



PROJETO DE GRADUAÇÃO

**ESTUDO DO EFEITO DO VENTO EM EDIFÍCIOS
ALTOS**

HENRIQUE DE ARAUJO ROSA CRUZ

BRASÍLIA – DF, DEZEMBRO DE 2018

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DO EFEITO DO VENTO EM EDIFÍCIOS
ALTOS**

HENRIQUE DE ARAUJO ROSA CRUZ

ORIENTADOR: PROF. LUCIANO MENDES BEZERRA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL 2

BRASÍLIA – DF, DEZEMBRO DE 2018

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DO EFEITO DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

HENRIQUE DE ARAUJO ROSA CRUZ

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (ENC/UnB)
(Orientador)

Prof. William Taylor Matias Silva, Dr.Ing (ENC/UnB)
(Examinador interno)

Prof. Gilberto Gomes, DSc (ENC/UnB)
(Examinador externo)

BRASÍLIA/DF, 18 de Dezembro de 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

CRUZ, HENRIQUE DE ARAUJO ROSA

Estudo do Efeito do Vento em Edifícios Altos [Distrito Federal] 2018.

xii, 61 p., 210 x 279 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)

Monografia de Projeto Final. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Método de Monte Carlo

2. Vento sintético

3. Contraventamento

4. Edifícios altos

I ENC/FT/UnB

II Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CRUZ, H. de A. R. (2018). Estudo do Efeito do Vento em Edifícios Altos. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF – 001/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, xii, 61p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Henrique de Araujo Rosa Cruz

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Estudo do Efeito do Vento em Edifícios Altos

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Henrique de Araujo Rosa Cruz
SQN 107 Bloco “F” Apartamento 102
70743-060 – Brasília/DF - Brasil
henrique.aracruz@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Luciano Mendes Bezerra, por toda a sua sabedoria e dedicação aplicadas na orientação deste trabalho.

Ao Instituto de Física da Universidade de Brasília, por ter cedido alguns de seus recursos computacionais para a execução do estudo proposto.

A todos os mais próximos, em especial aos meus pais, Júnio e Ceomar, cujas palavras e ações de incentivo me inspiraram diante das dificuldades.

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo estudar o efeito que o vento produz ao interagir com grandes edificações, nas quais a sua influência tem crescente importância à medida que se projetam estruturas progressivamente mais altas. Para tanto, faz-se necessário a princípio compreender as variáveis que influem no seu comportamento e que descrevem a sua natureza aleatória, de forma a se possibilitar uma quantificação de suas respectivas propriedades. Consolidado este conhecimento, além daquele relativo aos fundamentos da mecânica estrutural, utiliza-se então uma aplicação do método de Monte Carlo que visa à produção de ventos sintéticos para sua ulterior aplicação sobre um modelo de edifício, sendo avaliada a eficiência de diferentes sistemas de contraventamento propostos para essa estrutura. A efetiva realização deste estudo é executada com auxílio de ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos (MEF), cujos resultados serão o principal objeto de análise crítica.

Palavras-chave: Método de Monte Carlo; Vento sintético; Contraventamento.

ABSTRACT

The objective of this work is to study the effect that wind produces when interacting with large buildings, in which its influence grows as progressively higher structures are projected. To do so, it is necessary at first to understand the variables that influence its behavior and describe its random nature, in order to quantify its respective properties. Based on this knowledge, in addition to that related to the fundamentals of structural mechanics, it follows then the application of the Monte Carlo method, which aims at the production of synthetic winds for its later application on a building model, evaluating the efficiency of different bracing systems proposed for this structure. The effective accomplishment of this study is performed with the support of a computational tool based on the finite element method (FEM), whose results will be the main object of critical analysis.

Key-words: Monte Carlo method; Synthetic wind; Bracing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Consumo de aço x Número de andares	6
Figura 2 – Isopletas da velocidade básica do vento (m/s).....	8
Figura 3 – Coeficiente de arrasto (Ca) para edificações paralelepípedicas sob ação de vento de baixa turbulência	11
Figura 4 – Perfil de pressões do vento	14
Figura 5 – Decomposição espectral da pressão flutuante	16
Figura 6 – Rajadas equivalentes.....	19
Figura 7 – Coeficiente de decaimento linear da pressão flutuante (cdl)	20
Figura 8 – John Hancock Building – Chicago, Estados Unidos	22
Figura 9 – Alcoa Building – São Francisco, Estados Unidos	23
Figura 10 – Century Tower – Tóquio, Japão	23
Figura 11 – Contraventamentos treliçados.....	25
Figura 12 – Contraventamentos treliçados excêntricos.....	25
Figura 13 – Contraventamentos treliçados em grande escala	26
Figura 14 – Distribuição de esforços nos contraventamentos – Carregamento horizontal.....	27
Figura 15 – Distribuição de esforços nos contraventamentos – Carregamento vertical	27
Figura 16 - Dimensões e disposição de elementos estruturais do modelo de edifício	30
Figura 17 - Contraventamentos analisados	32
Figura 18 - Lançamento do modelo estrutural do edifício no software SAP2000.....	34
Figura 19 - Força de arrasto em um pavimento do modelo de edifício	36
Figura 20 - Análise modal.....	37
Figura 21 - Análise dinâmica no domínio do tempo.....	38
Figura 22 - Definição das funções harmônicas	41
Figura 23 - Padrões de carregamento.....	42
Figura 24 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício em pórtico rígido	51
Figura 25 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “X”.....	52
Figura 26 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “V”.....	52
Figura 27 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “V” invertido	53
Figura 28 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura em pórtico rígido no domínio do tempo.....	54
Figura 29 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura com contraventamento em forma de “X” no domínio do tempo	55
Figura 30 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura com contraventamento em forma de “V” no domínio do tempo	55
Figura 31 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura com contraventamento em forma de “V” invertido no domínio do tempo.....	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cargas permanentes dos elementos do modelo de edifício.....	6
Tabela 2 – Parâmetros para a determinação do fator S_2	10
Tabela 3 - Seções dos pilares do modelo de edifício	30
Tabela 4 - Seções das vigas do modelo de edifício.....	31
Tabela 5 - Seções dos contraventamentos em forma de "X" do modelo de edifício	32
Tabela 6 - Seções dos contraventamentos em forma de "V" do modelo de edifício	33
Tabela 7 - Seções dos contraventamentos em forma de "V" invertido do modelo de edifício	33
Tabela 8 - Perfis de pressões dinâmica e estática do vento.....	44
Tabela 9 - Forças de arrasto do vento por pavimento e em seus respectivos nós	45
Tabela 10 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício em pórtico rígido	46
Tabela 11 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício com contraventamento em forma de "X".....	47
Tabela 12 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício com contraventamento em forma de "V".....	47
Tabela 13 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício com contraventamento em forma de "V" invertido	48
Tabela 14 - Forças de arrasto dinâmicas e extensões das rajadas equivalentes para a estrutura em pórtico rígido	49
Tabela 15 - Forças de arrasto dinâmicas e extensões das rajadas equivalentes para a estrutura com contraventamentos treliçados	49
Tabela 16 - Deslocamentos estáticos do modelo de edifício	50
Tabela 17 - Deslocamentos dinâmicos característicos do modelo de edifício.....	53
Tabela 18 - Deslocamentos laterais de topo totais do modelo de edifício	56

LISTA DE SÍMBOLOS

V_0 :	Velocidade básica do vento
TR :	Tempo de Recorrência
S_1 :	Fator topográfico
S_2 :	Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
S_3 :	Fator estatístico
V_k :	Velocidade característica do vento
q :	Pressão dinâmica do vento
q_{est} :	Pressão estática do vento
F_a :	Força de arrasto ou força aerodinâmica
$F_{a\ ext.}$:	Força de arrasto ou força aerodinâmica exercida em um pórtico externo
$F_{a\ int.}$:	Força de arrasto ou força aerodinâmica exercida em um pórtico interno
C_a :	Coeficiente de arrasto
A_e :	Área frontal efetiva
z :	Altura acima do nível do terreno
F_r :	Parâmetro de norma para a determinação do fator S_2
b :	Parâmetro de norma para a determinação do fator S_2
p :	Parâmetro de norma para a determinação do fator S_2
K :	Constante para auxílio do cálculo da pressão dinâmica do vento
S :	Espectro de potência de velocidades
u_* :	Velocidade de fricção
n :	Frequência da solicitação do vento
U_0 :	Velocidade média do vento
$S_{p'}$:	Espectro de pressões do vento
ρ :	Densidade do ar
c :	Coeficiente aerodinâmico
U_z :	Velocidade média à altura "z"
p :	Pressão do vento
p' :	Pressão flutuante do vento
\bar{p}' :	Valor médio ou média da pressão flutuante
$\overline{p'^2}$:	Valor quadrado médio da pressão flutuante

$\sigma_p'^2$: Variância da pressão flutuante
 σ_p' : Desvio padrão da pressão flutuante
 m : Número de funções harmônicas
 T_r : Período fundamental da estrutura
 C_k : Amplitude da função harmônica de índice " k "
 c_k : Coeficiente de amplitude relativa da função harmônica de índice " k "
 c_{*k} : Coeficiente de amplitude relativa corrigida da função harmônica de índice " k "
 θ_k : Ângulo de fase da função harmônica de índice " k "
 ω_k : Velocidade angular da função harmônica de índice " k "
 r_k : Fator multiplicativo do período fundamental da estrutura associado à função harmônica de índice " k "
 Coh : Coeficiente de correlação espacial
 r : Distância entre pontos sobre a superfície da estrutura analisada em que o vento incide
 y_i : Coordenada horizontal do ponto " i "
 z_i : Coordenada vertical do ponto " i "
 C_y : Constante utilizada para o cálculo do coeficiente de correlação espacial
 C_z : Constante utilizada para o cálculo do coeficiente de correlação espacial
 n_k : Frequência da função harmônica de índice " k "
 Δz : Distância vertical entre pontos analisados
 Δz_{ok} : Altura da rajada equivalente relativa à função harmônica de índice " k "
 c_{dl} : Coeficiente de decaimento linear da pressão flutuante
 w : Curva de distribuição de probabilidades de Gumbel (Tipo I)
 $\tilde{\alpha}$: Medida de dispersão da distribuição de Gumbel
 \bar{x} : Moda da distribuição de Gumbel
 γ : Constante de Euler utilizada na distribuição de Gumbel
 μ : Média da distribuição de Gumbel
 σ : Desvio padrão da distribuição de Gumbel
 p : Probabilidade de ocorrência na distribuição de Gumbel
 x_c : Valor característico a ser obtido com a distribuição de Gumbel
 d_{est} : Deslocamento estático
 d_c : Deslocamento dinâmico característico
 d_t : Deslocamento total

SUMÁRIO

FICHA CATALOGRÁFICA	iii
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	iii
CESSÃO DE DIREITOS	iii
AGRADECIMENTOS	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	viii
LISTA DE SÍMBOLOS	ix
SUMÁRIO	xi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
3.1 AÇÕES PERMANENTES.....	5
3.2 AÇÕES DO VENTO	7
3.2.1 ABNT NBR 6123	7
3.2.2 AÇÃO DINÂMICA DO VENTO PELO MÉTODO DE MONTE CARLO	12
3.3 CONTRAVENTAMENTOS	21
3.3.1 TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS	24
3.3.2 COMPORTAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS	26
4. MODELAGEM E ANÁLISE NUMÉRICA	29
4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL	29
4.1.1 CONTRAVENTAMENTOS ANALISADOS	31
4.1.2 DISCRETIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	33
4.2 ANÁLISE ESTÁTICA	35
4.3 ANÁLISE MODAL	36
4.4 ANÁLISE DINÂMICA	37
4.4.1 PRESSÕES FLUTUANTES	39
4.4.2 CARREGAMENTO DINÂMICO	41
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	43
5.1 CARREGAMENTO ESTÁTICO	43
5.2 SÉRIES DE CARREGAMENTO DINÂMICO	46

5.3	DESLOCAMENTOS LATERAIS.....	50
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	58
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	59

1. INTRODUÇÃO

O estudo da ação do vento em edificações constitui-se em temática de trabalhos científicos desde os últimos séculos, apresentando uma dimensão particular na atualidade devido ao ímpeto da Engenharia Civil em se projetar edifícios progressivamente mais altos, aos quais os efeitos provenientes da interação com o vento crescem de forma notória. A fim de se determiná-los, existe uma gama de metodologias bem consolidadas, seja em forma de normas técnicas ou de procedimentos sugeridos pela literatura desta área do conhecimento.

Para a execução deste trabalho, faz-se uso dos critérios estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, sendo a ação dinâmica do vento, em específico, tratada sob o prisma do Método de Monte Carlo, cuja aplicação para esta finalidade é realizada levando-se em consideração, principalmente, as diretrizes estabelecidas no trabalho de Franco (1993) e os resultados obtidos pelos trabalhos de Chaves (2009) e Ribeiro (2007).

Nesta seção do estudo, serão apresentados os aspectos que inspiraram a sua concepção, os seus objetivos principal e específicos, assim como as descrições dos capítulos ulteriores.

1.1 MOTIVAÇÃO

A sistematização do primeiro método racional para se determinar os efeitos dinâmicos do vento, conforme a literatura específica da área do conhecimento, possivelmente surgiu com um trabalho de Rausch ainda na primeira metade da década de 1930, que baseado em estudos estatísticos de autoria de Föppl, foi incorporado à norma alemã da época. A partir de então, observou-se o desenvolvimento de metodologias mais sofisticadas para a descrição do comportamento do vento, principalmente no que tange a uma assimilação extensiva e acurada de sua essência aleatória ao seu processo descritivo. Com o advento simultâneo de novas tecnologias nas últimas décadas, em especial na área de computação, permitiu-se a elaboração de ferramentas capazes de prover uma aplicação eficiente destas metodologias no estudo e dimensionamento de estruturas sob a ação do vento.

À medida que se objetiva projetar edificações progressivamente maiores, como é a tendência verificada na atualidade, alguns fatores que influem sobre a estabilidade e funcionalidade destas apresentam uma relevância crescente, a exemplo da interação fluido-estrutura decorrente do contato do vento com as suas superfícies. Nesse contexto, faz-se necessária uma determinação precisa da magnitude dos esforços e dos deslocamentos a serem

induzidos nas estruturas em processo de concepção, a fim de que atendam adequadamente aos seus propósitos originais. Dessa forma, é notória a importância de se compreender o fenômeno supracitado desde os seus aspectos gerais às suas particularidades.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é a utilização do método de Monte Carlo para a simulação de situações de carregamento dinâmico do vento em um modelo de edifício alto, de forma a se avaliar a eficiência de diferentes sistemas de contraventamento e se analisar criticamente os efeitos da interação fluido-estrutura em relação à estabilidade e deslocamentos apresentados por este. Quanto aos objetivos específicos que o concernem, estes são, em suma, a verificação individual dos deslocamentos da estrutura devido às parcelas estática e dinâmica da ação do vento e a determinação das combinações características para o carregamento dinâmico do modelo de edifício com as alternativas de contraventamento propostas.

1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

No capítulo 2 apresenta-se a revisão bibliográfica utilizada para a produção deste trabalho, de forma a se descrever a contribuição de cada obra neste sentido.

Quanto ao capítulo 3, este é constituído pelos fundamentos teóricos que embasam os estudos propostos. A princípio encontra-se os critérios utilizados para a determinação das ações permanentes em uma edificação, assim como a descrição de uma metodologia de simulação dos efeitos estáticos e dinâmicos em estruturas submetidas à ação do vento. Em seguida, é introduzida a teoria concernente aos contraventamentos treliçados, os quais constituem uma alternativa frequentemente utilizada para se conferir resistência a solicitações laterais em edificações.

O capítulo 4 contém a descrição das etapas de constituição do modelo de edifício proposto, assim como são detalhados os métodos de análise estática, modal e dinâmica aplicados neste trabalho.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos com a aplicação dos métodos supracitados, de forma a se proceder a uma análise crítica deles.

O capítulo 6 é destinado à conclusão do estudo realizado, visando-se elencar também algumas sugestões para trabalhos futuros que sigam a sua linha de pesquisa.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas que fundamentaram este projeto.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Franco (1993) apresenta uma aplicação do método de Monte Carlo para a análise da ação dinâmica do vento em edifícios altos, de forma a se propor uma metodologia de síntese do carregamento do vento. A partir de um dado espectro de vento, a pressão flutuante é decomposta em um determinado número de funções harmônicas, sendo uma delas ressonante. Um modelo aproximado é proposto para se representar as correlações espaciais vertical e horizontal das pressões flutuantes como funções da frequência da rajada. Com a análise estatística dos resultados obtidos em simulações de carregamento do vento na estrutura, determina-se então a resposta característica associada a uma coordenada relevante em estudo. A fim de se aplicar corretamente o método em questão, seguem-se as observações e resultados relativos a este artigo:

- A precisão dos resultados pode ser melhorada com o aumento do número m de funções harmônicas que compõem a parcela flutuante do vento, de modo que $m \geq 11$;
- O período de uma dessas funções deve coincidir necessariamente com o período fundamental de oscilação T_r da estrutura em análise;
- Os períodos das demais funções devem ser múltiplos ou submúltiplos de T_r da estrutura por um fator de 2;
- A duração dos registros sintéticos do comportamento da estrutura no tempo deve corresponder à duração da rajada, a qual supostamente é da ordem de 400 a 600 segundos. Porém, pode-se gerar registros maiores, conforme se verifique a necessidade;
- Recomenda-se gerar no mínimo 20 destes registros;

Chaves (2009) realiza em seu trabalho a aplicação do método de análise da ação dinâmica do vento em edifícios altos proposto por Franco (1993). Em tal estudo, apresentam-se alguns modelos de estruturas com diferentes tipos de contraventamento, de forma a se avaliar a eficiência destes quanto à redução dos deslocamentos induzidos no topo de cada modelo na direção do carregamento do vento. Os resultados encontrados com a execução da metodologia foram os seguintes:

- A utilização de elementos de contraventamento no modelo estrutural de menor altura tornou-o mais rígido e promoveu uma redução significativa do período fundamental de

oscilação da estrutura, sendo que o maior valor deste parâmetro foi observado no modelo com pórtico rígido;

- Da mesma forma que no modelo estrutural menor, ao se aplicar as diversas formas de contraventamento naquele de maior altura foi notório o aumento de rigidez da sua estrutura e o período fundamental de oscilação relativo ao modelo com pórtico rígido permaneceu maior em comparação aos demais. Porém, vale ressaltar que, nestes casos, não houve diferença tão expressiva entre os resultados apresentados quando se contrapõe aos de casos de contraventamento do modelo de menor altura;
- Para o modelo menor, ao se analisar seus valores máximos de deslocamento lateral de topo, o qual é um parâmetro amplamente utilizado em engenharia estrutural para avaliação simples da rigidez de edificações, verificou-se que o menor dentre eles foi obtido para o sistema de contraventamento em “X”. Entretanto, levando-se em consideração a resposta ao longo do tempo, os sistemas de contraventamento em “V” e “V” responderam de forma semelhante ao disposto em “X”, sendo que contam com a vantagem de menor utilização de massa e, portanto, requerem um menor custo de material, mão de obra e tempo de execução.
- Quanto ao modelo de maior altura, o acréscimo de rigidez conferido pelo uso de elementos de contraventamento ocasionou, assim como no menor modelo, uma diminuição nos deslocamentos laterais. Porém, a eficiência relativa a esta diminuição, em comparação ao que se apresentou no modelo de menor altura, foi reduzida de 65% a 50%, sendo tal fato um indício de que este tipo geral de sistema de contraventamento encontra-se próximo ao seu limite de aplicação e de que se deve utilizar outro tipo de sistema estrutural para edificações mais altas.

Ribeiro (2007) propõe em seu trabalho uma análise de torres metálicas estaiadas submetidas à ação do vento, sendo a determinação da parcela dinâmica deste realizada conforme a metodologia proposta por Franco (1993). A aplicação sistemática e efetiva dessa metodologia neste trabalho serviu como referência complementar àquela relativa ao trabalho de Chaves (2009).

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A fim de se compreender a influência da ação do vento em edifícios altos, faz-se necessário estabelecer inicialmente um arcabouço teórico que embase a descrição do fenômeno de interação fluido-estrutura. Com a consolidação deste conhecimento, possibilita-se então a ulterior determinação das solicitações do vento em tais edificações e a análise de alternativas para se conferir a elas adequada resistência a esforços laterais dessa natureza.

Dessa forma, apresentam-se nos itens subsequentes métodos de determinação das ações permanentes em edificações, dos carregamentos estático e dinâmico do vento sobre estas, assim como o estudo de algumas formas de contraventamento usualmente utilizadas na engenharia estrutural.

3.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes em uma estrutura são aquelas que atuam de forma aproximadamente constante ao longo do tempo de vida desta, sendo representadas, por exemplo, pelo o peso próprio dos elementos estruturais, como pilares, vigas e lajes, assim como elementos de vedação e de fachada, sistemas de instalações prediais, entre outros.

Quanto à composição dos elementos estruturais, uma alternativa de material frequentemente utilizada para o projeto de edifícios é o aço, cujas propriedades permitem em diversos casos o vencimento de grandes vãos por parte das vigas e a aplicação de pilares esbeltos.

O consumo de aço em uma edificação é função de alguns fatores, tais como a quantidade de seus pavimentos, seus respectivos pés-direitos e os espaçamentos entre as colunas. Para se estimar o peso de uma edificação de estrutura metálica, pode-se utilizar o gráfico apresentado na Figura 1, em que se apresenta de maneira aproximada uma faixa de consumo de aço em função do número de andares de um edifício.

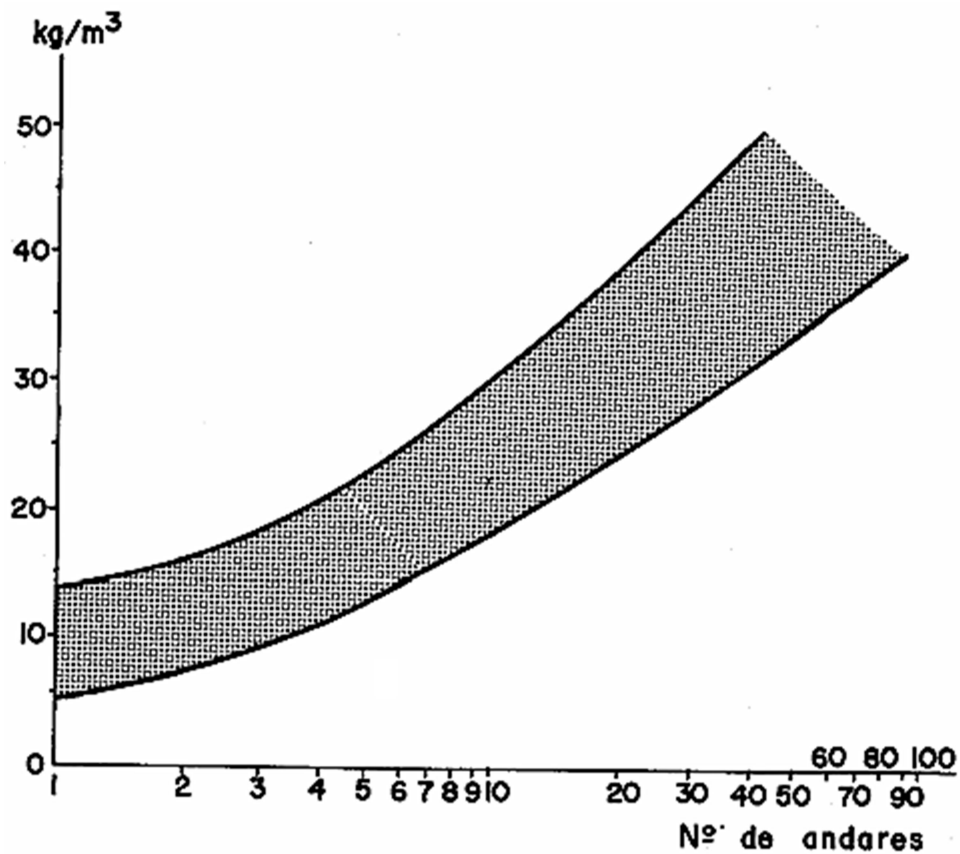


Figura 1 - Consumo de aço x Número de andares (COBRAPI, 1987)

Com a finalidade de se estruturar um modelo de edificação simplificado para este trabalho acadêmico, faz-se uso das cargas permanentes contidas na Tabela 1, as quais foram retiradas da norma ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – ou da literatura específica da área de estudo.

Tabela 1 - Cargas permanentes dos elementos do modelo de edifício

ELEMENTO	CARGA PERMANENTE
Pilares, vigas e contraventamentos	77,00 kN/m ³
Lajes de concreto armado*	25,00 kN/m ³
Sobrecarga	2,00 kN/m ²
Paredes	1,00 kN/m ²
Revestimento	1,00 kN/m ²

*Espessura das lajes de concreto armado definida como 12,5 cm.

3.2 AÇÕES DO VENTO

O vento é um fenômeno de essência aleatória e cuja influência sobre uma estrutura é crescente com a sua respectiva altura. Com a finalidade de se projetar edificações resistentes às solicitações do vento, há uma gama de metodologias contidas em normas ou consagradas na literatura desta área do conhecimento, as quais consideram a ação do vento nessas construções por intermédio de carregamentos de natureza estática ou dinâmica.

Na norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações – propõe-se um método de determinação do carregamento do vento em estruturas, de forma a tratar este efeito com auxílio de um perfil de pressões estático e crescente da base ao topo da edificação analisada. Tal método, considerando-se o contexto deste estudo, encontra-se descrito no presente capítulo, em subitem que leva o nome da norma supracitada.

Quanto às metodologias para se tratar o carregamento do vento de forma dinâmica, neste trabalho estuda-se em específico aquela relativa à aplicação do método de Monte Carlo para a produção de ventos sintéticos, a qual foi devidamente sistematizada por Franco (1993). Esta metodologia se apresenta detalhada em seção própria deste capítulo.

3.2.1 ABNT NBR 6123

No que tange os critérios estabelecidos pela norma ABNT NBR 6123, para a definição das características do carregamento do vento no projeto de edificações é fundamental o conhecimento de uma série de variáveis que influem neste processo. A conceituação e método de determinação destas estão descritas nos tópicos seguintes.

i. Velocidade básica do vento, V_0

A velocidade básica do vento (V_0) é aquela correspondente a uma rajada de 3 s de duração, com Tempo de Recorrência (TR) de 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Pode-se determinar seu valor a partir do gráfico de isopletas da velocidade básica do vento no Brasil, o qual está contido em anexo da norma supracitada e apresentado a seguir na Figura 2.

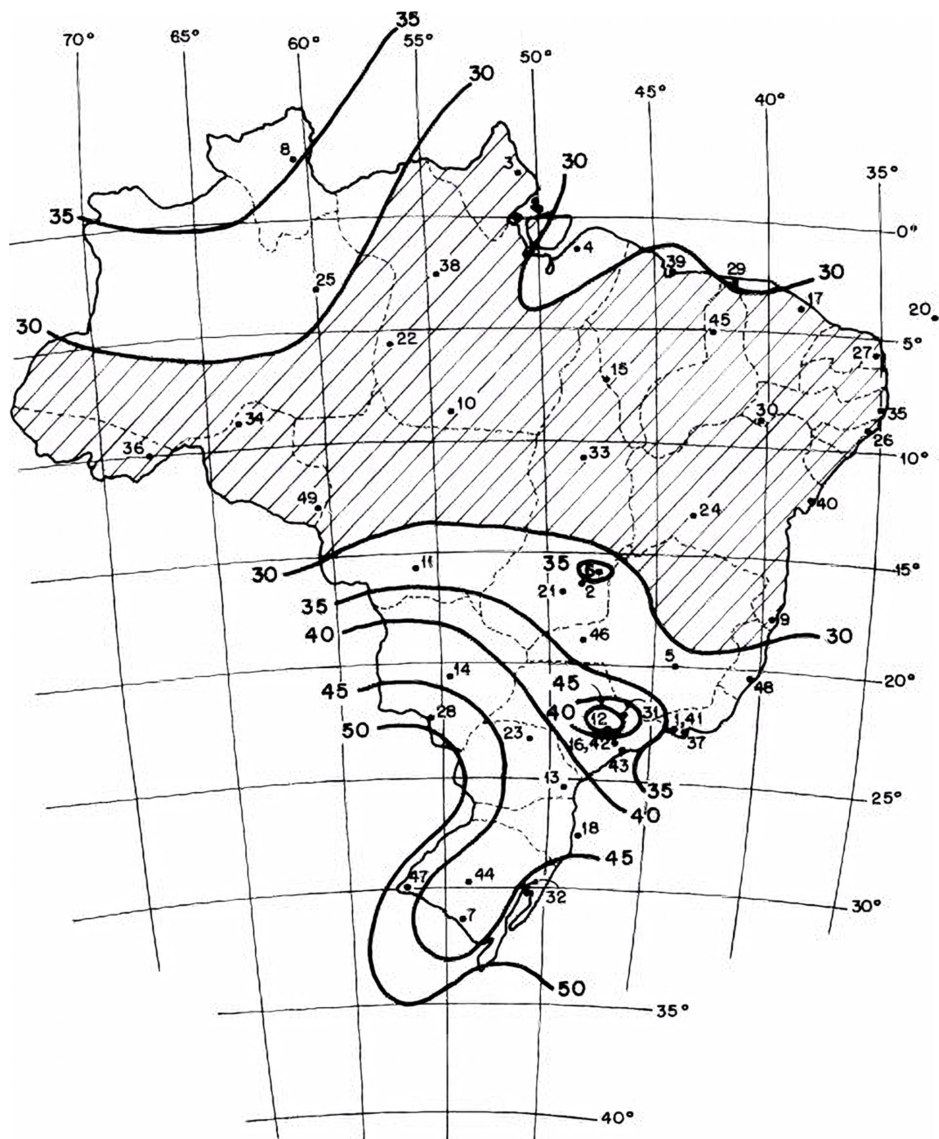


Figura 2 – Isopletas da velocidade básica do vento (m/s) (NBR 6123)

ii. Velocidade característica do vento, V_k

A fim de se determinar a velocidade característica do vento (V_k), multiplica-se a velocidade básica do vento por alguns fatores, a saber:

- Fator topográfico (S_1), o qual leva em consideração as variações do relevo do terreno;
- Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2), que considera o efeito combinado destes elementos que o nomeiam;
- Fator estatístico (S_3), cujos fundamentos são conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação;

Os valores correspondentes a estes fatores encontram-se tabelados na referida norma.

Dessa forma, a expressão que define a velocidade característica do vento pode ser assim representada:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3.1)$$

iii. Pressão dinâmica do vento, q

Definida a velocidade característica do vento, pode-se determinar sua respectiva pressão dinâmica a partir da seguinte equação:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3.2)$$

Sendo, conforme o Sistema Internacional de Unidades (SI), q em N/m² e V_k em m/s.

O fator S_2 é função da altura (z) acima do nível geral do terreno conforme a seguinte expressão:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (3.3)$$

cujos parâmetros são apresentados em norma e sintetizados na Tabela 2:

Tabela 2 – Parâmetros para a determinação do fator S_2 (NBR 6123)

CATEGORIA	DESCRIÇÃO
I	Superfícies lisas de grandes dimensões
II	Terrenos abertos com poucos obstáculos
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos
IV	Terrenos cobertos por obstáculos e pouco espaçados
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, altos e pouco espaçados

CATEGORIA	Z_g	Parâmetros	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1,1	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1	1	1
		Fr	1	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,1
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,1	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

CLASSE	DESCRIÇÃO
A	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m
B	Toda a edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m
C	Toda a edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m

A partir da definição da velocidade característica do vento (V_k) e da equação apresentada para o fator S_2 , representa-se a pressão dinâmica do vento da seguinte forma:

$$q(z) = Kz^{2p} \quad (3.4)$$

em que a constante K é assim definida:

$$K = 0,613 \left(\frac{V_o S_1 S_3 b F_r}{10^p} \right)^2 \quad (3.5)$$

iv. Força de arrasto, Força aerodinâmica (F_a)

Por fim, para se determinar a força de arrasto, componente da força global na direção do vento, utiliza-se a expressão abaixo:

$$F_a = C_a q A_e \quad (3.6)$$

em que C_a é o coeficiente de arrasto, que é função da forma da edificação, estrutura ou elemento estrutural e A_e é a área frontal efetiva, definida como a área de sua respectiva projeção ortogonal sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O coeficiente de arrasto (C_a) pode ser obtido para edificações paralelepípedicas com auxílio de gráficos da respectiva norma, os quais se diferenciam entre situações de vento de baixa e alta turbulência. Uma vez que o presente estudo atém-se a análises de ventos da primeira natureza, o seu gráfico pertinente é aquele representado pela Figura 3.

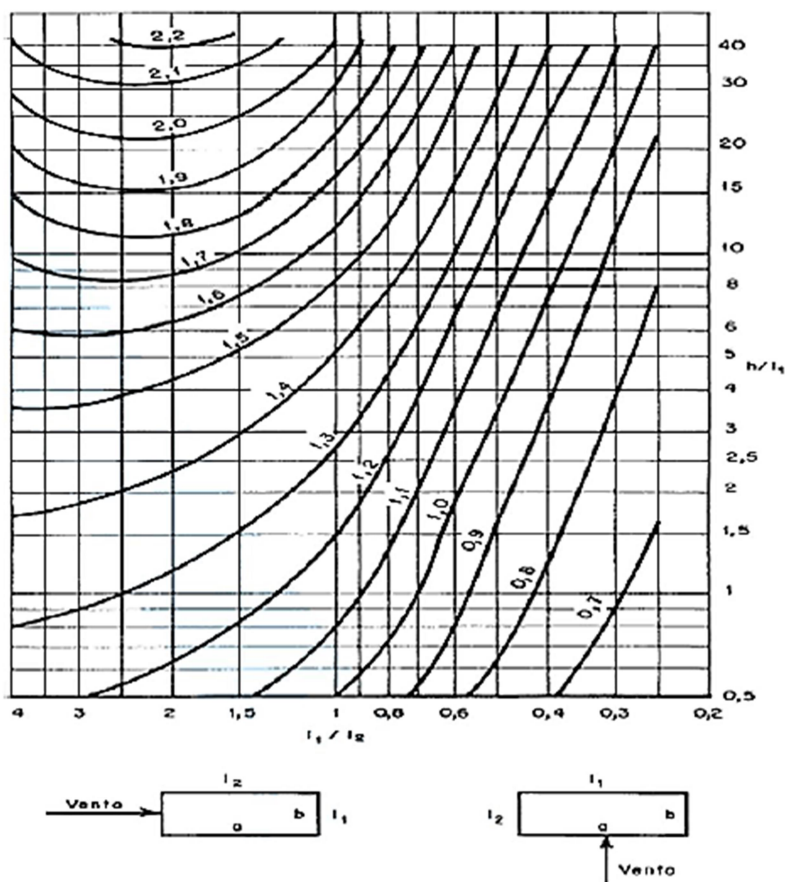


Figura 3 – Coeficiente de arrasto (C_a) para edificações paralelepípedicas sob ação de vento de baixa turbulência (NBR 6123)

3.2.2 AÇÃO DINÂMICA DO VENTO PELO MÉTODO DE MONTE CARLO

Para a aplicação do método de Monte Carlo na produção de ventos sintéticos, estuda-se a ação do vento de forma a dividi-la em uma parcela média e uma flutuante. Define-se a primeira como uma ação constante com efeitos estáticos na estrutura, sendo que, conforme a norma ABNT NBR 6123, a velocidade média é determinada para intervalos de tempo de 10 minutos ou mais. Já a parcela flutuante do vento, representada pelas rajadas, têm notória influência sobre estruturas muito flexíveis, em especial sobre edificações altas e esbeltas, podendo induzir oscilações importantes na direção da sua velocidade média.

A fim de se simular as flutuações da velocidade do vento, fenômenos essencialmente aleatórios, realiza-se uma decomposição de sua parcela correspondente em m funções harmônicas, em que uma delas apresenta a frequência relativa ao primeiro modo natural da estrutura, usualmente denominado ressonante. A determinação da amplitude destes harmônicos utiliza por base o espectro de potência característico do vento, o qual indica a distribuição da energia contida neste fenômeno aleatório pelas diversas frequências que o constituem.

Em consonância com o *National Building Code of Canada* (1985) e Franco (1993), adotou-se neste estudo o espectro de potência de Davenport ligeiramente modificado, representado pela seguinte expressão:

$$\frac{nS(n)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}}; \quad x = \frac{1220n}{U_0} \quad (3.7)$$

na qual $S(n)$ é o espectro de potência de velocidades, u_* é a velocidade de fricção, que é função da rugosidade do terreno; n é a frequência da solicitação do vento em Hz e U_0 é a sua velocidade média com duração de 10 minutos a 10 metros acima do terreno de categoria II, representada pela equação abaixo:

$$U_0 = 0,69V_0 \quad (3.8)$$

De acordo com Davenport (1963) e Simiu (1974), há uma relação bem definida entre o espectro de pressões do vento e seu respectivo espectro de velocidades, em que se nota uma proporcionalidade entre eles, como se segue:

$$S_{p'}(z, n) = (\rho c U_z)^2 S(z, n) \quad (3.9)$$

onde ρ é a densidade do ar, c é o coeficiente aerodinâmico no ponto considerado e U_z é a velocidade média à altura z .

As pressões flutuantes do vento (p') sobre a estrutura, correspondentes a 52% das pressões máximas, conforme a Figura 4, constituem um processo caracteristicamente aleatório, estacionário, ergódico e gaussiano, cuja média é zero. Pode-se representá-lo através de uma integral de Fourier:

$$p'(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} C(n) \cos[2\pi n t - \theta(n)] dn \quad (3.10)$$

em que:

$$C(n) = \sqrt{A^2(n) + B^2(n)} \quad (3.11)$$

$$\theta(n) = \tan^{-1} \frac{B(n)}{A(n)} \quad (3.12)$$

$$A(n) = \int_{-\infty}^{+\infty} p'(t) \cos 2\pi n t dt \quad (3.13)$$

$$B(n) = \int_{-\infty}^{+\infty} p'(t) \sin 2\pi n t dt \quad (3.14)$$

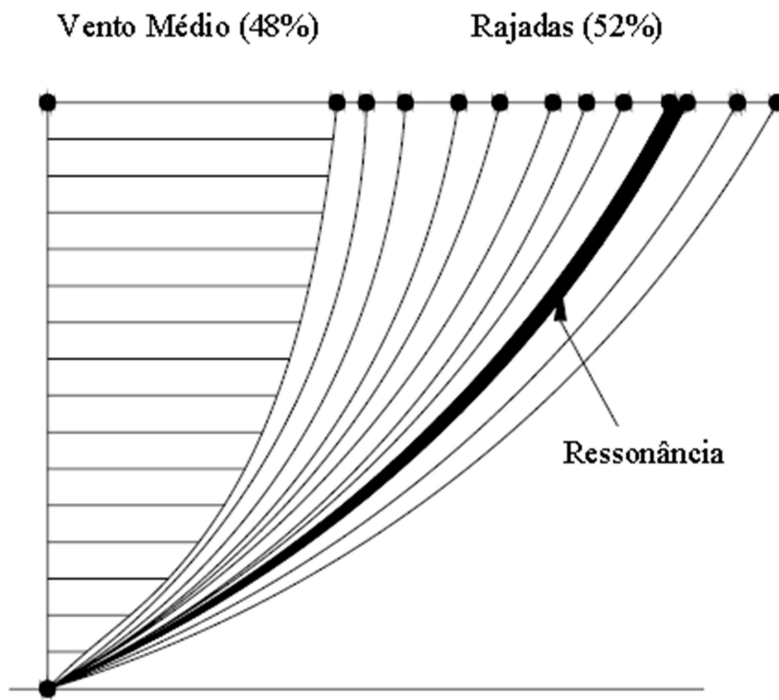


Figura 4 – Perfil de pressões do vento (FRANCO, 1993)

Considerando-se que o processo aleatório seja ergódico por hipótese simplificativa, os seguintes parâmetros estatísticos podem ser definidos:

Valor médio ou média da pressão flutuante:

$$\bar{p}' = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T p'(t) dt \quad (3.15)$$

Valor quadrado médio da pressão flutuante:

$$\overline{p'^2} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T p'^2(t) dt \quad (3.16)$$

A raiz quadrada positiva do valor quadrado médio é denominada média quadrática ou valor rms (“root mean square value”).

Variância da pressão flutuante:

$$\sigma_{p'}^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [p'(t) - \bar{p}']^2 dt \quad (3.17)$$

Define-se o desvio padrão ($\sigma_{p'}$) como a raiz quadrada positiva da variância.

Desenvolvendo-se esta equação, chega-se à seguinte relação:

$$\overline{p'^2} = (\bar{p}')^2 + \sigma_{p'}^2 \quad (3.18)$$

Já que o procedimento apresentado trata o valor médio da pressão do vento à parte de sua componente variável, é equivalente afirmar, para o estudo desta, que o fenômeno possui média igual à zero, e, por conseguinte:

$$\overline{p'^2} = \sigma_{p'}^2 \quad (3.19)$$

Ou seja, para o estudo das flutuações da pressão do vento em torno de seu valor médio a variância coincide com o valor quadrado médio e o desvio padrão com a média quadrática.

Ao invés de se utilizar um número infinito de funções para a composição da pressão flutuante, mostra-se mais prático e eficiente, para tanto, considerar um número finito m de funções harmônicas que possam representar de modo aproximado o seu comportamento. Tais funções são convenientemente escolhidas, de forma que os seus períodos se estendam uniformemente no intervalo de tempo de interesse, que usualmente corresponde a períodos de 600 s a 0,5 s ou menos, a fim de se abranger na análise ao menos o período fundamental da estrutura.

De acordo com recomendações de Franco (1993), utiliza-se 11 funções harmônicas, isto é, $m = 11$, para descrever o fenômeno, sendo que uma delas deve apresentar um período (T_r) coincidente com o período fundamental da estrutura. Os períodos das demais funções, por outro lado, serão múltiplos e submúltiplos deste por um fator de 2. O processo de decomposição espectral da pressão flutuante entre as referidas funções harmônicas pode ser visualizado na Figura 5.

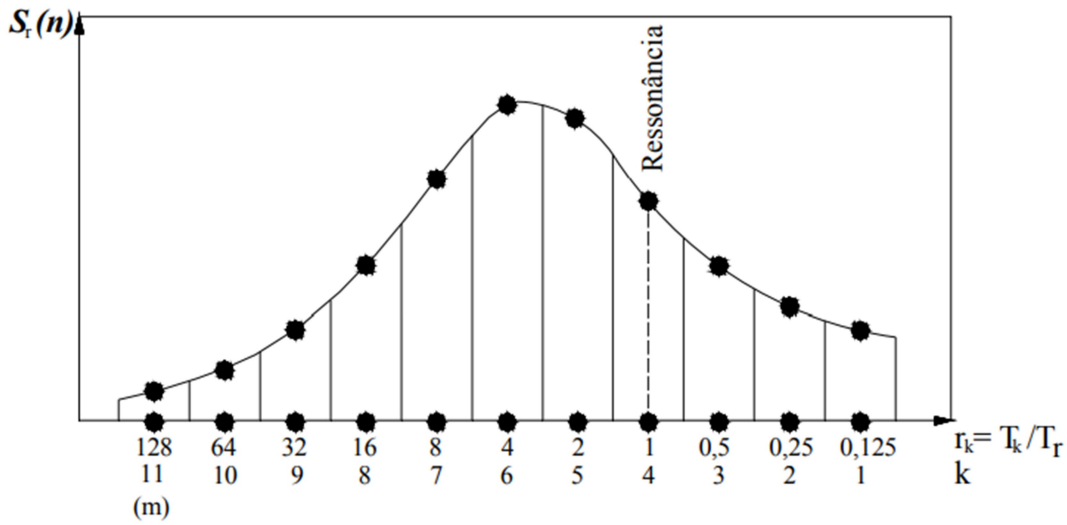


Figura 5 – Decomposição espectral da pressão flutuante (FRANCO, 1993)

Com estas considerações, pode-se então definir:

$$p'(t) \cong \sum_{k=1}^m C_k \cos\left(\frac{2\pi}{T_r r_k} t - \theta_k\right) \quad (3.20)$$

$$C_k = \sqrt{2 \int_{(k)} S(n) dn} \quad (3.21)$$

$$r_k = 2^{k-r} \quad (3.22)$$

Os valores de C_k são determinados a partir da integração da função de densidade espectral sobre os m intervalos de frequência definidos. As amplitudes das funções harmônicas referentes a tais intervalos podem ser representadas utilizando-se os coeficientes de amplitudes relativas (c_k), conforme sugere a seguinte equação:

$$p'_k = \frac{C_k}{\sum_{k=1}^m C_k} p' = c_k p' \quad (3.23)$$

Os ângulos de fase (θ_k) da equação 3.20 são indeterminados e as m funções harmônicas se superpõem à medida que se combina aleatoriamente estes ângulos. É justamente este fato que enfatiza a natureza randômica do processo.

Ao se utilizar 11 funções harmônicas como representativas da parcela flutuante do vento, a contribuição da componente ressonante é superestimada por um fator aproximadamente igual a 2. Tal fato foi verificado por Franco (1993) em diversas aplicações numéricas envolvendo estruturas de concreto e aço à medida que se aumentou o número de funções nas proximidades da frequência de ressonância. Assim, para se corrigir essa divergência inerente à metodologia adotada, sugere-se as seguintes correções dos coeficientes de amplitudes relativas (c_k), que resultam na concepção de coeficientes de amplitudes relativas corrigidas (c_{*k}):

$$c_{*r} = \frac{c_r}{2} \quad (3.24)$$

$$c_{*(r-1)} = c_{(r-1)} + \frac{c_r}{4} \quad (3.25)$$

$$c_{*(r+1)} = c_{(r+1)} + \frac{c_r}{4} \quad (3.26)$$

em que se propõe a redução à metade do coeficiente relativo à função ressonante e, a fim de que a soma dos coeficientes c_{*k} permaneça unitária, adiciona-se um quarto de c_r aos coeficientes das duas funções adjacentes.

Definidas as intensidades das pressões flutuantes do vento em um ponto específico da estrutura, faz-se necessário então determinar como estas se distribuem espacialmente sobre a sua superfície. Para tanto, parte-se do princípio de que existe uma correlação espacial entre os seus valores, para a respectiva frequência da flutuação considerada. O conceito estatístico de correlação cruzada de banda estreita (*Coh*) pode ser utilizado para expressar tal relação, conforme a equação apresentada a seguir:

$$Coh(r, n_k) = e^{-\hat{u}} \quad (3.27)$$

com:

$$\hat{u} = \frac{n_k \sqrt{C_z^2 (z_2 - z_1)^2 + C_y^2 (y_2 - y_1)^2}}{U_0} \quad (3.28)$$

$$r = \sqrt{(y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2} \quad (3.29)$$

sendo y_i e z_i as coordenadas horizontal e vertical do ponto i , respectivamente; para aplicações práticas, têm-se $C_z = 7$ a 10 e $C_y = 12$ a 16 ; n_k é a frequência da flutuação em análise e U_0 é a velocidade média do vento. Conforme Franco (1993), é recomendada a utilização dos limites inferiores dessas faixas de valores para C_z e C_y , a fim de se obter resultados seguros e se levar em consideração o fato de que é experimentalmente verificada a dependência destes fatores com relação à velocidade média do vento U_0 e à rugosidade do terreno.

Para edificações cujas dimensões verticais são predominantes, como é o caso de edifícios altos e esbeltos, é suficiente se considerar somente a parcela vertical da correlação apresentada. Dessa forma, tem-se que:

$$Coh(\Delta z, n_k) = \exp\left(-\frac{7 \Delta z n_k}{U_0}\right) \quad (3.30)$$

A partir da definição do conceito de dimensão de rajada, qual seja a dimensão de uma rajada perfeitamente correlacionada que induz o mesmo efeito sobre estrutura, pode-se verificar que essa equivalência é obtida com uma aproximação satisfatória ao se equacionar as resultantes das pressões flutuantes p' , cujo coeficiente de correlação pode ser assim expresso:

$$Coh(p')(\Delta z, n_k) = \left[\exp\left(-\frac{7 \Delta z n_k}{U_0}\right)\right]^2 = \exp\left(-\frac{14 \Delta z n_k}{U_0}\right) \quad (3.31)$$

Por conseguinte, determina-se a altura da rajada equivalente da seguinte forma:

$$\Delta z_{ok} = 2 \int_0^{\infty} \exp\left(-\frac{14 \Delta z n_k}{U_0}\right) d(\Delta z) = \frac{U_0}{7 n_k} \quad (3.32)$$

A Figura 6 apresenta tanto a curva de dupla exponencial do coeficiente de correlação da rajada de frequência n_k como sua correspondente rajada perfeitamente correlacionada. Porém, em conformidade com recomendações de Franco (1993), faz-se uso neste estudo de uma rajada definida por dois triângulos, o que implica numa correlação que decai linearmente

de 1 a 0 numa zona com o dobro da altura de Δz_{ok} . Tal rajada também se encontra ilustrada na respectiva figura.

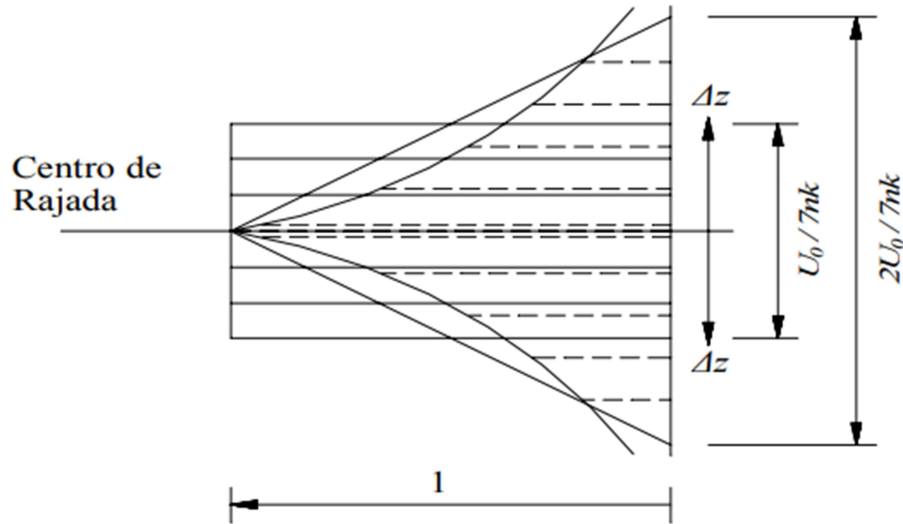


Figura 6 – Rajadas equivalentes (FRANCO, 1993)

É notório que, quanto menor for a frequência da flutuação considerada, maior será a altura da rajada equivalente. Para a execução deste trabalho, o centro de rajadas será adotado inicialmente a 85% da altura do modelo, conforme Ribeiro (2007).

As pressões flutuantes determinadas com auxílio da Figura 5 devem ser multiplicadas pelo coeficiente de decaimento linear da rajada, conforme a Figura 7, cujo valor varia de 1 a 0.

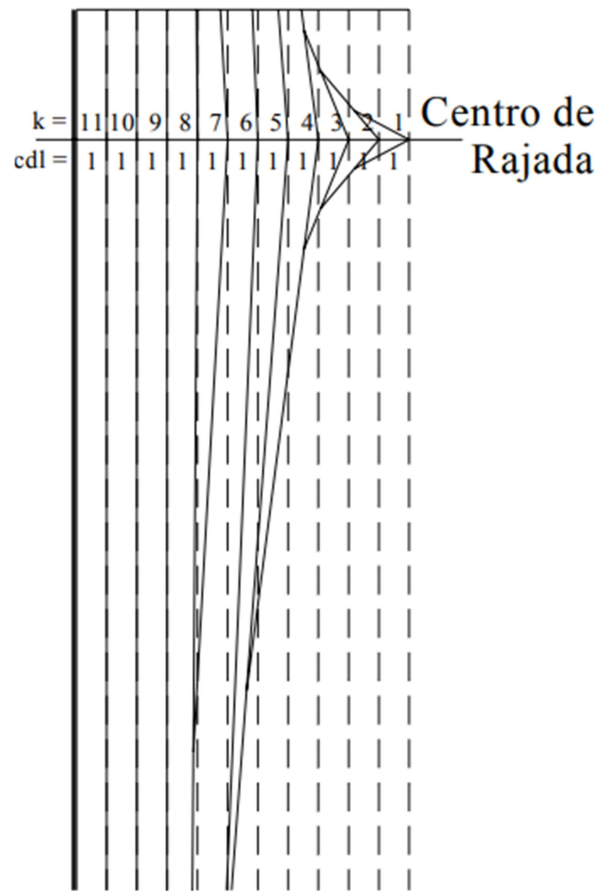


Figura 7 – Coeficiente de decaimento linear da pressão flutuante (cdl) (FRANCO, 1993)

Com a aplicação simultânea das m funções harmônicas sobre a estrutura, pode-se gerar uma gama de registros do comportamento desta em função do tempo, de forma a se variar aleatoriamente os seus respectivos ângulos de fase θ_k ($0 \leq \theta_k \leq 2\pi$). Obtidos estes registros, sendo cada um deles correspondente a uma série de carregamento, aplica-se então a análise estatística de distribuição de extremos do Tipo I, também conhecida por distribuição de Gumbel, com a finalidade de se determinar a resposta característica do modelo. Esta é relativa a uma probabilidade de 95% de ocorrência e associa-se ao comportamento de uma coordenada relevante de estudo, que para este trabalho foi estabelecido como o deslocamento do topo da estrutura.

A seguir estão apresentadas as expressões concernentes à curva exponencial dupla de distribuição de probabilidades e aos parâmetros da distribuição de Gumbel:

Curva de distribuição de probabilidades (w):

$$w = -\ln[-\ln(p)] \quad (3.33)$$

Medida de dispersão ($\tilde{\alpha}$) e moda (\bar{x}):

$$\tilde{\alpha} = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}} \quad (3.34)$$

$$\bar{x} = \mu - \frac{\gamma}{\tilde{\alpha}}; \quad \gamma = 0,5772157 \quad (3.35)$$

em que γ , μ e σ são, respectivamente, a constante de Euler, a média e o desvio padrão.

Definida a probabilidade p de ocorrência, adotada como 0,95 neste estudo, o valor característico pode então ser obtido com auxílio da seguinte expressão:

$$x_c = \bar{x} + \frac{w}{\tilde{\alpha}} \quad (3.36)$$

3.3 CONTRAVENTAMENTOS

A fim de se utilizar sistemas estruturais que confirmem à edificação efetividade na resistência aos esforços horizontais, usualmente faz-se uso de um método específico de contraventamento, o qual pode ser definido avaliando-se critérios técnicos e de custo relativos ao contexto de projeto. Dentre as diversas alternativas a se adotar, o contraventamento treliçado é com frequência a escolhida por conciliar convenientemente os aspectos de eficiência e economia.

O acréscimo de rigidez lateral proporcionado pelo contraventamento treliçado, ao se conectar as vigas e os pilares, é produzido efetivamente pela resistência aos esforços axiais de tração e compressão aos quais os seus elementos constituintes se submetem. Estes geralmente são dispostos em diagonais e, devido às suas formas e às mencionadas características dos esforços, é comum o uso do aço como material construtivo.

A eficiência desse sistema de contraventamento é evidenciada pelo fato de que uma adição mínima de material a uma estrutura pode proporcionar um aumento significativo de

sua resistência lateral, tornando-se uma alternativa econômica para uma ampla faixa de alturas de edificação. Apesar disso, há também desvantagens associadas ao emprego dos contraventamentos treliçados em alguns sistemas estruturais, sendo a maior delas relativa aos conflitos com aspectos funcionais de uma edificação. A aplicação deles pode afetar o funcionamento adequado de elementos arquitetônicos previstos em projeto, gerando-se, por exemplo, a obstrução de janelas e portas.

Com a inserção dos elementos em diagonal nos pórticos que constituem uma estrutura, estes a princípio absorvem os esforços provenientes de solicitações laterais, o que reduz os momentos fletores nas vigas e pilares. Dessa forma, no equilíbrio do sistema predominam os esforços axiais de tração e compressão, fato que contribui para a eficiência da mecânica da estrutura em questão. Alguns exemplos de aplicação destes contraventamentos estão apresentados nas Figuras 8, 9 e 10.



Figura 8 – John Hancock Building – Chicago, Estados Unidos



Figura 9 – Alcoa Building – São Francisco, Estados Unidos



Figura 10 – Century Tower – Tóquio, Japão

3.3.1 TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS

Na concepção de sistemas estruturais com contraventamentos treliçados, pode-se propor diversas formas de disposição das diagonais nos pórticos que os integram. Entretanto, para que o seu desempenho esteja em consonância com os seus objetivos primordiais, faz-se necessário que estes contraventamentos sejam utilizados racionalmente.

Visando-se alocar devidamente os contraventamentos em uma edificação, de forma a se manter a sua organização interna e se permitir futuras reformas e adequações dos ambientes que a constituem, pode-se escolher, para tanto, alguns locais que não necessitam de aberturas, por exemplo, as laterais de elevadores e escadas. Dessa forma, a decisão do tipo de contraventamento a ser adotado não é função unicamente da eficiência e rigidez que se almeja proporcionar para a estrutura, mas também deve ser ponderada pela quantidade de vãos a se obstruir em cada alternativa avaliada.

Para prédios de baixa e média altura, a escolha do tipo de contraventamento pode ser baseada numa gama de opções que possivelmente não apresentem interferências com a arquitetura proposta. Porém, quanto aos edifícios esbeltos de média altura e aqueles realmente altos, a quantidade dessas alternativas pode diminuir por motivos de eficiência do método de contraventamento aplicado. Neste contexto, torna-se ainda mais importante o estudo de maneiras de se tratar os contraventamentos também como elementos arquitetônicos.

Conforme Smith e Coull (1991), os tipos de contraventamento treliçado mais eficientes, que, entretanto, são os que mais obstruem vãos, são os que formam treliças verticais com triângulos totais. Na Figura 11, mostrada a seguir, estão apresentados alguns exemplos deles, como os de diagonal simples, diagonal dupla ou “X”, “V” e “V” invertido, respectivamente.

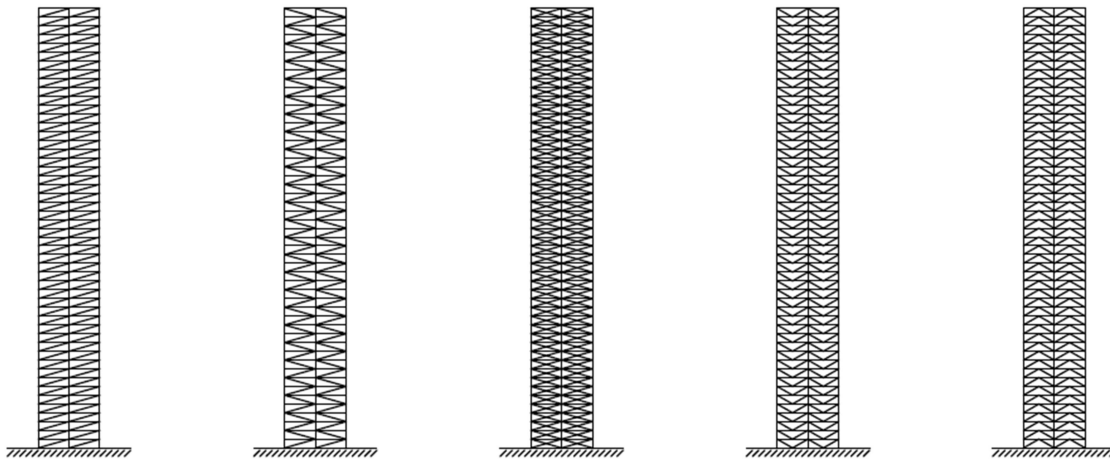


Figura 11 – Contraventamentos treliçados

Para os casos em que se objetiva manter uma menor obstrução dos vãos, pode-se fazer uso dos contraventamentos excêntricos, os quais não formam triângulos completos, conforme os exemplos apresentados na Figura 12. Neste tipo de contraventamento treliçado, as conexões das diagonais são intencionalmente afastadas das conexões entre vigas e colunas, fato que reduz a sua potencial rigidez e conseqüentemente sua eficiência quando comparadas às relativas aos que formam um triângulo completo, denominados concêntricos.

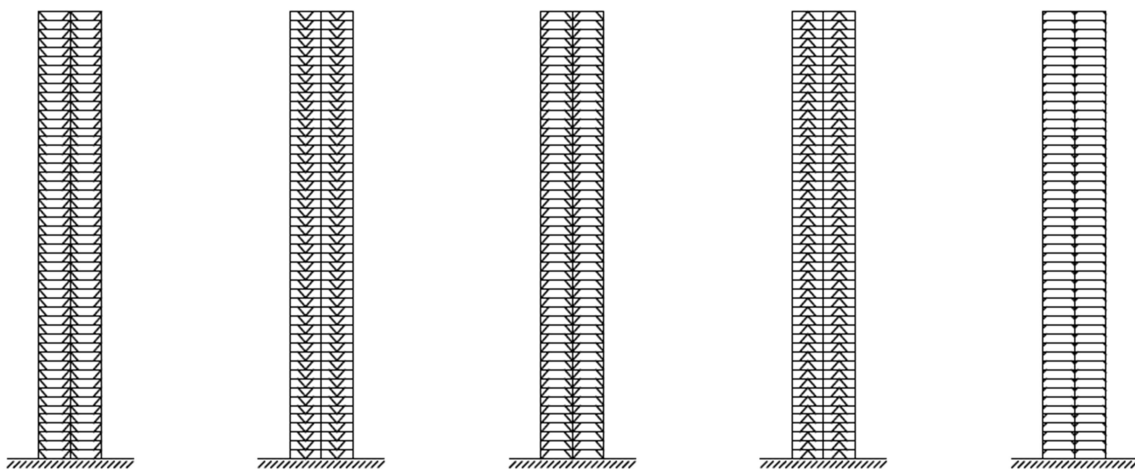


Figura 12 – Contraventamentos treliçados excêntricos

As tipologias de contraventamento supracitadas podem ser aplicadas também em grande escala, de forma a englobar dois ou mais andares e vãos da edificação, como sugerem as ilustrações esquematizadas na Figura 13. Ao se utilizar este artifício, nota-se um efeito

mais homogêneo dos esforços gravitacionais e horizontais, o que proporciona às edificações altas uma alternativa de contraventamento altamente eficiente.

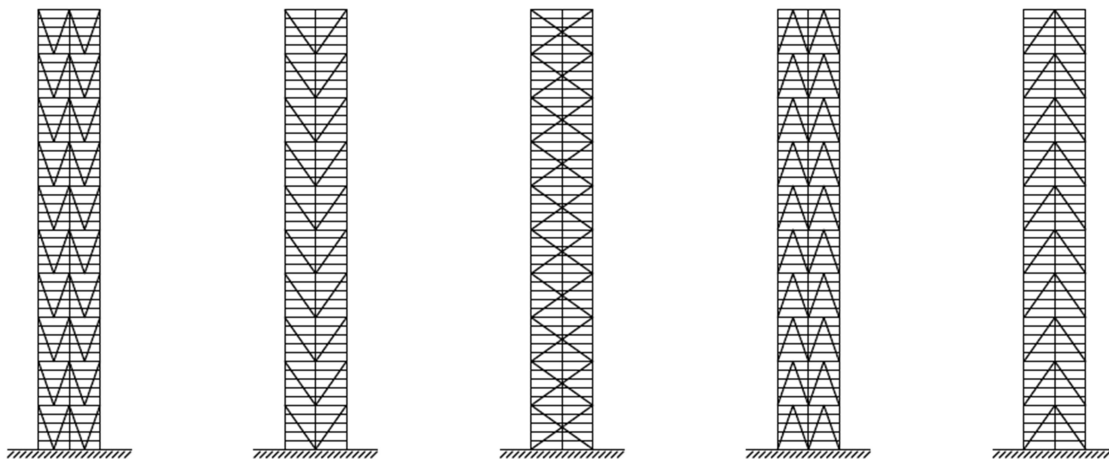


Figura 13 – Contraventamentos treliçados em grande escala

3.3.2 COMPORTAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS

As solicitações horizontais que usualmente atuam sobre as edificações são no geral reversíveis, o que, por conseguinte, ocasiona uma alternância entre tração e compressão nos elementos de contraventamento. Entre os dois tipos de esforços induzidos nestes, o que é mais desfavorável em termos de estabilidade é a compressão, uma vez que, dependendo de sua magnitude e eventual excentricidade de aplicação da carga, o fenômeno da flambagem das diagonais pode ocorrer. Dessa forma, os tipos de contraventamento que se utilizem de barras de pequeno comprimento podem ser mais interessantes.

Desconsideradas as forças gravitacionais, pode-se entender a distribuição de esforços nos elementos de contraventamento quando a estrutura encontra-se submetida a esforços laterais com auxílio da Figura 14.

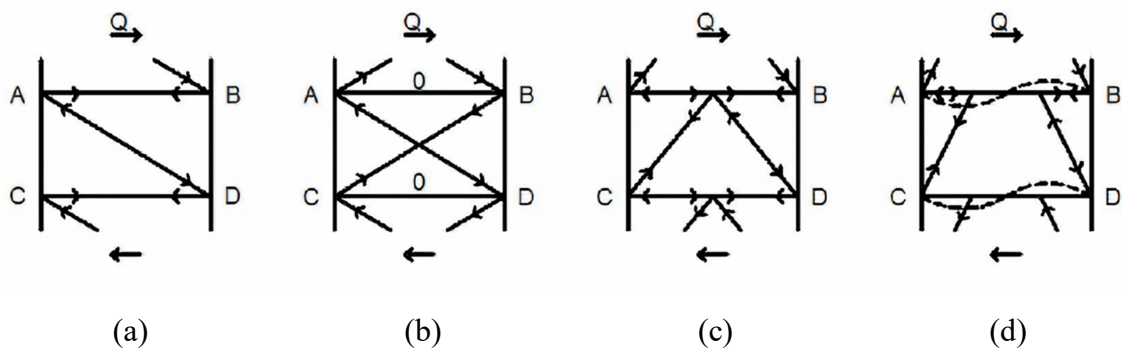


Figura 14 – Distribuição de esforços nos contraventamentos – Carregamento horizontal (SMITH & COULL, 1991)

Na Figura 14.a, a compressão das diagonais dos contraventamentos causam tração nas vigas. Entretanto, observa-se que o encurtamento daqueles elementos e o alongamento destes ocasiona a deformação por corte na estrutura. Já na Figura 14.b, é notório que a adição de diagonais de contraventamento em outra orientação produz um equilíbrio de forças horizontais nas conexões com os extremos das vigas, de tal forma que os esforços axiais nestes componentes da estrutura tornam-se insignificantes. Quanto à Figura 14.c, a disposição dos elementos de contraventamento escolhida resulta numa distribuição de esforços nas vigas de modo que metade de cada uma delas fica comprimida e a outra metade tracionada. Por fim, na Figura 14.d, os extremos das vigas encontram-se sob compressão e tração e todas elas ficam submetidas ao dobro da flexão. Vale ressaltar que a inversão do sentido do carregamento horizontal indicado acarreta também a inversão das forças e deslocamentos dos elementos da estrutura.

No que tange ao caminhamento das forças gravitacionais transferidas aos elementos de contraventamento, este pode ser representado conforme a Figura 15:

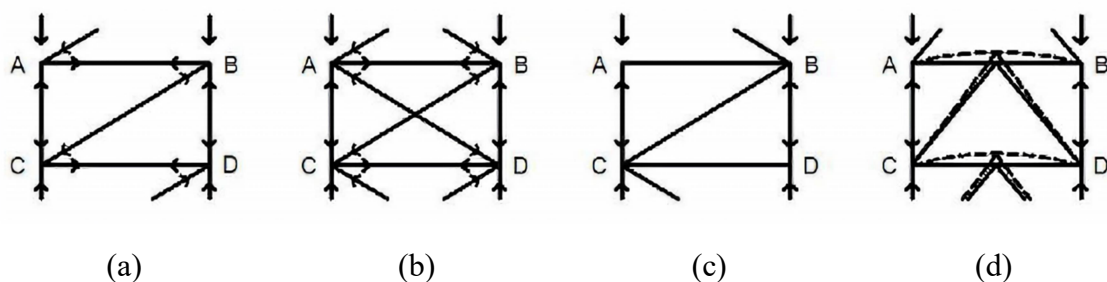


Figura 15 – Distribuição de esforços nos contraventamentos – Carregamento vertical (SMITH & COULL, 1991)

Nas Figuras 15.a e 15.b observa-se que os pilares da estrutura encurtam-se e as diagonais encontram-se comprimidas, sendo estes efeitos acompanhados ao funcionamento das vigas como tirantes. Na Figura 15.c, a resistência à flexão do pilar não é considerável para se induzir esforço significativo nas diagonais. De forma análoga, na Figura 15.d, os pontos de encontro das vigas com os contraventamentos apresentam rigidez à flexão ínfima. Assim, somente nos dois últimos casos mencionados as diagonais não estão submetidas a esforços devidos ao carregamento gravitacional.

4. MODELAGEM E ANÁLISE NUMÉRICA

Objetivando-se estudar a influência da ação do vento na estabilidade e funcionalidade de edificações altas, propõe-se neste trabalho uma utilização sistêmica da metodologia de sintetização do vento apresentada, de forma que o carregamento decorrente deste seja analisado em termos dos efeitos estáticos e dinâmicos induzidos em um modelo estrutural. A concepção e devida análise numérica deste foram realizadas com auxílio de ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos (MEF), sendo tais etapas deste estudo detalhadas nos itens subsequentes.

4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

Neste trabalho, analisou-se um modelo de edifício paralelepípedo de 50 pavimentos, cujas dimensões totais de comprimento e largura são de quarenta e vinte metros, respectivamente, com um pé-direito de 2,85 metros ao longo da altura da edificação. A distribuição em planta dos pilares foi realizada com espaçamento uniforme de 10 metros em ambas as direções, constituindo-se dois vãos na direção da largura e quatro vãos na direção do comprimento. Tal valor de extensão dos vãos foi escolhido em observância aos apontamentos de vãos econômicos para vigas metálicas feitos por Sáles (1995), que sugerem vãos de 09 a 12 metros para vigas principais e de 06 a 12 metros para vigas secundárias. Dessa forma, dispuseram-se as vigas principais conectando os pilares e os extremos das secundárias foram engastados no meio das principais, conforme a Figura 16.

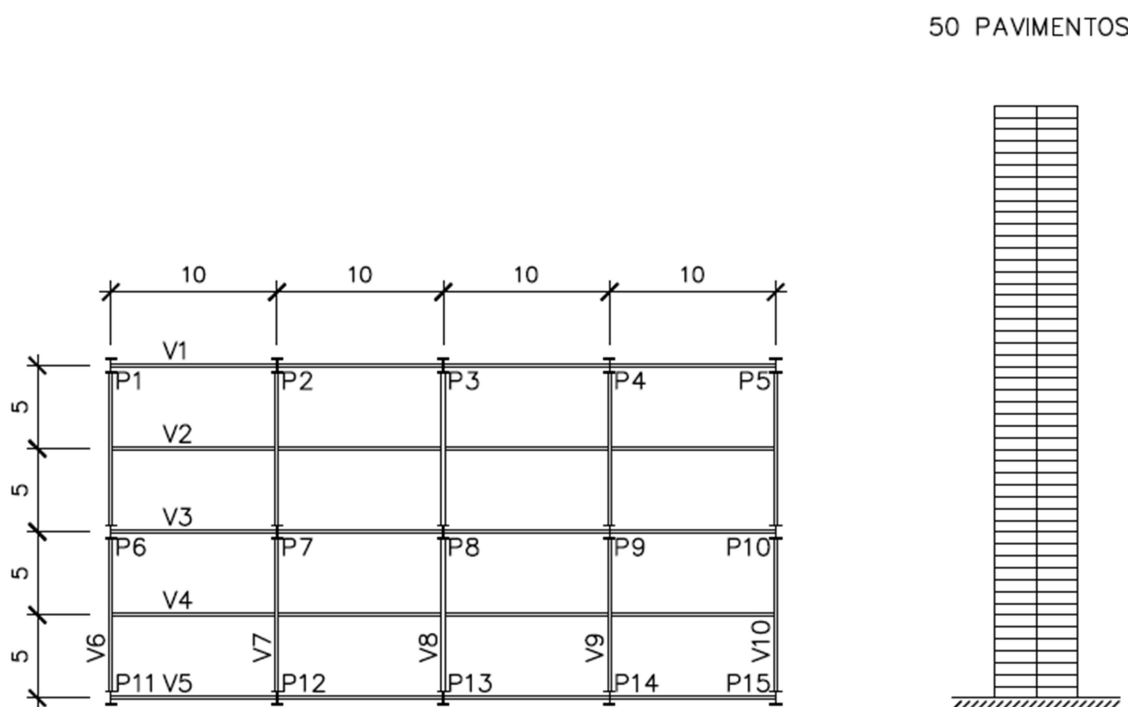


Figura 16 - Dimensões e disposição de elementos estruturais do modelo de edifício

Devido à complexidade da análise proposta neste estudo, assim como à disponibilidade de recursos computacionais para concretizá-lo, a modelagem da estrutura supracitada foi realizada no software SAP2000, o qual se constitui numa ferramenta de análise numérica baseada no método dos elementos finitos e que é usualmente utilizada para estudos da natureza deste trabalho. Com o auxílio de critérios de dimensionamento contidos neste programa, relacionados àqueles estabelecidos pelas normas ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento; ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações; e ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, realizou-se um pré-dimensionamento dos elementos estruturais que constituem o modelo de edifício, cujas características de seção transversal estão apresentadas nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3 - Seções dos pilares do modelo de edifício

PAVIMENTOS	SEÇÃO DOS PILARES
1 - 20	CS 750 x 687
20 - 30	CS 700 x 640
30 - 40	CS 650 x 395
40 - 50	CS 550 x 290

Tabela 4 - Seções das vigas do modelo de edifício

POSIÇÃO	SEÇÃO DAS VIGAS
Longitudinal	VS 750 x 108
Transversal	VS 650 x 98

O modelo de edifício em questão foi desenvolvido com base nos estudos de Franca (2003) e Chaves (2009), de forma a se criar um novo modelo estrutural simplificado e voltado para fins acadêmicos, sem que sejam considerados diversos componentes comuns de uma edificação, tais como sistemas de instalações prediais, reservatório de água superior, caixas de elevador e escadas. Vale ressaltar que a ausência de alguns elementos estruturais, como, por exemplo, destes dois últimos elencados, tem notória influência sobre a rigidez total do edifício modelado, sendo os resultados esperados para este trabalho, dessa forma, não representativos de um projeto real. O enfoque do presente estudo foi direcionado sobre os resultados relativos entre as simulações, e não exatamente sobre os seus respectivos valores absolutos.

4.1.1 CONTRAVENTAMENTOS ANALISADOS

Foram avaliados neste trabalho 4 tipos de contraventamento, a saber: pórtico rígido, contraventamentos em forma de “X”, “V” e “V” invertido, conforme apresentados na Figura 17. A escolha desses tipos de contraventamento foi realizada com base nos modelos de edifício propostos por Franca (2003) e Chaves (2009), sendo estes sistemas frequentemente utilizados na composição estrutural de edifícios altos e esbeltos. Uma vez que se definiu para este projeto que a direção do vento incidente na estrutura seria perpendicular a uma das faces de maior área de fachada, de forma que o comportamento do modelo fosse analisado para sua menor inércia global, os seus respectivos contraventamentos foram aplicados nas fachadas adjacentes.

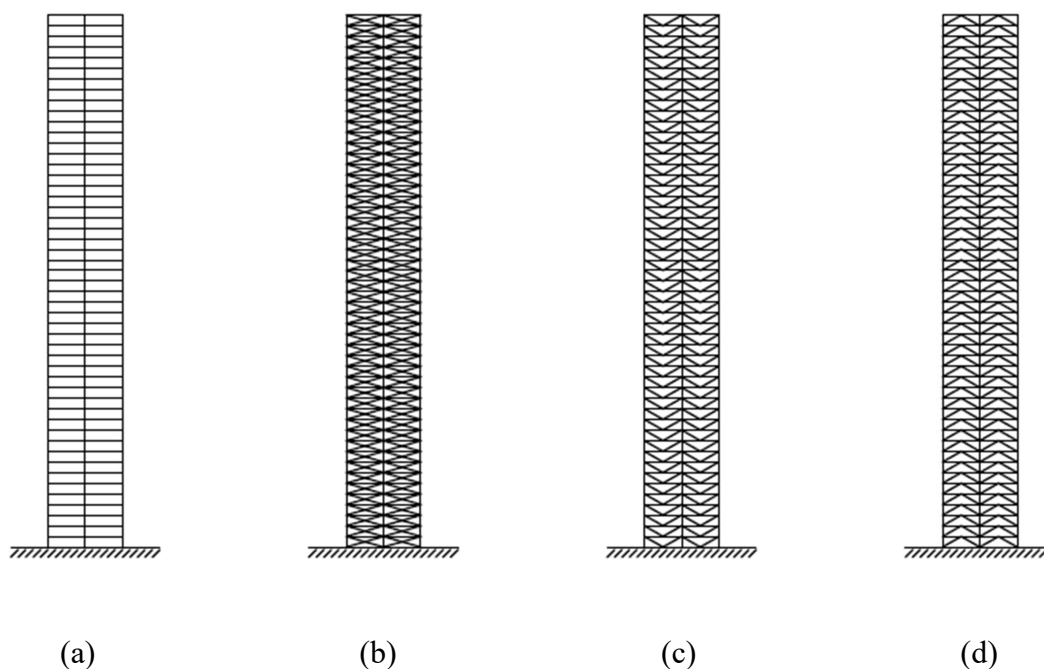


Figura 17 - Contraventamentos analisados

Na Figura 17.a tem-se o modelo de edifício com estrutura em pórtico rígido, na qual os esforços oriundos das solicitações horizontais são absorvidos pelas conexões rígidas aplicadas entre os elementos estruturais. Já nos demais sistemas de contraventamento referidos, os quais se encontram representados pelas Figuras 17.b, 17.c e 17.d, a principal forma de conferir rigidez à estrutura de um edifício se faz pelas suas resistências aos esforços axiais introduzidos em suas extremidades.

As Tabelas 5, 6 e 7 apresentam os perfis soldados utilizados em cada alternativa de contraventamento, os quais foram individualmente pré-dimensionados com auxílio do software SAP2000 e com base nas referidas normas aplicadas para o pré-dimensionamento do modelo de edifício em estudo.

Tabela 5 - Seções dos contraventamentos em forma de "X" do modelo de edifício

PAVIMENTOS	SEÇÃO DOS CONTRAVENTAMENTOS
1 - 20	CS 400 x 106
20 - 30	CS 350 x 89
30 - 40	CS 300 x 62
40 - 50	CS 250 x 43

Tabela 6 - Seções dos contraventamentos em forma de "V" do modelo de edifício

PAVIMENTOS	SEÇÃO DOS CONTRAVENTAMENTOS
1 - 20	CS 350 x 93
20 - 30	CS 300 x 62
30 - 40	CS 250 x 43
40 - 50	CS 200 x 29

Tabela 7 - Seções dos contraventamentos em forma de "V" invertido do modelo de edifício

PAVIMENTOS	SEÇÃO DOS CONTRAVENTAMENTOS
1 - 20	CS 350 x 89
20 - 30	CS 300 x 76
30 - 40	CS 250 x 43
40 - 50	CS 200 x 29

4.1.2 DISCRETIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A fim de se constituir um modelo no software SAP2000 cujo comportamento seja compatível ao relativo à estrutura hipotética em análise, faz-se necessário inicialmente conhecer os fundamentos e as limitações do método numérico que regem o seu funcionamento. Este programa computacional em específico utiliza por base o método dos elementos finitos para a avaliação de esforços e deflexões em estruturas, de forma a subdividi-las em partes menores e integrá-las por intermédio de nós. A definição do nível de discretização dos elementos das estruturas em segmentos menores é um fator de suma importância para a eficiência na aplicação do método, uma vez que a precisão dos resultados e o esforço computacional devem ser ponderados.

Para a modelagem dos pilares, vigas e contraventamentos que compõem o modelo de edificação proposto, utilizou-se elementos do tipo *frame*, à medida que as lajes que constituem cada pavimento foram modeladas com elementos do tipo *shell*, sendo atribuídas as devidas propriedades de material e seção transversal necessárias para descrevê-los. A subdivisão desses componentes estruturais em elementos menores foi realizada, respectivamente, com auxílio dos comandos *Automatic Frame Mesh* e *Automatic Area Mesh*

do referido programa, estabelecendo-se um comprimento máximo de 50 cm para as dimensões cada parte, conforme indicações práticas usuais dessa área de estudo. O lançamento do modelo estrutural do edifício no software SAP2000 pode ser visualizado na Figura 18.

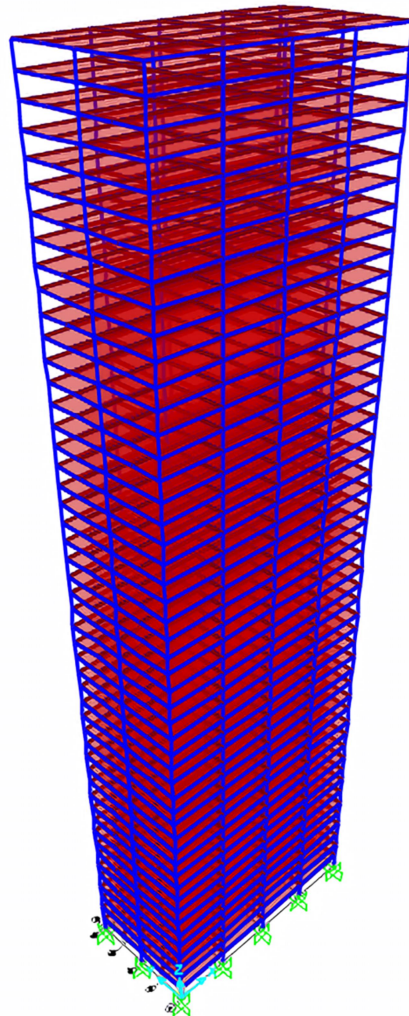


Figura 18 - Lançamento do modelo estrutural do edifício no software SAP2000

Quanto aos contraventamentos treliçados analisados neste trabalho, vale ressaltar que seus comportamentos estruturais, quais sejam os de se submeterem predominantemente à esforços axiais, foram assegurados no decorrer da modelagem. Para tanto, aplicou-se o comando *Releases/Partial Fixity* nos elementos de barra representantes desses componentes estruturais, liberando-se os seus graus de liberdade relativos aos momentos fletor e torção.

4.2 ANÁLISE ESTÁTICA

Para a análise estática do modelo de edifício proposto neste estudo, foram utilizadas as cargas permanentes, conforme se apresentam no item 3.1, associadas ao carregamento estático do vento, o qual fora determinado com base na norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações – e em recomendações contidas no trabalho de Franco (1993).

A ação estática do vento foi calculada seguindo-se a metodologia estabelecida pela norma supracitada, que se encontra exposta no tópico 3.2.1 deste trabalho. Com base nos seus critérios, ao se definir a estrutura como um edifício comercial localizado na cidade de Brasília – DF, a edificação e seu respectivo carregamento de vento apresentam as seguintes características:

- Velocidade básica do vento (V_0): 35 m/s;
- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1$;
- Edificação para comércio: $S_3 = 1$;
- Terreno aberto em nível, com poucos obstáculos isolados: Categoria II;
- Superfície frontal em que uma das dimensões excede 50 m: Classe C;
- Parâmetros meteorológicos: $b = 1$, $p = 0,1$, $F_r = 0,95$;
- Coeficiente de arrasto (C_a): 1,47.

O fator S_2 é definido em função da altura (z) sobre o terreno, segundo a equação 3.3, sendo os seus valores mensurados ao nível de cada pavimento do modelo de edifício. A partir deles, foram determinados os valores de velocidade característica do vento (V_k), pressão dinâmica do vento (q) e de pressão estática do vento (q_{est}), sendo as primeiras calculadas, respectivamente, com auxílio das equações 3.1 e 3.2, e a última tomada como 48% deste valor, conforme recomendações de Franco (1993), uma vez que os demais 52% são atribuídos às pressões flutuantes do carregamento dinâmico do vento.

A força de arrasto ou força aerodinâmica (F_a) foi aplicada à altura de cada pavimento da edificação modelada, sendo determinada com base na equação 3.6. Para introduzi-la à estrutura, utilizou-se os nós dos elementos estruturais que se encontram na fachada de barlavento, de forma que os módulos dos vetores que a representam fossem calculados

segundo a pressão estática do vento local e a área de influência de cada nó. A Figura 19 ilustra a subdivisão da força de arrasto em um pavimento do modelo de edifício.

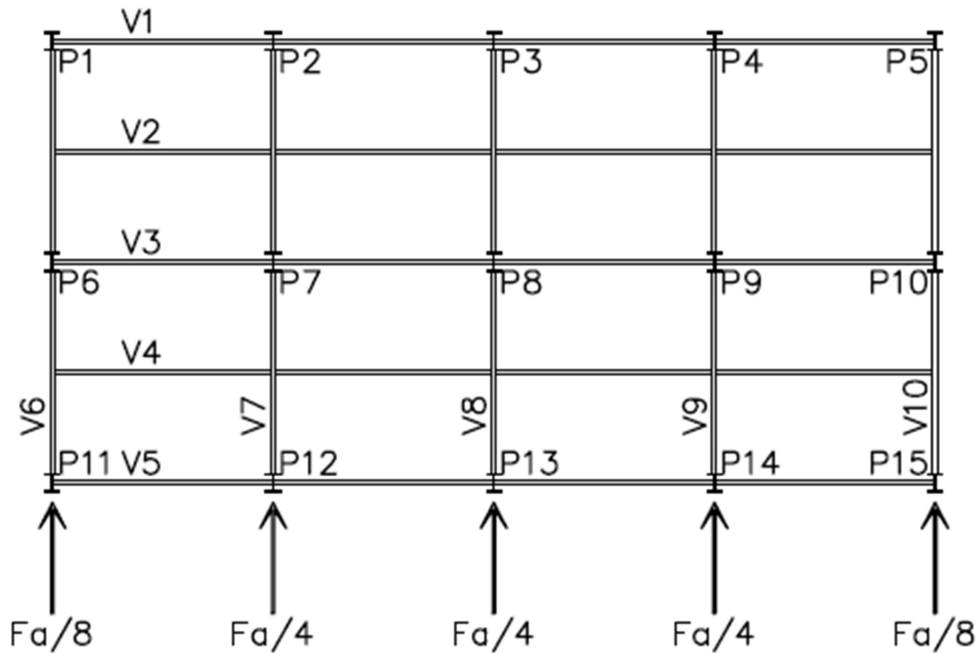


Figura 19 - Força de arrasto em um pavimento do modelo de edifício

4.3 ANÁLISE MODAL

A análise do comportamento dinâmico do modelo de edifício proposto, de forma a se avaliar os seus respectivos modos de vibração e frequências naturais, foi realizada para cada tipo de contraventamento em estudo utilizando-se a interface gráfica *Load Case Data – Modal* do programa computacional SAP2000, conforme a Figura 20, sendo chamada de caso MODAL.

Existem dois tipos de análise modal disponibilizados pelo referido software, a saber: Autovetores (*Eigenvectors*) e Vetores de Ritz (*Ritz Vectors*). No primeiro, relativo ao método iterativo de Jacobi, os modos de vibração e as frequências naturais são determinados com base na solução da equação de equilíbrio dinâmico para um sistema de vibração livre não-amortecido. Quanto ao segundo, neste se determina os modos excitados por um carregamento particular, podendo fornecer uma melhor compreensão do comportamento da estrutura

quando utilizado para espectros de resposta ou análises ao longo do tempo, os quais são baseados em superposição modal.

Uma vez que a aplicação do método de Monte Carlo no estudo da ação dinâmica do vento requer basicamente a determinação da frequência do primeiro modo de vibração da estrutura, foram avaliadas neste trabalho somente as suas respectivas características dentre os possíveis modos de vibração do modelo de edifício. Para tanto, como nos trabalhos de Ribeiro (2007) e Chaves (2009), foi realizada a análise modal por autovetores, com tolerância de convergência de 1×10^{-9} .

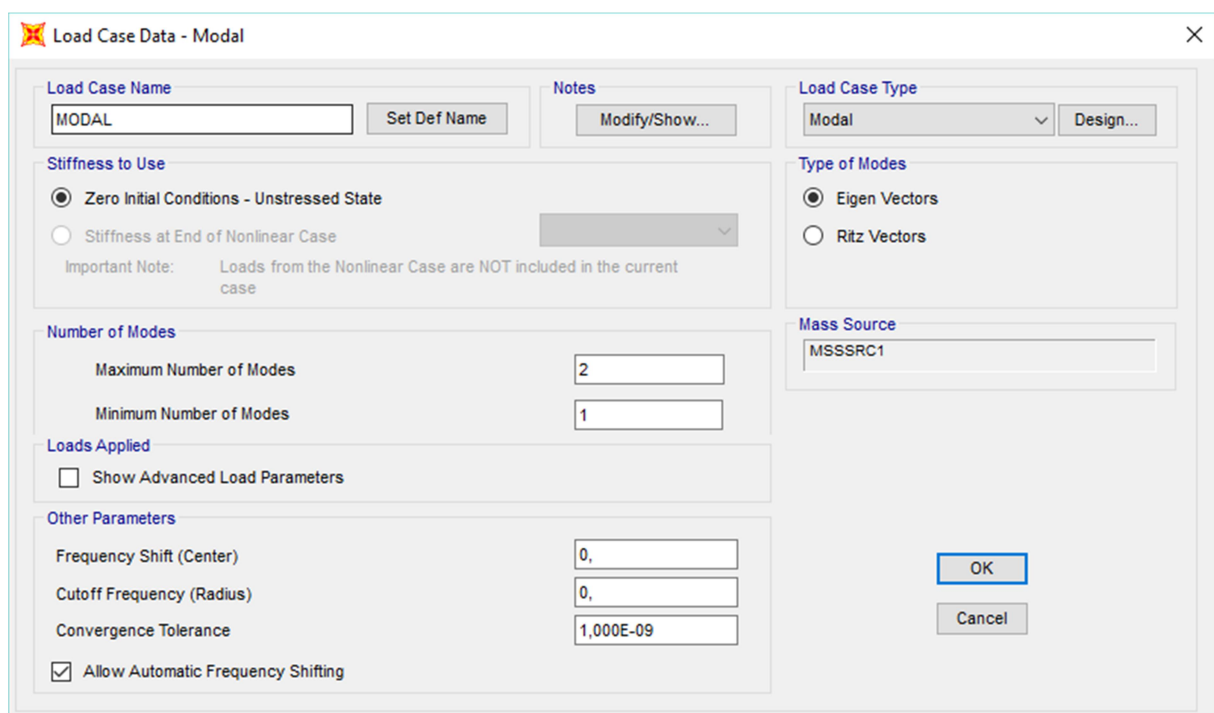


Figura 20 - Análise modal

4.4 ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica no domínio do tempo (*time history*) do modelo de edifício proposto foi do tipo linear, utilizando-se por base os modos de vibração referentes à análise modal. A escolha deste tipo de análise dinâmica foi realizada por este trabalho se tratar de um estudo acadêmico simplificado, de forma que uma análise não-linear, usualmente mais acurada, exigiria recursos computacionais de alta capacidade de processamento.

A estrutura analisada foi submetida ao carregamento permanente e ao devido às pressões flutuantes do vento, sendo estas referentes aos 52% da pressão dinâmica total do

vento, conforme Franco (1993). Os dados relativos à análise dinâmica foram introduzidos no software SAP2000 através da interface gráfica *Load Case Data – Linear Modal History*, representada na Figura 21.

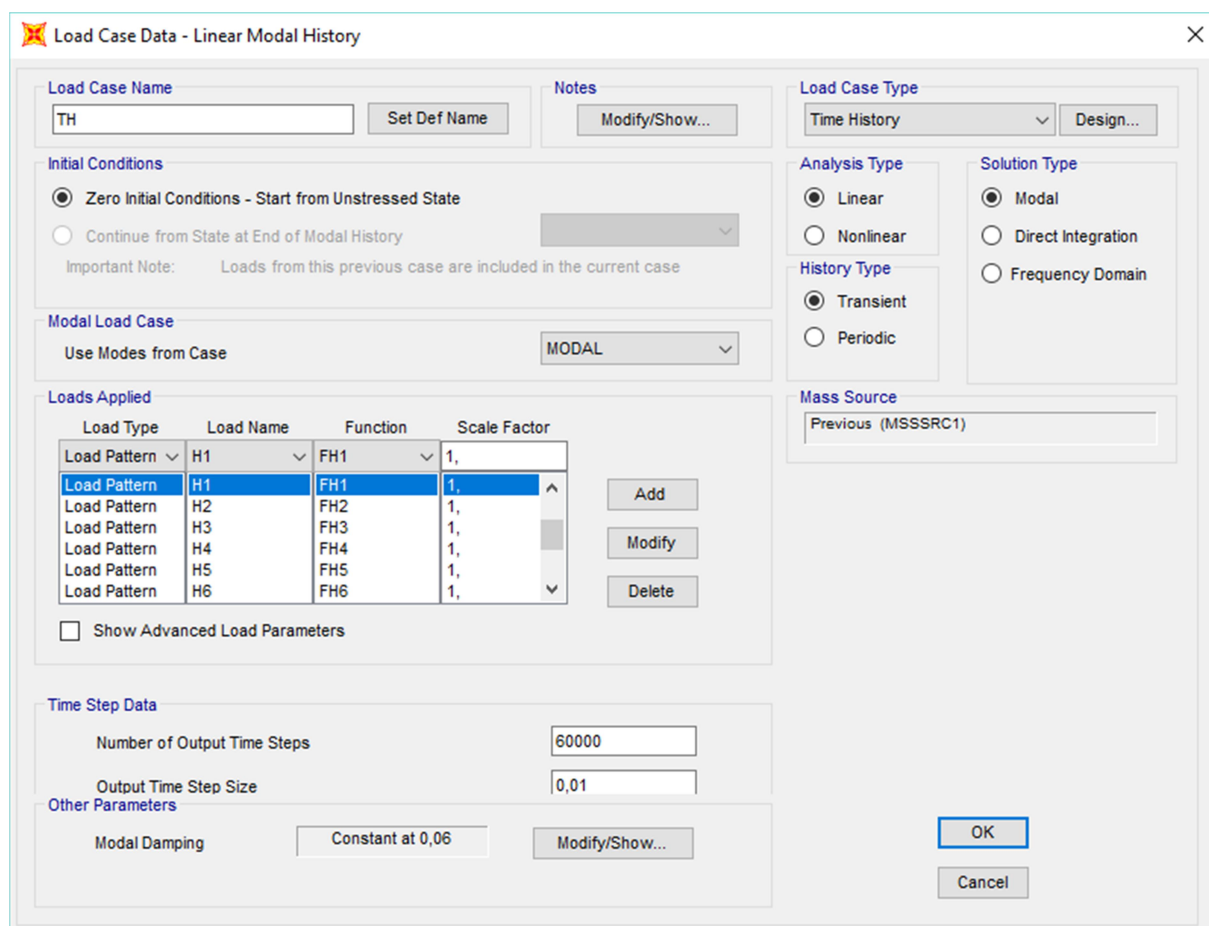


Figura 21 - Análise dinâmica no domínio do tempo

Para se analisar o comportamento dinâmico do modelo de edifício ao longo do tempo, faz-se necessário definir previamente o tempo de interesse para a observação, assim como o tamanho dos passos de tempo em que se objetiva avaliar a estrutura. Em consonância com o trabalho de Franco (1993), estabeleceu-se neste estudo um tempo de análise de 600 segundos. Definindo-se um passo de tempo de 0,01 segundos, tal fato implica em um número total de 60000 passos-tempo, em cada qual sendo resolvida a equação de equilíbrio dinâmico.

Quanto ao amortecimento estrutural, este é usualmente representado em termos percentuais do amortecimento crítico, com valores obtidos segundo o comportamento padrão de estruturas reais. A fim de se obter valores mais exatos, pode-se utilizar um conjunto de fórmulas complexas, em que se expressa o amortecimento em termos da frequência natural da

estrutura e do deslocamento relativo entre seus pavimentos. Para este estudo, considerou-se uma razão de amortecimento igual a 0,06, referente a estruturas de aço com poucas paredes internas, segundo Smith e Coull (1991).

4.4.1 PRESSÕES FLUTUANTES

A partir dos valores dos períodos dos primeiros modos de vibração do modelo de edifício com seus respectivos contraventamentos, os quais foram obtidos pela análise modal, realizou-se uma subdivisão do espectro de potência do vento de Davenport ligeiramente modificado em 11 bandas de frequência para cada caso separadamente, conforme a metodologia proposta por Franco (1993). Tal partição foi executada de forma a se definir, para este espectro em sua forma reduzida, faixas de frequência de mesma largura, considerando-se também todas as funções harmônicas cujos períodos estivessem dentro do valor pré-estabelecido para a duração da análise dinâmica no domínio do tempo.

Em seguida, prosseguiu-se à integração do espectro de potência do vento nas referidas faixas de frequência. Para tanto, fez-se uso de método de integração numérica baseado na regra 1/3 de Simpson, uma das fórmulas fechadas de Newton-Cotes, em que se aproxima o comportamento da função por um polinômio de segundo grau em cada subintervalo de integração.

Definidos os valores de potência do vento nas suas respectivas bandas de frequência, foram então determinados os coeficientes de amplitudes relativas para as funções harmônicas em estudo, sendo devidamente corrigidos segundo recomendações da metodologia de referência. Estes valores representam o percentual da pressão da parcela flutuante do vento que se atribui a cada um de seus harmônicos constituintes.

Uma vez que as subdivisões dos espectros de potência do vento concernentes ao modelo com contraventamentos treliçados se mostraram similares, estabeleceu-se para seus respectivos casos um mesmo padrão de espectro de potência, qual seja o do relativo à estrutura com contraventamento em forma de “X”.

Para a determinação efetiva das parcelas de pressões flutuantes máximas que as funções harmônicas apresentam no centro da rajada, cuja posição fora definida previamente pela metodologia do estudo, o valor da pressão flutuante total devido ao carregamento dinâmico do vento, qual seja de 52% da sua pressão dinâmica característica, foi associado aos coeficientes de amplitudes relativas supramencionados.

De acordo com Franco (1993), os valores das pressões flutuantes do vento nas proximidades do centro rajada podem ser determinados por intermédio de correlações espaciais, as quais, simplificada, representam-se por rajadas equivalentes triangulares. Tal conceito foi aplicado neste trabalho, sendo a parcela de pressões flutuantes do vento dinâmico representada por perfis escalonados relativos a cada função harmônica.

A introdução do carregamento flutuante do vento no software SAP2000 foi realizada através de arquivos contendo os pares ordenados de tempo (t) e valor relativo de carregamento $f(t)$. A função $f(t)$ é definida pela seguinte equação:

$$f(t) = \cos(\omega_k t - \theta_k) \quad (4.1)$$

em que ω_k representa a frequência angular da função harmônica em análise e θ_k seu respectivo ângulo de fase, o qual fora determinado de forma aleatória.

Para se gerar os arquivos de funções harmônicas com os conjuntos de pares ordenados $[t, f(t)]$, o passo de tempo (Δt) a ser utilizado foi pré-dimensionado com base no valor da maior frequência angular, correspondente ao primeiro dos harmônicos avaliados, segundo a equação 4.2.

$$\Delta t = \left(\frac{2\pi}{\omega_1}\right)/36 \quad (4.2)$$

A constante apresentada no denominador desta equação foi determinada por Guimarães (2000) através do estudo de refinamento de respostas em função da variação do passo de tempo. Para este trabalho, adotou-se um passo de tempo de 0,01 segundos, o qual está na mesma ordem de magnitude daquele estabelecido pela equação 4.2.

4.4.2 CARREGAMENTO DINÂMICO

Para se executar as simulações do carregamento dinâmico das pressões flutuantes do vento no software SAP2000, fez-se necessário incluir as combinações de carregamento ao longo do tempo através da interface gráfica *Time History Function Definition*, representada na Figura 22, em que são geradas as funções de cada harmônico para uma respectiva combinação. A leitura dos dados do arquivo de entrada na forma de pares ordenados $[t, f(t)]$ é devidamente realizada ao se assinalar o comando *Time and Function Values*.

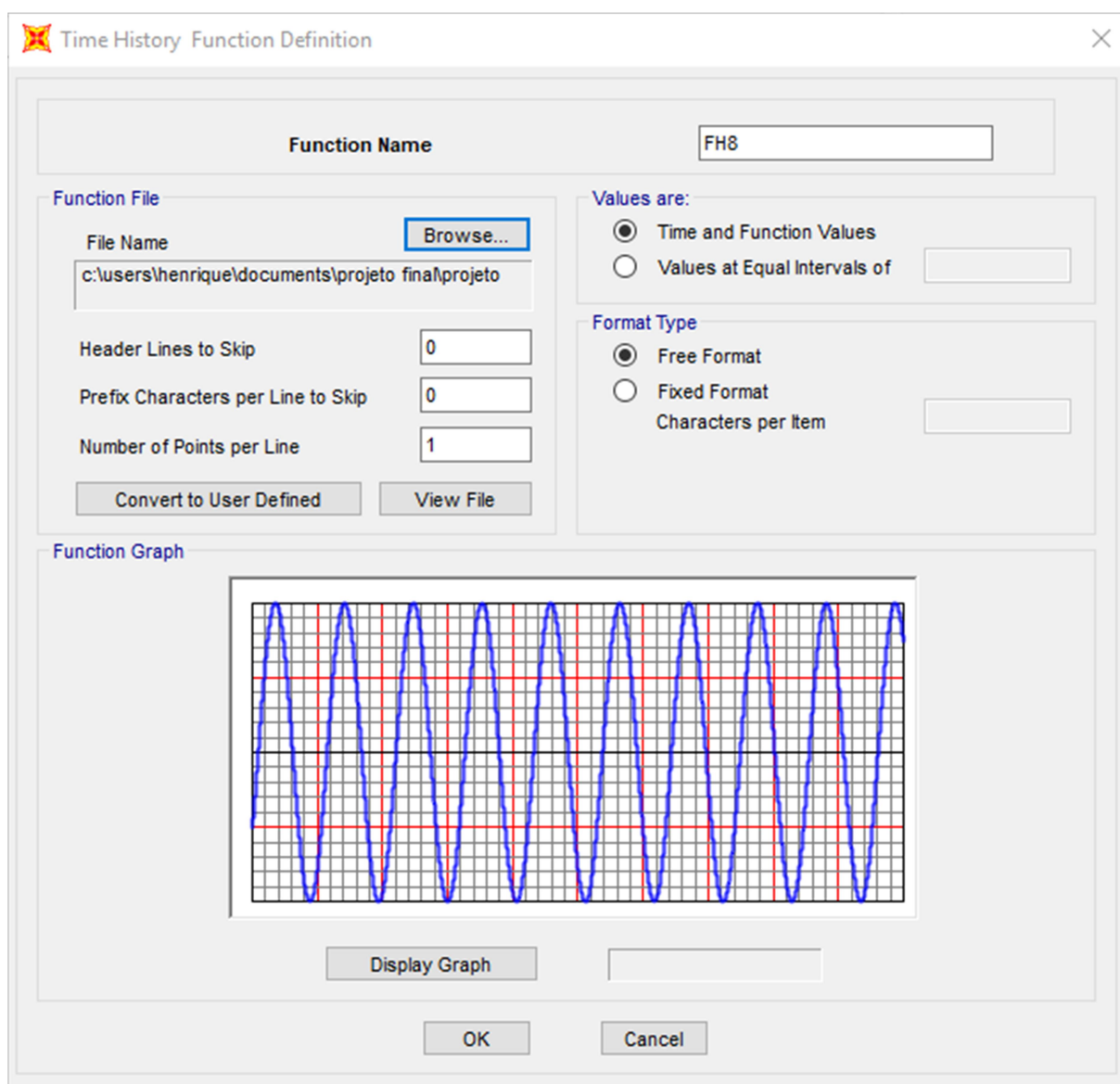


Figura 22 - Definição das funções harmônicas

A cada função harmônica constituída neste programa computacional foi associada suas devidas amplitudes de carregamento. As amplitudes de carregamento harmônico foram introduzidas à estrutura como forças de arrasto decorrentes da parcela flutuante da ação dinâmica do vento, sendo que, assim como para o vento estático, foram aplicadas aos nós dos pavimentos da fachada de barlavento do modelo de edifício. Os módulos dos vetores representantes dessas forças foram determinados considerando-se a pressão flutuante local de cada nó, além de sua respectiva área efetiva e o coeficiente de arrasto anteriormente definidos. Os padrões de carregamento representantes das funções harmônicas, da mesma forma que aqueles concernentes aos demais carregamentos, são definidos pela interface gráfica apresentada na Figura 23.

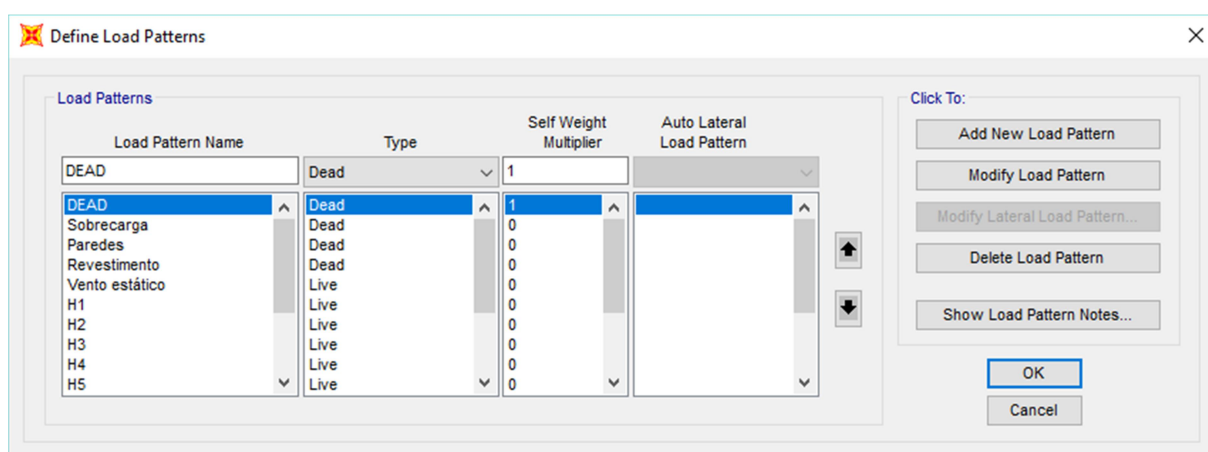


Figura 23 - Padrões de carregamento

Para cada uma das combinações de carregamento, associou-se as amplitudes de carga (H_1 à H_m) às suas respectivas funções harmônicas no item *Loads Applied* da interface gráfica *Load Case Data – Linear Modal History*, mostrada na Figura 21. A consideração do carregamento permanente foi realizada pela vinculação de seus padrões de carga à uma função constante e igual à 1, com passo de tempo equivalente ao das funções harmônicas.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Esta seção do trabalho destina-se à apresentação e análise dos resultados obtidos no decorrer da aplicação do método proposto. Para tanto, serão inicialmente descritos os resultados parciais relativos à constituição do carregamento estático e das séries de carregamento dinâmico do vento, sendo seguidos pelos referentes à sua aplicação no modelo de edifício, com a análise da influência dos contraventamentos em estudo.

5.1 CARREGAMENTO ESTÁTICO

Com base nos critérios estabelecidos pela norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, os quais foram elencados no item 3.2.1 e aplicados neste estudo conforme o item 4.2, obteve-se um perfil de pressões dinâmicas do vento (q) e um perfil de pressões estáticas do vento (q_{est}) em função da altura em relação ao solo (z). Esse segundo tipo de perfil é aquele que representa efetivamente a parcela estática do carregamento do vento sintetizado neste estudo, sendo responsável por 48% da pressão dinâmica supramencionada. A determinação dos seus valores ao nível de cada pavimento está representada na Tabela 8.

Tabela 8 - Perfis de pressões dinâmica e estática do vento

z (m)	q (kN/m ²)	q _{est} (kN/m ²)	z (m)	q (kN/m ²)	q _{est} (kN/m ²)
2,85	0,53	0,25	74,10	1,01	0,49
5,70	0,61	0,29	76,95	1,02	0,49
8,55	0,66	0,32	79,80	1,03	0,49
11,40	0,70	0,33	82,65	1,03	0,50
14,25	0,73	0,35	85,50	1,04	0,50
17,10	0,75	0,36	88,35	1,05	0,50
19,95	0,78	0,37	91,20	1,05	0,51
22,80	0,80	0,38	94,05	1,06	0,51
25,65	0,82	0,39	96,90	1,07	0,51
28,50	0,84	0,40	99,75	1,07	0,52
31,35	0,85	0,41	102,60	1,08	0,52
34,20	0,87	0,42	105,45	1,09	0,52
37,05	0,88	0,42	108,30	1,09	0,52
39,90	0,89	0,43	111,15	1,10	0,53
42,75	0,91	0,43	114,00	1,10	0,53
45,60	0,92	0,44	116,85	1,11	0,53
48,45	0,93	0,45	119,70	1,11	0,53
51,30	0,94	0,45	122,55	1,12	0,54
54,15	0,95	0,46	125,40	1,12	0,54
57,00	0,96	0,46	128,25	1,13	0,54
59,85	0,97	0,47	131,10	1,13	0,54
62,70	0,98	0,47	133,95	1,14	0,55
65,55	0,99	0,47	136,80	1,14	0,55
68,40	1,00	0,48	139,65	1,15	0,55
71,25	1,00	0,48	142,50	1,15	0,55

A partir da definição do coeficiente de arrasto da estrutura, assim como da área de influência de sua fachada a barlavento relativa a cada pavimento e a seus respectivos nós, calculou-se a força de arrasto resultante por pavimento (F_a) e em seus nós de pórticos externos ($F_{a\ ext.}$) e internos ($F_{a\ int.}$), cujos valores estão contidos na Tabela 9.

Tabela 9 - Forças de arrasto do vento por pavimento e em seus respectivos nós

z (m)	F_a (kN)	F_{a ext.} (kN)	F_{a int.} (kN)	z (m)	F_a (kN)	F_{a ext.} (kN)	F_{a int.} (kN)
2,85	42,41	5,30	10,60	74,10	81,37	10,17	20,34
5,70	48,72	6,09	12,18	76,95	81,99	10,25	20,50
8,55	52,83	6,60	13,21	79,80	82,59	10,32	20,65
11,40	55,96	7,00	13,99	82,65	83,17	10,40	20,79
14,25	58,52	7,31	14,63	85,50	83,73	10,47	20,93
17,10	60,69	7,59	15,17	88,35	84,28	10,54	21,07
19,95	62,59	7,82	15,65	91,20	84,82	10,60	21,21
22,80	64,28	8,04	16,07	94,05	85,35	10,67	21,34
25,65	65,81	8,23	16,45	96,90	85,86	10,73	21,46
28,50	67,22	8,40	16,80	99,75	86,36	10,79	21,59
31,35	68,51	8,56	17,13	102,60	86,84	10,86	21,71
34,20	69,71	8,71	17,43	105,45	87,32	10,92	21,83
37,05	70,84	8,85	17,71	108,30	87,79	10,97	21,95
39,90	71,90	8,99	17,97	111,15	88,24	11,03	22,06
42,75	72,89	9,11	18,22	114,00	88,69	11,09	22,17
45,60	73,84	9,23	18,46	116,85	89,13	11,14	22,28
48,45	74,74	9,34	18,69	119,70	89,56	11,20	22,39
51,30	75,60	9,45	18,90	122,55	89,98	11,25	22,50
54,15	76,42	9,55	19,11	125,40	90,40	11,30	22,60
57,00	77,21	9,65	19,30	128,25	90,81	11,35	22,70
59,85	77,97	9,75	19,49	131,10	91,21	11,40	22,80
62,70	78,70	9,84	19,67	133,95	91,60	11,45	22,90
65,55	79,40	9,93	19,85	136,80	91,99	11,50	23,00
68,40	80,08	10,01	20,02	139,65	92,37	11,55	23,09
71,25	80,74	10,09	20,18	142,50	92,74	11,59	23,19

Os resultados referentes à determinação dos valores de pressão e força de arrasto do vento evidenciam os comportamentos previstos aos seus perfis, quais sejam de serem crescentes à medida que se analisa pontos verticalmente mais afastados da superfície do terreno. Vale ressaltar que tais comportamentos são matematicamente introduzidos no cálculo dessas grandezas físicas através do fator S_2 proposto pela norma em questão, em que são consideradas a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

5.2 SÉRIES DE CARREGAMENTO DINÂMICO

A fim de se determinar as combinações de carregamento para o modelo de edifício, as quais totalizaram 20 para cada alternativa de contraventamento proposta, teve-se inicialmente que determinar as características das funções harmônicas (k) que constituem a parcela flutuante do vento. Dessa forma, a partir do conhecimento do período do primeiro modo de vibração da estrutura (T_k , $r_k = 1$) e das subsequentes partição e integração do espectro de potência Davenport ligeiramente modificado em cada caso, obteve-se as distribuições relativas das pressões flutuantes do vento entre os harmônicos que as compõem, as quais são representadas pelos coeficientes de amplitudes relativas corrigidos (c_k^*), conforme as Tabelas de 10 a 13.

Tabela 10 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício em pórtico rígido

SUBDIVISÃO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO				
k	r_k	T_k (s)	f_k (Hz)	c_k^* (%)
1	0,0625	0,50	2,0170	5,5%
2	0,125	0,99	1,0085	6,9%
3	0,25	1,98	0,5043	8,7%
4	0,5	3,97	0,2521	14,2%
5	1	7,93	0,1261	6,7%
6	2	15,87	0,0630	18,8%
7	4	31,73	0,0315	15,2%
8	8	63,46	0,0158	11,4%
9	16	126,92	0,0079	6,8%
10	32	253,84	0,0039	3,8%
11	64	507,68	0,0020	2,1%

Tabela 11 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “X”

SUBDIVISÃO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO				
k	r_k	T_k (s)	f_k (Hz)	c_k* (%)
1	0,0625	0,40	2,5105	5,1%
2	0,125	0,80	1,2553	6,4%
3	0,25	1,59	0,6276	8,1%
4	0,5	3,19	0,3138	13,3%
5	1	6,37	0,1569	6,3%
6	2	12,75	0,0785	18,1%
7	4	25,49	0,0392	15,7%
8	8	50,99	0,0196	12,8%
9	16	101,97	0,0098	8,1%
10	32	203,94	0,0049	4,5%
11	64	407,88	0,0025	2,5%

Tabela 12 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “V”

SUBDIVISÃO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO				
k	r_k	T_k (s)	f_k (Hz)	c_k* (%)
1	0,0625	0,40	2,5227	5,1%
2	0,125	0,79	1,2613	6,4%
3	0,25	1,59	0,6307	8,1%
4	0,5	3,17	0,3153	13,3%
5	1	6,34	0,1577	6,3%
6	2	12,68	0,0788	18,1%
7	4	25,37	0,0394	15,7%
8	8	50,74	0,0197	12,9%
9	16	101,48	0,0099	8,1%
10	32	202,96	0,0049	4,6%
11	64	405,92	0,0025	2,5%

Tabela 13 - Características do espectro de potência do vento para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “V” invertido

SUBDIVISÃO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO				
k	r_k	T_k (s)	f_k (Hz)	c_k^* (%)
1	0,0625	0,40	2,5225	5,1%
2	0,125	0,79	1,2612	6,4%
3	0,25	1,59	0,6306	8,1%
4	0,5	3,17	0,3153	13,3%
5	1	6,34	0,1577	6,3%
6	2	12,69	0,0788	18,1%
7	4	25,37	0,0394	15,7%
8	8	50,74	0,0197	12,9%
9	16	101,49	0,0099	8,1%
10	32	202,97	0,0049	4,6%
11	64	405,95	0,0025	2,5%

Os resultados apresentados nessas tabelas mostram a notória diferença que há entre as frequências naturais (f_k , $r_k = 1$) do modelo em pórtico rígido e do modelo com qualquer alternativa de contraventamento treliçado. Entretanto, tais resultados também deixam evidente a pequena diferença que existe nos comportamentos do modelo com as variações desta tipologia de contraventamento entre si. Dessa forma, com a ulterior aplicação do vento dinâmico na estrutura, previu-se o desenvolvimento de maiores deslocamentos no topo da edificação modelada para a estrutura em pórtico rígido que nas demais configurações, além de uma similaridade nos deslocamentos entre estas.

Como ressaltado no item 4.4.1, as subdivisões dos espectros de potência referentes ao modelo de edifício com os contraventamentos treliçados mostraram-se semelhantes, sendo, dessa forma, estabelecida a subdivisão do espectro de potência concernente à estrutura com contraventamento em forma de “X” como a padrão para esses casos.

Consolidada esta etapa do método, foram realizadas as definições das pressões flutuantes do vento relativas às funções harmônicas e suas respectivas forças de arrasto em cada nó dos pavimentos da fachada a barlavento, ainda conforme a seção 4.4.1. As Tabelas 14 e 15 apresentam os valores das forças de arrasto dinâmicas aplicadas ao pavimento situado no centro da rajada de vento (F_a), a 86% da altura do modelo de edifício, e aos seus nós externos ($F_{a\ ext.}$) e internos ($F_{a\ int.}$), sendo relacionados aos números dos harmônicos (k) correspondentes e às extensões das rajadas equivalentes ($2\Delta z_{ok}$).

Tabela 14 - Forças de arrasto dinâmicas e extensões das rajadas equivalentes para a estrutura em pórtico rígido

k	F_a (kN)	F_{a ext.} (kN)	F_{a int.} (kN)	2Δz_{ok} (m)
1	5,35	0,67	1,34	3,25
2	6,73	0,84	1,68	6,50
3	8,47	1,06	2,12	13,00
4	13,85	1,73	3,46	26,00
5	6,51	0,81	1,63	52,00
6	18,34	2,29	4,59	104,00
7	14,83	1,85	3,71	207,99
8	11,07	1,38	2,77	415,98
9	6,63	0,83	1,66	831,97
10	3,67	0,46	0,92	1663,94
11	2,04	0,25	0,51	3327,87

Tabela 15 - Forças de arrasto dinâmicas e extensões das rajadas equivalentes para a estrutura com contraventamentos treliçados

k	F_a (kN)	F_{a ext.} (kN)	F_{a int.} (kN)	2Δz_{ok} (m)
1	4,77	0,60	1,19	2,61
2	6,26	0,78	1,57	5,22
3	7,88	0,98	1,97	10,44
4	12,94	1,62	3,23	20,89
5	6,12	0,77	1,53	41,78
6	17,63	2,20	4,41	83,55
7	15,31	1,91	3,83	167,10
8	12,51	1,56	3,13	334,21
9	7,91	0,99	1,98	668,41
10	4,43	0,55	1,11	1336,83
11	2,44	0,31	0,61	2673,66

A partir da análise dos coeficientes de amplitudes relativas corrigidos apresentados nas Tabelas de 10 a 13, assim como das forças de arrasto contidas nas Tabelas 14 e 15, observa-se uma contribuição mais efetiva, no que tange ao módulo da ação dinâmica de carregamento, dos harmônicos situados em torno do centro do espectro de potência do que aqueles que se encontram em suas fronteiras. Além disso, quanto a estas tabelas, fica evidente a dependência da extensão das rajadas equivalentes quanto à frequência da função harmônica avaliada, de forma a representarem uma relação inversamente proporcional.

Para se garantir que as combinações requeridas pela aplicação do método de Monte Carlo no estudo dinâmico do vento representassem eventos estocásticos, foram obtidos aleatoriamente os ângulos de fase a serem incorporados às funções harmônicas referidas. Por fim, tais funções foram constituídas e introduzidas no software SAP2000 conforme o item 4.4.2, o que possibilitou a realização das simulações dinâmicas para as diversas séries de carregamento e diferentes configurações do modelo de edifício.

5.3 DESLOCAMENTOS LATERAIS

A análise da eficiência dos sistemas de contraventamento propostos neste trabalho foi estabelecida com base em um critério usualmente avaliado no estudo de edificações altas, qual seja o deslocamento lateral de topo desenvolvido por essas estruturas, quando submetidas a solicitações horizontais. Apesar de tal critério, no geral, não ser suficiente para se garantir a integridade das estruturas avaliadas, a relação entre o deslocamento lateral máximo de topo e a altura de um edifício tem notória importância para a avaliação estrutural, sendo que a norma ABNT NBR 8800 limita o seu valor em 1/400 para a altura total da edificação e em 1/500 entre pavimentos consecutivos. Entretanto, sendo o modelo de edifício proposto neste trabalho projetado para fins acadêmicos e não inteiramente representativo de um projeto real, a sua análise, conforme explanada no item 4.1, será voltada para a avaliação dos resultados relativos entre os diferentes sistemas de contraventamento.

Determinados os carregamentos estáticos na estrutura, foram obtidos, com auxílio do software SAP2000, os deslocamentos estáticos (d_{est}) dos nós de topo centrais da fachada a barlavento do modelo de edifício com as diversas alternativas de contraventamento propostas. Os seus respectivos valores estão contidos na Tabela 16.

Tabela 16 - Deslocamentos estáticos do modelo de edifício

CONTRAVENTAMENTO	d_{est} (cm)
Pórtico rígido	58,46
Contraventamento em “X”	22,27
Contraventamento em “V”	23,06
Contraventamento em “V” invertido	22,19

Os resultados de deslocamento estático da estrutura reafirmam a previsão de comportamento relativo do modelo com contraventamentos treliçados em relação à estrutura em pórtico rígido, de forma que se foi conferida maior rigidez ao modelo de edifício com a utilização daquele sistema de contraventamento.

A partir da definição das combinações de carregamento dinâmico na estrutura conforme o item 4.4, foram realizadas as séries de 20 simulações no referido programa computacional para as diferentes configurações de contraventamento do edifício modelo. Os valores dos deslocamentos dinâmicos máximos obtidos em cada combinação estão indicadas nas Figuras 24 a 27, a seguir.

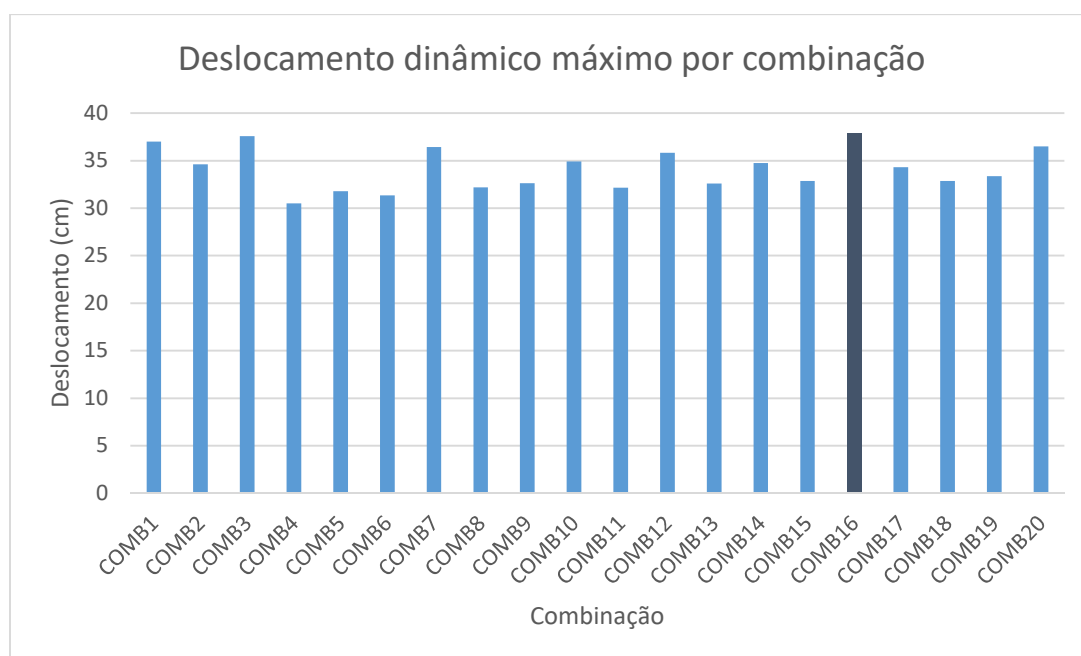


Figura 24 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício em pórtico rígido

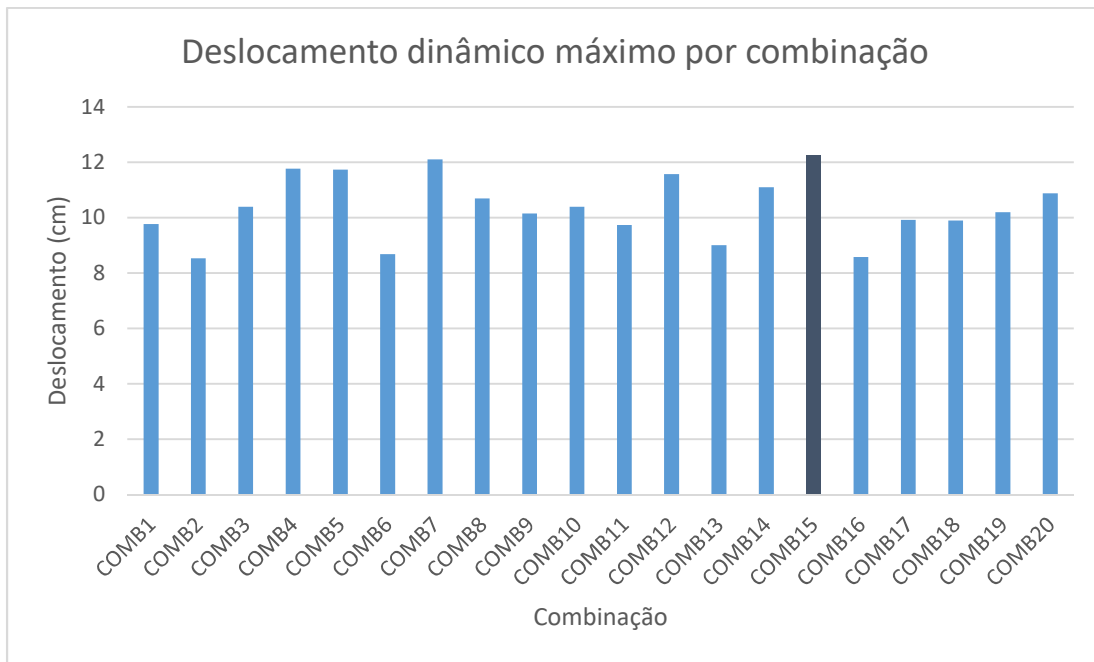


Figura 25 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “X”

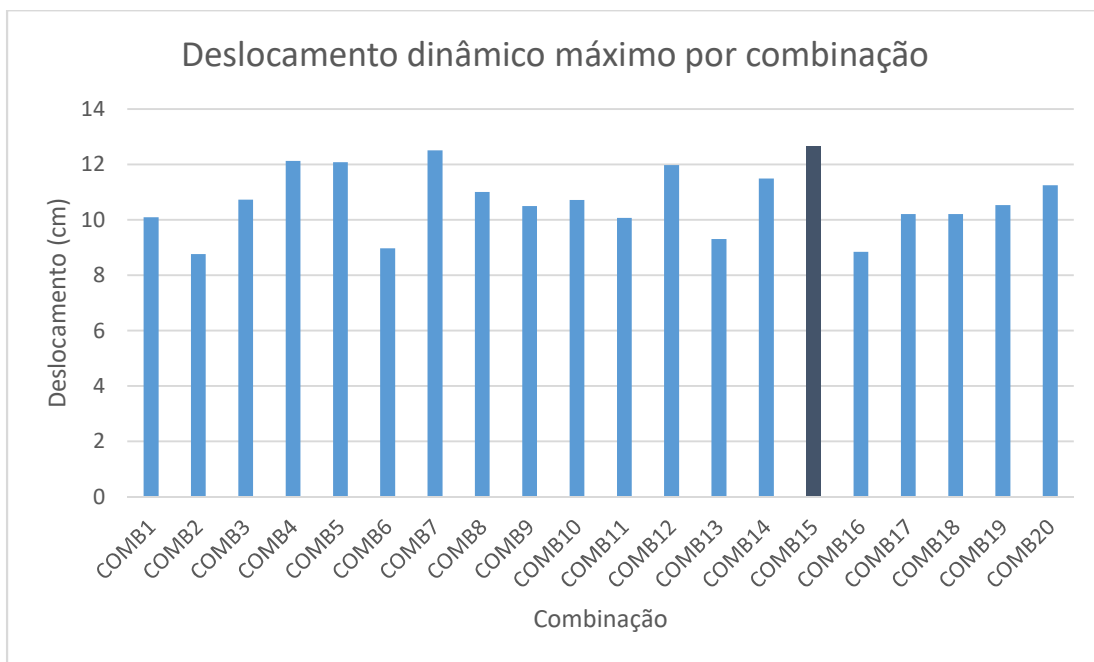


Figura 26 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “V”



Figura 27 - Deslocamento dinâmico máximo por combinação para o modelo de edifício com contraventamento em forma de “V” invertido

Com a análise estatística dos dados de deslocamento dinâmico conforme a distribuição de Gumbel e seguindo-se os critérios estabelecidos no item 3.3.2, foram determinados os valores de deslocamento dinâmico característico (d_c) para o modelo constituído por cada alternativa de contraventamento, os quais são aqueles considerados como representativos do fenômeno em estudo. Tais valores encontram-se indicados na Tabela 17.

Tabela 17 - Deslocamentos dinâmicos característicos do modelo de edifício

CONTRAVENTAMENTO	d_c (cm)
Pórtico rígido	38,22
Contraventamento em “X”	12,52
Contraventamento em “V”	12,93
Contraventamento em “V” invertido	12,46

De acordo com a metodologia proposta por Franco (1993) e apresentada no corpo deste trabalho, com base nos deslocamentos dinâmicos característicos, pode-se, então, definir as combinações características para o carregamento dinâmico da estrutura, de forma a se analisar quais das combinações realizadas apresentam os deslocamentos dinâmicos máximos mais próximos àqueles, produtos da análise estatística dos dados. Dessa forma, os demais

deslocamentos e os esforços desenvolvidos na estrutura pela ação dinâmica dos seus carregamentos podem ser representados pelos seus respectivos valores oriundos da aplicação das combinações características no modelo de edifício. Para cada alternativa de modelo contraventado elegeu-se uma combinação característica, a qual se encontra destacada da Figura 24 à Figura 27 com uma cor diferenciada em relação às outras combinações, e cujos resultados de análise do deslocamento dinâmico do topo da estrutura no domínio do tempo estão apresentados nas Figuras 28 a 31.

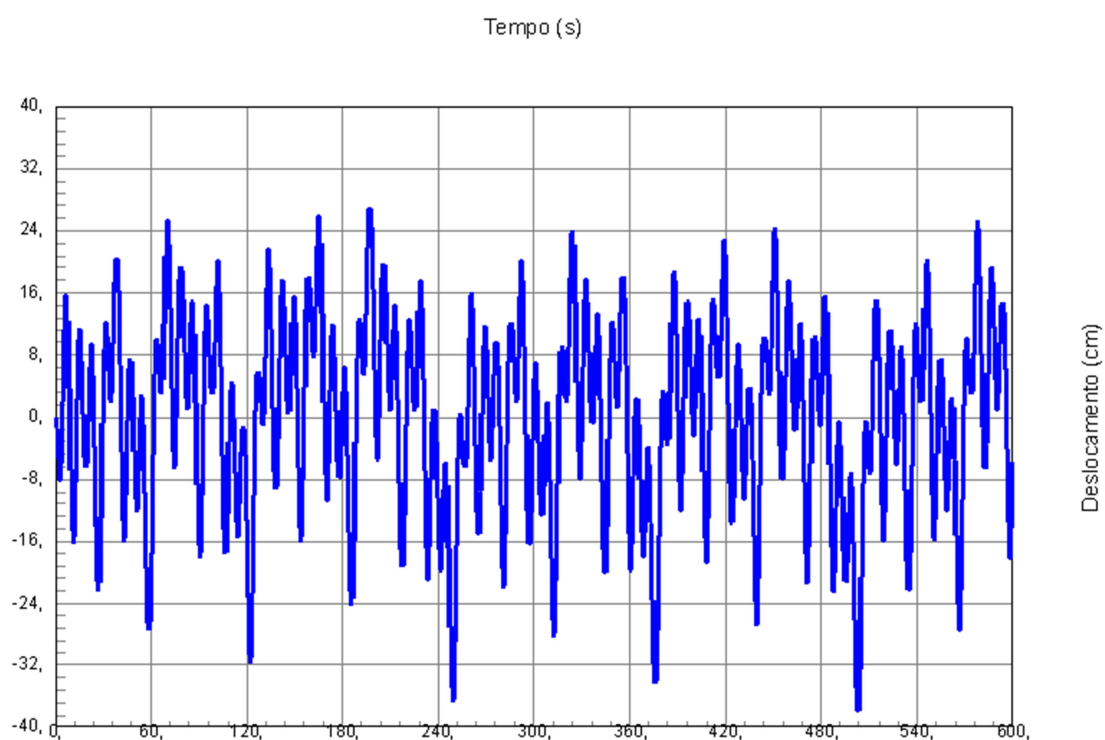


Figura 28 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura em pórtico rígido no domínio do tempo

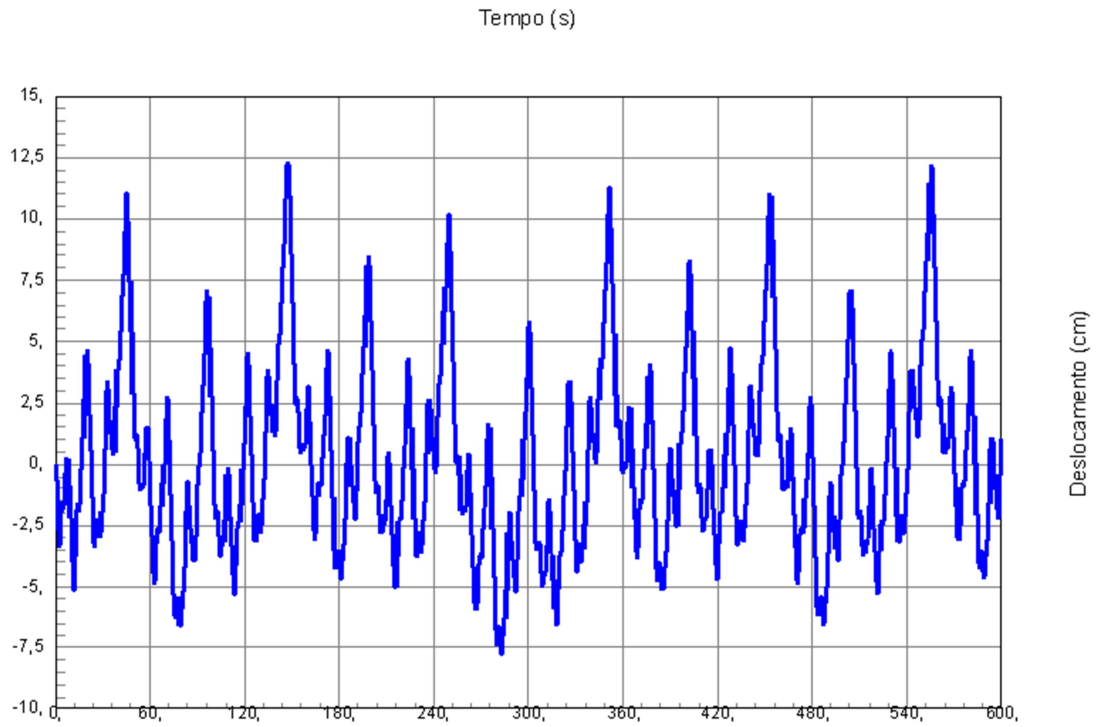


Figura 29 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura com contraventamento em forma de “X” no domínio do tempo

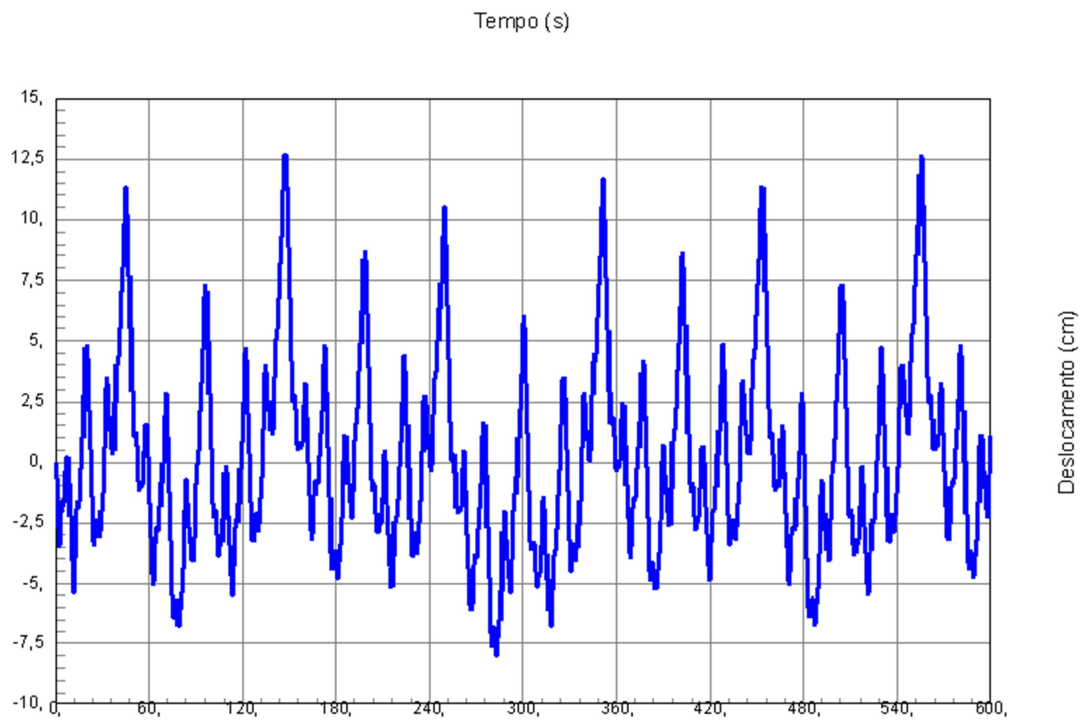


Figura 30 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura com contraventamento em forma de “V” no domínio do tempo

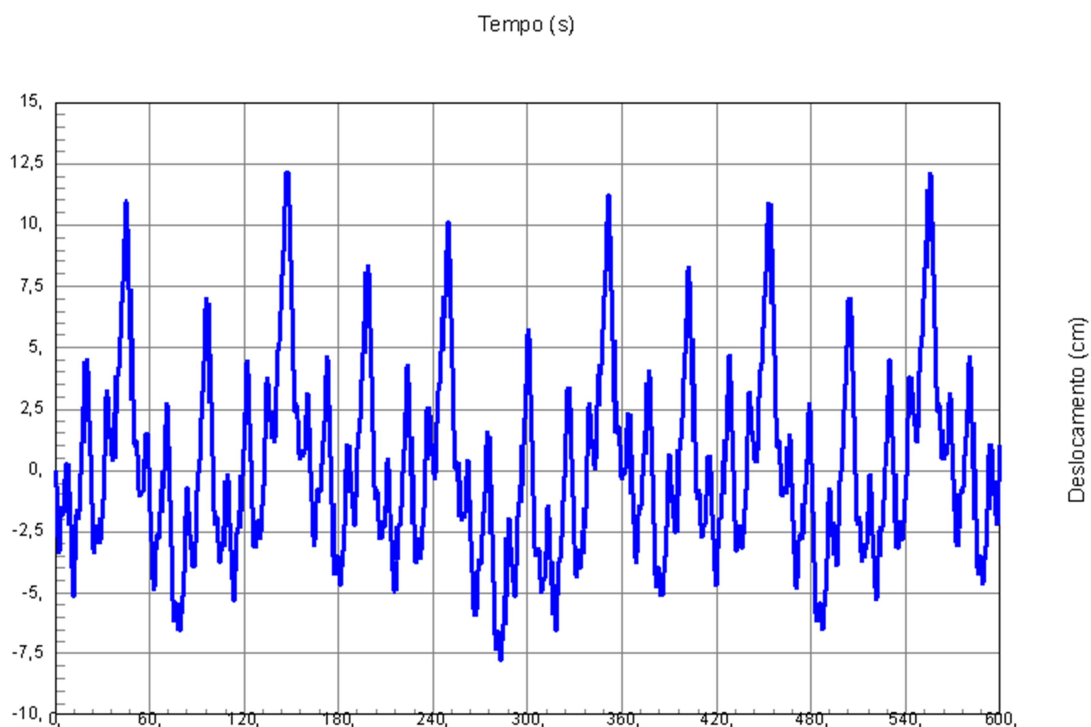


Figura 31 - Deslocamento dinâmico do topo da estrutura com contraventamento em forma de “V” invertido no domínio do tempo

Por fim, a determinação do deslocamento lateral de topo total (d_t) do modelo de edifício com cada sistema de contraventamento estudado pode ser realizada pela soma algébrica dos deslocamentos estático (d_{est}) e dinâmico característico (d_c), sendo os seus valores expressos na Tabela 18.

Tabela 18 - Deslocamentos laterais de topo totais do modelo de edifício

CONTRAVENTAMENTO	dt (cm)
Pórtico rígido	96,68
Contraventamento em "X"	34,79
Contraventamento em "V"	35,99
Contraventamento em "V" invertido	34,65

Os resultados apresentados pela combinação das análises estática e dinâmica da estrutura proposta neste trabalho demonstram o acréscimo de rigidez que se promove no modelo de edifício ao se adicionar os elementos estruturais de contraventamento, de forma a se diminuir os seus deslocamentos laterais quando solicitado por carregamentos horizontais. Apesar de a aplicação da alternativa de contraventamento em forma de “V” invertido ter sido aquela a gerar ao final da execução do estudo a maior restrição aos deslocamentos horizontais da estrutura, a diferença entre os resultados relativos aos contraventamentos treliçados não foi expressiva, quando consideradas as incertezas e simplificações constituintes do método utilizado. Dessa forma, os contraventamentos treliçados apresentaram resultados similares possivelmente pelo fato de conferirem massa à estrutura em uma mesma ordem de magnitude.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O estudo proposto evidenciou a eficácia referente à aplicação dos contraventamentos analisados para se conferir maior rigidez ao modelo de edifício, principalmente no que tange à resistência a solicitações laterais de carregamento estático e dinâmico de vento. A partir da análise dos resultados relativos entre os sistemas de contraventamento avaliados, observou-se uma diferença notória entre os deslocamentos produzidos no topo da estrutura em pórtico rígido e com os contraventamentos treliçados. Tal fato reitera os resultados de diversos estudos predecessores que atestam a eficiência desta tipologia de contraventamento, a qual é frequentemente incorporada aos sistemas estruturais de edificações altas.

A alternativa de contraventamento em forma de “V” invertido foi aquela que mais contribuiu para a contenção lateral do edifício modelo submetido ao carregamento de vento. Não obstante, faz-se necessário ressaltar que, por sua vez, as diferenças quanto às deflexões supracitadas, em relação aos contraventamentos treliçados entre si, foram ínfimas quando se leva em consideração as incertezas e simplificações do método utilizado. Para tanto, este comportamento dos resultados se justifica, possivelmente, pelo fato de as referidas alternativas de contraventamento conferirem massa à estrutura em níveis semelhantes.

Como sugestões para se continuar na linha diretriz estabelecida por este trabalho, recomenda-se o estudo do comportamento de outros perfis, configurações e escalas para contraventamentos treliçados constituintes do modelo de edifício. Além disso, pode-se objetivar a realização de estudos experimentais com auxílio de túnel de vento e modelo do edifício em escala reduzida, a fim de se verificar as eventuais diferenças de resultado entre os métodos teórico e prático.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Blessmann, J., “Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento”, 1ª Edição, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

Blessmann, J., “Aerodinâmica das construções”, 3ª Edição, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

Davenport, A.G., “Buffeting of Structures by Gusts”, Symposium N.16, Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington/ England, v.01, Paper 09, 357-391, 1963.

Simiu, E., “Wind Spectra and Dynamic Alongwind Response”, Journal of Structural Division – Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.100, N.ST9, 1974.

National Building Code of Canada – Canadian Structural Design Manual, Supplement N.4, Ottawa, 1985.

Franco, M., “Direct Along Wind Analysis of Tall Structures”, BT/PEF/9303, São Paulo, 1993.

Rausch, E., “Einwirkung von Windstößen auf hohe Bauwerke, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure”, N°.17, 1933.

Smith, B. S. & Coull, A., “Tall Building Structures – Analysis and Design”, First Edition, John Wiley & Sons INC, Montreal, 1991.

Pfeil, Walter & Pfeil, Michèle, “Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático”, 8ª Edição, LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., Rio de Janeiro, 2009.

Carneiro, F. e Martins, J. G., “Análise de Estruturas – Contraventamento de Edifícios”, 1ª Edição, Porto, 2008.

Chaves, J. R. F., “Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados”, Publicação E.DM – 008A/09, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

Ribeiro, E. de C., “Análise de Torres Metálicas Estaiadas Submetidas à Ação do Vento”, Publicação E.DM – 001A/07, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

Franca, M. P. de A., “Estudo da Eficiência dos Contraventamentos Treliçados em Edifícios com Estrutura de Aço”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

COBRAPI, “Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço”, Manual da Construção Metálica Vol. IV, 1987.

Sáles, J. J., “Estudo do Projeto e da Construção de Edifícios de Andares Múltiplos com Estrutura de Aço”, Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

Guimarães, M. J. R., “Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes”, Publicação E.DM – 001B/00, Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, Rio de Janeiro, 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”, Rio de Janeiro, 1980.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações”, Rio de Janeiro, 1988.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”, Rio de Janeiro, 2008.

Imagem John Hancock Building – Chicago, Estados Unidos. Disponível em <https://www.aurecongroup.com/thinking/thinking-papers/tall-buildings-past-and-present-trends>. Data de acesso: 03/06/2018.

Imagem Alcoa Building – São Francisco, Estados Unidos. Disponível em https://www.som.com/projects/alcoa_building. Data de acesso: 03/06/2018.

Imagem Century Tower - Tóquio, Japão. Disponível em https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Braced_frame_structures. Data de acesso: 03/06/2018.