de vai-e-vem do pêndulo. A vibração forçada é causada por uma força externa periódica ou intermitentemente aplicada ao sistema. Ambos os tipos podem ser amortecidos ou não.

2.2 Equilíbrio dinâmico

As equações de movimento de um sistema com vários graus de liberdade podem ser estabelecidas a partir do equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade. De uma forma geral, podem-se considerar aplicadas no grau de liberdade genérico i , quatro tipos de forças: as forças aplicadas exteriormente $p(t)_i$, as forças resultantes do movimento e que se dividem em forças de inércia, f_{Ii} , forças devido ao amortecimento, f_{Ai} , e forças de deformação elástica, f_{Ei} . Assim, o equilíbrio dinâmico para este grau de liberdade pode ser escrito na seguinte forma:

$$\{f_{Ii}\} + \{f_{Ai}\} + \{f_{Ei}\} = \{p(t)_i\} \quad (2)$$

onde a força elástica é definida pela relação entre a rigidez k e o deslocamento $u(t)$; a força de amortecimento está relacionada pelo coeficiente de amortecimento e a velocidade $\dot{u}(t)$; e a força de inércia relaciona a massa m com a aceleração $\ddot{u}(t)$. Cada um destes vetores de forças resultantes do movimento depende, portanto, das variáveis que descrevem o movimento, que são o deslocamento, a velocidade e a aceleração em cada grau de liberdade.

Para todos os graus de liberdade do sistema mecânico chega-se a seguinte equação de movimento:

$$[M] \{\ddot{u}(t)\} + [C] \{\dot{u}(t)\} + [K] \{u(t)\} = \{p(t)\} \quad (3)$$

Onde:

$[K]$ - é a matriz de rigidez da estrutura relativa aos graus de liberdade considerados;

$[C]$ - é a matriz de amortecimento referente aos graus de liberdade considerados;

$[M]$ - é a matriz de massa respectiva aos graus de liberdade considerados.

Caso não haja carga externa dinâmica aplicada ao sistema, a vibração é dita livre e a equação de movimento é dada por:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{0\} \quad (4)$$

2.3 Análise modal

A análise modal consiste na determinação dos parâmetros dinâmicos da estrutura, que são: frequências naturais com seus respectivos modos de vibração e fatores de amortecimento. As frequências naturais surgem quando a estrutura vibra livremente, ou seja, sem a ação de forças externas. Um modo de vibração é uma configuração do sistema segundo a qual este pode oscilar, mantendo-se constante a relação entre os deslocamentos dos diversos pontos da estrutura (CLOUGH e PENZIEN, 1995).

A determinação dos parâmetros modais de um sistema mecânico linear pode ser analítica, numérica e experimental, sendo que esta última é muitas vezes utilizada para ajustar os modelos analíticos (soluções exatas) e numéricos (modelo de elementos finitos, por exemplo). Muitas vezes, porém, um modelo analítico não existe e os parâmetros modais a serem determinados experimentalmente, podem servir como referência para futuras avaliações, tais como modificações estruturais.

A compreensão da análise modal também está relacionada com o estudo das vibrações mecânicas, pois a maioria das vibrações de sistemas mecânicos é função das características iniciais do sistema descrito pelos parâmetros modais (frequências naturais com seus respectivos modos de vibração e fatores de amortecimento). A análise modal por si só não é a resposta para todo o problema, mas é frequentemente a parte mais importante do processo.

Para determinado sistema mecânico, sem amortecimento, submetido à vibração livre, o cálculo das frequências naturais pode ser obtido através de solução analítica da equação de equilíbrio dinâmico, dada por:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{0\} \quad (5)$$

Admite-se que o movimento de um sistema mecânico é harmônico, cujo deslocamento é traduzido pela seguinte equação:

$$u(t) = \Phi \cos(\omega t - \phi) \quad (6)$$

Onde:

Φ - é um vetor que representa a configuração deformada da estrutura ou modo de vibração (não depende do tempo);

ω - é a frequência de vibração;

ϕ - é o ângulo de fase.

A aceleração do sistema mecânico, $\ddot{u}(t)$, é obtida pela derivada segunda da equação (6) em relação ao tempo, que resulta em:

$$\ddot{u}(t) = -\omega^2 \Phi \cos(\omega t - \phi) \quad (7)$$

Substituindo as equações (6) e (7) na equação (5), obtém-se:

$$[K - \omega^2 M] \Phi = \{0\} \quad (8)$$

De modo a não obter a solução trivial $\Phi = \{0\}$, é necessário anular o determinante da matriz $[K - \omega^2 M]$. Portanto, a determinação das frequências naturais e de seus respectivos modos de vibração é um problema típico de autovalores e autovetores, em que os autovalores são as frequências naturais e os autovetores os modos de vibração.

3 AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123 (ABNT, 1988)

A NBR 6123 (ABNT, 1988) regulamenta a determinação dos carregamentos de estruturas submetidas às ações do vento, quer sejam estáticos ou dinâmicos, os quais são descritos a seguir.

3.1 Cálculo da força estática

A força estática devido ao vento é determinada por:

$$F = C q A \quad (9)$$

Onde:

C - é o coeficiente aerodinâmico; no caso do estudo em edifícios, utiliza-se coeficiente de arrasto, C_a , que pode ser determinado conforme ANEXO B.

A - é a área de referência, em m^2 ;

q - é a pressão dinâmica na altura de referência.

A pressão dinâmica do vento, q, se relaciona à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão (1 atm = 101320 Pa) e de temperatura (15°C), é obtida por:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad [q \text{ em N/m}^2, V_k \text{ em m/s}] \quad (10)$$

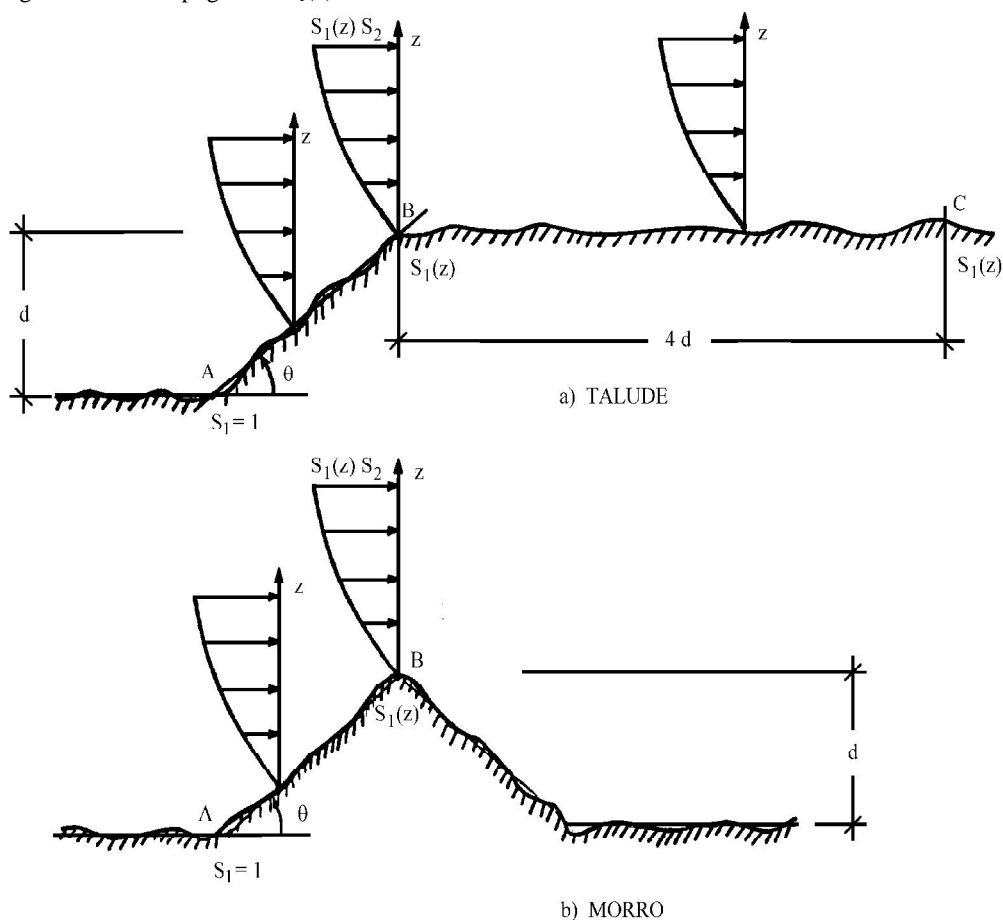
A velocidade característica é definida tomando como base a velocidade básica do vento, V_0 , que está relacionada ao local onde a estrutura será construída, e determinada multiplicando-se a velocidade básica do vento pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 :

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (11)$$

Por definição, a velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, acima de 10 m do terreno, em campo aberto e plano. A norma brasileira traz as isopletras da velocidade básica no Brasil (Ver ANEXO A). Como regra geral, admite-se que o vento básico possa soprar de qualquer direção horizontal.

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e o aumento da velocidade do vento na presença de morros de taludes. Em taludes e morros alongados pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado pela Figura 4. Na figura citada anteriormente, z representa a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro, e θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

Figura 4 - Fator topográfico $S_1(z)$.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Assim, a norma faz as seguintes recomendações:

- No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,0$;
- No ponto B, S_1 é uma função da altura z , logo, $S_1(z)$.

Quando $\theta \leq 3^\circ$, o valor de $S_1(z)$ é igual a unidade, ou seja:

$$S_1(z) = 1,0$$

(12)

Se o valor da inclinação θ se encontrar no intervalo entre 6° e 17° ($6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$), a função $S_1(z)$ é dada por:

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d} \right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (13)$$

E por último, caso o valor da inclinação seja maior do que 45° ($\theta \geq 45^\circ$), a equação para $S_1(z)$ é escrita da seguinte forma:

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d} \right) 0,31 \geq 1 \quad (14)$$

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade média geral do terreno em consideráveis extensões, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

No que diz respeito à rugosidade do terreno, a norma classifica cinco categorias, numeradas de I a V (Ver Tabela 1). Quanto às dimensões da edificação, a NBR 6123 determina três classes: classe A, B e C, as quais são definidas a seguir:

- a) classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros.
- b) classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.
- c) classe C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

O fator S_2 , usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno, pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (15)$$

Onde:

F_r - é o fator de rajada sempre correspondente à Categoria II de rugosidade do terreno;

b e p - são parâmetros meteorológicos, obtidos por meio da Tabela 2.

Tabela 1 - Rugosidade do terreno classificada nas cinco Categorias.

Categoria	Características do terreno	Exemplos	Cota média do topo dos obstáculos
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.	Mar calmo; lagos e rios; pântanos sem vegetação.	—
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.	Zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; padarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.	$\leq 1,0$ m
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.	Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos; fazendas com sebes e/ou muros; subúrbios e considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.	3,0 m
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.	Zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.	10 m
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.	Florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos.	≥ 25 m

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

O fator estatístico S_3 baseia-se em conceitos probabilísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Considerando que para a determinação da velocidade básica V_0 o tempo de recorrência é de 50 anos e a que probabilidade desta ser igualada ou excedida é de 63%. A Tabela 3 apresenta os valores mínimos de S_3 para cinco grupos de edificações.

Tabela 2 - Parâmetros meteorológicos.

Categoria	z ₀ (m)	Parâmetros	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F _r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S₃.

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

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

3.2 Modelo dinâmico simplificado

No estudo da ação do vento nas edificações, a representação de tal fenômeno deve analisar a solitação estática, que depende da sua velocidade média, e das flutuações da sua velocidade. Estas flutuações são conhecidas na engenharia como rajadas ou turbulências. As rajadas do vento dão origem a vibrações devido às diversas formas com que a sua força atua na estrutura, produzindo um carregamento aleatório de curta duração que dificulta a análise direta dos esforços (CHAVÉZ, 2006).

Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), "... edificações com período fundamental superior a um segundo, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio". De acordo com a mesma norma, estruturas cuja frequência de vibração fundamental seja inferior a 1 Hz, a análise dinâmica torna-se imprescindível.

Referencia-se aos *Efeitos Dinâmicos devido à Turbulência Atmosférica*, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 49), a seguinte transcrição:

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

Pela norma, o método simplificado considera somente a contribuição do primeiro modo de vibração para o cálculo da resposta flutuante. Neste caso, a frequência fundamental do edifício, seu correspondente modo de vibração e o amortecimento modal são obtidos de forma aproximada em função da altura z da edificação e das características do seu sistema estrutural. Em geral a retenção só do primeiro modo na solução conduz a erros inferiores a 10%. Para vários tipos de edificações usuais, a Tabela 4 apresenta os valores aproximados da razão de amortecimento crítico, ζ , do parâmetro da norma, γ , e das equações para o cálculo direto da frequência fundamental, f_1 .

Tabela 4 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos.

Tipo de Edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas.	1,2	0,020	0,05 + 0,015 h (h em metros)
Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais.	1,6	0,015	0,05 + 0,012 h
Torres e chaminés de concreto, seção variável.	2,7	0,015	0,02 h
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme.	1,7	0,010	0,015 h
Edifícios com estrutura de aço soldada.	1,2	0,010	$0,29\sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme.	1,7	0,008	
Estrutura de madeira.	-	0,030	

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

O item 9.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988), para o cálculo da resposta dinâmica na direção do vento, expressa a variação da pressão dinâmica do vento com a altura pela seguinte equação:

$$q(z) = \bar{q}_o \cdot b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma + p} \zeta \right] \quad (16)$$

Sendo:

z_r - a altura de referência ($z_r = 10$ m).

Onde o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante, sendo:

$$\bar{q}_o = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (\bar{q}_o \text{ em N/m}^2, \bar{V}_p \text{ em m/s}) \quad (17)$$

A velocidade de projeto, \bar{V}_p , correspondente à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de Categoria II, é obtida pelo seguinte produto:

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (18)$$

O expoente p e o coeficiente b apresentados na equação (16) dependem da Categoria de rugosidade do terreno, conforme a Tabela 5. O coeficiente de amplificação dinâmica ξ , obtido através de ábacos (Ver ANEXO C), é função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ζ , e da frequência natural de vibração f , por meio da relação adimensional $(\bar{V}_p / f L)$, para as cinco Categorias de rugosidade de terreno consideradas na referida norma.

Tabela 5 - Expoente p e parâmetro b .

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

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

A pressão $q(z)$ é uma função contínua da altura z sobre o terreno. A força estática equivalente $F(z)$ (que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento) por unidade de altura resulta na fórmula:

$$F(z) = q(z) \cdot l_1 \cdot C_a \quad (q(z) \text{ em } N/m^2, l_1 \text{ em m}) \quad (19)$$

Sendo l_1 a largura ou o diâmetro da edificação.

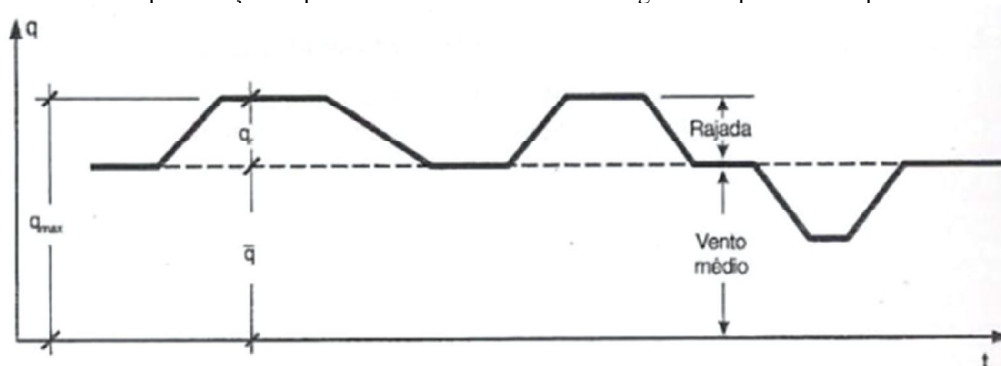
4 MODELAGEM MATEMÁTICA DAS RAJADAS DE VENTO

Este capítulo apresenta diversos métodos matemáticos que surgiram ao longo da história a fim de representar as rajadas de vento como ações dinâmicas.

4.1 Método determinístico de Raüsch-Föppl

Possivelmente, o primeiro método para determinar os efeitos dinâmicos das rajadas de vento foi apresentado por Raüsch em 1933. Baseado em um estudo estatístico de Föppl, esse método foi incorporado na norma alemã. Raüsch expõe seu trabalho utilizando-se gráficos que reproduzem a variação da pressão dinâmica do vento ao longo do tempo (Ver Gráfico 1).

Gráfico 1 - Representação da pressão dinâmica do vento ao longo do tempo estudado por Raüsch.



Fonte: Blessmann (1998).

De acordo com esse estudo, quando surge uma rajada de vento a pressão dinâmica média cresce subitamente até certo valor, permanece constante num intervalo de tempo e volta a diminuir. Com o passar do tempo surgem outras rajadas que aumentam ou diminuem o valor da pressão dinâmica, mas mantendo sempre o mesmo valor de pressão dinâmica média. Segundo Raüsch, as rajadas não são periódicas nem têm sempre a mesma duração, sendo insignificantes os riscos de ressonância; trata-se de uma série de cargas e descargas com valores e durações variáveis por intervalos desiguais de tempo (AGUILERA, 2007).

4.2 Método probabilístico

Os métodos probabilísticos demandam bastante tempo para coleta de dados, sendo bastante laboriosos. O primeiro a utilizar este método foi Davenport em 1961.

O modelo discreto apresentado pela NBR 6123 (ABNT, 1988) é baseado no processo estatístico de Davenport, mas difere nos parâmetros utilizados para determinar as ações do vento. No método, separa-se a resposta média da flutuante, sendo que esta última inclui a resposta ressonante e não ressonante (CARRIL JÚNIOR, 2000).

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), para o cálculo da resposta dinâmica total, a superposição das respostas média e flutuante deve ser considerada.

4.2.1 Processo de Davenport

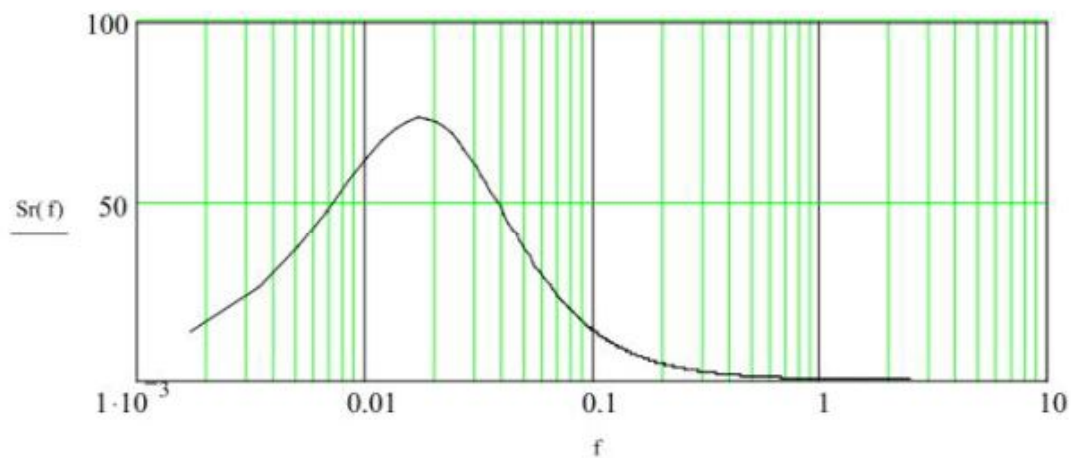
Para chegar à resposta da estrutura, algumas hipóteses simplificadoras foram utilizadas como ponto de partida para a realização do estudo de Davenport dos turbilhões que produzem cargas para uma determinada frequência, algumas das seguintes hipóteses tornam-se perfeitamente aceitáveis:

- a) componentes da velocidade do vento são processos estacionários com média zero, pois na consideração de rajadas estacionárias supõe-se que as propriedades físicas se mantêm constantes;
- b) na determinação da resposta estrutural, na direção da velocidade média do vento, só é considerada a influência da componente flutuante nesta direção;
- c) a estrutura é discretizada em várias partes sendo que, em um dado instante, a ação total do vento, na direção da velocidade média em cada parte, é composta de duas parcelas de ações: uma média e uma flutuante;
- d) a estrutura é elástica e a resposta pode ser expressa conforme a equação de equilíbrio dinâmico;
- e) a força média é a mesma para escoamento turbulento e suave com mesma velocidade média;
- f) flutuações na velocidade e na força estão ligadas por uma transformação linear. Havendo uma relação linear entre velocidade, força e resposta. Se a distribuição de velocidades é considerada como gaussiana, resultará em distribuições de força e de resposta também gaussianas. Os espectros de resposta poderão ser obtidos por meio de duas funções de admitância, que relacionam as dimensões da construção e dos turbilhões que nela incidem (admitância aerodinâmica) e a razão entre a resposta permanente e a excitação (admitância mecânica).

4.3 Método de vento sintético

Este método foi desenvolvido em 1993 pelo Prof. Mario Franco, segundo o espectro de ondas originado por Davenport, o qual é mostrado na Figura 5, onde $S_f(f)$ é o espectro de potência da resposta da estrutura, e f são as frequências naturais. Este espectro divide-se em 11 faixas de frequências, e isto quer dizer que se analisam 11 harmônicos sendo que na quarta faixa está centrado o 1º modo (0.125, 0.25, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8). A relação entre as áreas de cada faixa e a área total do espectro fornece a amplificação de cada harmônico.

Figura 5. Espectro de potência do vento (Davenport).



Fonte: Carril (2000).

O Método de Vento Sintético funciona da seguinte forma: calculam-se as pressões dos ventos para rajadas de 3 segundos e para ventos médios com duração de 10 min, sendo que este último é considerado como vento estático. A diferença dos valores dessas pressões é denominada como parte flutuante de excitação do vento.

A força total de vento é a soma entre a parcela flutuante e a média. Isto para cada modo de vibração, respectivamente da mais baixa para a mais alta frequência.

4.4 Método rajadas de vento por pulsos triangulares sucessivos

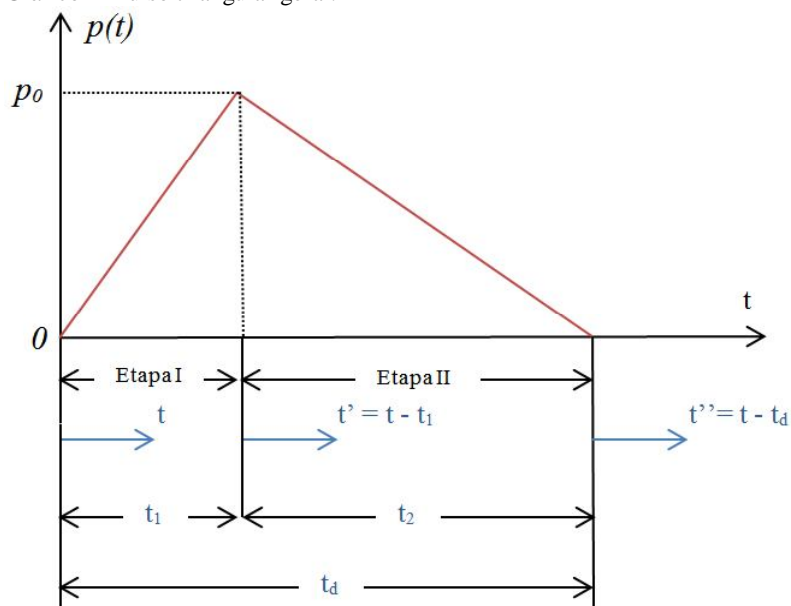
Devido à simplicidade das equações desse método, a simulação das rajadas de vento por pulsos triangulares sucessivos é vastamente utilizada em sistemas mecânicos para a

análise dinâmica de seus efeitos. A literatura apresenta exemplos de funções para representar as rajadas: degrau, rampa, pulso, funções harmônicas como senóide, etc.

4.4.1 Pulso triangular geral

Pulsos que possuem apenas leve assimetria podem, muitas vezes, serem representados adequadamente por formas simétricas. No entanto, se houver uma considerável assimetria, o resultado é uma significativa inclinação de qualquer origem. Consequentemente, para pulsos assimétricos, é necessário introduzir um parâmetro que define a inclinação do pulso. O efeito de assimetria na forma de um pulso é facilmente entendido através do Gráfico 2 (JACOBSEN e AYRE, 1958).

Gráfico 2- Pulso triangular geral.



Fonte: O autor

A razão entre o tempo de subida para o período de um pulso é chamada constante de inclinação, $\alpha = t_1/t_d$. Existem três casos especiais:

- $\alpha = 0$: o pulso tem uma elevação (vertical) instantânea, seguido de um decaimento repentino de duração t_d . Neste caso pode ser utilizado como uma representação básica de um pulso de explosão (Ver Gráfico 3);
- $\alpha = 1/2$: o pulso pode ser simétrico;

- c) $\alpha = 1$: o pulso tem um decaimento instantâneo, precedida por um aumento com a duração t_d .

Para a Etapa I (Gráfico 2), a equação da carga de excitação é dada por:

$$p(t) = p_0 \frac{t}{t_d} \quad (20)$$

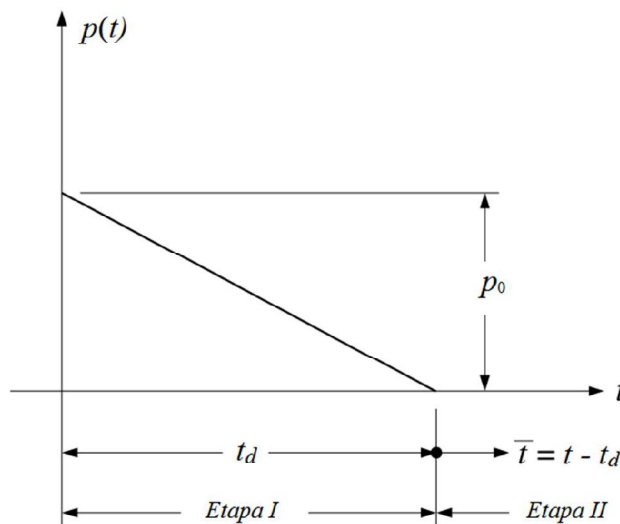
Para a Etapa II (Gráfico 2), a equação da carga de excitação é dada por:

$$p(t) = p_0 \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) \quad (21)$$

Considerando que p_0 seja aplicado estaticamente no sistema, o mesmo é dado pela seguinte equação:

$$p_0 = k u_{0(est)} \quad (22)$$

Gráfico 3- Pulso triangular repentino.



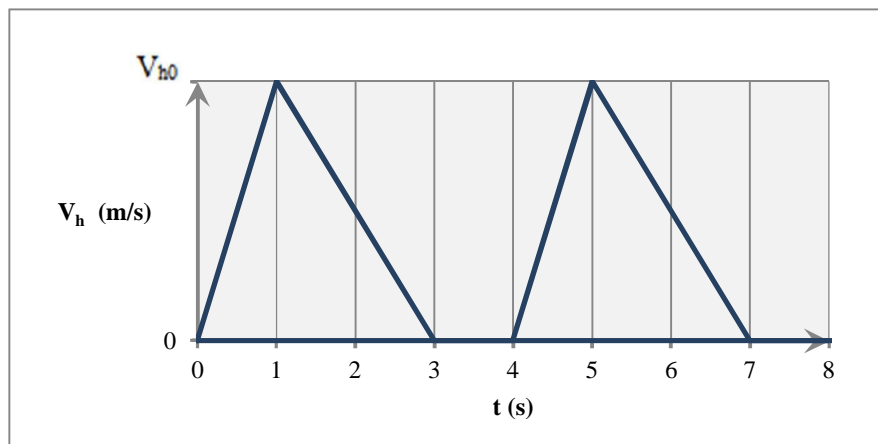
Fonte: Clough (1995).

Os tipos de pulsos escolhidos para excitar a estrutura analisada neste trabalho são: pulso triangular assimétrico proposto por Aguilera (2007) e o pulso triangular repentino proposto por Viana e Araújo (2009).

4.4.2 Função temporal de Aguilera (2007)

Aguilera (2007) analisa uma torre de TV sob a ação dinâmica do vento. Com o intuito de simular as rajadas de vento, este autor submeteu a estrutura a sucessões de pulsos triangulares assimétricos isolados do vento de projeto (Gráfico 4).

Gráfico 4 - Função temporal para a velocidade horizontal do vento, representada por pulsos triangulares assimétricos sucessivos (Aguilera, 2007).



Fonte: Aguilera (2007).

Observa-se que a função é formada por uma sucessão de pulsos com duração de 3 segundos e, para cada pulso, o tempo de decaimento é o dobro do tempo de crescimento. A duração de 3 segundos é sugerida em diversos códigos inclusive pela NBR 6123 (ABNT, 1988) (AGUILERA, 2007).

A transcrição da NBR 6123 (ABNT, 1988, pg. 11), que corrobora com a afirmativa citada no parágrafo anterior, é a seguinte:

A velocidade do vento varia continuamente e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (três segundos) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 metros na direção do vento médio.

Aguilera (2007) submeteu a torre a diferentes velocidades básicas de vento. No entanto, para o edifício analisado neste trabalho ocorre apenas uma única velocidade básica, 30 m/s, pois está localizado na cidade de Natal-RN (Ver isopletras no ANEXO A). A alternativa adotada para representar os pulsos das rajadas de Aguilera nesta monografia, é que

os mesmos passam então a serem descritos em função das forças de excitação. As funções que representam esses pulsos são escritas como:

$$F(t) = F_0(z) \frac{t}{t_d} \quad (23)$$

$$F(t) = F_0(z) \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) \quad (24)$$

Onde:

$F_0(z)$ - é a amplitude máxima do carregamento do vento que varia em função da altura do edifício.

As equações (23) e (24) representam, respectivamente, o trecho de crescimento e de decaimento do pulso triangular de Aguilera.

4.4.3 Função temporal de Viana e Araújo (2009)

O método em que as rajadas de vento são concebidas por meio de sucessivos pulsos triangulares se utiliza de funções de pulso unitário, tendo cada um destes pulsos picos de força que cessam em um determinado período de tempo. Segundo Raüsch (BLESSMANN, 1998), este período de tempo é igual a 1s, enquanto que os intervalos de tempo entre pulsos são três vezes o período fundamental da estrutura. Portanto, a força de excitação externa proposta tem comportamento linear, cujo valor máximo acontece no início do pulso e o valor nulo no final deste.

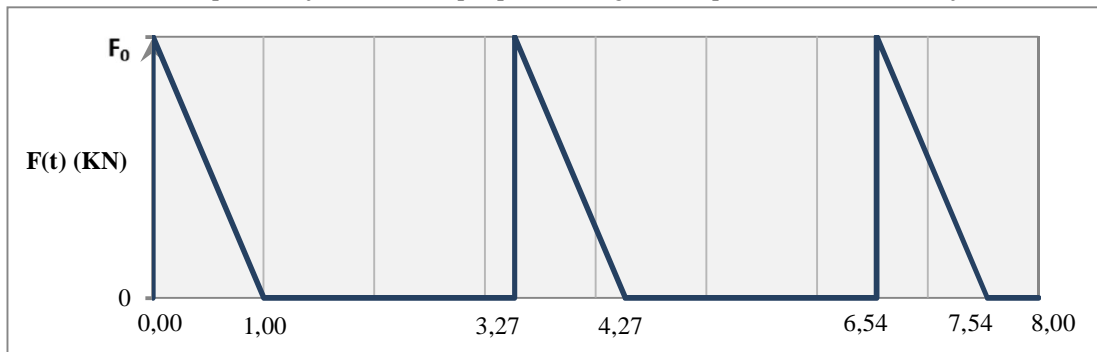
O modelo matemático das rajadas de vento proposto por Viana e Araújo (2009) tem a função temporal representada por pulsos triangulares repentinos e sucessivos (Ver Gráfico 5), onde F_0 é a amplitude máxima do carregamento, q , que varia segundo a altura do edifício, conforme as equações (17) e (19). O edifício estudado é considerado uma estrutura apertada de concreto e, conforme a Tabela 4, a fim de se determinar o intervalo de tempo entre pulsos, utiliza-se para o cálculo do período fundamental teórico dado por:

$$T_1 = 0,05 + 0,015h \quad (25)$$

Logo, $T_1 = 0,757s$.

A equação (24) descreve um pulso de decaimento repentino da rajada.

Gráfico 5 - Modelo para as rajadas de vento por pulsos triangulares repentinos. (Viana e Araújo, 2009).



Fonte: Viana e Araújo (2009).

5 ESTUDO DO PROBLEMA DINÂMICO

O estudo de caso é o edifício analisado por Viana (2008) que é composto por: 13 pavimentos tipo, um térreo e um mezanino, cujos pés-direitos são respectivamente, 2,88 m, 5,04 m, e 3,98 m. As lajes de todos os pavimentos são nervuradas¹ e têm peso próprio de 2,6 kN/m². Como pode ser visto na Figura 6 e na Figura 7, o contorno do edifício é constituído por vigas altas e, no centro do pavimento tipo, existem duas vigas faixas ortogonais entre si.

5.1 Modelagem bi e tridimensional do edifício

Para este estudo, o edifício é modelado em 2D e 3D, utilizando, como já foi dito, o SAP2000 (CSI, 2008), que é baseado no método dos elementos finitos.

A principal vantagem da utilização de modelos simplificados de duas dimensões é a redução do número de graus de liberdade, diminuindo assim, o tempo de processamento para a obtenção de resultados através da utilização de programas de computador.

O modelo tridimensional permite a representação integral da estrutura, sendo constituído por elementos finitos de barra com dois nós e elementos finitos de placa com pelo menos quatro pontos nodais. A abordagem numérica 3D é imprescindível para representar adequadamente a geometria dos elementos finitos das placas.

Considerou-se para a análise apenas a massa da laje de cada pavimento, a qual é levada para os nós dos pórticos por área de influência (Ver APÊNDICE A e APÊNDICE B). Além disso, a laje é considerada como diafragma rígido (VIANA, 2008).

Em ambos os modelos considera-se a resistência característica do concreto f_{ck} igual a 30 MPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,2. Para o cálculo do Módulo de Elasticidade, E, a NBR 6118 (ABNT, 2003) recomenda usar a seguinte expressão:

$$E = 5600\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (26)$$

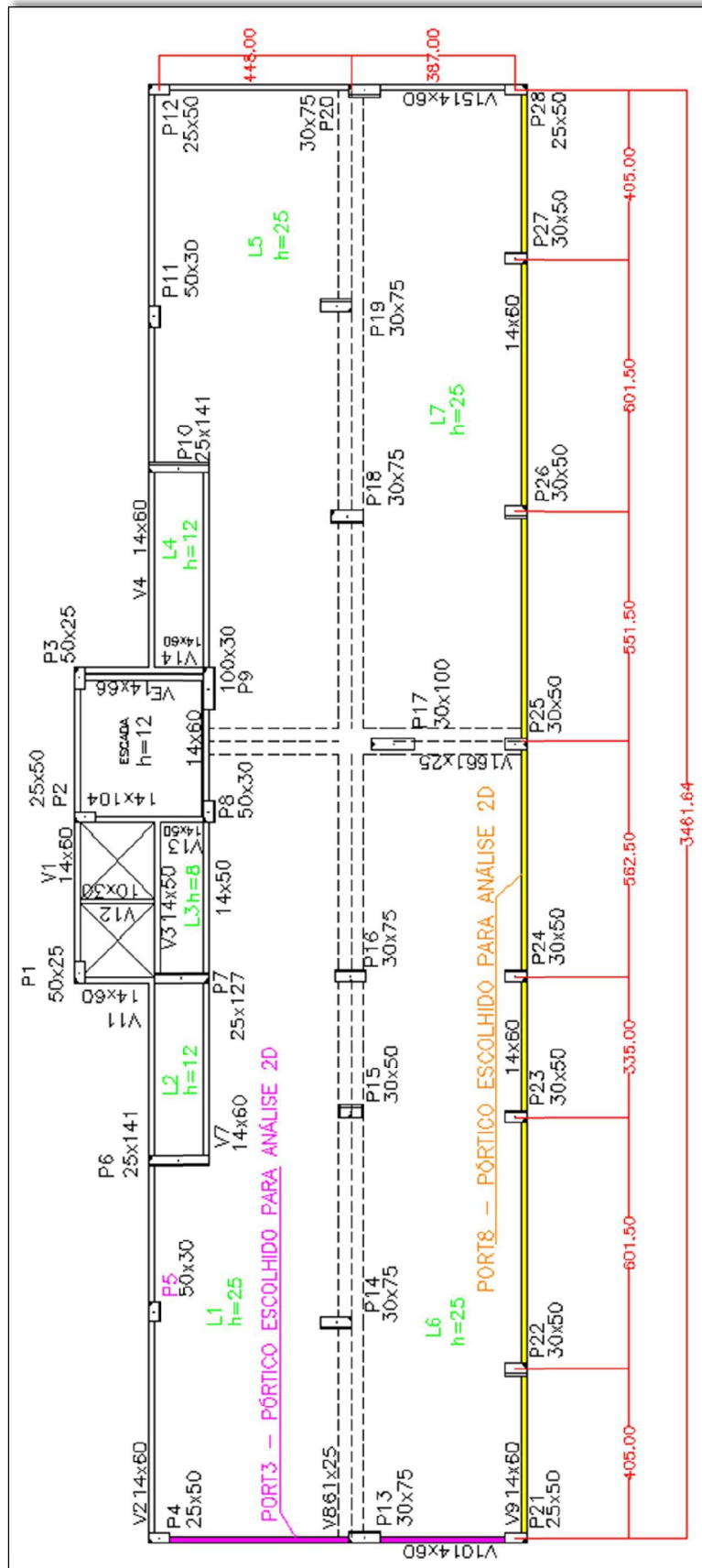
Logo, $E = 30672,5 \text{ MPa}$.

¹ Entretanto, por causa do tempo de processamento de dados no SAP2000 escolheu-se adotar as lajes como sendo maciças.

5.1.1 Modelo 2D

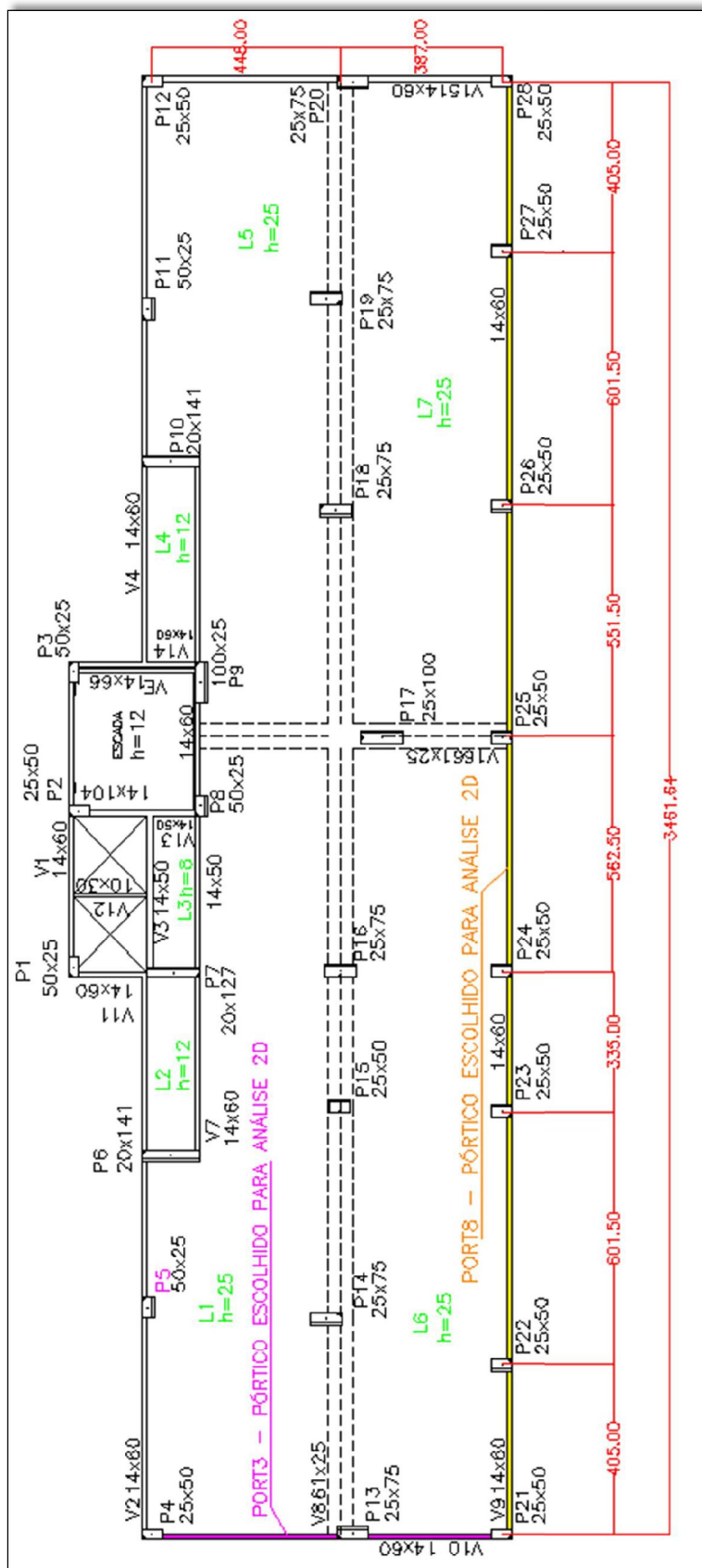
Para o modelo bidimensional, escolheram-se para análise os pórticos PORT3 e PORT8, realçados em rosa e amarelo respectivamente na Figura 6 e Figura 7. Estes pórticos são modelados com elementos de barra cujas seções transversais dos pilares e das vigas são apresentadas na Figura 8.

Figura 6 - Planta do térreo do edifício.



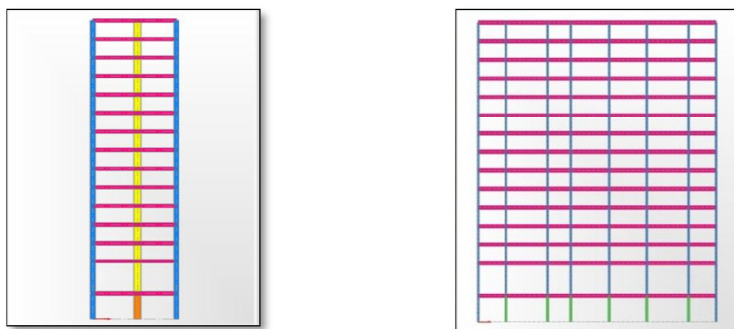
Fonte: O autor.

Figura 7 - Planta do mezanino e pavimento tipo do edifício.



Fonte: O autor.

Figura 8 - Dimensões das seções do pórtico PORT 3 e PORT8.



(a) PORT 3.

Legenda:

Pilar 25 x 50 cm

Pilar 25 x 75 cm

Pilar 30 x 75 cm

Viga 14 x 60 cm

(b) PORT 8.

Legenda:

Pilar 25 x 50 cm

Pilar 30 x 50 cm

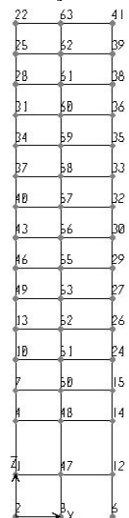
Viga 14 x 60 cm

Fonte: O autor.

Estes pórticos apresentam as seguintes características:

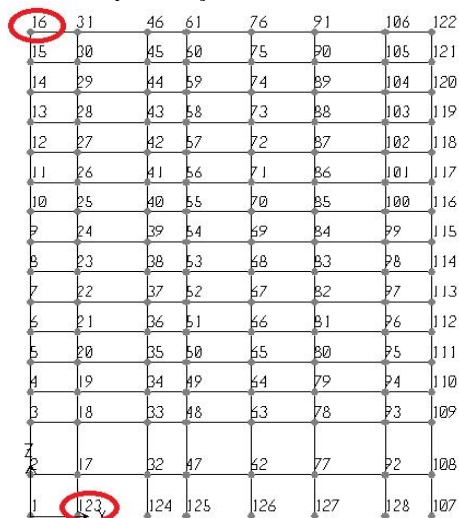
- condições de contorno: foram considerados engastamentos na ligação dos pórticos planos à fundação (hipótese de fundação rígida);
- é considerado o grau de liberdade na direção x (translação u_x);
- o PORT3 é discretizado em 48 nós e 75 elementos finitos de barra; já o PORT8 possui 128 nós e 225 elementos finitos de barra (Ver Figura 9 e Figura 10);

Figura 9 - Modelo de elementos finitos para análise 2D, representação do PORT3.



Fonte: O autor.

Figura 10 - Modelo de elementos finitos para análise 2D, representação do PORT8.



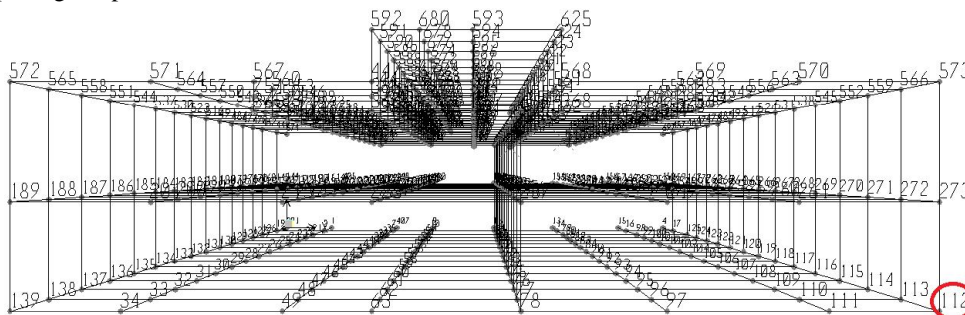
Fonte: O autor.

- d) a massa da laje é transferida aos nós de cada nível como massas concentradas, calculadas por área de influência (APÊNDICE A e APÊNDICE B). A massa das vigas e pilares são distribuídas.

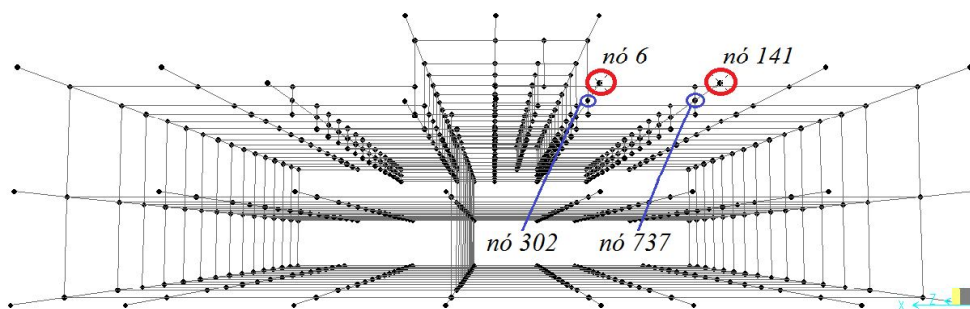
5.1.2 Modelo 3D

Para o lançamento do modelo tridimensional (Figura 11), consideram-se as seções transversais dos pilares dos pórticos variadas, 30 x 50 cm, 30 x 75 cm, 30 x 100 cm, 25 x 50 cm, 25 x 75 cm, 25 x 127 cm e 25 x 141 cm e os elementos de vigas possuem seção de 14 x 60 cm, com exceção das pertencentes às proximidades da escada e elevador, 14 x 50 cm, 14 x 66 cm, 10 x 30 cm, 14 x 104 cm e das duas vigas faixas de 61 x 25 cm.

Figura 11 - Modelo de elementos finitos para análise 3D, representação do “esqueleto” composto por vigas e pilares.



(a) vista superior.



(b) vista inferior.

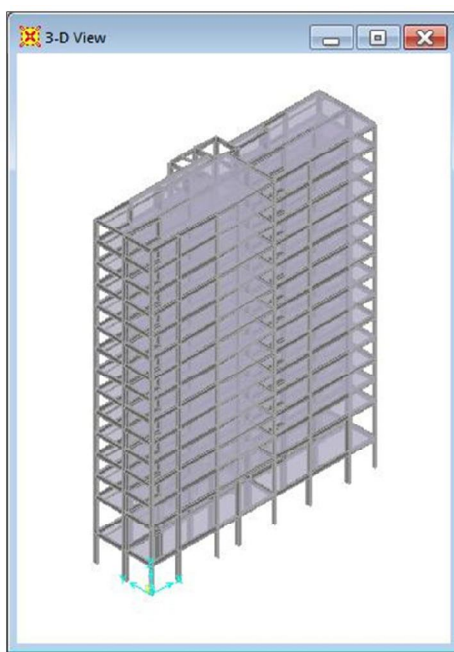
Fonte: O autor.

O modelo 3D (Figura 12) analisado apresenta as seguintes características:

- a) condições de contorno: também foram considerados engastamentos na ligação do pórtico espacial à fundação (hipótese de fundação rígida);

- b) a estrutura é discretizada em 751 nós, 1140 elementos finitos de barra e 15 elementos finitos de casca (*shells*), o que corresponde a um total de 60 pontos nodais para as lajes (Figura 11);
- c) as vigas e os pilares são modelados como elementos finitos de barras, com três graus de liberdades nas direções x, y e z (translações u_x , u_y e rotação r_z) e as lajes são modeladas como diafragmas rígidos;
- d) a massa de cada laje é calculada como sendo distribuída, especificando a densidade específica do concreto.

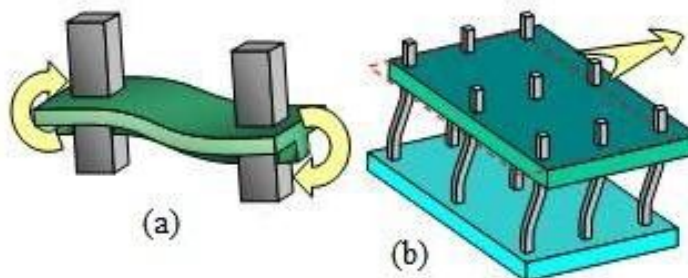
Figura 12 - Lançamento do modelo estrutural 3D do edifício, evidenciando as lajes tratadas como diafragma rígido.



Fonte: O autor.

Na maior parte dos edifícios, a distorção geométrica da laje é insignificante em relação ao plano horizontal, por isso para o lançamento do modelo 3D, as lajes são consideradas como *diafragmas rígidos* (Figura 13b). Essa hipótese considera as lajes infinitamente rígidas no seu plano, ou seja, as lajes de cada pavimento fornecem aos pórticos uma restrição ao deslocamento horizontal dos nós no seu contorno, fazendo-os deslocar em conjunto. Com o deslocamento restringido, não ocorrem cargas axiais nos elementos de barras pertencentes aos contornos das lajes.

Figura 13 - (a) Deformabilidade de uma laje fina. (b) Comportamento de diafragma rígido.



Fonte: [http:// theconstructor.org](http://theconstructor.org).

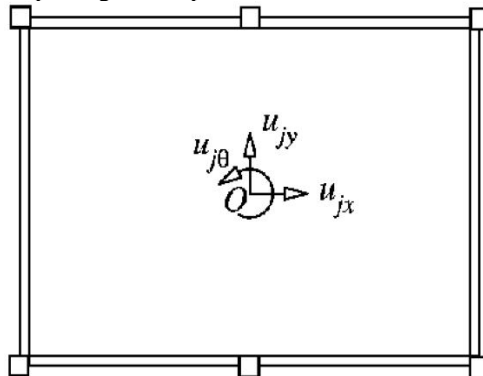
No caso de edifícios de vários andares em que as lajes não possam ser consideradas infinitamente rígidas em seu próprio plano (Figura 13a), a idealização das massas torna-se complicada, ao passo que a massa do piso deve ser atribuída aos nós individuais. De acordo com as respectivas áreas de influência as cargas permanentes e acidentais ao nível do piso são atribuídas aos nós. Já os pesos distribuídos de elementos estruturais e não estruturais devem ser distribuídos aos nós pela estática (CHOPRA, 1995).

A simplificação das lajes de piso como sendo rígidas no seu próprio plano e flexível na direção vertical implica que ambos os graus de liberdade horizontais de todos os nós ao nível do piso estão relacionados com os três graus de liberdade de corpo rígido da laje de piso no seu próprio plano. Dessa forma, a massa pode ser definida apenas nestes graus de liberdade e não tem de ser identificada separadamente para cada nó. A massa do diafragma fornece a massa associada aos graus de liberdade de translação e o momento polar de inércia da laje em torno do *ponto O* (Figura 14) fornece a massa associada ao grau de liberdade de rotação. A massa da laje deve incluir as contribuições das cargas permanentes e sobrecargas na laje e dos elementos estruturais e não estruturais entre pisos (CHOPRA, 1995). Portanto, os diafragmas rígidos possuem três graus de liberdade: duas translações u_x e u_y , e rotação em torno de z . Logo, a principal vantagem de trabalhar com diafragmas rígidos é o fato de diminuir pela metade o número de graus de liberdade.

Barboza (2012) realizou um estudo numérico comparativo, utilizando o SAP2000, para avaliar o comportamento estrutural de um edifício de vinte andares de estrutura mista (vigas e pilares de aço e laje de concreto armado). Nesta avaliação, analisaram-se modelos numéricos que utilizaram diafragmas rígidos para simular as lajes e modelos que consideram a contribuição da rigidez transversal da laje de concreto armado. Os resultados obtidos das

análises mostraram que os diafragmas rígidos aumentaram em 30% os deslocamentos horizontais da estrutura. Em decorrência desses resultados, Barboza conclui que adotar diafragmas rígidos na modelagem de sistemas estruturais pode ser uma medida antieconômica.

Figura 14 - Graus de liberdade para diafragmas de piso rígidos no plano.



Fonte: Chopra (1995).

5.2 Modos e frequências naturais de vibração

Na análise modal bidimensional, encontraram-se os primeiros modos de vibração para os pórticos PORT3 e PORT8, sendo que os valores referentes às frequências de vibrações naturais das estruturas são mostrados na Tabela 6. De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), estruturas cuja frequência de vibração fundamental seja inferior a 1 Hz, a análise dinâmica torna-se imprescindível. Através dos resultados obtidos da análise modal, observaram-se que o primeiro modo de vibração do PORT8 é o mais preocupante. Neste caso, somente a análise estática não é o bastante, deve-se proceder a análise dinâmica estrutural.

Na análise modal tridimensional, também obtém-se as frequências dos primeiros modos de vibração da estrutura. Os resultados desta análise podem ser verificados também na Tabela 6. Observa-se que os valores das frequências são menores que os apresentados na análise bidimensional. Portanto, a realização da análise em 3D é bastante relevante, pois na incidência sobre o edifício de ventos com baixas frequências e que podem estar em fase com toda a estrutura caracterizando o estado ressonante, os deslocamentos seriam excessivos podendo provocar o colapso da estrutura (VIANA, 2008).

Tabela 6 - Valores das frequências naturais das análises 2D (PORT3 e PORT8) e 3D.

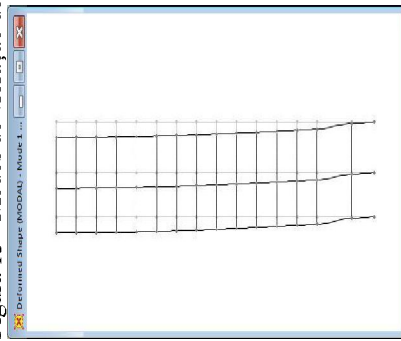
Modo de vibração	Frequência (PORT3)	Frequência (PORT8)	Frequência (3D)
	(Hz)	(Hz)	(Hz)
1	2,410	0,948	0,675
2	7,933	3,128	2,210
3	14,037	5,555	3,873
4	19,575	7,943	5,489
5	22,204	9,263	6,689
6	27,166	10,682	7,373
7	32,924	12,920	8,731
8	38,397	15,078	10,092
9	43,415	17,101	11,333
10	47,883	18,868	11,919

Os oito primeiros modos do PORT3, PORT8 e modelo 3D são mostrados na Figura 15, Figura 16 e Figura 17, respectivamente.

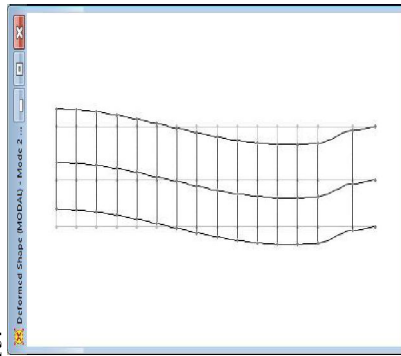
Os valores das frequências do segundo modo de vibração do PORT3 e do quarto modo do PORT8 são aproximadamente 7,9 Hz. Observando-se a deformada desses respectivos modos, os pilares de ambos os pórticos são solicitados à flexão.

Já para o terceiro modo de vibração do PORT 8 e o quarto modo do modelo 3D, as frequências naturais são em torno de 5,5 Hz, e de acordo com as deformadas exibidas, os pilares do PORT8 também estão submetidos à flexão. Em contrapartida, os pilares do modelo 3D são solicitados à combinação de flexão e torção.

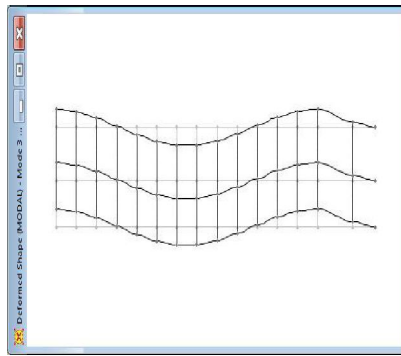
Figura 15 - Modos de vibração do PORT3.



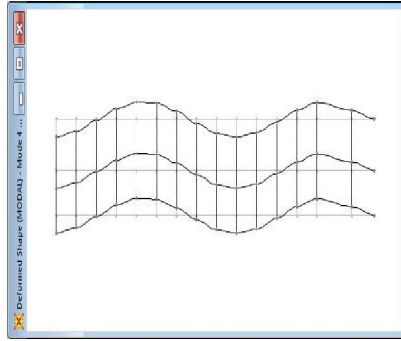
(a) Primeiro modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 2,41 Hz (2D).



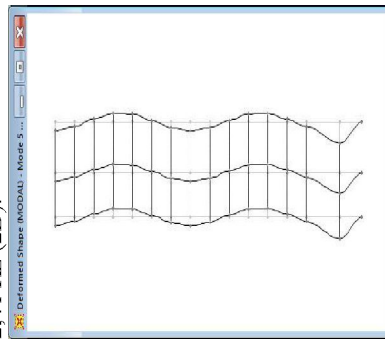
(b) Segundo modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 7,93 Hz (2D).



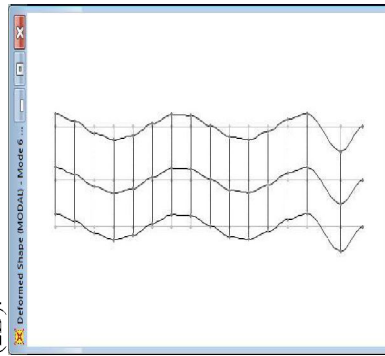
(c) Terceiro modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 14,04 Hz (2D).



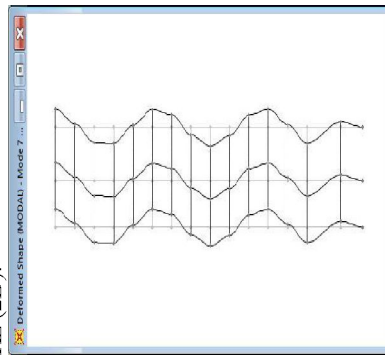
(d) Quarto modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 19,58 Hz (2D).



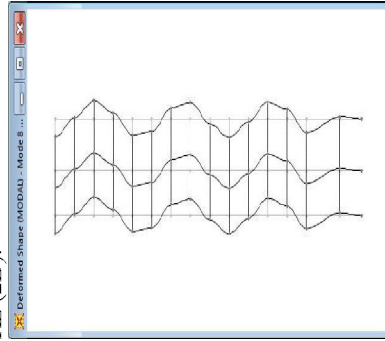
(e) Quinto modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 22,20 Hz (2D).



(f) Sexto modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 27,17 Hz (2D).



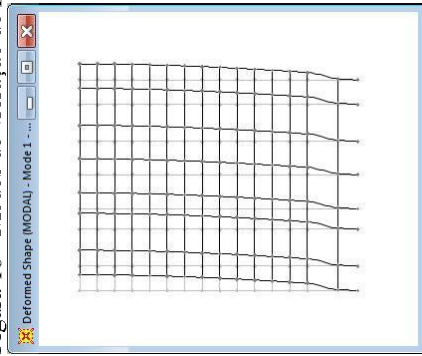
(g) Sétimo modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 32,92 Hz (2D).



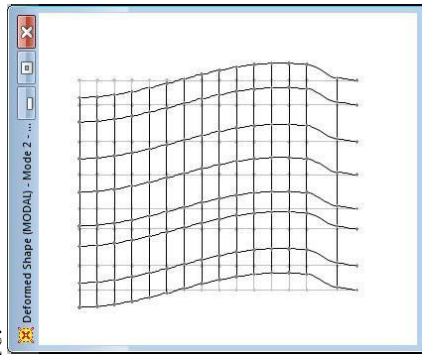
(h) Oitavo modo de vibração do PORT3 cuja frequência é 38,40 Hz (2D).

Fonte: O autor.

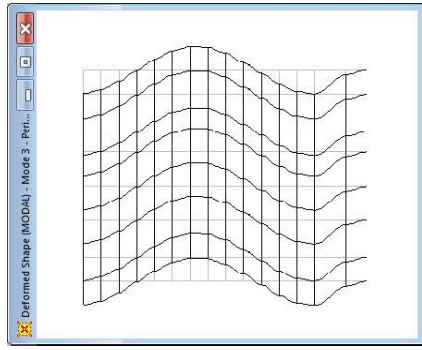
Figura 16 - Modos de vibração do PORT8.



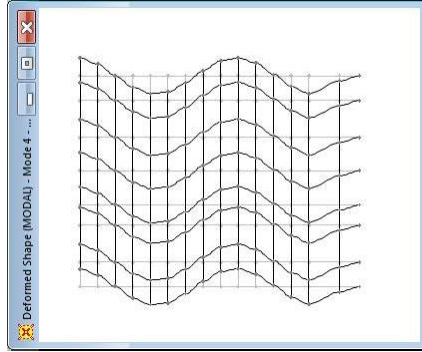
(a) Primeiro modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 0,95 Hz (2D).



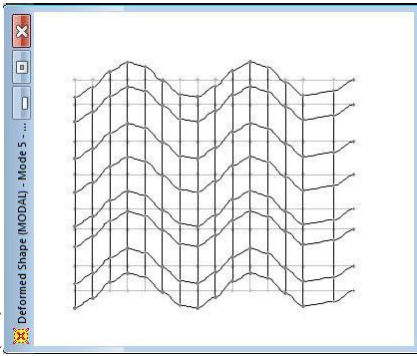
(b) Segundo modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 3,13 Hz (2D).



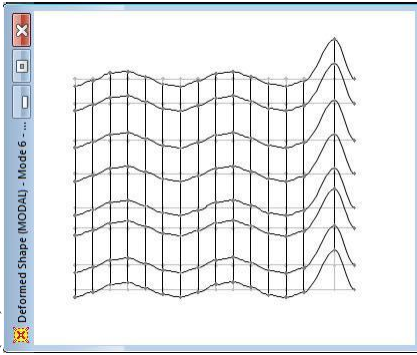
(c) Terceiro modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 5,56 Hz (2D).



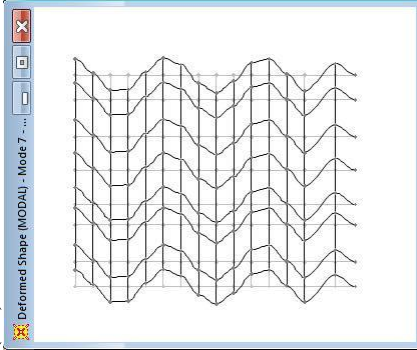
(d) Quarto modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 7,94 Hz (2D).



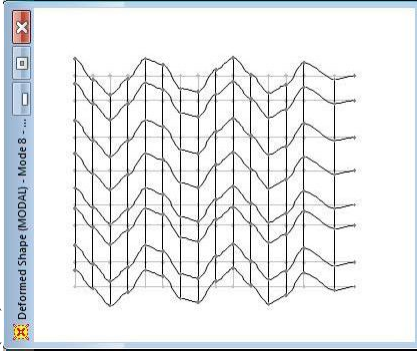
(e) Quinto modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 9,26 Hz (2D).



(f) Sexto modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 10,68 Hz (2D).



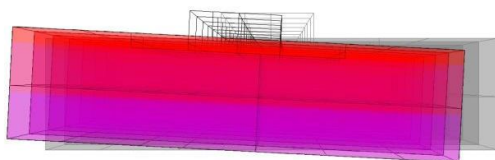
(g) Sétimo modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 12,92 Hz (2D).



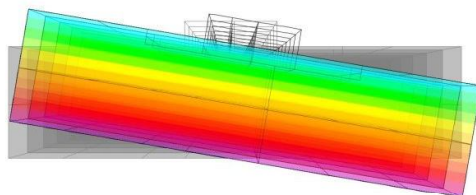
(h) Oitavo modo de vibração do PORT8 cuja frequência é 15,08 Hz (2D).

Fonte: O autor.

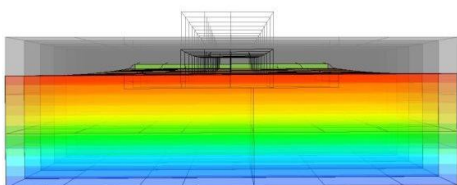
Figura 17 - Modos de vibração do modelo 3D.



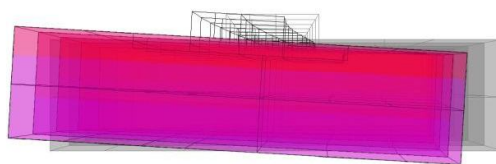
(a) Primeiro modo de vibração cuja frequência é 0,68 Hz (3D).



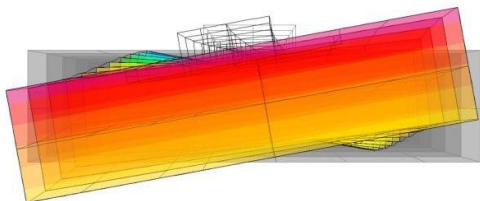
(b) Segundo modo de vibração cuja frequência é 2,21 Hz (3D).



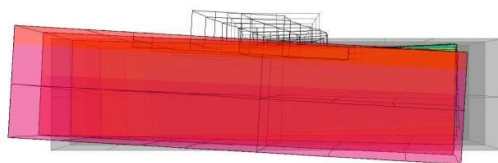
(c) - Terceiro modo de vibração cuja frequência é 3,87 Hz (3D).



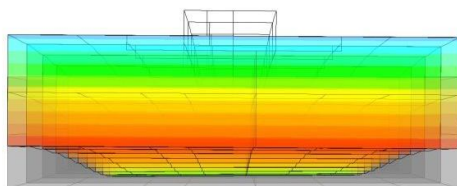
(d) Quarto modo de vibração cuja frequência é 5,49 Hz (3D).



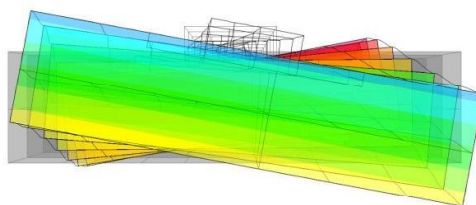
(e) Quinto modo de vibração cuja frequência é 6,69 Hz (3D).



(f) Sexto modo de vibração cuja frequência é 7,37 Hz (3D).

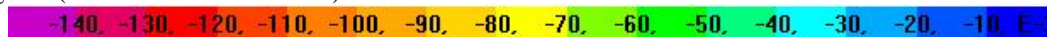


(g) Sétimo modo de vibração cuja frequência é 8,73 Hz (3D).



(h) Oitavo modo de vibração cuja frequência é 10,09Hz (3D).

Legenda (deslocamentos em 10^{-3} cm):



Fonte: O autor.

5.3 Cálculo das ações na direção do vento

As forças devido ao vento que incidem na edificação são determinadas de acordo com as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988) e mostradas no capítulo 3. O edifício é submetido às ações dinâmicas e estáticas do vento, adotando-se o modelo dinâmico simplificado e o modelo das forças estáticas.

5.3.1 Cálculo da pressão estática do vento

Para a determinação das forças estáticas devido ao vento adota-se como base a velocidade básica do vento, V_0 , da cidade de Natal-RN, região em que o edifício está localizado. Conforme o gráfico das isopleias (ANEXO A), V_0 é igual a 30 m/s. A Tabela 7 apresenta os parâmetros necessários para proceder à determinação do carregamento estático utilizando a NBR 6123 (ABNT, 1988).

Tabela 7 - Considerações iniciais do edifício para determinação das cargas estáticas do vento.

Localização: Natal-RN		$S_1 = 1,00$	
$f_{ck} = 30$ MPa		$S_3 = 1,00$	
$V_0 = 30,0$ m/s		$b = 1,00$	
Rugosidade do terreno: Categoria II		$p = 0,09$	
$h = 47,16$ m	$h/L_1 = 4,46$	$F_r = 0,98$	
$L_1 = 10,58$ m	$L_1/L_2 = 0,30$	Quanto às dimensões: Classe B	
$L_2 = 34,87$ m	$h/L_2 = 1,35$	Número de pavimentos = 15	
$z_r = 10,00$ m	$L_2/L_1 = 3,30$		
Vento de alta turbulência:		Vento de baixa turbulência:	
Face maior	$C_a = 1,25$	Face maior	$C_a = 1,35$
Face menor	$C_a = 0,80$	Face menor	$C_a = 0,75$
Coeficiente médio ² :			
Face maior	$C_{a\text{ médio}} = 1,30$		
Face menor	$C_{a\text{ médio}} = 0,76$		

O resultado do cálculo das forças estáticas do vento, obtidas pela equação (9), que incidem em cada pavimento, apresenta-se na Tabela 8.

² É procedimento padrão entre os projetistas considerar o coeficiente de arrasto como sendo a média entre os valores de alta e de baixa turbulência.

Tabela 8 - Determinação das forças estáticas devido ao vento em cada andar.

Nível	h_i (m)	z (m)	S_2	V_k (m/s)	q (N/m ²)	F_0 (N/m) (Face menor do edifício)	F_0 (N/m) (Face maior do edifício)
-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Térreo	3,98	3,98	0,90	27,06	448,88	3.609,39	20.348,36
Mezanino	5,04	9,02	0,97	29,13	520,11	4.182,07	23.576,95
1,00	2,88	11,90	1,00	29,86	546,71	4.395,95	24.782,72
2,00	2,88	14,78	1,02	30,45	568,46	4.570,84	25.768,66
3,00	2,88	17,66	1,03	30,94	586,97	4.719,68	26.607,79
4,00	2,88	20,54	1,05	31,37	603,15	4.849,78	27.341,26
5,00	2,88	23,42	1,06	31,74	617,56	4.965,69	27.994,72
6,00	2,88	26,30	1,07	32,07	630,59	5.070,45	28.585,28
7,00	2,88	29,18	1,08	32,37	642,50	5.166,18	29.124,99
8,00	2,88	32,06	1,09	32,65	653,47	5.254,46	29.622,65
9,00	2,88	34,94	1,10	32,90	663,67	5.336,45	30.084,90
10,00	2,88	37,82	1,10	33,14	673,20	5.413,08	30.516,89
11,00	2,88	40,70	1,11	33,36	682,15	5.485,06	30.922,70
12,00	2,88	43,58	1,12	33,56	690,60	5.552,98	31.305,61
13,00	2,88	46,46 ³	1,13	33,76	698,60	5.617,31	31.668,30

5.3.2 Cálculo da pressão dinâmica do vento

Para a resposta dinâmica do edifício na direção do vento médio utilizou-se o Método Simplificado da NBR 6123 (ABNT, 1988). O método simplificado é aplicável a estruturas apoiadas exclusivamente na base e de altura inferior a 150 m, sendo considerada na resposta dinâmica das mesmas unicamente a contribuição do modo fundamental. Os dados de projeto apresentam-se a seguir:

- a) localização: Natal-RN;
- b) velocidade básica do vento: $V_0 = 30\text{m/s}$ (Ver ANEXO A);
- c) rugosidade do terreno: Categoria II;
- d) altura do edifício: $h = 47,16\text{m}^4$;
- e) dimensão perpendicular à linha de ação da força: $L_1 = 34,87\text{m}$;
- f) dimensão paralela à linha de ação da força: $L_2 = 10,58\text{m}$;
- g) quanto às dimensões: Classe B (Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m);

³ A altura total do edifício é 47,16m, entretanto, na modelagem desconsideram-se a caixa d'água e o platô (Ver APÊNDICE C).

⁴ Ver o corte esquemático do edifício no APÊNDICE C.

- h) fator topográfico: $S_1 = 1,0$ (Terreno plano);
- i) categoria do terreno: $S_2 =$ Categoria II;
- j) fator estatístico: $S_3 = 1,0$;
- k) parâmetros meteorológicos: $b = 1,00$, $F_r = 0,98$ e $p = 0,15$ (Ver Tabela 5);
- l) número de pavimentos = 15;
- m) razão de amortecimento crítico: $\zeta = 0,02$;
- n) parâmetro da norma: $\gamma = 1,2$;
- o) coeficiente de amplificação dinâmica: $\xi = 1,15$.

As forças dinâmicas do vento que incidem em cada pavimento são determinadas pela equação (19), o resultado é apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 - Determinação das forças dinâmicas devidas ao vento em cada andar.

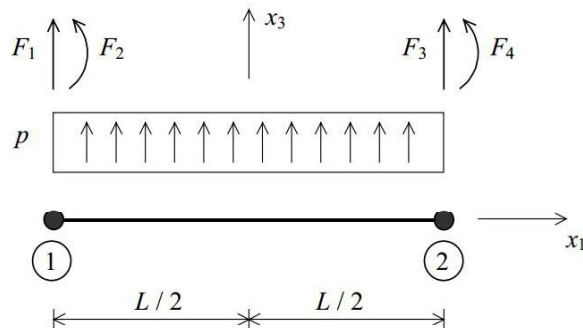
Nível	z (m)	V_p (m/s)	q_0 (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)	F_0 (N/m) (Face menor do edifício)	F_0 (N/m) (Face maior do edifício)
-	0,00	20,70	262,66	0,00	0,00	0,00
Térreo	3,98	20,70	262,66	227,62	1.830,26	10.318,34
Mezanino	9,02	20,70	262,66	330,43	2.656,94	14.978,85
1,00	11,90	20,70	262,66	382,40	3.074,77	17.334,42
2,00	14,78	20,70	262,66	432,37	3.476,63	19.599,92
3,00	17,66	20,70	262,66	481,22	3.869,35	21.813,96
4,00	20,54	20,70	262,66	529,39	4.256,68	23.997,57
5,00	23,42	20,70	262,66	577,16	4.640,84	26.163,32
6,00	26,30	20,70	262,66	624,72	5.023,26	28.319,23
7,00	29,18	20,70	262,66	672,18	5.404,87	30.470,62
8,00	32,06	20,70	262,66	719,62	5.786,34	32.621,20
9,00	34,94	20,70	262,66	767,10	6.168,12	34.773,56
10,00	37,82	20,70	262,66	814,67	6.550,56	36.929,60
11,00	40,70	20,70	262,66	862,34	6.933,90	39.090,70
12,00	43,58	20,70	262,66	910,15	7.318,31	41.257,88
13,00	46,46	20,70	262,66	958,11	7.703,94	43.431,90

5.3.3 Cálculo das forças nodais equivalentes

Em análise de estruturas com ações aplicadas em barras, essas ações podem ser substituídas por forças nodais iguais aos esforços de engastamento perfeito dessas barras, com sentidos contrários, denominadas *forças nodais equivalentes*. Esse conceito é muito utilizado no âmbito da análise por elementos finitos, cuja discretização da estrutura é composta por

elementos de barras ou por elementos de viga. Este conceito consiste na substituição do carregamento distribuído real, ao longo do elemento, por forças e momentos equivalentes nos seus nós, de forma a gerar o mesmo estado de equilíbrio e de deformações que o carregamento original (SORIANO, 2006).

Figura 18 - Carga uniformemente distribuída e respectivas forças nodais equivalentes.



Fonte: Azevedo (2003).

O vetor das forças nodais equivalentes é dado por:

$$F = \begin{Bmatrix} pL/2 \\ pL^2/12 \\ pL/2 \\ -pL^2/12 \end{Bmatrix} \quad (27)$$

Para um carregamento trapezoidal, os esforços nodais são:

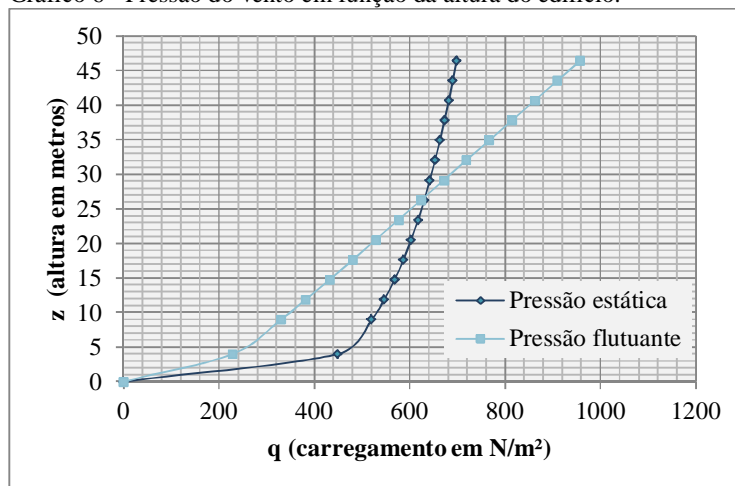
$$F = \begin{Bmatrix} \frac{L}{20}(3p_2 + 7p_1) \\ \frac{L}{60}(2p_2 + 3p_1) \\ \frac{L}{20}(7p_2 + 3p_1) \\ -\frac{L}{60}(3p_2 + 2p_1) \end{Bmatrix} \quad (28)$$

A Tabela 10 apresenta os valores das forças nodais equivalentes atuantes em cada um dos nós das faces lateral esquerda e frontal do edifício (Ver Figura 11a), onde z é altitude de cada nó; e F_{eq} , é a soma das forças nodais equivalentes resultante em cada nó obtidas pela equação (28). Os perfis dos carregamentos estático e flutuante são mostrados no Gráfico 6.

Tabela 10 - Determinação das forças nodais equivalentes relativas aos efeitos estáticos e dinâmicos do vento.

Nível	z (m)	Parcela Estática		Parcela Flutuante	
		F _{eq} (N) (PORT8)	F _{eq} (N) (PORT3)	F _{eq} (N) (PORT8)	F _{eq} (N) (PORT3)
0,00	0,00	2.154,80	12.147,97	1.092,67	6.160,05
Térreo	3,98	14.556,48	82.063,94	7.786,79	43.899,00
Mezanino	9,02	16.220,45	91.444,80	10.077,03	56.810,50
1,00	11,90	12.643,49	71.279,26	8.848,45	49.884,21
2,00	14,78	13.152,76	74.150,32	10.008,75	56.425,54
3,00	17,66	13.584,59	76.584,78	11.141,41	62.811,06
4,00	20,54	13.961,25	78.708,26	12.257,88	69.105,29
5,00	23,42	14.296,38	80.597,61	13.364,87	75.346,12
6,00	26,30	14.599,00	82.303,64	14.466,63	81.557,42
7,00	29,18	14.875,38	83.861,81	15.565,96	87.755,03
8,00	32,06	15.130,12	85.297,93	16.664,79	93.949,82
9,00	34,94	15.366,66	86.631,44	17.764,48	100.149,45
10,00	37,82	15.587,66	87.877,34	18.866,01	106.359,45
11,00	40,70	15.795,22	89.047,49	19.970,09	112.583,86
12,00	43,58	15.991,03	90.151,42	21.077,26	118.825,66
13,00	46,46	8.061,14	45.445,66	10.927,08	61.602,76

Gráfico 6 - Pressão do vento em função da altura do edifício.



Fonte: O autor.

5.4 Respostas estáticas e dinâmicas na direção do vento

A resposta dinâmica total, de uma estrutura fracamente amortecida submetida às cargas de vento, é igual à *superposição das respostas média e flutuante da estrutura*. O termo “respostas dinâmicas” é utilizado para designar as grandezas de sistemas que variam com o tempo, tais como: deslocamentos, velocidades, acelerações, esforços, etc.

A frequência fundamental apresentada pelo PORT8 e modelo 3D são menores que 1Hz. Devido a isso, as análises procedentes para o estudo das rajadas foram realizadas para estes dois casos.

Considera-se que a ação do vento (estático e flutuante) atua na direção perpendicular às faces frontal e lateral esquerda do edifício estudado. Então, para o PORT8 as forças nodais equivalentes do vento, F_{eq} , são aplicadas nos nós do lado esquerdo do pórtico, na direção e sentido positivo do eixo x adotado. Já para o modelo 3D, essas forças nodais são aplicadas, perpendicularmente, em todos os nós das faces citadas anteriormente.

5.4.1 Análise estática

Na análise estática realizada no PORT8, os nós 16 e 123 (Figura 10) apresentam os maiores deslocamentos e esforços, respectivamente (Tabela 11). Na análise destes nós as forças F_0^5 (Tabela 9) são constantes ao longo do tempo, ou seja, são aplicadas estaticamente. Observa-se que as respostas estáticas referentes às pressões do vento estático são praticamente iguais àquelas apresentadas pelo vento flutuante.

Tabela 11 - Respostas das análises estáticas no PORT8.

	Nó 16	nó 123	
	Deslocamentos máximos ⁶ (m)	F_x (KN)	M_z (KN.m)
Pressão flutuante	3,68E-02	-29,85	63,33
Pressão estática	3,43E-02	-29,15	62,77
Razão entre as respostas flutuantes e estáticas	1,07	1,02	1,01

No modelo 3D, os deslocamentos máximos nas direções x e y, pertencem ao nó 112 (Figura 11a). Quanto aos esforços máximos, F_x , F_y , M_x e M_y , estes localizam-se, respectivamente, nos nós 6, 141, 302 e 737 (Figura 11b). Este resultado é esperado já que os nós 6 e 302 e 141 e 737 correspondem às extremidades, respectivamente, dos pilares P9 e P10 (Figura 6). O pilar P9 é o de maior inércia na direção y, e o P10 apresenta maior inércia na direção x. A Tabela 12 apresenta os deslocamentos e esforços máximos do modelo tridimensional. Observa-se, deste modo, que os esforços são muito maiores que os apresentados pelo modelo bidimensional.

⁵ F_0 é a amplitude máxima do pulso calculada pela equação (19).

⁶ Deslocamento na direção x.

Tabela 12 - Respostas das análises estáticas do modelo 3D.

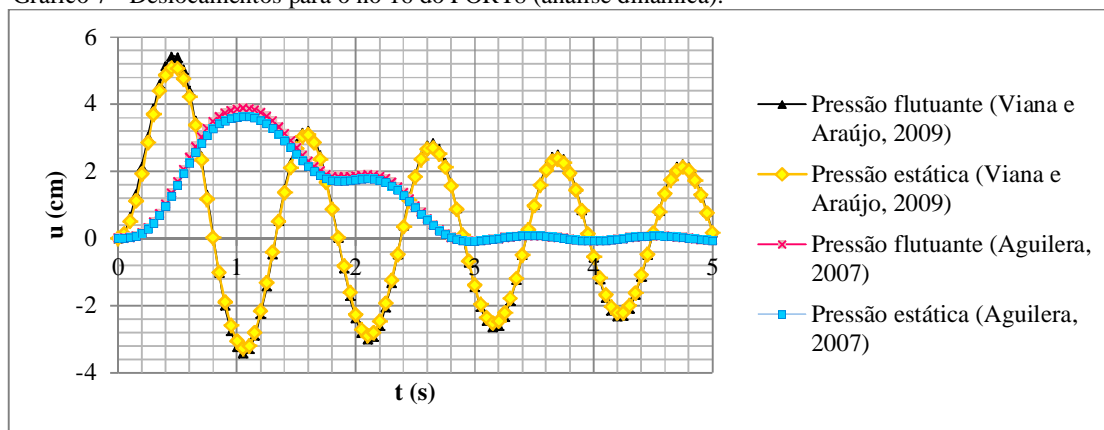
	Nó 112		Nó 6	Nó 141	Nó 302	Nó 737
	Deslocamentos máximos em x (m)	Deslocamentos máximos em y (m)	F_x (KN)	F_y (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
Pressão flutuante	1,29E-02	4,90E-02	-206,42	-173,41	770,92	-845,58
Pressão estática	1,20E-02	4,57E-02	-211,40	-177,59	775,56	-829,26
Razão entre as respostas flutuantes e estáticas	1,07	1,07	0,98	0,98	0,99	1,02

Fonte: O autor.

5.4.2 Análise dinâmica

Nas análises dinâmicas consideram-se somente dois pulsos para as rajadas de Aguilera (2007) e três pulsos para as de Viana e Araújo (2009). Para cada tipo de pressão, estática e flutuante, as forças F_0 correspondentes obedecem às equações (23) e (24) que descrevem os pulsos assimétricos, e à equação (24) dos pulsos de decaimento repentino. O incremento de tempo utilizado nas análises dinâmicas é 0,05 s, para 100 passos de tempo. O valor do amortecimento estrutural considerado é 0,02.

Gráfico 7 - Deslocamentos para o nó 16 do PORT8 (análise dinâmica).



Fonte: O autor.

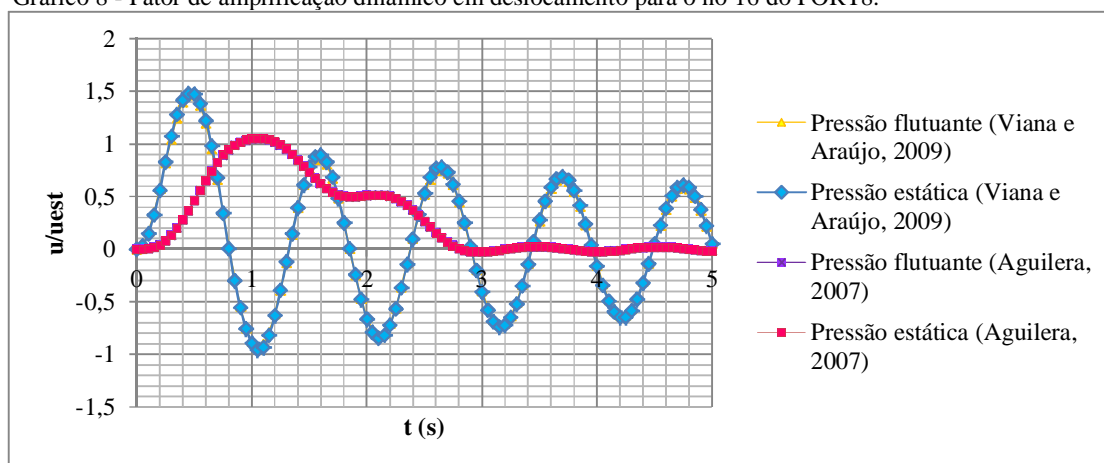
Conforme a história dos deslocamentos apresentados no Gráfico 7, quando o PORT8 é submetido às rajadas propostas por Aguilera (2007), o mesmo exibe, predominantemente, deslocamentos positivos, e menores que os apresentados pelas rajadas de

Viana e Araújo (2009). A quase inexistência de deslocamentos negativos em x indica que na estrutura não ocorre oscilação, sujeitando o pórtico a reagir com momentos positivos bem significativos.

Quando as respostas dinâmicas são divididas pela resposta estática da Tabela 11, obtém-se o fator de amplificação dinâmico. Nota-se que a amplitude máxima do PORT8, para as rajadas de Viana e Araújo (2009), é aproximadamente 1,5 vezes maior que o estático, tornando-se um fator preocupante.

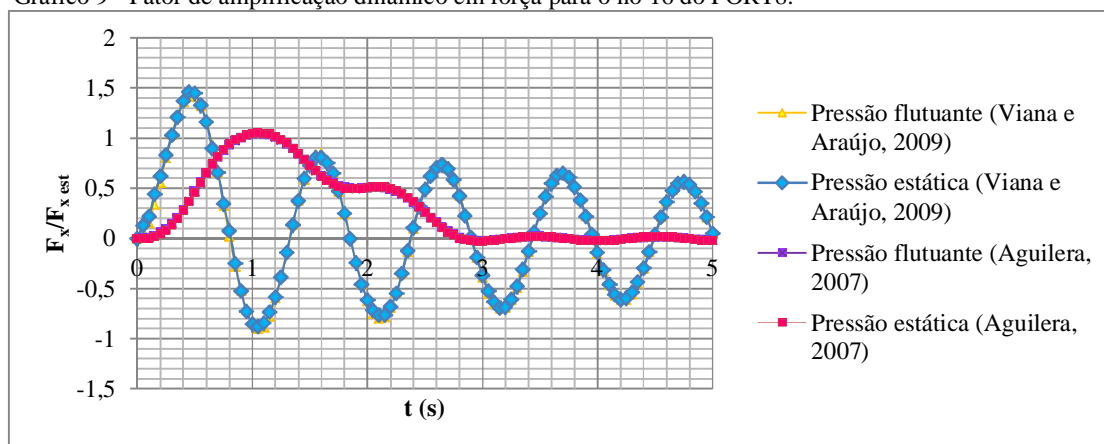
É interessante observar que para as rajadas de Aguilera (2007), o maior deslocamento dinâmico é aproximadamente igual ao estático (Gráfico 8). Nota-se que há uma tendência de linearização da função temporal de Aguilera (2007), isso confere à estrutura, sofrer quase nenhuma influência aos efeitos dinâmicos das rajadas, no decorrer do tempo. Isso indica que o edifício assume um comportamento estático.

Gráfico 8 - Fator de amplificação dinâmico em deslocamento para o nó 16 do PORT8.



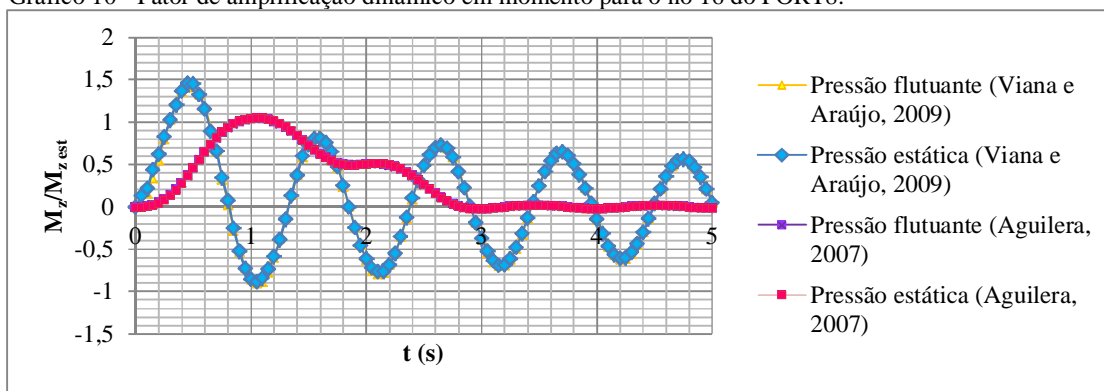
Fonte: O autor.

Gráfico 9 - Fator de amplificação dinâmico em força para o nó 16 do PORT8.



Fonte: O autor.

Gráfico 10 - Fator de amplificação dinâmico em momento para o nó 16 do PORT8.

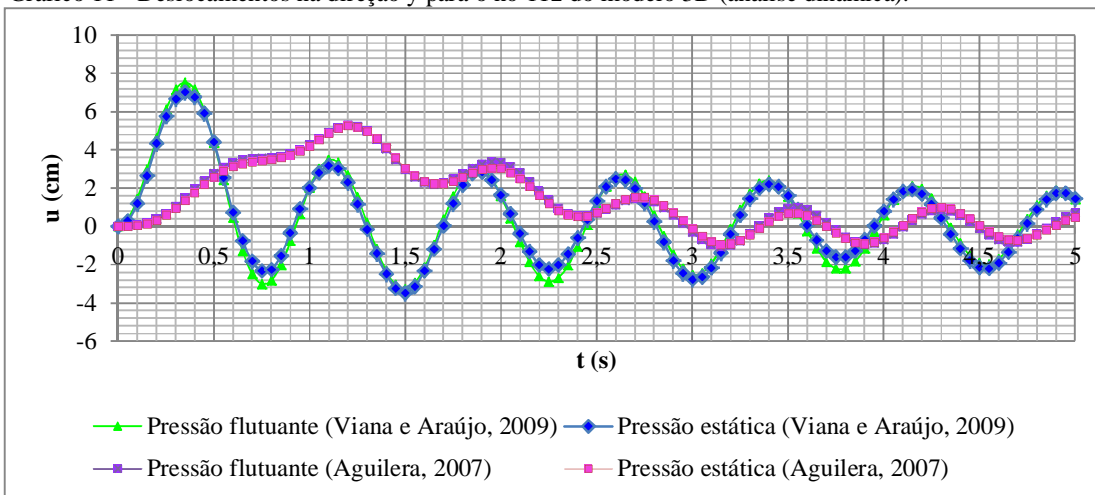


Fonte: O autor.

O mesmo comportamento apresentado para o deslocamento é exibido para os esforços (Gráfico 9 e Gráfico 10).

Através do Gráfico 11, observa-se que os deslocamentos da análise tridimensional são um pouco maiores que os apresentados no 2D. As rajadas de Aguilera no 3D não exibem predominância de deslocamentos negativos, embora, estes sejam de valores bem pequenos, quando comparados aos de Viana e Araújo (2009).

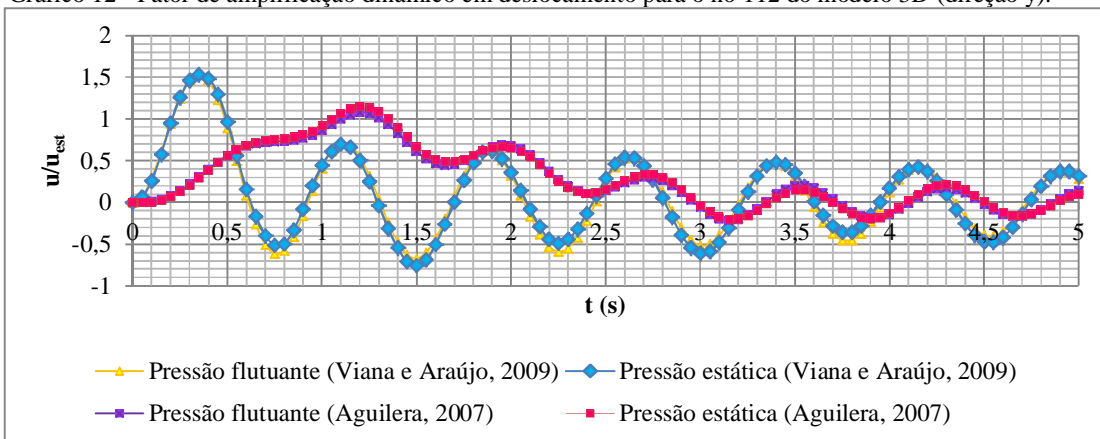
Gráfico 11 - Deslocamentos na direção y para o nó 112 do modelo 3D (análise dinâmica).



Fonte: O autor.

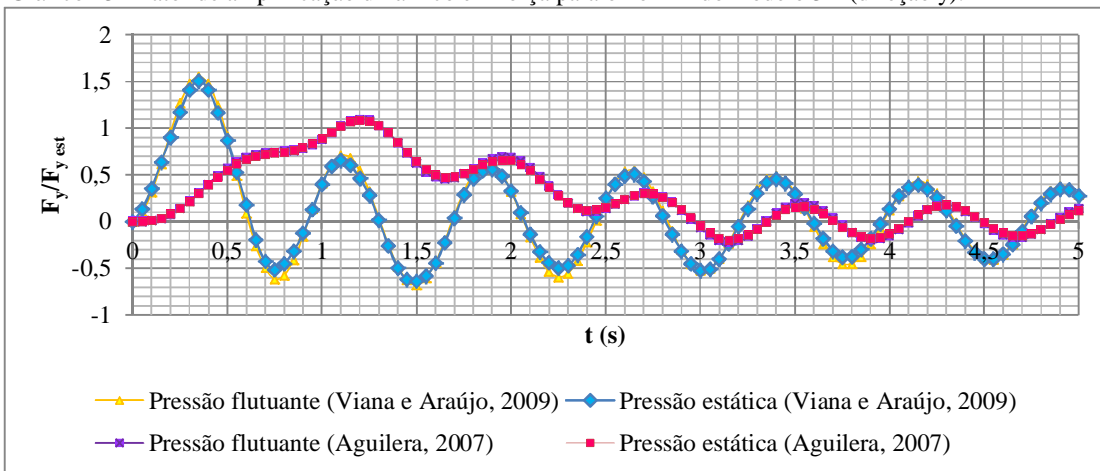
Constata-se, que a amplitude dos esforços e deslocamentos nos nós escolhidos para representar graficamente suas respostas dinâmicas, são bem maiores para as rajadas de Viana e Araújo (2009). Assim como no modelo 2D, no modelo tridimensional, o comportamento dos esforços é similar ao apresentado pelos deslocamentos (Ver Gráfico 12, Gráfico 13 e Gráfico 14).

Gráfico 12 - Fator de amplificação dinâmico em deslocamento para o nó 112 do modelo 3D (direção y).



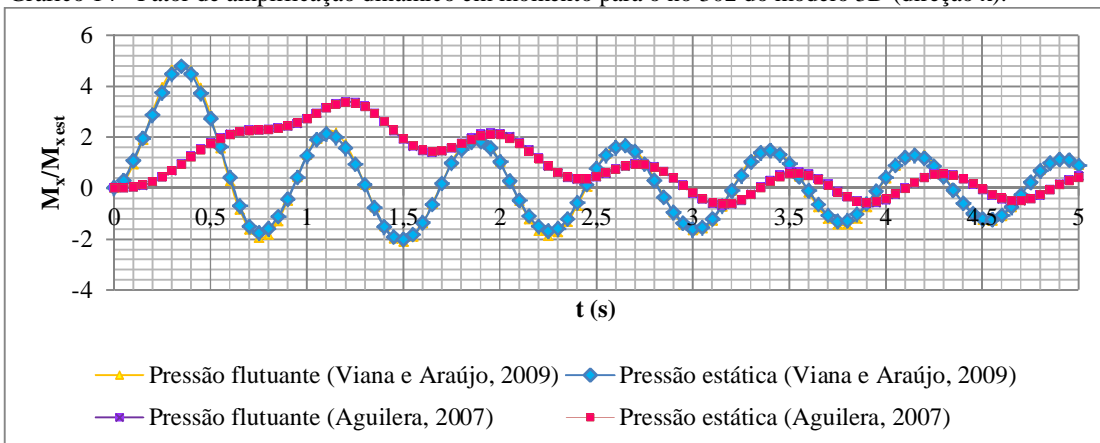
Fonte: O autor.

Gráfico 13 - Fator de amplificação dinâmico em força para o nó 141 do modelo 3D (direção y).



Fonte: O autor.

Gráfico 14 - Fator de amplificação dinâmico em momento para o nó 302 do modelo 3D (direção x).



Fonte: O autor.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES FUTURAS

O objetivo deste trabalho é analisar bi e tridimensionalmente o edifício estudado por Viana (2008), submetido às ações dinâmicas do vento. Através da utilização do SAP2000 (CSI, 2008), demonstra-se que a análise 3D do edifício em estudo configura melhor representação da realidade e mais a favor da segurança, que a abordagem 2D de pórticos, já que as respostas estáticas e dinâmicas devido à excitação estrutural, são muito maiores na análise tridimensional. Conclui-se, portanto, que desse ponto de vista a análise 3D é imprescindível.

Além da representação 3D do edifício, neste trabalho comprova-se que mesmo representando as rajadas de vento por funções temporais de mesma família, a estrutura pode se comportar de maneira distinta. O edifício estudado foi submetido a dois modelos de representação de rajadas de vento por pulsos triangulares sucessivos, um deles é o pulso assimétrico (AGUILERA, 2007) e o outro é o pulso de decaimento repentino (VIANA e ARAÚJO, 2009).

Quase todas as respostas estáticas e dinâmicas apresentadas pelo modelo tridimensional são maiores que as exibidas pelo bidimensional, todavia, há casos em que a análise 3D não é viável de ser executada, muitas vezes em virtude da falta de tempo para a elaboração de projetos de engenharia. Deste modo, a adoção da análise 2D como simplificação é bem aceita.

Quanto às amplificações das respostas dinâmicas (deslocamentos e esforços máximos), o resultado apresentado é praticamente o mesmo para a abordagem bidimensional, sendo que o fator de amplificação máximo está em torno de 1,5. Isso também ocorre aos resultados obtidos no modelo tridimensional, excetuando-se o fator de amplificação dinâmico em momento na direção x, que é aproximadamente igual a 5,0.

Estruturas altas e flexíveis apresentam frequências naturais baixas, e analogamente, estruturas baixas e rígidas possuem frequências naturais altas. Apesar do edifício analisado não ser considerado alto para os padrões internacionais, o mesmo apresenta frequência fundamental inferior a 1Hz, e neste caso, por causa da intensificação dos efeitos turbulentos do vento, a NBR 6123 (ABNT, 1988) recomenda proceder à análise dinâmica.

As frequências naturais para cada modo de vibração do PORT3, PORT8 e modelo 3D, decrescem nessa ordem. Portanto, a maior flexibilidade entre as estruturas é apresentada no modelo 3D.

Para diminuir os efeitos do vento em edifícios altos, podem-se adotar medidas mitigadoras, como: diminuição do coeficiente de arrasto, que pode ser conseguido modificando-se o formato das fachadas do edifício, chanfrando-se os cantos, buscando-se, então, alterações em sua aerodinâmica. Outra medida para minimizar esses efeitos é aumentar as frequências naturais do edifício, utilizando-se estruturas de contraventamento como pilares-parede, uma vez que isso aumenta ainda mais a rigidez do prédio.

Das sugestões futuras, sugere-se a aplicação do *método de vento sintético*, que é um procedimento mais complexo de se representar as rajadas médias e flutuantes do vento. Nessa oportunidade, e de posse de uma série de dados aleatórios e propriedades estatísticas do vento local, pode-se utilizar a simulação de Monte Carlo. Utilizando-se esse método é aplicável o espectro de potência de Davenport. De acordo com tais parâmetros, é bastante relevante comparar os resultados do vento sintético com o método das rajadas de vento por pulsos consecutivos triangulares.

Outra sugestão pertinente é o dimensionamento de armadura combatente aos esforços solicitantes do vento, se estes forem significativos, como também de esforços devido às demais ações. A automação desses cálculos por meio de planilhas eletrônicas ou através de linguagens de programação é uma solução iterativa, de modo que o usuário pode gerar aperfeiçoamentos na estrutura, alterando-se as dimensões das seções das peças de concreto a fim de otimizá-las.

A realização da análise não-linear seria outra sugestão interessante, assim como a análise de outra ação permanente indireta, como o desaprumo, que é devido a imperfeições geométricas globais. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), entre os dois, vento e desaprumo, deve-se considerar apenas o mais desfavorável, que pode ser definido como aquele que provocar o maior momento total na base de construção.

REFERÊNCIAS

- AGUILERA, J. R. F. **Estruturas treliçadas esbeltas sob ação do vento**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- ALVES FILHO, A. **Elementos finitos: a base da tecnologia CAE. Análise dinâmica**. 2 ed. São Paulo: Érica, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2003.
- AZEVEDO, A. F. M. **Método dos elementos finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2003.
- BARBOZA, R. R. **Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço - concreto) submetidos à ação do vento**. 2012. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- BATTISTA, R.C.; PFEIL, M.S. **Control of wind oscillations of rio-niterói bridge**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, pg. 87–96, 2010.
- BLESSMANN, J. 2007, **Engenharia do vento mais segura e otimização nas edificações. Conselho em Revista** – Revista do CREA-RS. Rio grande do Sul, n. 34, jun. 2007. Revista técnica, p. 14. Entrevista cedida a REISDÖRLER, A. F.
- _____. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Rio Grande do Sul: Ed. Rio Grande do Sul: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.
- CARRIL JÚNIOR, C. F. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- CHAVÉZ, E. S. **Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering**. 2nd edition. New York: John. Wiley&Sons, 1995.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. 3rd edition, New York: McGraw Hill, 1995.

CSI (COMPUTERS AND STRUCTURES, INC), **SAP2000: Static and dynamic finite element analysis of structures**. Versão 14, 2008.

FRANCO, M. **Direct Along – Wind Dynamic Analysis of Tall Structures**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Depto. de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo: EPUSP, 1993, pg. 22.

JACOBSEN, L. S.; AYRE, R. S. **“Engineering Vibrations”**. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1958.

JU, F.; CHOO, Y.S. **Dynamic analysis of tower cranes**. *Journal of engineering mechanics*; January, Pages 88-96, 2005.

SILVA, R. M.; BECK, J. C. P. **Introdução à engenharia das vibrações: sistemas lineares e discretos**. Porto Alegre: Ed. Universitária da PUCRS, 2012.

SORIANO, H. L. **Análise de estruturas - método das forças e método dos deslocamentos**. Ed. Ciência Moderna, 2006.

TREIN, C. A. **Modelagem dinâmica equivalente de edifícios altos submetidos á ação do vento**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2005.

VAN DER HOVEN, I. **Power spectrum of horizontal wind speed in the frequency range from 0,0007 to 900 cycles per hour**. *Journal Meteorological*, pg 160 a 164, 1957.

VIANA, A.C.P. **Análise dinâmica de estruturas de edifícios submetidas a cargas de vento**. 2008. 64 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2008.

VIANA, A.C.P.; ARAÚJO, T.D. **Análise dinâmica bidimensional de edifício submetido a rajadas de vento**. XXX Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, CD-ROM, 15 páginas, Armação de Búzios, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2009.

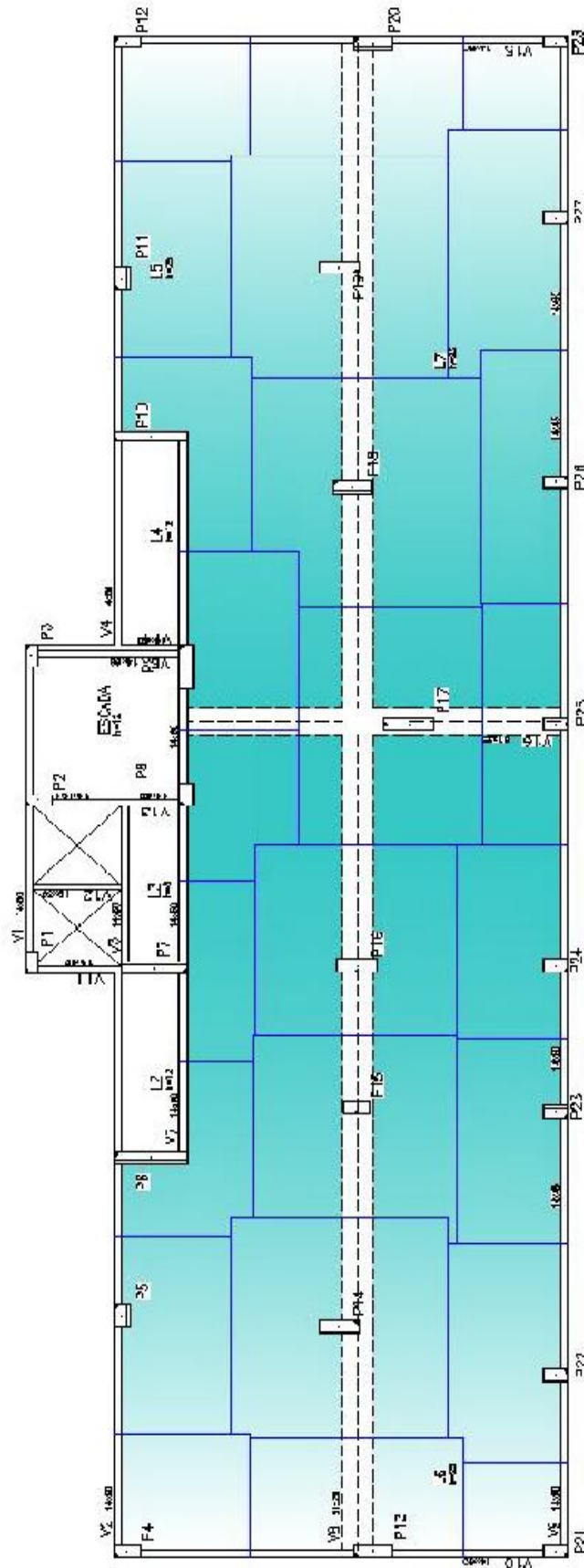
Diafragma rígido. Altura: 144 pixels. Largura: 323 pixels. 65,4 Kb. Formato JPEG. Disponível em: <<http://theconstructor.org/earthquake/earthquakes-effects-reinforced-concrete-buildings/3790/>>. Acesso em: 13 dez 2012.

Edifício Mirante do Vale. Altura: 800 pixels. Largura: 600 pixels. 157 Kb. Formato JPEG Disponível em: <<http://funchal.blogspot.com.br>>. Acesso em: 18 nov 2012.

Kingdom Tower. Altura: 366 pixels. Largura: 650 pixels. 39,9 Kb. Formato JPEG. Disponível em: <<http://www.news.com.au/travel/news/worlds-next-tallest-tower-the-kingdom-set-for-saudi-arabia/story-e6frfq80-1226107191435>>. Acesso em: 18 nov 2012.

Ponte de Tacoma. Altura: 383 pixels. Largura: 520 pixels. 65,4 Kb. Formato JPEG. Disponível em: <<http://www.cesterandco.com>>. Acesso em: 10 nov 2012.

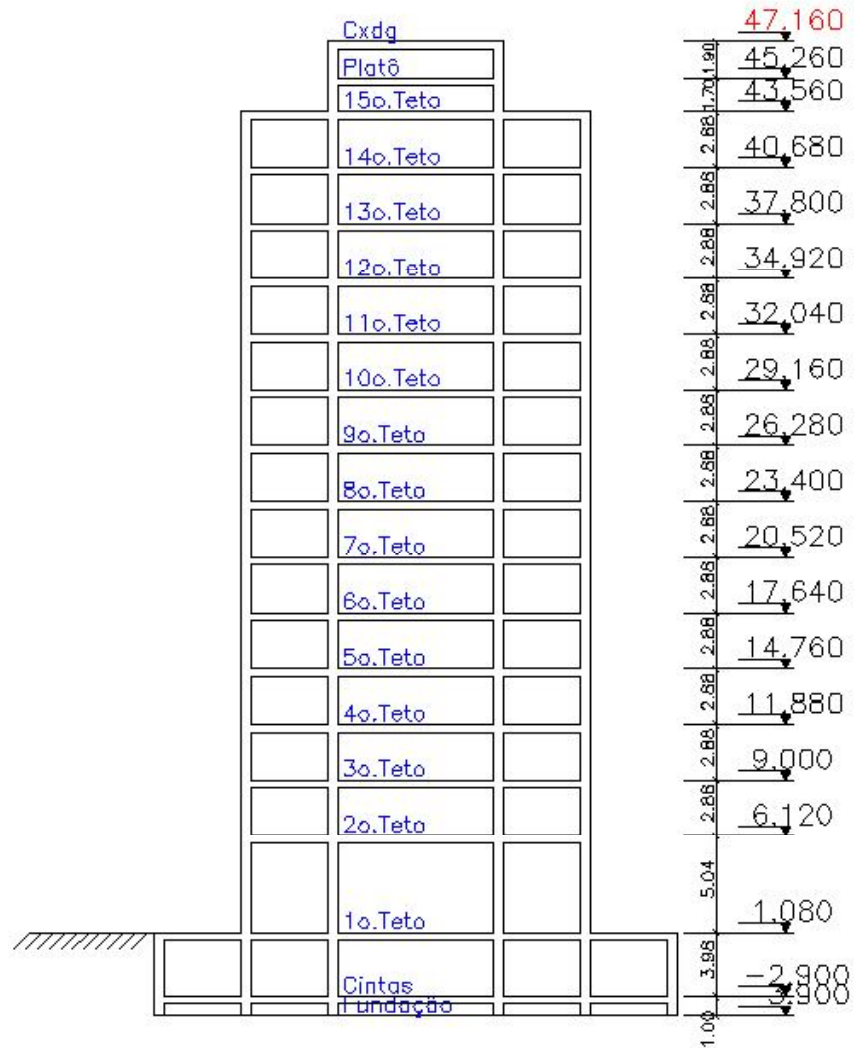
APÊNDICE A - DELIMITAÇÃO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA DOS PILARES



**APÊNDICE B - MASSAS CONCENTRADAS NOS NÓS POR ÁREA DE
INFLUÊNCIA**

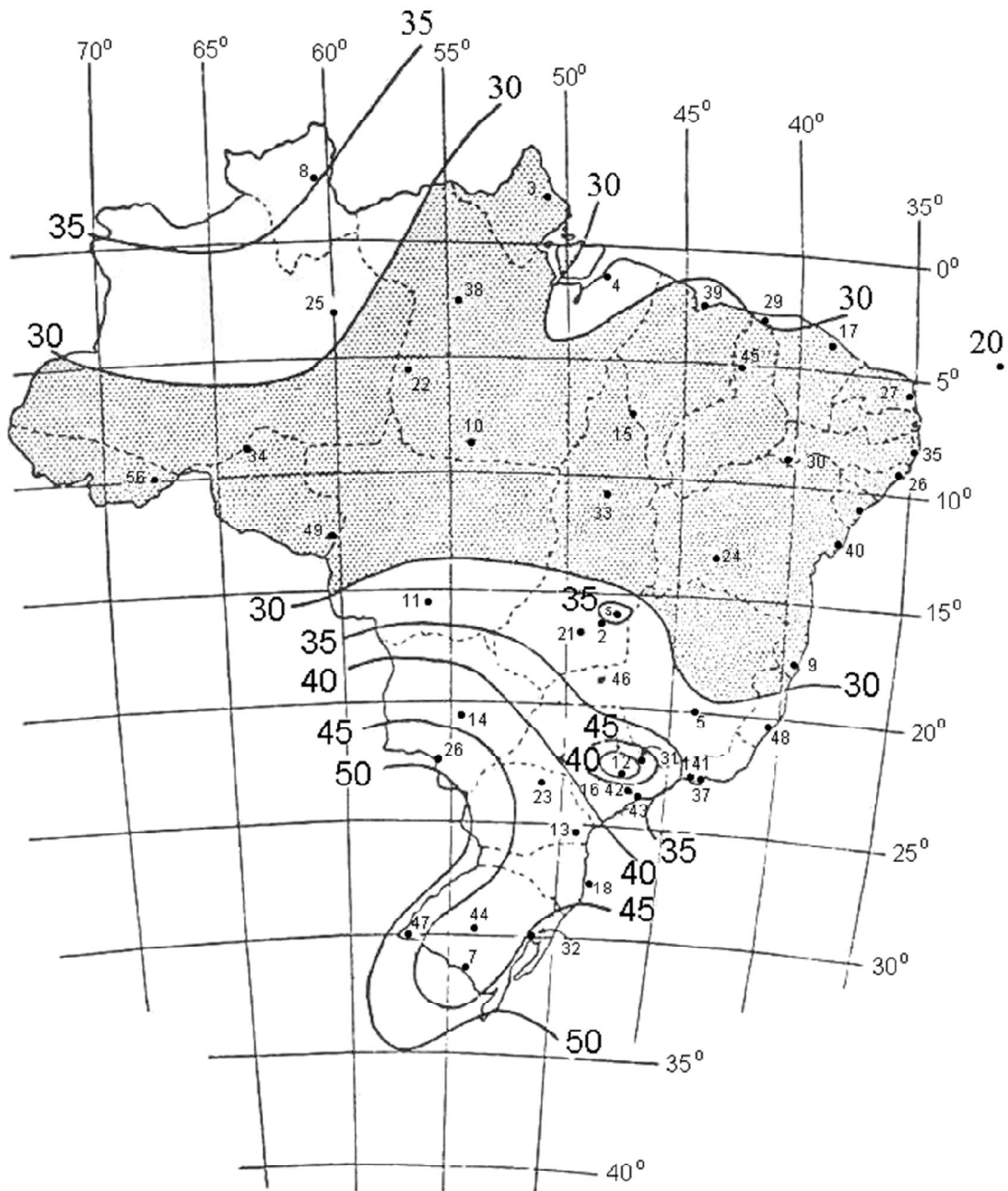
<i>Pilar</i>	<i>Área de Influência (m²)</i>	<i>Reação no Pilar devido à laje (KN)</i>	<i>Massa (Kg)</i>	<i>Massa concentrada (KN.s²/cm)</i>
P4	7,49	19,48	1948,03	0,019
P5	10,19	26,49	2648,61	0,026
P6	8,01	20,84	2083,68	0,021
P7	6,15	15,98	1598,10	0,016
P8	7,30	18,97	1897,26	0,019
P9	9,52	24,74	2473,98	0,025
P10	8,67	22,55	2255,02	0,023
P11	10,24	26,62	2661,82	0,027
P12	7,45	19,38	1937,90	0,019
P13	11,32	29,44	2944,42	0,029
P14	21,52	55,96	5595,92	0,056
P15	16,48	42,84	4284,19	0,043
P16	17,17	44,63	4462,98	0,045
P17	19,69	51,20	5119,73	0,051
P18	22,41	58,26	5825,86	0,058
P19	21,32	55,44	5544,05	0,055
P20	11,13	28,95	2895,08	0,029
P21	4,33	11,27	1126,78	0,011
P22	11,70	30,43	3043,00	0,030
P23	10,30	26,77	2677,39	0,027
P24	9,72	25,28	2528,35	0,025
P25	9,30	24,18	2418,03	0,024
P26	9,83	25,56	2555,59	0,026
P27	12,31	32,00	3199,53	0,032
P28	4,33	11,27	1126,78	0,011

APÊNDICE C - CORTE ESQUEMÁTICO DO EDIFÍCIO



Fonte: O autor.

ANEXO A - ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA, V_0 (m/s)

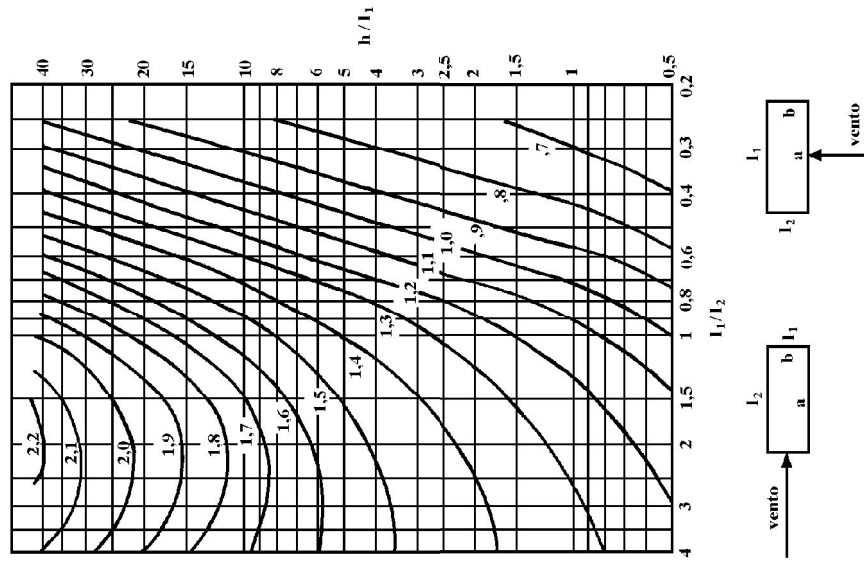


V_0 em m/s

V_0 : máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.

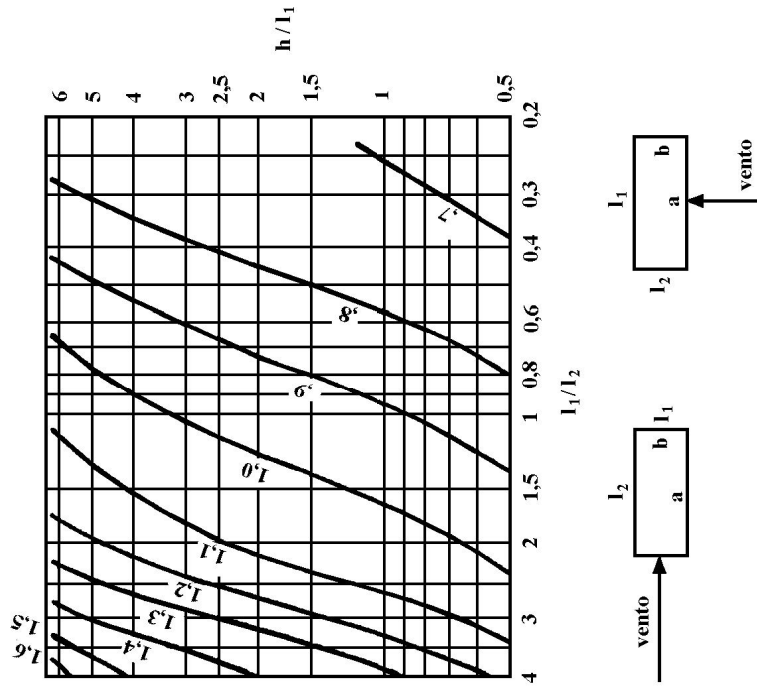
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

ANEXO B - COEFICIENTE DE ARRASTO, C_{as} , PARA EDIFICAÇÕES



(a) Vento de baixa turbulência.

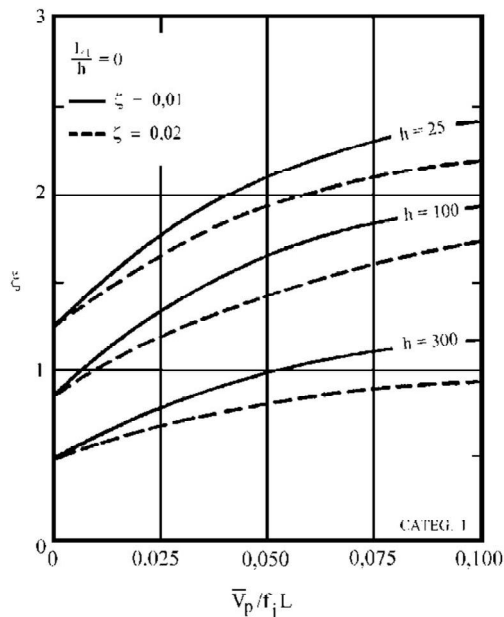
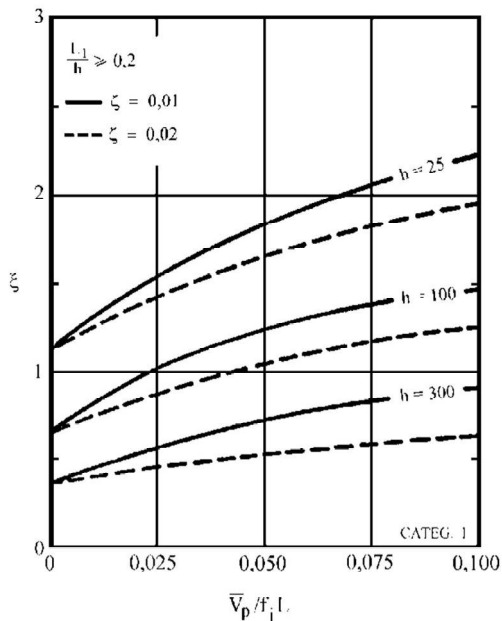
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).



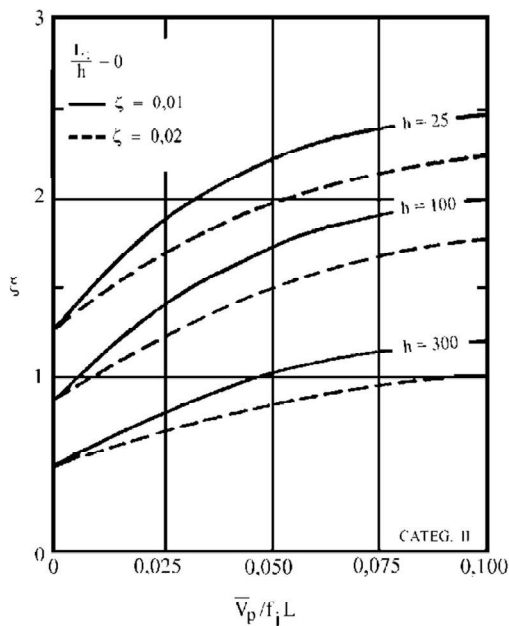
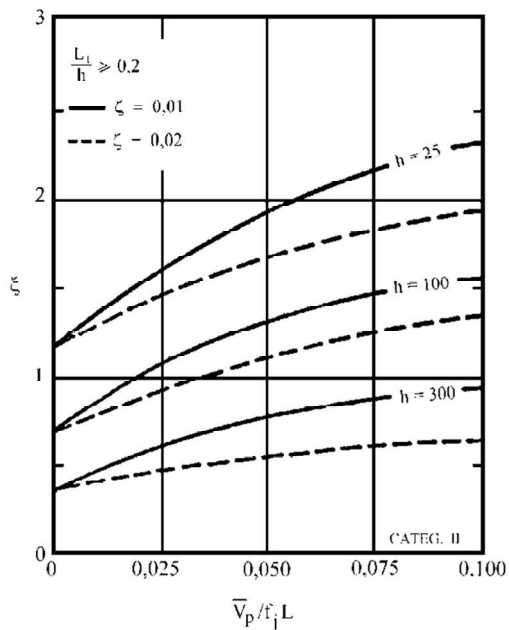
(b) Vento de alta turbulência.

**ANEXO C - COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA, ξ , DAS
CATEGORIAS DO TERRENO ($L = 1800$ m; h em metros).**

(a) Categoria I



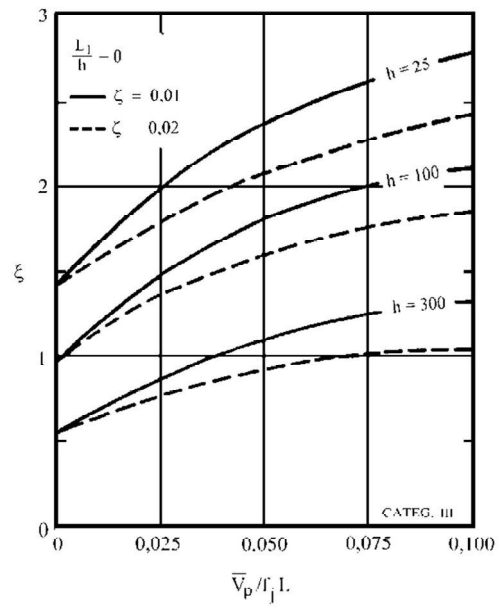
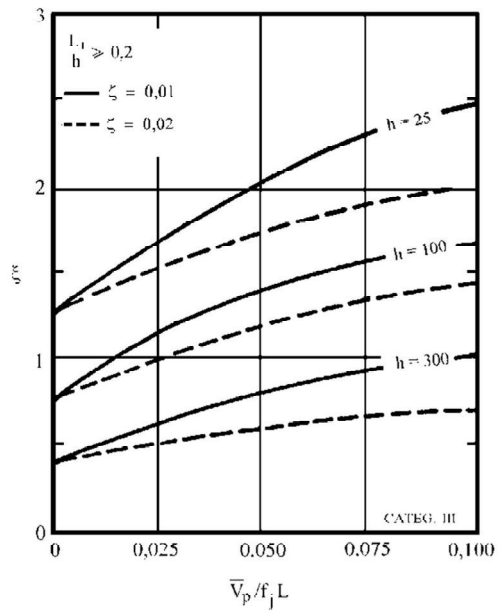
(b) Categoria II



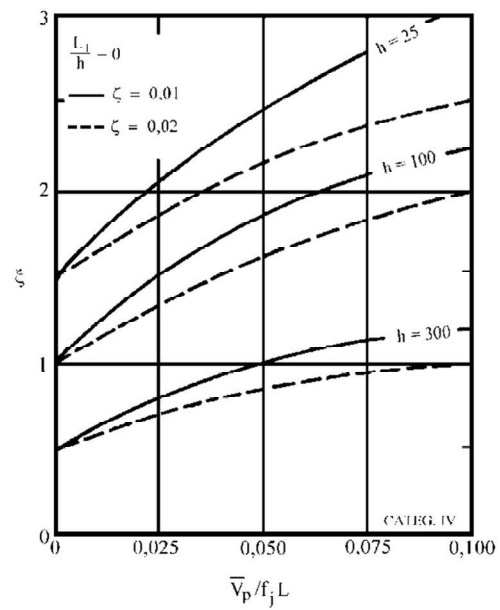
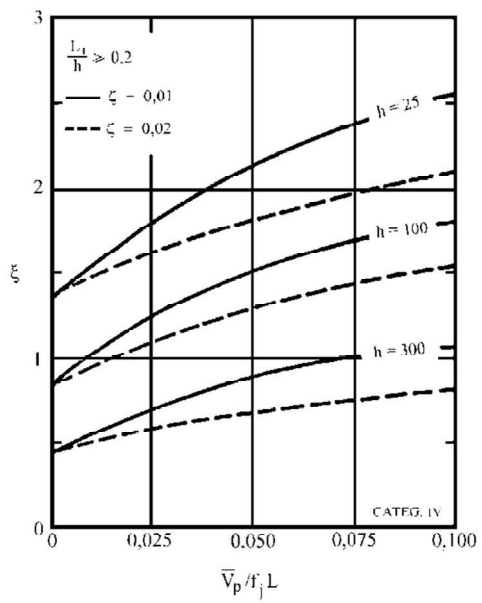
Continua

Continuação

(c) Categoria III



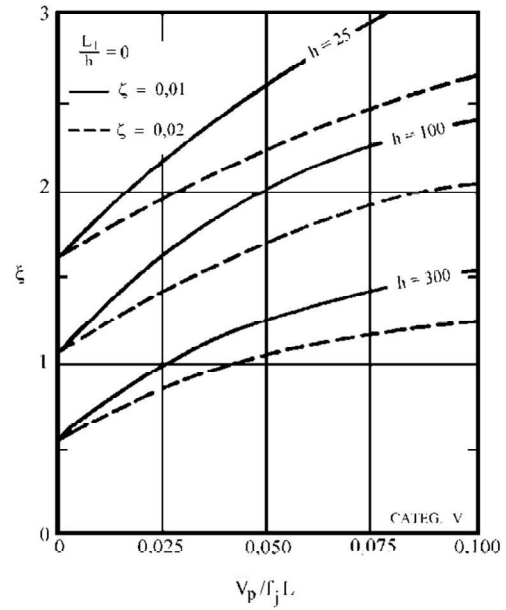
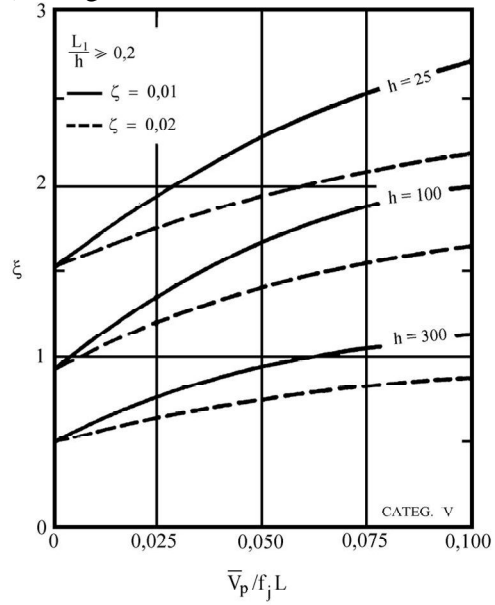
(d) Categoria IV



Continua

Conclusão

(e) Categoria IV



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).