

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

**ANÁLISE DINÂMICA DE PÓRTICOS METÁLICOS**  
**CONTRAVENTADOS**

**JOSÉ ROBERTO FERREIRA CHAVES**

**ORIENTADOR: WILLIAM TAYLOR MATIAS SILVA**

**CO-ORIENTADOR: LUCIANO MENDES BEZERRA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E. DM - 008A/09**

**BRASÍLIA/DF: MAIO - 2009**

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

**ANÁLISE DINÂMICA DE PÓRTICOS METÁLICOS  
CONTRAVENTADOS**

**JOSÉ ROBERTO FERREIRA CHAVES**

**DISSERTAÇÃO 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 MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**Prof<sup>a</sup> William Taylor Matias Silva, Dr. Ing (ENC-UnB)  
(Orientador)**

---

**Prof. José Luis Vital de Brito, DSc (ENC-UnB)  
(Examinador Interno)**

---

**Prof. Antonio Maria Claret de Gouveia, DSc (UFOP)  
(Examinador Externo)**

**BRASÍLIA/DF, 27 DE MAIO DE 2009**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

CHAVES, JOSÉ ROBERTO FERREIRA

Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados [Distrito Federal] 2009.

xvi, 77p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas, 2009).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estrutura Metálica

2. Análise Dinâmica

3. Método de Monte Carlo

4. Sismo

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

CHAVES, J. R. F. (2009). Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 008A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, xvi, 77p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: José Roberto Ferreira Chaves.

TÍTULO: Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados.

GRAU: Mestre em Estruturas e Construção Civil

ANO: 2009

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

---

José Roberto Ferreira Chaves

Rua Professora Rita Miranda nº 117, Jardim Treze de Maio.

CEP: 58025-280 – João Pessoa/PB – Brasil.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao professor William Taylor Matias Farias pela sua sabedoria em orientar, incentivar, pela preocupação, paciência e apoio.

Ao professor Luciano Mendes Bezerra pelos esclarecimentos, interesse e preciosa orientação.

Aos colegas do curso de mestrado, Fernanda, Evandro e em especial ao Gustavo Leite Dumaresq, pela amizade, incentivo e companheirismo.

Ao PECC e seu corpo discente pela oportunidade de crescimento pessoal e profissional.

À Capes e CNPq, pelo suporte financeiro.

Aos meus pais, Roberto e Lúcia, minhas irmãs Jussara e Danielle e a minha amada Andréa pelo incentivo, amor e compreensão diante das dificuldades.

À Deus, pelo dom da vida e tudo que há neste mundo e ao grande mestre Jesus, pela união de sabedoria, amor e consolo nas dificuldades.

Dedicado a minha família,  
amigos e a Deus.

## **RESUMO**

### **ANÁLISE DINÂMICA DE PÓRTICOS METÁLICOS CONTRAVENTADOS**

**Autor: José Roberto Ferreira Chaves**

**Orientador: William Taylor Matias Silva**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, maio de 2009**

Este trabalho apresenta um comparativo entre quatro tipologias de contraventamento treliçado, buscando auxiliar na escolha de uma mais adequada para o combate à esforços horizontais em estruturas metálicas.

São usados dois modelos estruturais, um com trinta e o outro com cinquenta pavimentos, pré-dimensionados segundo a NBR-8800. Os modelos dos contraventamentos são discretizados por elementos finitos de barra com dois nós que permitem deslocamentos e deformações finitas, considerando-se apenas rigidez axial. Os elementos são considerados retos entre coordenadas nodais e as forças externas atuam somente nos nós da estruturas. A simulação numérica é realizada utilizando o método dos elementos finitos através do programa computacional SAP.

Os modelos analisados são submetidos ao “Vento Sintético” e o sismo de El Centro (Califórnia, 1940). A simulação da parcela flutuante do vento é baseada na formulação de Monte Carlo e para o sismo é utilizada a componente NS.

Como resultados, a resposta dinâmica no domínio do tempo apresenta o comportamento dos diferentes tipos de contraventamento analisados quanto ao deslocamento lateral de topo, massa e período fundamental da estrutura.

**Palavras chave:** Estruturas metálicas; Análise dinâmica; Método de Monte Carlo; Sismo.

## **ABSTRACT**

### **DYNAMIC ANALYSIS OF METAL BRACING PORCH**

**Author: José Roberto Ferreira Chaves**

**Supervisor: William Taylor Matias Silva**

**Programa de Pós-graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos  
Brasília, May of 1999**

This work presents a comparison between four types of trussed bracing, seeking to help in choosing the most appropriate one to combat horizontal tension in steel structures.

Two numerical models are used, one with thirty and other with fifty stories pre-sized according to NBR-8800. The models are discretized by bar finite elements with two nodes that allow finite displacements and deformations, considering only axial stiffness. The elements are considered straight between nodal coordinates and the external forces act only in the nodes of the structures. The numerical simulation is performed using the finite element method using the SAP computer program.

The models analyzed are subjected to the "Synthetic Wind" and the earthquake of El Centro (California, 1940). The simulation of the floating wind portion is based on the formulation of Monte Carlo and for the earthquake the NS component is used.

As a result, the dynamic response in time domain shows the behavior of the different types of bracing analyzed on the top lateral displacement, mass and fundamental period of the structure.

**Keywords:** Steel structures; Dynamic analysis; Monte Carlo Method; Earthquake.

## SUMÁRIO

<b>1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>01</b>
<b>1.1 - MOTIVAÇÃO .....</b>	<b>02</b>
<b>1.1.1 - Objetivo geral .....</b>	<b>02</b>
<b>1.1.2 - Objetivos específicos.....</b>	<b>02</b>
<b>1.2 - ESTRUTURA DO TRABALHO .....</b>	<b>03</b>
<b>2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>04</b>
<b>2.1 - SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS EM AÇO .....</b>	<b>04</b>
<b>2.2 - PRINCIPAIS SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS DE     ANDARES MÚLTIPLOS .....</b>	<b>04</b>
<b>2.2.1 - Estruturas contraventadas (pórtico reticulado) .....</b>	<b>06</b>
<b>2.2.2 - Estruturas de pórtico rígido.....</b>	<b>06</b>
<b>2.2.3 - Estruturas com núcleo ou paredes estruturais.....</b>	<b>07</b>
<b>2.2.4 - Estruturas com treliças transversais (Outrigger).....</b>	<b>09</b>
<b>2.2.5 - Estruturas com sistemas híbridos.....</b>	<b>11</b>
<b>2.3 - CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS.....</b>	<b>11</b>
<b>2.3.1 - Tipos de contraventamento treliçados .....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.2 - Contraventamentos treliçados em grande escala .....</b>	<b>14</b>
<b>2.3.3 - Comportamento dos contraventamentos treliçados.....</b>	<b>16</b>
<b>3 - MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>18</b>
<b>3.1 - DESCRIÇÃO DOS MODELOS .....</b>	<b>18</b>
<b>3.1.1 - Contraventamentos Analisados.....</b>	<b>20</b>
<b>3.2 - AÇÕES CONSIDERADAS .....</b>	<b>20</b>
<b>3.2.1 - Ações permanentes .....</b>	<b>21</b>
<b>3.2.2 - Ações do sismo .....</b>	<b>22</b>
<b>3.2.3 - Ações do vento .....</b>	<b>25</b>
3.2.3.1 - Ação do vento na estrutura segundo a NBR6123 .....	26
3.2.3.2 - Ação dinâmica do vento pelo método de Monte Carlo .....	30
3.2.3.2.1 - Análise estatística .....	36

<b>4 - ANÁLISE NUMÉRICA.....</b>	<b>37</b>
<b>4.1 - DISCRETIZAÇÃO DOS MODELOS DE PÓRTICO PLANO .....</b>	<b>38</b>
<b>4.2 - ANÁLISE ESTÁTICA .....</b>	<b>39</b>
<b>4.3 - ANÁLISE MODAL.....</b>	<b>43</b>
<b>4.4 - ANÁLISE DINÂMICA .....</b>	<b>43</b>
<b>4.4.1 - Pressões flutuantes.....</b>	<b>44</b>
<b>4.4.2 - Carregamento dinâmico.....</b>	<b>46</b>
<b>4.4.3 - Sismo de El Centro .....</b>	<b>48</b>
<b>5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>50</b>
<b>5.1 - SÉRIES DE CARREGAMENTO DO VENTO.....</b>	<b>50</b>
<b>5.1.1 - Modelos com 30 pavimentos.....</b>	<b>50</b>
<b>5.1.2 - Modelos com 50 pavimentos.....</b>	<b>53</b>
<b>5.2 - DESLOCAMENTO LATERAL .....</b>	<b>55</b>
<b>5.2.1 - Deslocamento lateral devido ao vento.....</b>	<b>56</b>
5.2.1.1 - Deslocamento lateral devido ao vento nas estruturas de 30 pavimentos .....	56
5.2.1.2 - Deslocamento lateral devido ao vento nas estruturas de 50 pavimentos .....	59
<b>5.2.2 - Deslocamento lateral devido ao sismo.....</b>	<b>63</b>
5.2.2.1 - Deslocamento lateral devido ao sismo nas estruturas de 30 pavimentos .....	63
5.2.2.2 - Deslocamento lateral devido ao sismo nas estruturas de 50 pavimentos .....	68
<b>6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>73</b>
<b>6.1 - CONCLUSÕES .....</b>	<b>73</b>
<b>6.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>74</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>75</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Relação das seções dos pilares do modelo 1 de (30 pavimentos)	19
Tabela 3.2 – Relação das seções dos pilares do modelo 2 de (50 pavimentos)	19
Tabela 3.3 – Relação das vigas utilizadas nos modelos	19
Tabela 3.4 – Peso próprio dos elementos utilizados	22
Tabela 3.5 – Parâmetros meteorológicos e de classe de edificações (NBR6123)	28
Tabela 3.6 – Características geométricas	30
Tabela 4.1 – Fator $S_2$ para edificação de 30 pavimentos	40
Tabela 4.2 – Fator $S_2$ para edificação de 50 pavimentos	40
Tabela 4.3 – Coeficiente de arrasto	41
Tabela 5.1 – Período fundamental e número de funções harmônicas dos modelos de 30 pavimentos	50
Tabela 5.2 – Período fundamental e número de funções harmônicas dos modelos de 50 pavimentos	53
Tabela 5.3 – Deslocamentos máximo de topo para as estruturas de trinta pavimentos	58
Tabela 5.4 – Deslocamentos máximo de topo para as estruturas de cinquenta pavimentos	62
Tabela 5.5 – Amplitudes máximas de deslocamento de topo $A_{\max}$ (mm), frequência fundamental $f_f$ (Hz) e massa dos elementos de contraventamento para as estruturas de trinta pavimentos	63
Tabela 5.6 – Amplitudes máximas de deslocamento de topo $A_{\max}$ (mm), frequência fundamental $f_f$ (Hz) e massa dos elementos de contraventamento para as estruturas de cinquenta pavimentos	71

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comparação de sistemas estruturais (CARNEIRO, 2008).....	05
Figura 2.2 – Porticos reticulados .....	06
Figura 2.3 – Comportamento de pórtico rígido submetido à carga lateral (ENGEL, 2002) .....	07
Figura 2.4 – Comportamento de núcleo estrutural submetido à carga lateral (ENGEL, 2002) .....	08
Figura 2.5 – Comparação de núcleo rígido com viga em balanço (ENGEL, 2002).....	08
Figura 2.6 – Interação entre pórticos rígidos e núcleos estruturais (FRANCA, 2003).....	09
Figura 2.7 – Diferentes posições do outrigger e deslocamento no topo (ENGEL, 2002) ..	10
Figura 2.8 – Diferentes posições de um segundo outrigger e deslocamento no topo (ENGEL, 2002) .....	10
Figura 2.9 – Exemplos de contraventamentos treliçados (CARNEIRO, 2008).....	12
Figura 2.10 – Contraventamentos treliçados.....	13
Figura 2.11 – Contraventamentos treliçados excêntricos .....	14
Figura 2.12 – Contraventamentos treliçados em grande escala .....	14
Figura 2.13 – Citicorp Building (www.nyc-architecture.com).....	15
Figura 2.14 – Corte vertical do Citicorp Building .....	15
Figura 2.15 – Encaminhamento vertical das cargas horizontais nos elementos dos contraventamentos.....	16
Figura 2.16 – Encaminhamento das cargas gravitacionais nos elementos dos contraventamentos.....	17
Figura 3.1 – Planta baixa.....	18
Figura 3.2 – Contraventamentos analisados.....	20
Figura 3.3 – O consumo de aço por número de andares (COBRAPI, 1987).....	21
Figura 3.4 – Vista geral do Steel Deck MF-75.....	22
Figura 3.5 – Ondas geradas pela ação sísmica .....	23
Figura 3.6 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente NS).....	24
Figura 3.7 – Densidade espectral de potência da componente NS de aceleração do sismo El Centro, (BLANDÓN, 2003) .....	25
Figura 3.8 – Isopletas de velocidade básica $V_0$ em metros por segundo (NBR6123).....	27

Figura 3.9 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) para edificações paralelepédicas (NBR6123).....	29
Figura 3.10 – Decomposição espectral da pressão flutuante (FRANCO, 1993).....	33
Figura 3.11 – Correlação espacial de velocidades (FRANCO, 1993).....	34
Figura 3.12 – Coeficiente de decaimento linear da pressão flutuante ( $cdh$ ) (FRANCO, 1993).....	35
Figura 4.1 - Indicação em planta do pórtico utilizado .....	37
Figura 4.2 – Planta distribuição das lajes .....	38
Figura 4.3 – Distribuição simplificada da força de arrasto nos pórticos.....	41
Figura 4.4 – <i>Analysis Case Data –Modal</i> .....	42
Figura 4.5 – <i>Analysis Case Data – Linear Modal History</i> .....	43
Figura 4.6 – <i>Time History Function Definition</i> .....	46
Figura 4.7 – Conjunto de amplitude de carga (SAP2000) .....	47
Figura 4.8 – <i>Analísys Case Data – Linear Modal History</i> (SAP2000) .....	48
Figura 5.1 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento por pórtico rígido com 30 pavimentos.....	51
Figura 5.2 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “X” com 30 pavimentos .....	52
Figura 5.3 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” com 30 pavimentos .....	52
Figura 5.4 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” invertido com 30 pavimentos.....	53
Figura 5.5 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento por pórtico rígido com 50 pavimentos.....	54
Figura 5.6 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “X” com 50 pavimentos .....	54
Figura 5.7 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” com 50 pavimentos .....	55
Figura 5.8 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” invertido com 50 pavimentos.....	55
Figura 5.9 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido .....	56

Figura 5.10 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “X” .....	57
Figura 5.11 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” .....	57
Figura 5.12 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido.....	58
Figura 5.13 – Deslocamento lateral devido ao vento das estruturas de trinta pavimentos .....	59
Figura 5.14 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido.....	60
Figura 5.15 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “X” .....	60
Figura 5.16 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” .....	61
Figura 5.17 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido .....	61
Figura 5.18 – Deslocamento lateral devido ao vento das estruturas de cinquenta pavimentos .....	62
Figura 5.19 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido .....	63
Figura 5.20 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “X” .....	64
Figura 5.21 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” .....	64
Figura 5.22 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido.....	65
Figura 5.23 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas com contraventamento de pórtico rígido e em “X” de trinta pavimentos .....	67
Figura 5.24 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas com contraventamento em “V” e “V” invertido de trinta pavimentos .....	68
Figura 5.25 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas de trinta pavimentos .....	68
Figura 5.26 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido.....	69

Figura 5.27 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “X” .....	69
Figura 5.28 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” .....	70
Figura 5.29 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido .....	70
Figura 5.30 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas com contraventamento em “V” e “V” invertido de cinquenta pavimentos .....	72
Figura 5.31 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas de cinquenta pavimentos .....	72

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$A_{\max}$	: amplitude máxima de resposta
$A_i$	: amplitude no instante de tempo $i$
$A_m$	: raiz quadrada do valor médio quadrático
$A$	: parâmetro geométrico
$b$ ; $p$ ; $F_r$	: parâmetros meteorológicos conforme NBR6123
$c$	: matriz de amortecimento
$C_a$	: parâmetro aerodinâmico
$c_{ar}$	: coeficiente aerodinâmico
$C_k$	: coeficiente de área da componente harmônica
$c_k$	: coeficiente de área relativo da componente harmônica
$Coh$	: coeficiente de correlação espacial
$d$	: matriz dos modos de vibração da estrutura
$d_m$	: deslocamento máximo de topo
$f$	: força na estrutura devido ao vento
$f_r$	: frequência natural da estrutura
$g$	: aceleração da gravidade
$k$	: matriz de rigidez
$m$	: matriz de massa
$n_k$	: frequência do harmônico $k$
$p'(t)$	: pressão flutuante ao longo do tempo
$\bar{p}'(t)$	: valor médio da pressão flutuante
$\bar{p}'^2(t)$	: valor quadrático médio da pressão flutuante
$p$	: vetor de forças
$q$	: parâmetro meteorológico
R1; R2; R3	: rotação nos eixos X, Y e Z
$\mathcal{S}_1$ , $\mathcal{S}_2$ e $\mathcal{S}_3$	: coeficientes topográficos, rugosidade do terreno e estatístico
$S_p$	: espectro de pressões flutuantes

$T_n, T_r$	: período de vibração natural da estrutura
$T$	: energia cinética do sistema
$u, \dot{u}$ e $\ddot{u}$	: vetores de deslocamento, velocidade e aceleração
$\ddot{u}_g, a_g$	: aceleração do solo
$u_s$	: velocidade de fricção
$U_z$	: velocidade média do vento na altura z
U1; U2; U3	: deslocamento nos eixos X, Y e Z.
$U_o$	: velocidade média do vento no método de Monte Carlo
$V_0$	: velocidade básica do vento
$V_k$	: velocidade característica do vento
$w_n$	: freqüência de vibração natural da estrutura
$w_k$	: freqüência angular da componente harmônica
$\bar{X}$	: moda utilizada na distribuição de Gumbel (Tipo I)
$x_c$	: deslocamento característico – Gumbel (Tipo I)
	: medida de dispersão na distribuição de Gumbel (Tipo I)
$S^2$	: variância
$z_{ok}$	: extensão da rajada triangular equivalente
	: constate de Euler
	: massa específica de um elemento
$\xi$	: amortecimento
$q_k$	: ângulo de defasagem da componente harmônica

# 1 - INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento das cidades há uma tendência de grandes contingentes populacionais habitarem grandes centros urbanos, provocando, desta forma, escassez dos terrenos e tornando os edifícios altos uma característica nas cidades modernas.

O cálculo de estruturas de edifícios e os processos de verificação da sua segurança têm passado por um desenvolvimento importante desde meados do século passado, devido principalmente à utilização de computadores como instrumentos de apoio. Esta evolução tem gerado a procura intensa de novos métodos numéricos cada vez mais aperfeiçoados e capazes de analisar estruturas com grau crescente de complexidade produzindo resultados com maior precisão.

O comportamento estrutural depende, entre outros fatores, das características dos materiais, das dimensões da estrutura, dos tipos de ligações entre os diferentes elementos e das condições do terreno. O comportamento real de uma construção é normalmente tão complexo que obriga que seja representado através de um “esquema estrutural” simplificado, ou seja, através de uma idealização da construção que represente com o grau de precisão adequado, como é que esta resiste às diversas ações. O esquema estrutural ilustra o modo como a construção transforma ações impostas à ela em tensões e como garante a estabilidade. Uma edificação pode ser representada através de diferentes esquemas, com diferentes complexidades e diferentes graus de aproximação à realidade (MCCORMICK, 2005).

O papel do engenheiro de estruturas, frente a essa perspectiva, é elaborar projetos seguros e que resultem em edifícios com custos de construção e manutenção relativamente baixos. Para tal finalidade, é necessária a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam uma boa aproximação ao comportamento real da estrutura.

Considerando os aspectos acima relatados e que a principal função das estruturas é suportar todas as solicitações às quais possam estar expostas, mantendo a sua forma espacial e a integridade física, é necessário o estudo dos possíveis arranjos estruturais que garantam à estrutura o desenvolvimento da função a que se destina com economia e segurança.

Neste contexto, as estruturas de contraventamento destacam-se como uma excelente alternativa, uma vez que atuam auxiliando a absorção de forças laterais e

diminuindo deslocamentos de grandeza significativa da estrutura principal. Podem ser usadas, também, para mudar a frequência fundamental da estrutura para que diminua a possibilidade de entrar em ressonância com as ações do sismo e do vento, contribuindo assim para a segurança da estrutura frente a esforços extremos.

Visando contribuir com o aperfeiçoamento do projeto dos elementos de contraventamentos, neste trabalho foi desenvolvido o estudo dinâmico de pórticos metálicos dotados de elementos de contraventamento de diversas tipologias, considerando o comportamento destes submetidos à ação do “vento sintético” (FRANCO, 1993) e do sismo de El Centro (Califórnia, 1940).

## **1.1 - OBJETIVOS**

### **1.1.1 - Geral**

O objetivo principal desse trabalho é avaliar o comportamento dinâmico de pórticos metálicos utilizando para isso diversos tipos de contraventamentos e examinar a eficiência destes em relação aos deslocamentos máximos, quantidade de material utilizado, mudanças no primeiro modo de vibração e no seu período natural.

Como resultado final, busca-se uma tipologia de contraventamento mais eficiente e econômica.

### **1.1.2 - Específicos**

- § Avaliar a mudança nas frequências e nos modos de vibração dos pórticos com os diferentes tipos de contraventamento;
- § Avaliar a resposta dinâmica dos pórticos metálicos submetidos à ação do “vento sintético” (FRANCO, 1993) e do sismo de El Centro (Califórnia, 1940);

## **1.2 - ESTRUTURA DO TRABALHO**

No capítulo 2 são apresentados alguns sistemas estruturais mais utilizados e dando ênfase aos contraventamentos treliçados, abordando os tipos mais comuns e seu comportamento quando solicitado a esforços laterais.

O capítulo 3 descreve os modelos analisados. As dimensões da estrutura em plana e em elevação, os elementos e os perfis associados a estes, ações consideradas e as tipologias de contraventamento analisadas.

No capítulo 4 é apresentada a metodologia utilizada e as considerações deste trabalho.

No capítulo 5 estão relacionados os resultados de cada tipo de análise.

O capítulo 6 apresenta as conclusões deste trabalho e sugestões para prosseguimento em análises futuras.

## **2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 - SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS EM AÇO**

O sistema estrutural de um edifício alto em aço é composto pela associação de elementos estruturais como pilares, lajes, vigas e por sistemas de contraventamento. Todo este sistema deve resistir às forças gravitacionais, às laterais e demais ações provenientes do uso da estrutura de forma segura e econômica.

Do ponto de vista da engenharia de estruturas, a escolha do sistema estrutural de um edifício deveria envolver apenas aspectos relacionados à seleção e ao arranjo dos elementos estruturais destinados a resistir aos esforços verticais e horizontais. No entanto, os sistemas estruturais para edifícios altos são fortemente influenciados por uma gama de fatores, nem todos de cunho estrutural. Dentre estes fatores podemos citar o método construtivo, o projeto arquitetônico, os sistemas de instalações prediais, a natureza e a intensidade do carregamento horizontal, a altura e a esbeltez do edifício, entre outros. Sabe-se que quanto mais alto e esbelto um edifício, maior a importância dos fatores estruturais, com a necessidade de uma escolha mais apropriada da forma estrutural (FRANCA, 2003).

Outro parâmetro que afeta a escolha do sistema estrutural é o tipo de ocupação. Edificações comerciais modernas necessitam de maiores espaços entre pilares para que possam se adequar, com divisórias leves, aos diversos tipos de escritórios. Os elementos verticais (pilares) são dispostos ao longo do perímetro da edificação e no interior ao redor dos elevadores e escadas. Em edifícios de apartamentos há uma repetição dos andares, sendo mais previsível a disposição de elementos verticais evitando vãos maiores. Edifícios garagens têm um pé-direito menor comparado ao residencial e comercial.

### **2.2 - PRINCIPAIS SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS**

Existem diversos tipos de sistemas estruturais. A figura 2.1 mostra diversos tipos de sistemas estruturais em relação à altura.

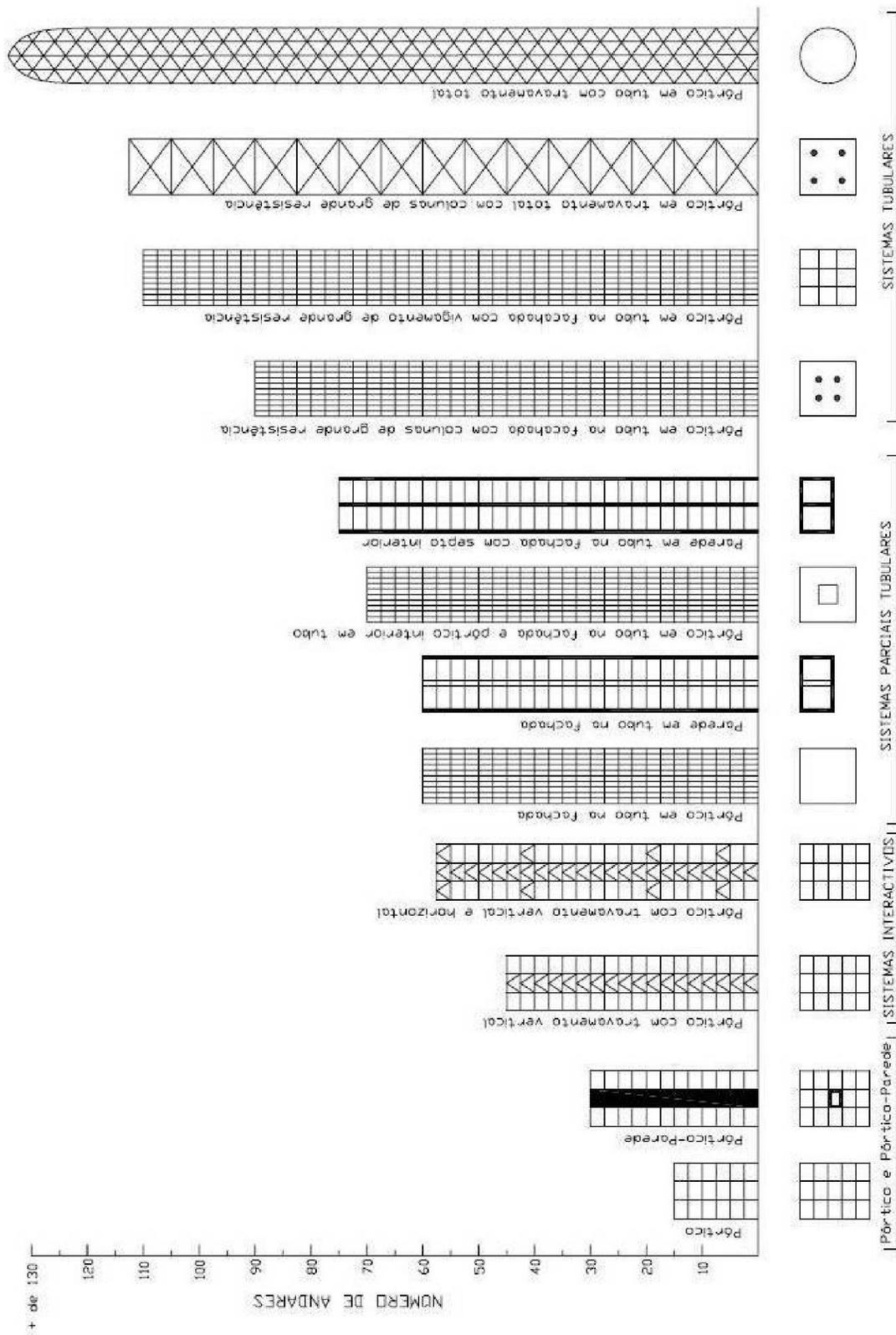


Figura 2.1 – Comparação de sistemas estruturais (CARNEIRO, 2008)

Dentre os sistemas estruturais mostrados na figura 2.1, os principais estão relacionados a seguir.

### **2.2.1 - Estruturas contraventadas (pórtico reticulado)**

Neste tipo de estrutura, a resistência à força lateral é provida pelos membros em diagonal que, juntamente com as vigas, formam uma rede de treliças verticais, conforme apresentado na figura 2.2. Os contraventamentos são geralmente construídos em aço, haja vista, que inevitavelmente estão sujeitos à tração. Uma desvantagem é que o contraventamento obstrui o layout interno e a localização de janelas e portas (SMITH; COULL, 1991).

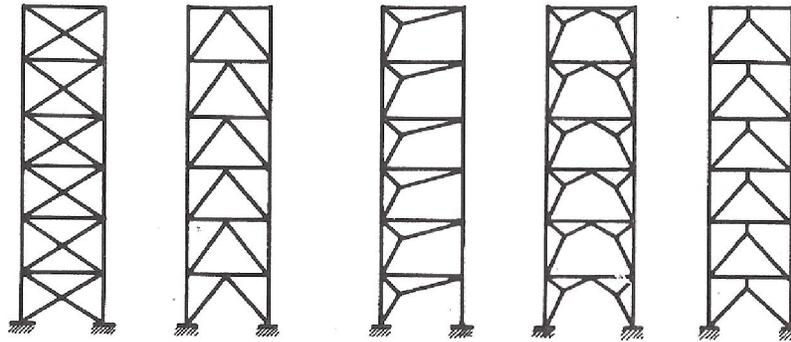


Figura 2.2 – Pórticos reticulados

### **2.2.2 - Estruturas de pórtico rígido**

É um sistema muito conhecido e utilizado no Brasil em estruturas de concreto armado. Permite grande liberdade arquitetônica, pois seu arranjo retangular aberto permite a alocação de portas, janelas entre outros elementos arquitetônicos.

O pórtico rígido é econômico somente para estruturas de até 25 andares. Acima de 25 andares, a alta flexibilidade lateral do pórtico necessita de membros com seções transversais maiores para controlar o deslocamento lateral (SMITH; COULL, 1991).

O comportamento desse sistema para resistência lateral (contra vento e terremoto) consiste na resistência à flexão dos elementos de pórtico (vigas e colunas) e na sua conexão rígida. A deflexão devida às cargas laterais gerará forças cortantes transversais nas vigas e colunas do pórtico. Devido a rigidez das conexões, estas forças produzirão momentos nas juntas que reagem à deflexão (ENGEL, 2002), como

mostrado na figura 2.3. Estas conexões são demasiados caras e complexas para cálculo e execução em aço. Já em concreto armado, são favoráveis devido a inerente rigidez das conexões.

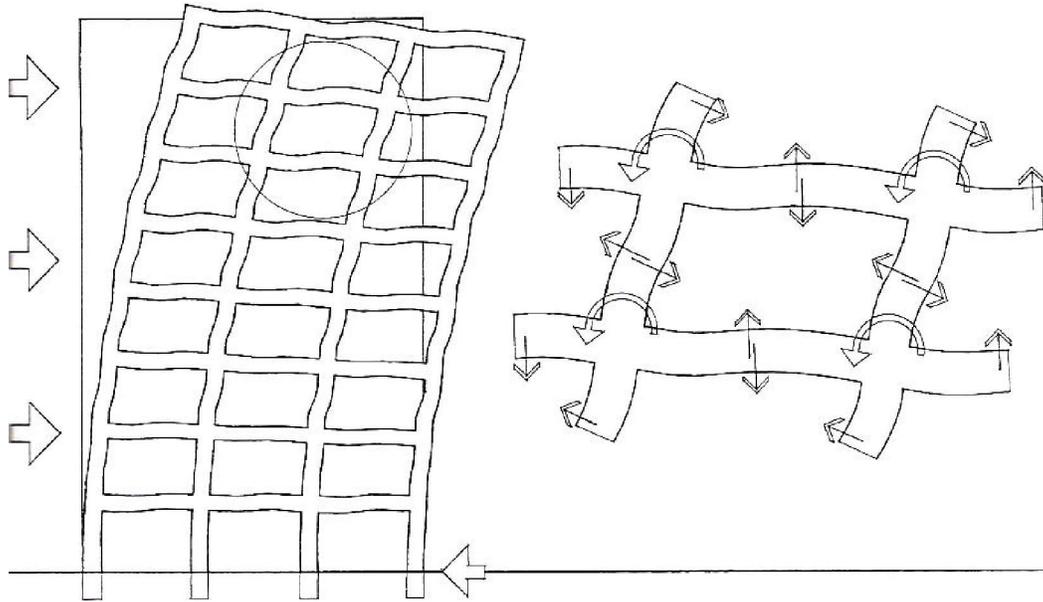


Figura 2.3 – Comportamento de pórtico rígido submetido à carga lateral (ENGEL, 2002)

### **2.2.3 - Estruturas com núcleo ou paredes estruturais**

Conceito bem utilizado em prédios entre 20 e 35 pavimentos (SMITH; COULL, 1991). Consiste em preencher os vãos de estruturas em concreto armado ou aço com alvenaria em bloco cerâmico ou concreto armado. Quando submetido a esforços laterais se comportam como bielas, comprimidas e tracionadas, conforme apresentado na figura 2.4.

As paredes estruturais contínuas podem servir tanto arquitetonicamente, como elementos de vedação ou partições internas, e, estruturalmente, para suportar cargas de gravidade e laterais.

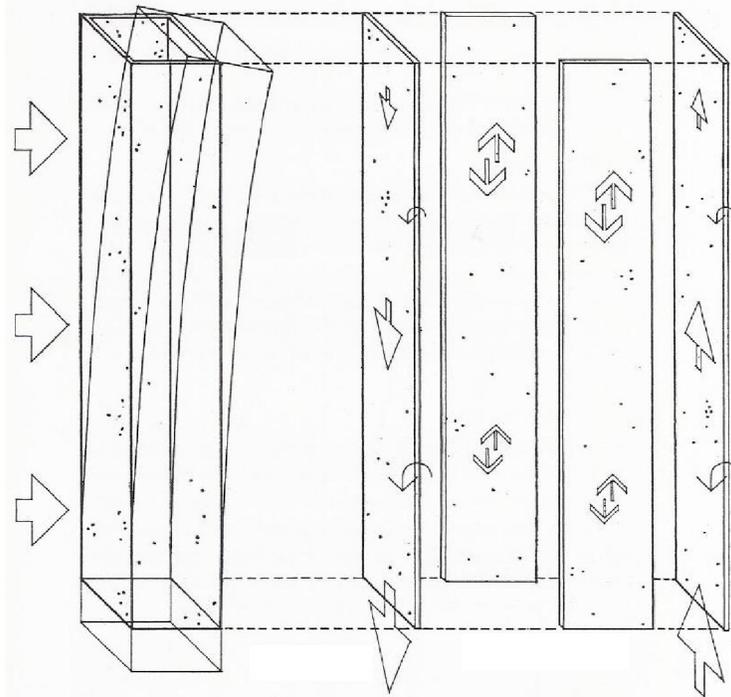


Figura 2.4 – Comportamento de núcleo estrutural submetido à carga lateral (ENGEL, 2002)

Os núcleos rígidos se comportam essencialmente como uma viga em balanço engastada no solo, como mostrado na figura 2.5, resistindo a esforços de cisalhamento, compressão e tração.

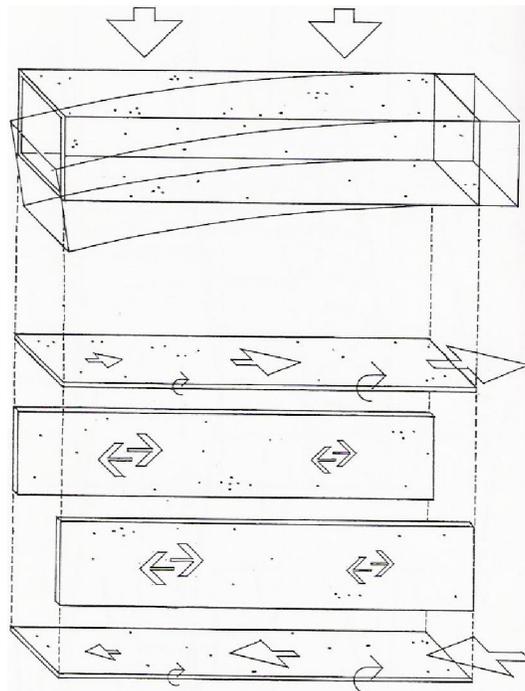


Figura 2.5 – Comparação de núcleo rígido com viga em balanço (ENGEL, 2002)

Este tipo de comportamento limita o seu campo de aplicação, haja vista que o deslocamento lateral máximo no topo, nestes casos é função cúbica da altura (VASCONCELOS FILHO, 1981).

De acordo com a figura 2.6, pode-se observar que o pórtico rígido tende a se deformar numa configuração de corte, enquanto que o núcleo rígido tende a uma deformação de flexão, a utilização conjunta desses dois tipos de sistema estrutural resulta numa eficiente interação, passando a compartilhar a mesma deformação, aumentando a rigidez da estrutura, o que implica em menores deslocamentos no topo. Com esta associação, a rigidez lateral é maior que a soma das rigidezes dos dois sistemas isolados, tornando possível a utilização em edifícios com vinte pavimentos a mais que o limite do núcleo rígido isolado.

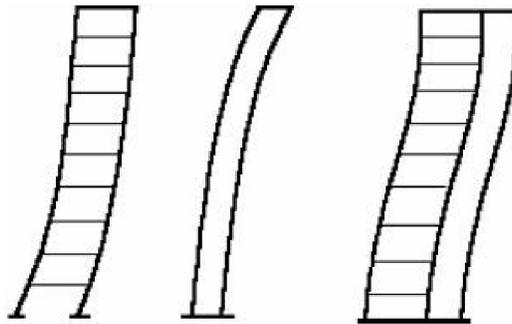


Figura 2.6 – Interação entre pórticos rígidos e núcleos estruturais (FRANCA, 2003).

A eficiência do núcleo é diretamente afetada por sua localização em planta. Dispostos simetricamente e na periferia aumentam a eficiência da resistência a esforços horizontais e de torção.

#### **2.2.4 - Estruturas com treliças transversais ( *Outrigger* )**

O sistema de estrutura *outrigger*, apresentado na figura 2.7, consiste na utilização de treliças horizontais para conectar as colunas de um mesmo nível aumentando significativamente a rigidez lateral da estrutura. O número de *outriggers* influencia no aumento da rigidez lateral, porém este incremento diminui à medida que se acrescenta mais *outriggers*. Um limite econômico está situado em quatro ou no máximo cinco *outriggers* (SMITH; COULL, 1991).

A localização em relação à altura também é fator de eficiência. Em edifícios de 50 pavimentos, a eficiência máxima do outrigger é atingida em elevação próxima ao 30º pavimento, ou seja, em aproximadamente 3/5 da extensão vertical total (ENGEL, 2002).

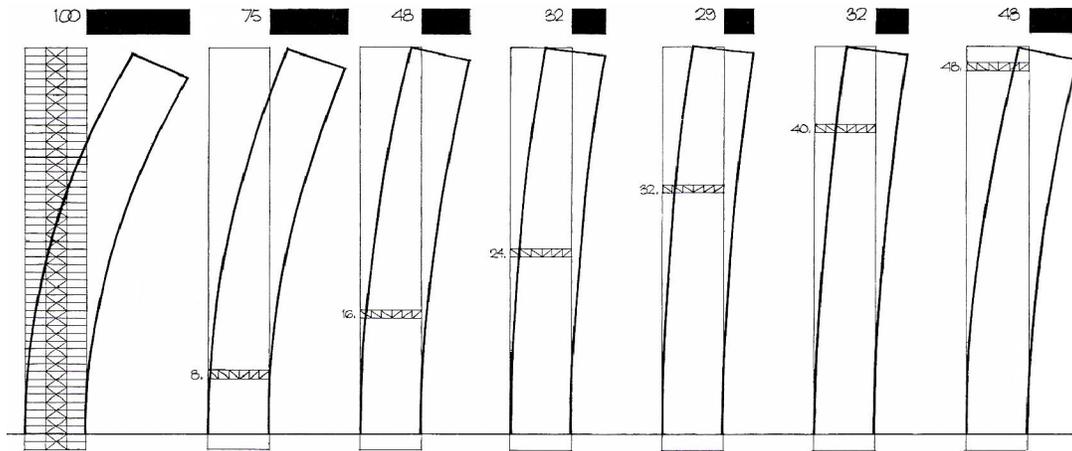


Figura 2.7 – Diferentes posições do outrigger e deslocamento no topo (ENGEL, 2002)

Com a utilização de um segundo *outrigger*, a rigidez lateral aumenta, com eficiência máxima do segundo *outrigger*, também, próxima ao 30º pavimento, como mostrado na figura 2.8

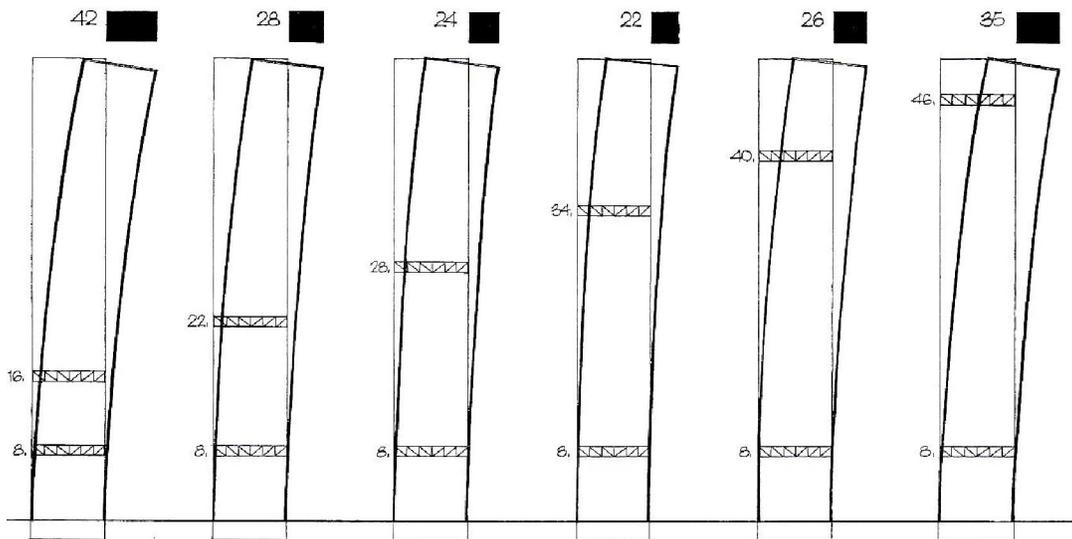


Figura 2.8 – Diferentes posições de um segundo outrigger e deslocamento no topo (ENGEL, 2002)

### **2.2.5 - Estruturas com sistemas híbridos**

A utilização dos sistemas estruturais descritos previamente é satisfatória para edificações de formas retas e geometricamente comuns para serem estruturadas por um único sistema, porém a engenharia estrutural é desafiada pelas novas formas não repetitivas e irregulares criadas por arquitetos arrojados. Assim, os sistemas estruturais conhecidos necessitam de adequações e desenvolvimento de uma nova solução satisfatória, utilizando dois ou mais sistemas.

Dois ou mais sistemas estruturais podem ser unidos para formar uma construção operacional única com uma nova mecânica. Uma pré-condição para um sistema estrutural híbrido é que os dois sistemas originais em suas funções sejam equipotentes e que em seu novo comportamento sejam dependentes um do outro. Uma vantagem do sistema híbrido é que são particularmente apropriados para edifícios expostos a esforços extremos: arranha-céus (ENGEL, 2002).

### **2.3 - CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS**

O contraventamento treliçado é um método altamente eficiente e econômico para resistir a esforços horizontais nos sistemas estruturais (SMITH; COULL, 1991).

Conectando as vigas e os pilares, o contraventamento treliçado produz de forma eficiente um acréscimo de rigidez lateral, aumentando assim a resistência a esforços horizontais do sistema estrutural adotado. Devido a sua forma e uso em diagonal, os contraventamentos treliçados estão sujeitos principalmente a esforços axiais de compressão e tração, sendo assim muito utilizado em aço.

Com uma eficiência alta dos contraventamentos treliçados, pode-se obter estruturas muito rígidas lateralmente com o mínimo de adição de material, tornando-se econômicos para uma grande quantidade de alturas diferentes.

A maior desvantagem no uso dos contraventamentos treliçados é a obstrução de janelas e portas obrigando aos arquitetos um novo arranjo dos ambientes podendo entrar em conflito com os espaços internos do edifício.

Com a adição de diagonais no interior dos quadrados apertados, os esforços laterais passam a serem absorvidos primeiramente por estas diagonais, aliviando o momento nas vigas e pilares ficando assim predominantes esforços axiais de tração e

compressão, tornando o sistema bem mais eficiente. Alguns exemplos de aplicação são apresentados na figura 2.9.

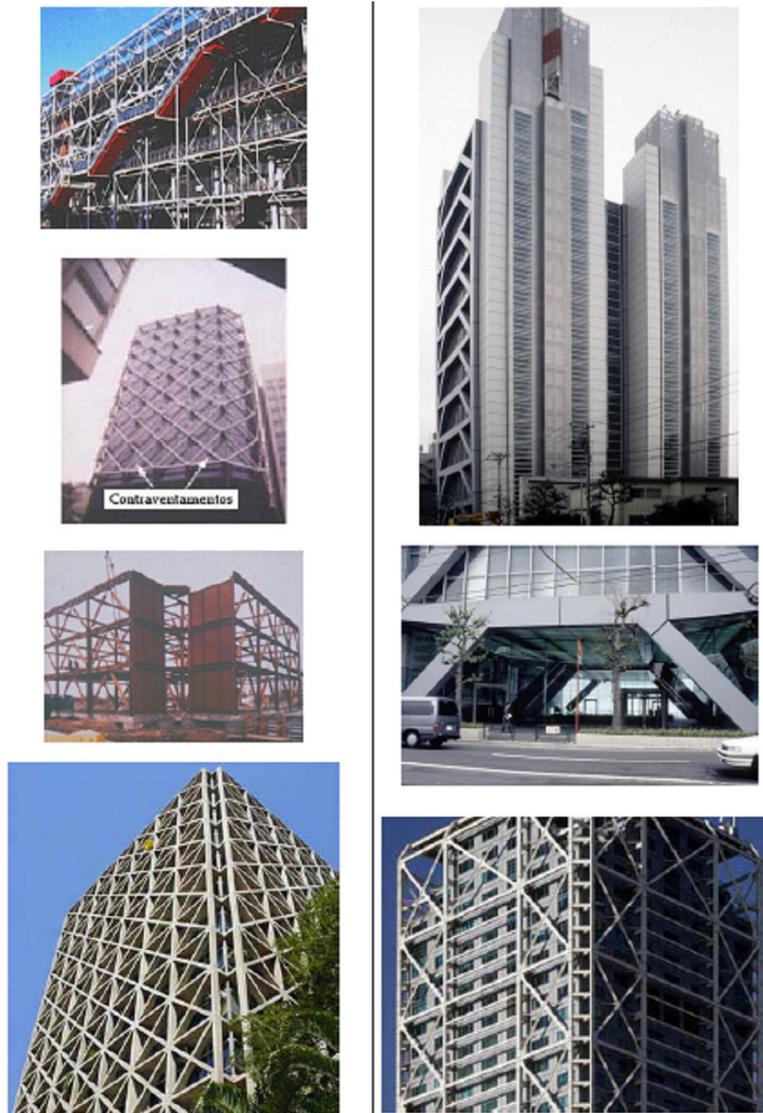


Figura 2.9 – Exemplos de contraventamentos treliçados (CARNEIRO, 2008)

### **2.3.1 - Tipos de contraventamento treliçados**

Existem vários tipos de contraventamentos treliçados. Qualquer arranjo de diagonais desde que sejam usadas racionalmente podem ser chamado de contraventamento.

Alguns locais onde não necessitam de aberturas como laterais de elevadores e escadas podem ser preenchidos com contraventamentos sem afetar a organização interna e uma futura reforma e adequação no interior da edificação. Assim, a escolha do

tipo de contraventamento não depende somente da eficiência e da rigidez que se quer obter, mas também é influenciada pela quantidade de vãos que possam ser obstruídos.

Em prédios de baixa e média altura, o tipo de contraventamento pode ser escolhido sem alterar a arquitetura, porém em edifícios esbeltos de média altura e em edifícios realmente altos, o contraventamento ganha fundamental importância interferindo na arquitetura, podendo até fazer parte dela.

De acordo com Smith e Coull (1991), os mais eficientes tipos de contraventamento treliçado, porém os que mais obstruem, são aqueles que formam treliças verticais com triângulos totais. Na figura 2.1 são apresentados alguns tipos como: diagonal simples, dupla diagonal ou “X”, “V” e “V” invertido.

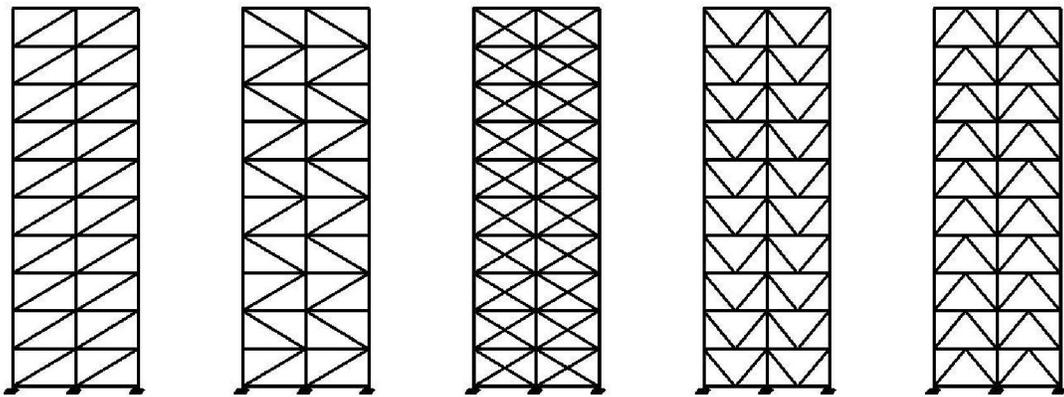


Figura 2.10 – Contraventamentos treliçados

Os contraventamentos excêntricos podem servir como uma solução para menor obstrução, não formando triângulos completos, exemplificados na figura 2.11. As conexões das diagonais são propositalmente afastadas das conexões entre vigas e colunas, gerando contraventamentos menos rígidos e conseqüentemente menos eficientes em comparação aos que formam um triângulo completo, chamados concêntricos.

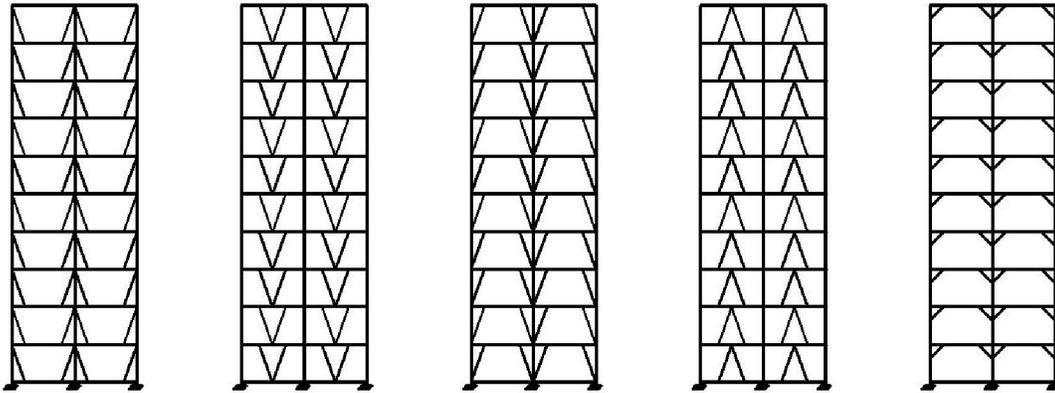


Figura 2.11 – Contraventamentos treliçados excêntricos

### 2.3.2 - Contraventamentos treliçados em grande escala

São contraventamentos treliçados que englobam dois ou mais andares e vãos da edificação (módulos), mostrados na figura 2.12. Com sua utilização, obtém-se um efeito mais homogêneo dos esforços gravitacionais e horizontais criando formas estruturais altamente eficientes para prédios verdadeiramente altos.

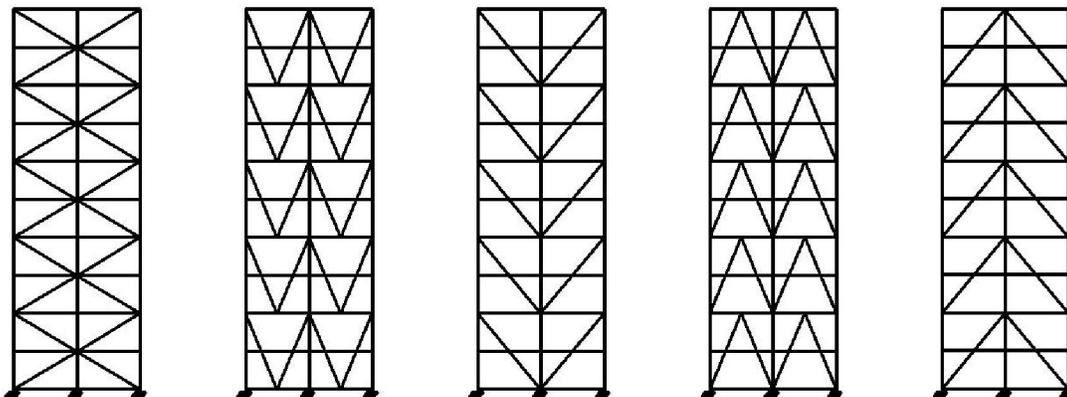


Figura 2.12 – Contraventamentos treliçados em grande escala

Pode-se citar como exemplo de estruturas com contraventamento treliçado em grande escala o edifício Citicorp Building, situado em Nova York, Estados Unidos. Todo o contraventamento foi ocultado pelo revestimento. Para a construção do edifício era necessária a demolição da Igreja Luterana St. Peter; a Igreja concordou com a condição de uma nova ser construída no mesmo local, canto noroeste, com nenhuma ligação com o edifício Citicorp e nenhum elemento estrutural do edifício passando por

ela. Com cerca de 300 metros de altura, o Citicorp Building foi projetado para sobrepor esta igreja. A edificação é suportada por um núcleo central e quatro pernas, mostradas na figura 2.13 com nove andares contraventados localizados no meio de cada uma das quatro fachadas. Como as diagonais, apresentadas no corte vertical (Figura 2.14) suportam as cargas laterais e também uma parte significativa das cargas gravitacionais a estrutura pode ser classificada tanto como treliça espacial quanto de contraventamento (SMITH; COULL, 1991).



Figura 2.13 – Citicorp Building (www.nyc-architecture.com)



Figura 2.14 – Corte vertical do Citicorp Building (www.nyc-architecture.com)

### 2.3.3 - Comportamento dos contraventamentos treliçados

Os carregamentos horizontais mais comuns aos quais as edificações estão sujeitas são reversíveis ocasionando alternância entre compressão e tração nas diagonais de contraventamento. O caso mais desfavorável na alternância é a compressão, pois pode ocasionar flambagem por compressão, por esta razão os tipos de contraventamentos com barras de pequeno comprimento podem ser mais interessantes.

A resistência a esforços laterais dos contraventamentos pode ser entendida se desconsideradas as forças gravitacionais através da figura 2.15:

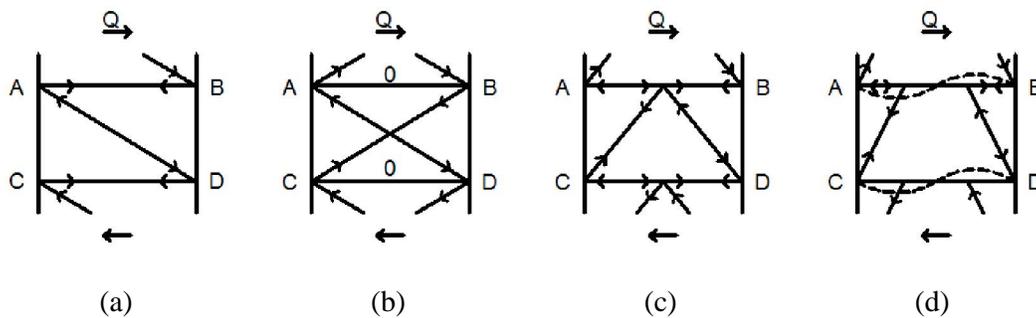


Figura 2.15 – Encaminhamento vertical das cargas horizontais nos elementos dos contraventamentos

Na figura 2.15a, as diagonais em cada andar estão comprimidas causando tração nas vigas, entretanto o encurtamento das diagonais e o alongamento das vigas ocasiona deformação por corte na estrutura. Na figura 2.15b, as forças nas diagonais conectadas nos extremos de cada viga são equilibradas horizontalmente, resultando em um esforço axial insignificante nas vigas. Na figura 2.15c, uma metade da viga está comprimida e a outra metade tracionada. Já na figura 2.15d, os extremos da viga estão em compressão e tração com toda viga submetida ao dobro de flexão. Este último caso pode ser usado em projetos de estruturas dúcteis resistentes a terremoto. Em condições severas, durante um terremoto, a diagonal pode se deformar plasticamente absorvendo a energia do sismo.

Lembrando ainda que a inversão do sentido da força horizontal implica também na inversão das forças e deslocamentos dos elementos da estrutura.

O caminhamento das forças gravitacionais transferidas às diagonais de contraventamento podem ser esquematizados de acordo com a figura 2.16:

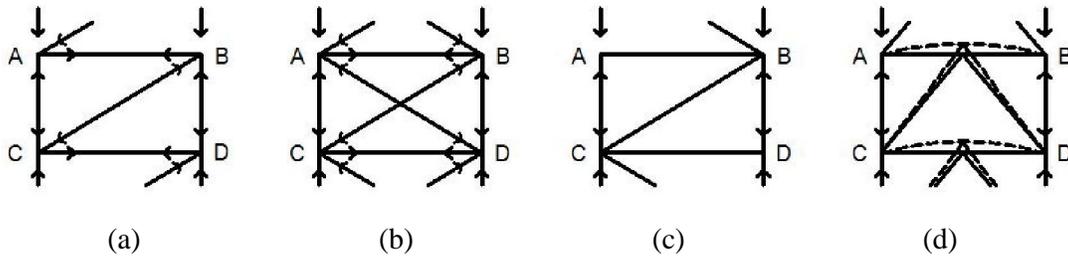


Figura 2.16 – Encaminhamento das cargas gravitacionais nos elementos dos contraventamentos

Os pilares da estrutura encurtam-se enquanto as diagonais na figura 2.16a e 2.16b estão comprimidas. Este efeito pode ser atribuído ao funcionamento das vigas com efeito de tirantes. Na figura 2.16c, a resistência à flexão do pilar não é suficientemente grande para provocar esforço significativo nas diagonais. Similarmente, na figura 2.16d, os pontos das vigas onde as diagonais se encontram não apresentam rigidez a flexão. Somente nos casos das figuras 2.16c e 2.16d, as diagonais não atraem o carregamento gravitacional.

### 3 - MODELO NUMÉRICO

#### 3.1 - DESCRIÇÃO DOS MODELOS

No presente estudo, foram analisadas duas estruturas com as mesmas características arquitetônicas e funcionais, sendo uma com trinta pavimentos (modelo 1) e a outra com cinquenta pavimentos (modelo 2), ambas com pé-direito de 2,85 metros, pré-dimensionadas de acordo com a NBR 8800.

Sobre uma planta de dezesseis por quarenta metros, foram distribuídos em dois vãos na direção Y e outros quatro na direção X com oito e dez metros respectivamente, pilares espaçados regularmente unidos com vigas, formando um pórtico tridimensional. Estes vãos foram escolhidos com base em SALES (1995), que aponta os vãos econômicos para as vigas metálicas entre nove e doze metros para as vigas principais e entre seis e doze metros para as secundárias. Sendo assim, as vigas principais estão ligando os pilares enquanto as secundárias estão na direção X com os extremos engastados no meio das vigas principais conforme planta apresentada na figura 3.1.

Estas estruturas foram pré-dimensionadas para servirem de modelo acadêmico tentando simular um projeto real com a especificação de uso da edificação e das cargas atuantes.

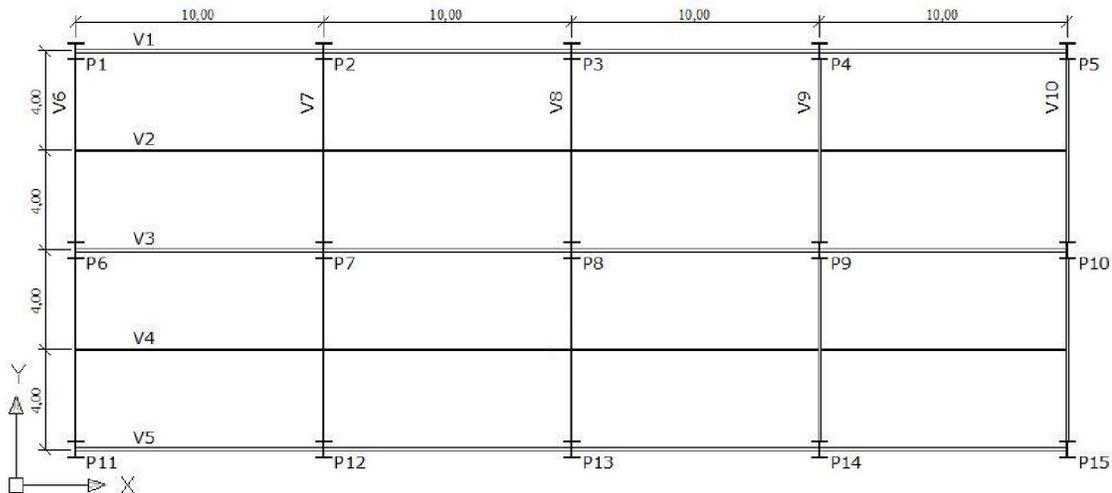


Figura 3.1 – Planta baixa

No pré-dimensionamento dos pilares foi realizada uma redução gradual na seção de modo a diminuir a massa de estrutura e conseqüentemente os esforços nos seus

elementos. As seções utilizadas são iguais em todos os pilares do mesmo pavimento, porém variam de acordo com o pavimento como mostrado na tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Relação das seções dos pilares do modelo 1 de (30 pavimentos)

<b>PAVIMENTOS</b>	<b>SEÇÃO DO PILAR</b>
1 – 10	CS 750 x 687
11 – 20	CS 600 x 402
21 – 30	CS 450 x 291

Tabela 3.2 – Relação das seções dos pilares do modelo 2 de (50 pavimentos)

<b>PAVIMENTOS</b>	<b>SEÇÃO DO PILAR</b>
1 – 20	CS 750 x 687 (tf = 70 mm)*
21 – 30	CS 700 x 640
31 – 40	CS 550 x 368
41 – 51	CS 450 x 209

\*Adição de chapa de aço de 25 mm.

As seções das vigas adotadas são iguais nos dois modelos, sendo relacionadas na tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Relação das vigas utilizadas nos modelos

<b>ELEMENTO</b>	<b>SEÇÃO</b>
V1 e V5	VS 750 x 170
V2 à V4 e V6 à V10	VS 500 x 73

Este modelo estrutural foi desenvolvido com base no estudo de FRANCA (2003) e no projeto do Edifício Parque Fairmont, dotado de estrutura metálica de trinta pavimentos, obtido por meio do livro de DIAS (1999), criando um novo modelo estrutural para fins acadêmicos sem considerações como: caixa de elevadores; escadas; reservatório de água superior; e sistemas prediais elétrico, hidro-sanitário, incêndio, ar-condicionado entre outros, assim não representando um projeto real.

### 3.1.1 - Contraventamentos Analisados

Foram analisados 4 tipos de contraventamentos: pórtico rígido, contraventamentos em forma de “X”, “V” e “V invertido” (figura 3.2). A escolha destes tipos de contraventamento foi baseada nos modelos utilizados por FRANCA (2003) e relatados na publicação de DIAS (1999) como sendo os mais utilizados.

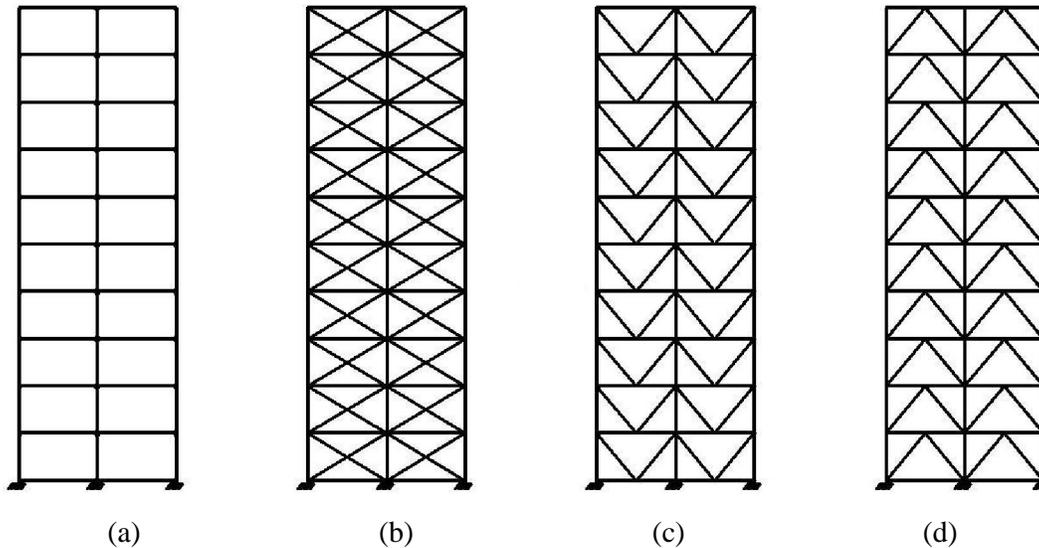


Figura 3.2 – Contraventamentos analisados

A figura 3.2a mostra o contraventamento de pórtico rígido onde as forças horizontais são resistidas pela rigidez das conexões e na figura 3.2b, o contraventamento em forma de “X” sendo o responsável pela maior utilização de material. Os contraventamentos em forma de “V” e “V invertido”, ilustrados nas figuras 3.2c e 3.2d respectivamente, contribuem para o alívio de carga reduzindo a deformação no meio da viga.

### 3.2 - AÇÕES CONSIDERADAS

As ações normalmente consideradas em estruturas de edifícios de andares múltiplos são basicamente: permanentes, variáveis, vento, sismo, temperatura e cargas de montagem.

As ações permanentes são relativamente fáceis de avaliar, porém as demais são muito variadas. O comportamento da estrutura submetida a variações na temperatura ou

incêndios ainda é motivo de muito estudo. O vento e o sismo, por se tratar de fenômenos da natureza, são complicados para avaliar a intensidade. Por estes motivos as normas técnicas de diferentes países adotam diferentes coeficientes de majoração para as cargas variáveis e até mesmo para permanentes (FRANCA, 2003).

Neste trabalho, para efeito de simplificação, consideramos somente as cargas permanentes, e as de vento e de sismo.

### 3.2.1 - Ações permanentes

Estas ações são considerados como o peso próprio dos elementos (vigas, pilares, contraventamentos) e também pisos, paredes e sistemas de instalações prediais (hidro-sanitário, elétrico, incêndio, ar-condicionado).

O projeto estrutural é um processo de tentativas onde o peso próprio dos elementos é alterado no decorrer das tentativas com a mudança das seções que compõem esses elementos. Tratando-se de aproximação, o peso da estrutura de aço pode ser estimado de acordo com a figura 3.3. Considerando que a carga permanente é uma solicitação para toda vida útil da estrutura, esta deve ser calculada cuidadosamente.

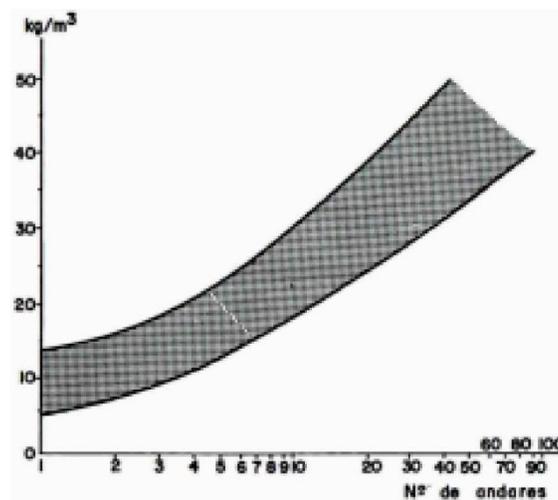


Figura 3.3 – O consumo de aço por número de andares (COBRAPI, 1987)

Em relação as cargas permanentes, neste trabalho foram consideradas os pesos próprios apresentados na tabela 3.4:

Tabela 3.4 – Peso próprio dos elementos utilizados

<b>ELEMENTO</b>	<b>PESO PRÓPRIO</b>
Pilares, vigas e diagonais	77,00 kN/m <sup>3</sup>
Lajes*	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (NBR-6120)	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Paredes (NBR-6120)	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	1,00 kN/m <sup>2</sup>

\*Laje Steel Deck MF-75 (Espessura de forma de 1,25 mm e altura total de 150 mm)

Uma boa solução para o tipo de laje utilizada em estruturas de aço são as lajes do tipo *Steel Deck*, mostrada na figura 3.4. Este tipo de laje se adapta às vigas de aço formando um sistema misto. Necessita de menor uso ou dispensa de escoramento, pois é dotada de uma forma de aço que suporta as cargas de construção e de peso próprio. Aliado a estrutura de aço, possibilita maior rapidez na execução, facilidade de instalação reduzindo mão de obra, desperdício de material e segurança, além disso, a facilidade na passagem de dutos e fixação de forros.

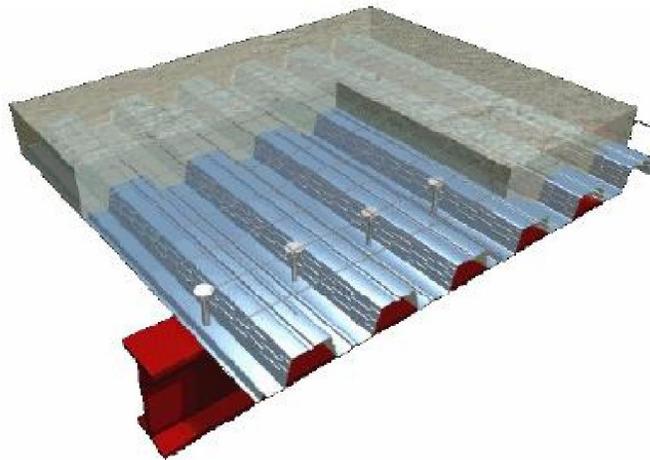


Figura 3.4 – Vista geral do *Steel Deck*MF-75

### **3.2.2 - Ações do sismo**

A excitação sísmica pode ser gerada por diversos fenômenos que podem ser os movimentos das placas tectônicas, atividades vulcânicas, ações humanas como explosões (mineração, testes nucleares), e indução por reservatório (SIR).

O sismo mais comum é o tectônico. Acontece devido a movimentos da crosta terrestre, gerando grandes tensões nas zonas de contato de placas tectônicas e liberando muita energia que se espalha na forma de ondas, ilustradas na figura 3.5.

As ondas de propagação do terremoto podem ser identificadas como sendo ondas “P” (primárias) e ondas “S” (secundárias). As ondas “P”, cujas partículas se movem na direção de propagação induzem uma alternância entre deformação de tensão e de compressão. Já nas ondas “S”, as partículas se movem na direção perpendicular ao caminho da propagação, induzindo deformações por cisalhamento.

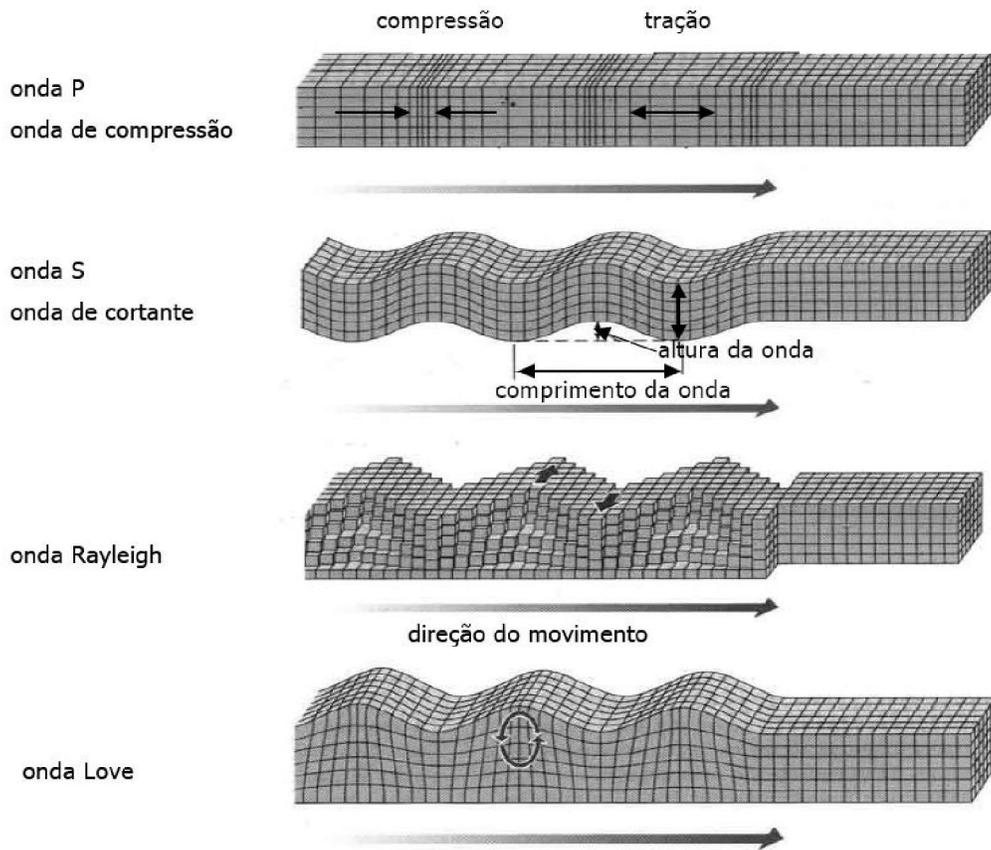


Figura 3.5 – Ondas geradas pela ação sísmica (CLOUGH; PENZIEN, 1993)

Quando a energia de vibração da onda se propaga perto da superfície do solo, ocorre a formação de duas outras ondas: as ondas de Rayleigh e as de Love. As ondas de Rayleigh são ondas de tração e compressão, similares às ondas primárias P, e as ondas de Love são ondas cisalhantes. São mais lentas que as ondas primárias e secundárias e amortecem rapidamente (CLOUGH; PENZIEN, 1993).

O movimento sísmico do solo é descrito por três componentes, sendo duas horizontais (NS: norte-sul e LO: leste-oeste) e uma vertical. Os sismos são registrados por um instrumento básico chamando sismógrafo. O sismógrafo registra a aceleração do solo; ele deve ser preciso o suficiente para que seja capturada toda a aceleração em cada intervalo de tempo. Tipicamente, o intervalo de tempo situa-se entre um e dois centésimos de segundo, requerendo de mil e quinhentos a três mil ordenadas para descrever o movimento do solo como na figura 3.6.

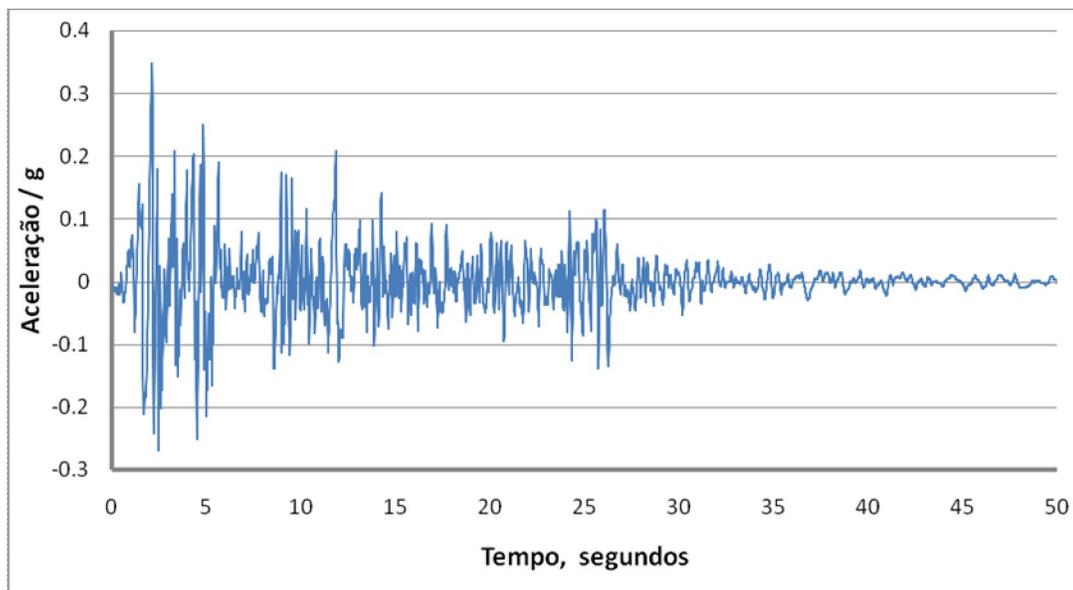


Figura 3.6 – Acelerograma do terremoto de El Centro (Componente NS)

Neste trabalho foi utilizado o registro do sismo ocorrido na cidade de El Centro (componente NS) localizada no extremo sul da Califórnia (Estados Unidos da América), em 1940. Este registro contém uma gama de frequências comuns a outros sismos sendo muito empregado em análises dinâmicas nas fases preliminares de projeto e em estudos e pesquisas acadêmicas. Para este sismo, a faixa de frequências dominante está entre 1,0 e 2,5 Hz (BLANDÓN, 2003), com mostrado na figura 3.7.

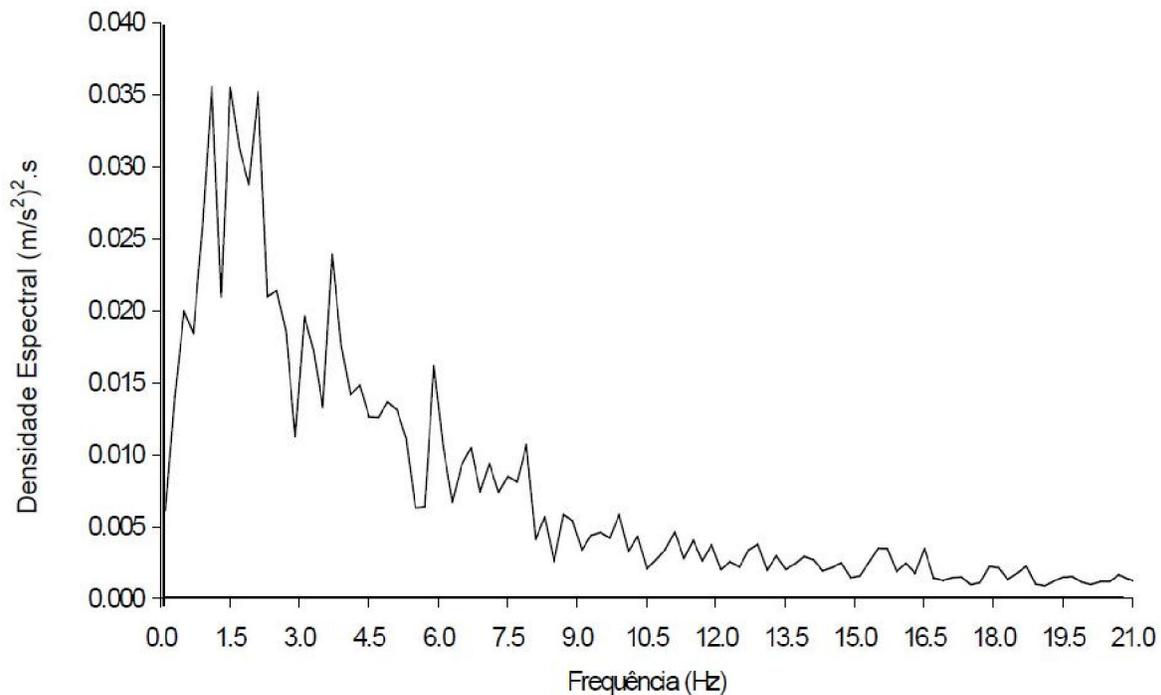


Figura 3.7 – Densidade espectral de potência da componente NS de aceleração do sismo El Centro, (BLANDÓN, 2003)

O terremoto de El Centro atingiu magnitude de 7,1 na escala Richter, causando uma falha superficial de aproximadamente 65 quilômetros; provocou a morte de nove pessoas e prejuízos de US\$ 6 milhões (<http://peer.berkeley.edu>).

### 3.2.3 - Ações do vento

A ação do vento é a mais importante a ser determinada em prédios de altura elevada. A NBR6123 aponta diretrizes para o cálculo da força do vento levando em consideração o local onde será construída a edificação para obter a velocidade básica do vento, considera as variações do relevo e a rugosidade do terreno, tipo de uso da estrutura, grau de segurança e, ao final, as dimensões da estrutura.

### 3.2.3.1 - Ação do vento na estrutura segundo a NBR6123

A força de arrasto do vento na estrutura (força aerodinâmica) é contemplada pela equação:

$$F_a = C_a q A \quad (3.1)$$

A equação acima é composta de um parâmetro aerodinâmico  $C_a$  (Coeficiente de Arrasto), um parâmetro meteorológico  $q$  e um parâmetro geométrico  $A$ .

Para a obtenção desses parâmetros é necessária a classificação das características do local, tipo de estruturas, finalidade e geometria da edificação.

O parâmetro meteorológico  $q$  depende da velocidade básica do vento  $V_0$  e dos coeficientes  $\mathcal{S}_1$ ,  $\mathcal{S}_2$  e  $\mathcal{S}_3$ , topográfico, rugosidade do terreno e fator estatístico respectivamente:

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

onde

$$V_k = V_0 \mathcal{S}_1 \mathcal{S}_2 \mathcal{S}_3 \quad (3.3)$$

O parâmetro meteorológico ( $q$ ) representa a variação da pressão dinâmica devida ao vento com a altura em relação ao terreno; então, pode se dizer que  $q = q(z)$ .

O fator topográfico  $\mathcal{S}_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno; já o fator de rugosidade do terreno,  $\mathcal{S}_2$ , considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, variação de velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da estrutura, e o fator estatístico,  $\mathcal{S}_3$ , é um fator baseado em efeitos probabilísticos, determinado conforme a probabilidade de ruína da edificação. Todos estes parâmetros são obtidos a partir de tabelas encontradas na referida norma.

A velocidade básica do vento ( $V_0$ ), velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m do solo em campo aberto e plano. É obtida do gráfico de isopletras ( figura 3.8) da velocidade básica, variando no Brasil entre 30,0 e 50,0 m/s.

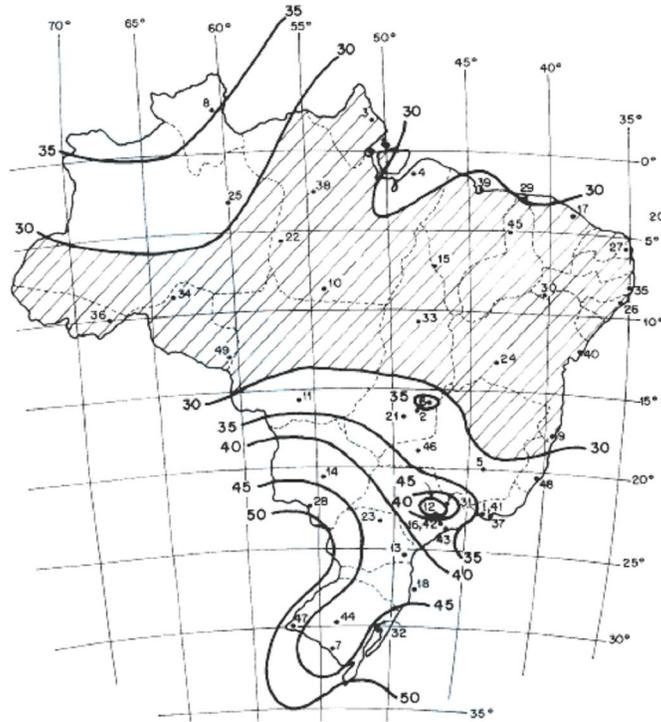


Figura 3.8 – Isopletas de velocidade básica  $V_0$  em metros por segundo (NBR6123)

O parâmetro  $S_2$  pode ser considerado como uma velocidade adimensional, normalizada em  $V_0$ . Esse fator pode ser calculado levando em consideração o perfil de velocidades do vento na atmosfera, rugosidade do terreno e altura da edificação:

$$S_2 = bF_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (3.4)$$

onde  $z$  é a altura em relação ao solo.

Os valores das variáveis da equação (3.4) são fornecidos pela NBR6123, conforme transcrito na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Parâmetros meteorológicos e de classe de edificações (NBR6123)

<b>CATEGORIA</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
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

<b>CATEGORIA</b>	<b>Z<sub>g</sub></b>	<b>Parâmetros</b>	<b>Classe</b>		
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
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

<b>CLASSE</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
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

Assim pode-se definir:

$$K_1 = 0,613 (V_0 S_1 S_3)^2 \quad (3.5)$$

Da equação (3.1), tem-se:

$$q(z) = K_1 S_2^2 \quad (3.6)$$

Considerando a equação (3.4), resulta:

$$q(z) = K_1 \left( \frac{b F_r}{10^p} \right)^2 z^p \quad (3.7)$$

Fazendo:

$$K_2 = K_1 \left( \frac{bF_r}{10^p} \right)^2 \quad (3.8)$$

Tem-se:

$$q(z) = K_2 z^p \quad (3.9)$$

Assim, a equação 3.9 mostra que a força de arrasto varia com a altura em relação ao solo.

Para obtenção do parâmetro aerodinâmico,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas, deve ser considerada a figura 3.9.

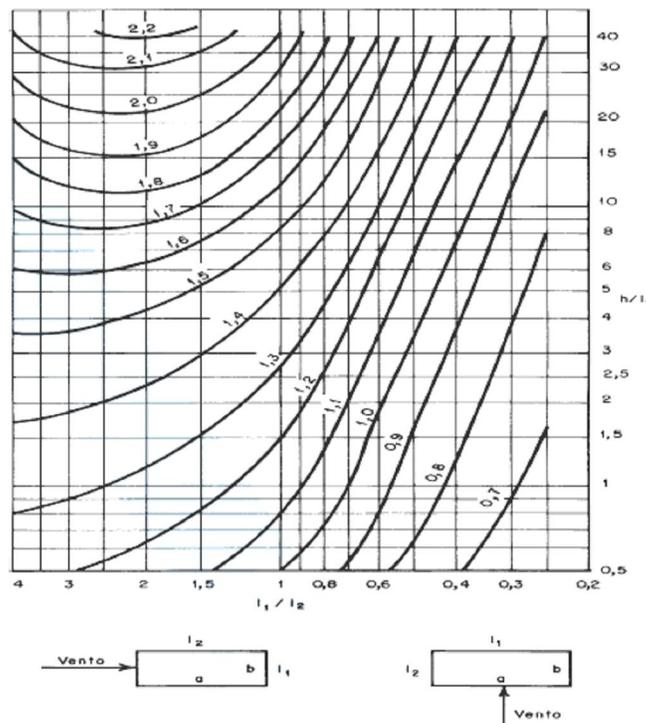


Figura 3.9 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) para edificações paralelepípedicas (NBR6123)

O parâmetro geométrico  $A$ , da equação 3.1, é a área da edificação perpendicular ao vento que incide sobre ela.

Para o modelo proposto neste estudo, o coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) foi definido de acordo com o gráfico da figura 3.9, considerando apenas o vento incidindo sobre a fachada de maior dimensão horizontal, usando as características geométricas da tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Características geométricas

	<b>50 pavimentos</b>	<b>30 pavimentos</b>
<b>LARGURA (Y)</b>	16,00 m	16,00 m
<b>COMPRIMENTO (X)</b>	40,00 m	40,00 m
<b>ALTURA (Z)</b>	142,50 m	85,5 m

Sendo assim, os coeficientes de arrasto, segundo a NBR6123, são 1,41 e 1,48 para o modelo de trinta e cinquenta pavimentos, respectivamente.

### 3.2.3.2 - Ação dinâmica do vento pelo método de Monte Carlo

No método de Monte Carlo (FRANCO, 1993), o carregamento do vento na direção do fluxo é dividido em uma parcela flutuante (rajadas) e uma parcela média. A parcela média é admitida como constante e aplicada estaticamente à estrutura, sendo a velocidade média determinada para intervalos de tempo de 10 minutos, conforme NBR 6123. A parcela flutuante é decomposta em  $n$  funções harmônicas, sendo uma delas centrada na frequência do primeiro modo natural da estrutura (ressonante). A amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida a partir do espectro de potência do vento.

O espectro de potência do vento utilizado neste trabalho é o de Davenport ligeiramente modificado, proposto pelo *National Building Code of Canada* (1985) e adotado por Franco (1993), conforme a expressão seguinte.

$$\frac{n S(n)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} ; \quad x = \frac{1220 n}{U_0} \quad (3.10)$$

onde  $U_0 = 0,69 V_0$  representa a velocidade média sobre 10 minutos a 10 metros acima do terreno de categoria II,  $u_*$  é a velocidade de fricção e  $n$  a frequência em Hz.

A hipótese usual, também adotada por Davenport (1963) e Simiu (1974), válida para baixa intensidade de turbulência, admite que o espectro de pressões flutuantes  $S_p(z, n)$  pode ser escrito em função do espectro de velocidades.

$$S_p(z, n) = (r c_{ar} U_z)^2 S(z, n) \quad (3.11)$$

Onde  $\rho$  é a massa específica do ar,  $c_{ar}$  o coeficiente aerodinâmico no ponto considerado e  $U_z$  a velocidade média na altura  $z$

Assim, pode-se assumir com suficiente precisão que:

$$S_p(z, n) = P[S(z, n)] \quad ; \quad P = (rcU_z)^2 \quad (3.12)$$

significando que em todos os pontos da estrutura, o espectro de pressões flutuantes  $S_p(z, n)$  pode ser considerado proporcional ao espectro de velocidades  $S(z, n)$ .

A pressão flutuante  $p'(t)$  em todos os pontos da estrutura corresponde a 52% da pressão total, constituindo um processo aleatório, estacionário, ergódico e gaussiano com média zero, podendo ser representada através de uma integral de Fourier:

$$p'(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} C(n) \cos[2\pi n t - \varphi(n)] dn \quad (3.13)$$

onde:

$$C(n) = \sqrt{A^2(n) + B^2(n)} \quad (3.14)$$

$$\varphi(n) = \tan^{-1} \frac{B(n)}{A(n)} \quad (3.15)$$

$$A(n) = \int_{-\infty}^{+\infty} p'(t) \cos(2\pi n t) dt \quad (3.16)$$

$$B(n) = \int_{-\infty}^{+\infty} p'(t) \sin(2\pi n t) dt \quad (3.17)$$

Admitindo-se que o processo aleatório seja ergódico, pode-se definir, entre outros, os seguintes parâmetros estatísticos:

Valor Médio da Pressão Flutuante:

$$\bar{p}'(t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T p'(t) dt \quad (3.18)$$

Valor Quadrado Médio da Pressão Flutuante:

$$\bar{p}^2(t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [p'(t)]^2 dt \quad (3.19)$$

Variância da Pressão Flutuante:

$$s^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [p'(t) - \bar{p}'(t)]^2 dt \quad (3.20)$$

Como o processo tem média  $\bar{p}'(t) = 0$ , conseqüentemente a variância  $s^2$  será igual ao valor quadrado médio  $\bar{p}^2(t)$ :

$$s^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [p'(t)]^2 dt = \bar{p}^2(t) \quad (3.21)$$

Ao invés de utilizar um número infinito de funções harmônicas para representar  $p'(t)$ , uma simplificação adequada é a aproximação por um número finito de  $m$  funções harmônicas. As funções devem ser convenientemente escolhidas de modo que o intervalo de freqüências adotado contenha o intervalo de interesse que vai de aproximadamente 600s a 0,5s ou menos, de modo a abranger pelos menos o período fundamental da estrutura.

Franco (1993) propôs o uso de no mínimo 11 funções harmônicas ( $m = 11$ ), de modo que o período  $T_r$  de uma delas coincida com o período fundamental da estrutura. Os períodos das outras funções harmônicas são obtidos como múltiplos ou submúltiplos do período fundamental. Em escala logarítmica, isso resulta em espaçamentos iguais entre as componentes, conforme pode ser visto na Figura 3.10.

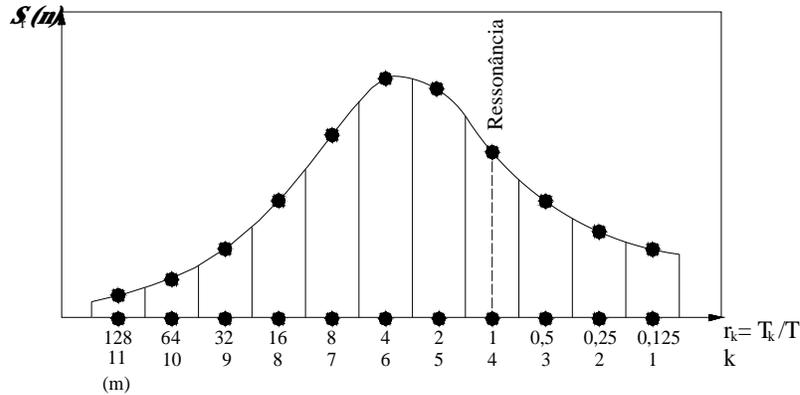


Figura 3.10 – Decomposição espectral da pressão flutuante (FRANCO, 1993)  
Portanto, a equação (3.20) pode ser representada de forma adequada por:

$$p'(t) \approx \sum_{k=1}^m C_k \cos\left(\frac{2\pi}{T_k r_k} t - \theta_k\right) \quad (3.22)$$

onde os coeficientes  $C_k$  e  $r_k$  são dados por:

$$C_k = \sqrt{2 \frac{\int_{(n_k+n_{k+1})/2}^{(n_{k+1}+n_k)/2} S(n) dn}{\int_{(n_k+n_{k+1})/2}^{(n_{k+1}+n_k)/2} S(n) dn}} \quad \text{e} \quad r_k = 2^{k-r} \quad (3.23)$$

Os valores de  $C_k$  são calculados por integração da função de densidade espectral de potência sobre os  $m$  intervalos de frequência escolhidos. Os coeficientes de amplitudes relativas ( $c_k$ ) das  $m$  funções harmônicas de  $p'(t)$  podem ser expressas pela relação entre as áreas de cada uma das faixas de frequência ( $C_k$ ) e a área total do espectro por:

$$p'_k = \frac{C_k}{\sum_{k=1}^m C_k} p' = c_k p' \quad (3.24)$$

onde  $p'$  representa a componente flutuante do vento.

Os ângulos de fase são indeterminados e as  $m$  funções harmônicas serão superpostas de acordo com combinações aleatórias destes ângulos.

Para a obtenção da correlação espacial entre velocidades e pressões flutuantes, foi utilizado o conceito de dimensão de rajada, que significa uma dimensão de uma

rajada perfeitamente correlacionada que induz o mesmo efeito sobre a estrutura. Essa equivalência é obtida com boa aproximação equacionando as resultantes das pressões  $p'$ , cujo coeficiente de correlação é:

$$\text{Cor}(p')(Dz, n_k) = \frac{\int_0^z \exp\left[-\frac{7Dz}{U_0} \frac{n_k \ddot{u}}{n_k} dz\right] dz}{\int_0^z \exp\left[-\frac{14Dz}{U_0} \frac{n_k \ddot{u}}{n_k} dz\right] dz} = \exp\left[-\frac{14Dz}{U_0} \frac{n_k \ddot{u}}{n_k}\right] \quad (3.25)$$

Portanto, a altura da rajada equivalente ( $z_{ok}$ ) é determinada pela seguinte expressão:

$$Dz_{0,k} = 2 \int_0^{z_{ok}} \exp\left[-\frac{14Dz}{U_0} \frac{n_k \ddot{u}}{n_k}\right] dz = \frac{U_0}{7 n_k} \quad (3.26)$$

As considerações anteriores mostram que a rajada de frequência  $n_k$  cujo coeficiente de correlação é representado pela dupla curva exponencial, como mostra a Figura 3.11, pode ser aproximado pela rajada equivalente de altura  $z_{ok} = U_0/7n_k$ . Porém, neste trabalho, o coeficiente de correlação é aproximado pela rajada definida por dois triângulos. Desta maneira, o coeficiente assume uma correlação linear decrescente de 1 a 0 em uma zona de comprimento total de  $2 z_{ok} = 2U_0/7n_k$  de modo que, quanto menor for a frequência da componente de pressão flutuante, maior será a altura da sua zona. Neste trabalho, adotou-se o centro de rajadas inicialmente a 85% da altura do modelo conforme RIBEIRO (2007)

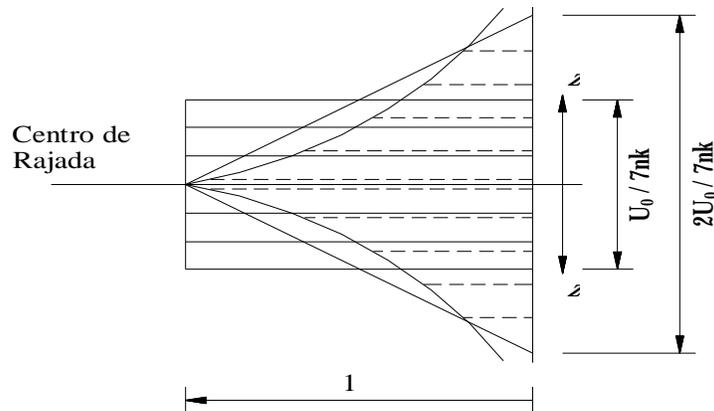


Figura 3.11 – Correlação espacial de velocidades (FRANCO, 1993)

As pressões flutuantes obtidas conforme a Figura 3.10 devem ser multiplicadas pelo coeficiente de decaimento linear da rajada, conforme Figura 3.12, cujo valor varia de 1 a 0.

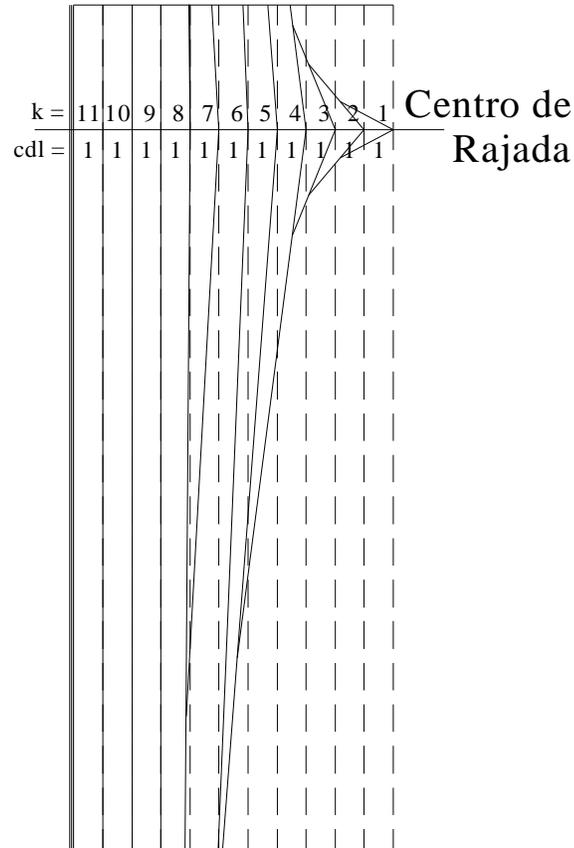


Figura 3.12 – Coeficiente de decaimento linear da pressão flutuante (*cdl*)  
(FRANCO, 1993)

Um número de registros em função do tempo é gerado por variação aleatória dos ângulos de fase ( $0 \leq \theta_k \leq 2\pi$ ) das  $m$  funções harmônicas.

Como se trata de um fenômeno aleatório, é necessário a utilização de uma série de carregamentos. Após a obtenção das respostas de cada série de carregamento, é aplicada a análise estatística de Gumbel de modo a se obter a resposta característica, correspondente a uma probabilidade de 95% de ocorrência limitando em apenas 5% a probabilidade deste valor ser superado, associada a uma coordenada relevante adotada para este trabalho o deslocamento do topo.

### 3.2.3.2.1 - Análise estatística

Baseado no trabalho de RIBEIRO (2007), para a análise estatística adotou-se a distribuição de extremos de Fisher-Tisher tipo I, a mais comum e também conhecida como distribuição de Gumbel, e admitindo-se uma curva exponencial dupla ( $w$ ) para a distribuição de probabilidades:

$$w = -\ln[-\ln(p)] \quad (3.27)$$

Esta distribuição é caracterizada pela medida de dispersão  $\sigma$  e pela moda  $\bar{X}$ , sendo  $\mu$  e  $\gamma$  a constante de Euler, a média e o desvio padrão, respectivamente.

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}} \quad (3.28)$$

$$\bar{X} = \mu - \frac{\gamma}{\alpha}; \quad \gamma = 0,5772157 \quad (3.29)$$

O valor característico pode então ser encontrado após definida uma probabilidade  $p$  de ocorrência (igual a 0,95 neste trabalho) pela seguinte expressão:

$$x_c = \bar{X} + \frac{w}{\alpha} \quad (3.32)$$

## 4 - ANÁLISE NUMÉRICA

Para a análise numérica foi utilizado o programa comercial *SAP2000*. O programa apresenta grande versatilidade de operação e coleta de resultados. Com grande facilidade e interatividade no posicionamento dos elementos de barras, cabos e tirantes, na escolha de áreas, restrições de deslocamento, aplicação de cargas, deslocamentos, rotações e momentos.

Em princípio, o pré-dimensionamento foi realizado com a estruturas em três dimensões com os carregamentos de vento estático (NBR6123) somente em uma direção (Y), carregamento permanente de peso próprio de vigas, pilares e lajes, revestimentos, paredes e sobre-carga com disposição e discriminação dos elementos utilizados de acordo com o descrito no capítulo 3, porém os modelos analisados contaram apenas com um pórtico, o central, correspondendo ao pórtico com os pilares P3, P8 E P13 ligados à viga V8, como mostrado na figura 4.1:

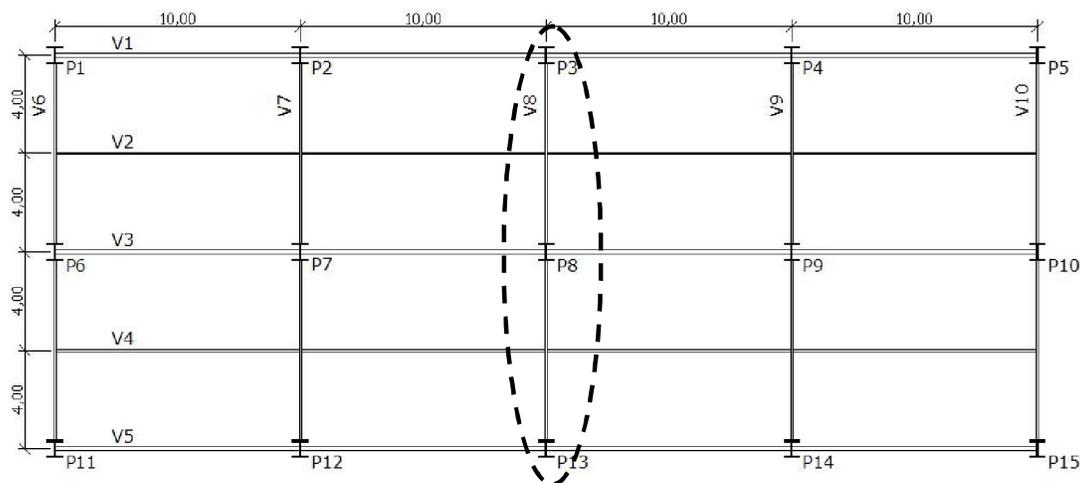


Figura 4.1 - Indicação em planta do pórtico utilizado

A simplificação na análise para somente um pórtico plano se deve aos seguintes fatos:

- Consideração somente de ações dos sismos e do vento, estático e dinâmico, somente na direção do eixo Y;
- Resíduos nas matrizes de massa, rigidez e amortecimento resultando em deslocamentos no eixo X;

- Redução no tempo de processamento, reduzindo a quantidade de nós e elementos, diminuindo consideravelmente o número de graus de liberdade e, conseqüentemente, o tamanho das matrizes;
- Maior redução no tempo de processamento levando-se em conta as vinte combinações do carregamento dinâmico do vento, necessários para definir estatisticamente a combinação característica (Método de Monte Carlo) nos dois modelos com quatro tipos diferentes de contraventamento.

#### 4.1 - DISCRETIZAÇÃO DOS MODELOS DE PÓRTICO PLANO

Na discretização da estrutura são empregados elementos finitos de dois nós (elementos de pórtico ou treliças) que permitem deslocamentos e deformações finitas, considerando-se apenas rigidez axial. Os elementos são considerados retos entre coordenadas nodais e as forças externas atuam somente nos nós da estrutura.

As cargas de peso próprio dos elementos de barra são calculadas pelo SAP2000 de acordo com as propriedades de cada perfil de aço utilizado. O peso próprio das lajes, paredes, revestimento e sobrecarga são aplicados diretamente em elementos de área simulando as lajes, mostradas na figura 4.2, no modelo em três dimensões. Logo após, é aplicado ao modelo simplificado de pórtico plano o carregamento das lajes distribuídos em cada viga.

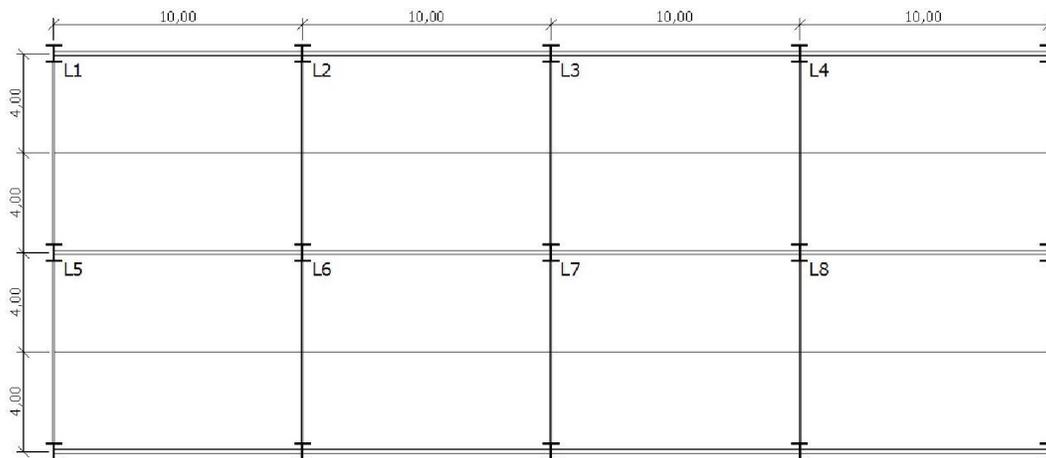


Figura 4.2 – Planta distribuição das lajes

Tomando como exemplo a laje L1, o engaste ocorre nos extremos, ou seja, viga V1 e viga V3, ficando a viga V2 somente como apoio. A viga V1 descarrega nos pilares P1 e P2, assim como a V3 nos pilares P6 e P7. Já a viga V2 descarrega nas vigas V6 e V7. Todas essas cargas são consideradas na discretização de pórtico plano como cargas pontuais.

## 4.2 - ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática deste modelo considerou somente o vento estático (NBR6123) e as cargas permanentes, discretizadas conforme item 3.2.

O carregamento estático do vento foi calculado de acordo com a NBR6123 adotando a velocidade básica do vento ( $V_0$ ), o fator topográfico, de rugosidade do terreno e o estatístico,  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  respectivamente, e as características geométricas da estrutura em três dimensões.

Caracterizando a estrutura como prédio comercial, localizado no litoral de João Pessoa – PB e de acordo com a NBR6123, a edificação tem as seguintes características:

- Velocidade básica do vento ( $V_0$ ): 30 m/s;
- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1$ ;
- Edificação para comércio:  $S_3 = 1$ ;
- Zona costeira plana: Categoria II;
- Maior superfície frontal: 50 metros; Classe C;
- Parâmetros meteorológicos  $b=1$ ,  $p=0,1$  e  $F_r=0,95$ ;
- O fator  $S_2$  é calculado de acordo com a equação  $S_2 = bF_r \left( \frac{z}{10} \right)^p$ , onde z é a altura em relação ao solo.

O fator  $S_2$  para a edificação de trinta pavimentos é apresentado na tabela 4.1 e da edificação de cinquenta pavimentos na tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Fator  $\mathcal{S}_2$  para edificação de 30 pavimentos

<b>SEÇÃO</b>	<b>ALTURA (m)</b>	<b>FATOR <math>\mathcal{S}_2</math></b>
1	14,25	0,98
2	28,50	1,05
3	42,75	1,10
4	57,00	1,13
5	71,25	1,15
6	85,50	1,18

Tabela 4.2 – Fator  $\mathcal{S}_2$  para edificação de 50 pavimentos

<b>SEÇÃO</b>	<b>ALTURA (m)</b>	<b>FATOR <math>\mathcal{S}_2</math></b>
1	14,25	0,98
2	28,50	1,05
3	42,75	1,10
4	57,00	1,13
5	71,25	1,15
6	85,50	1,18
7	99,75	1,20
8	114,00	1,21
9	128,25	1,23
10	142,50	1,24

Da equação

$$q(z) = 0,613 [V_0 \mathcal{S}_1 \mathcal{S}_2(z) \mathcal{S}_3]^2 \quad (4.1)$$

pode-se calcular a força de arrasto,

$$F_a = C_a q(z) A \quad (4.2)$$

utilizando o coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) para edificações paralelepípedas, apresentado na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Coeficiente de arrasto

<b>MODELO</b>	$(C_a)$
30 pavimentos	1,48
50 pavimentos	1,41

A força de arrasto foi calculada utilizando o perfil escalonado médio. O escalonamento levou em conta a divisão em seções com cinco pavimentos, 14,25 metros cada seção, sendo o ultimo escalonamento considerado metade da altura. Fazendo uma simplificação, a força de arrasto foi dividida igualmente entre os cinco pórticos na direção Y.

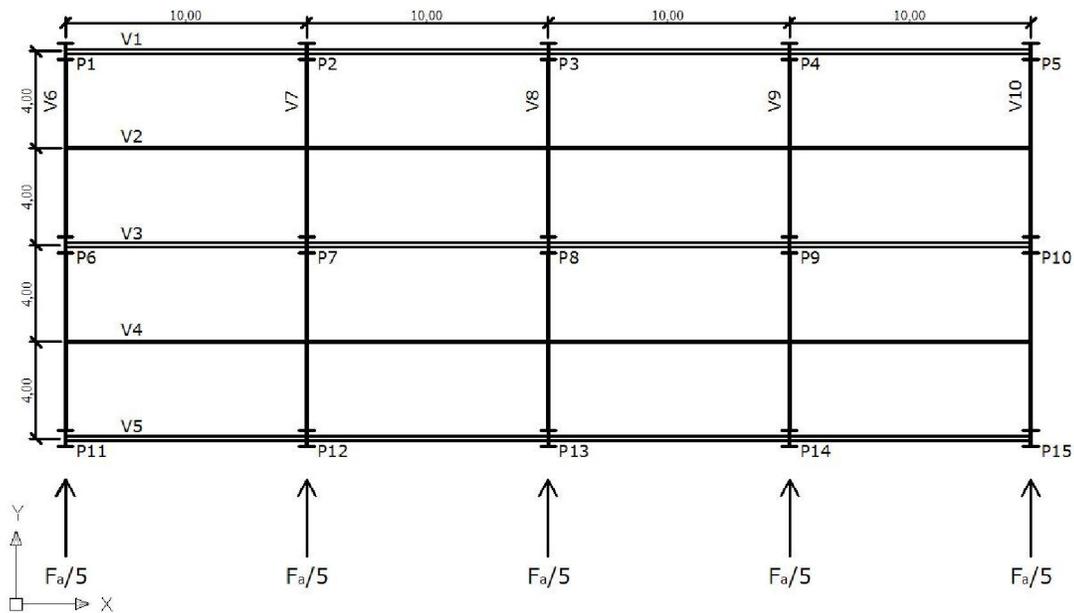


Figura 4.03 – Distribuição simplificada da força de arrasto nos pórticos

### 4.3 - ANÁLISE MODAL

As propriedades dinâmicas dos modelos planos analisados, representadas pelos modos de vibração e frequências naturais, foram determinadas utilizando a interface

gráfica *Analysis Case Data – Modal* do SAP2000, conforme figura 4.4, chamado de caso MODAL.

Pode-se optar por dois tipos de análise para o cálculo das frequências naturais e modos de vibração:

- Autovetores (*Eigen Vectors*): determina os modos de vibração e as frequências naturais através da solução de equação do equilíbrio dinâmico para um sistema de vibração livre não amortecida.
- Vetores de Ritz (*Ritz Vectors*): procura encontrar modos que são excitados por um carregamento particular. Pode fornecer melhor compreensão do comportamento da estrutura quando utilizada para espectros de resposta e ou análises ao longo do tempo.

Neste trabalho, foram obtidos dez modos de vibração, considerando estes dez primeiros modos como os mais importantes e também utilizados em trabalhos com análise dinâmica do vento, a exemplo de RIBEIRO (2007), bem como sem restrição das frequências, análise por meio de autovalores (*Eigen Vectors*) e tolerância de  $10^{-9}$ .

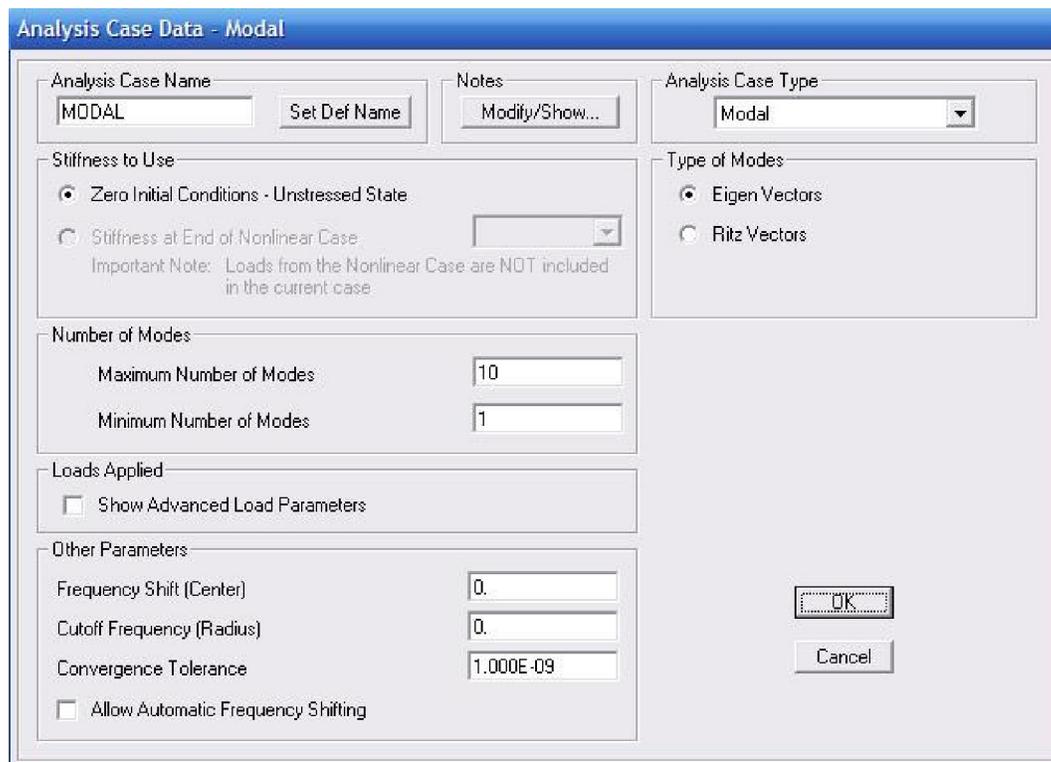


Figura 4.4 – *Analysis Case Data – Modal*

## 4.4 - ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica no domínio do tempo (*time history*) realizada foi do tipo linear e utilizando os dez modos de vibração obtidos no caso MODAL, sendo usualmente mais preciso e eficiente. Foi realizada somente a análise linear, pois se trata de um modelo acadêmico e auxílio na economia em esforço computacional. Segundo RIBEIRO (2007), o SAP2000 gera dois arquivos com tamanho de aproximadamente 2 GB cada, acarretando o travamento do sistema em uma análise similar à apresentada neste trabalho.

As estruturas foram submetidas a duas combinações de cargas: a primeira com cargas definidas como permanentes e cargas devido ao vento dinâmico, de acordo com FRANCO (1993): utilizando 52% referente a parcela do carregamento flutuante; e o segundo caso: também com cargas permanentes e do sismo de El Centro.

Todos os dados para a análise dinâmica foram inseridos através da interface gráfica *Analysis Case Data – Linear Modal History*, figura 4.5.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load	H1	FUNC1	1.
Load	H2	FUNC2	1.
Load	H3	FUNC3	1.
Load	H4	FUNC4	1.
Load	H5	FUNC5	1.
Load	H6	FUNC6	1.

Figura 4.5 – *Analysis Case Data – Linear Modal History*

O amortecimento estrutural é normalmente estimado em termos de porcentagem do amortecimento crítico, com valores obtidos de estruturas reais servindo como guias. Valores mais exatos podem ser obtidos através de formulas complexas expressando o amortecimento em termos da frequência natural e o deslocamento relativo entre pavimentos. Para este trabalho foi considerado a razão de amortecimento igual a 0,06 (SMITH; COULL, 1991), para estruturas de aço com poucas paredes internas.

As simulações em passo de tempo foram realizadas com espaço de tempo de 0,01 segundos sendo um total de 3.500 passos-tempo representando 35 segundos, para analisar a resposta ao sismo de El Centro e 60.000 passos-tempo representando 600 segundos para o vento sintético. O programa SAP2000 resolve a equação de equilíbrio dinâmico somente nos passos de tempo definidos no campo *Output Time Step Size*, figura 4.5, porém os espaços de tempo do sismo e das pressões flutuantes são diferentes da saída: 0,02 segundos, entre  $2 \times 10^{-4}$  e  $4 \times 10^{-4}$  e 0,01, respectivamente. Nestes casos em que os passos de tempo de entrada não correspondem diretamente ao de saída, o SAP2000 cria um novo passo de tempo por interpolação linear.

#### **4.4.1 - Pressões flutuantes**

Neste trabalho, para a simulação do carregamento devido ao vento, foi utilizado o método de Monte Carlo, conforme metodologia proposta por FRANCO (1993) e utilizado por GUIMARÃES (2000), MENIN (2002), MERCE (2003) e RIBEIRO (2007). O método consiste na geração de registros que podem ser vistos como amostras do processo aleatório as quais são representativas das propriedades estatísticas do vento (RIBEIRO, 2007). Para este método são utilizados vinte carregamentos compostos pela superposição de harmônicos com fases aleatoriamente escolhidas, conforme descrito no item 3.2.3.2.

As pressões flutuantes são obtidas com o auxílio do programa RAJADA.FOR elaborado por GUIMARÃES (2000). Para obter tais pressões são necessários alguns dados de entradas no RAJADA.DAT como:

- Velocidade básica do vento: 30 m/s;
- Porcentagem da pressão flutuante: 52%;
- Número de seções: 6 e 10, modelos de 30 e 50 pavimentos, respectivamente, com 5 andares em cada seção;

- Carga do vento estático e cota;
- Tempo de início e final da análise;
- Período fundamental da estrutura;
- Parâmetros para o espectro de Davenport Modificado: mostrado no item 3.2.3.2;
- Número de Simpson com a quantidade de blocos aleatórios: 32 e 20, respectivamente;
- Altura do centro de rajada: aproximadamente 85% da altura total;
- Número do bloco de números aleatórios a serem analisados.

A saída do programa, RAJADA.OUT, contém, entre outros, os seguintes dados utilizados nas análises:

- Número de harmônicos;
- Frequência angular;
- Ângulo de fase aleatório;
- Amplitude de cargas harmônicas com nó e harmônico correspondente.

A variação do carregamento flutuante do vento é obtida a partir de pares ordenados tempo ( $t$ ) e valor do carregamento  $f(t)$ . A função  $f(t)$  é dada pela equação:

$$f(t) = \sum_{k=1}^m [\cos(w_k t + \theta_k)] \quad (4.3)$$

Para gerar os arquivos de funções flutuantes com o conjunto de pares ordenados  $[t, f(t)]$ , utilizou-se o passo de tempo ( $\Delta t$ ), definido de acordo com o valor da maior frequência circular, correspondente a primeira componente ( $k=1$ ) da função harmônica obtida a partir da decomposição do espectro adotado.

$$\Delta t = \left( \frac{2\pi}{\omega_1} \right) / 36 \quad (4.4)$$

A constante 36, na equação 4.04, foi determinada por GUIMARÃES (2000) através do refinamento de respostas quanto a variação do passo de tempo. Para este trabalho ser realizado, o passo de tempo ( $\Delta t$ ) foi multiplicado por  $10^3$ , pois os arquivos

das funções harmônicas adquiriram tamanhos que variavam de 450 MB até 650 MB, tornando assim impossível realizar tal análise ocorrendo o travamento total do sistema operacional. Com a multiplicação do valor do passo de tempo por  $10^3$ , os arquivos ficaram limitados a 6,5 MB.

#### 4.4.2 - Carregamento dinâmico

Para simular o carregamento dinâmico das pressões flutuantes no SAP2000 é necessária a inclusão de blocos de carregamento ao longo do tempo através da interface *Time History Function Definition*, apresentada na figura 4.6, sendo gerada uma função para cada harmônico de cada bloco. Para a leitura no arquivo de entrada é assinalado em cada bloco o *Time and functions values*, assim o SAP2000 faz a leitura dos pares ordenados  $[t, f(t)]$ .

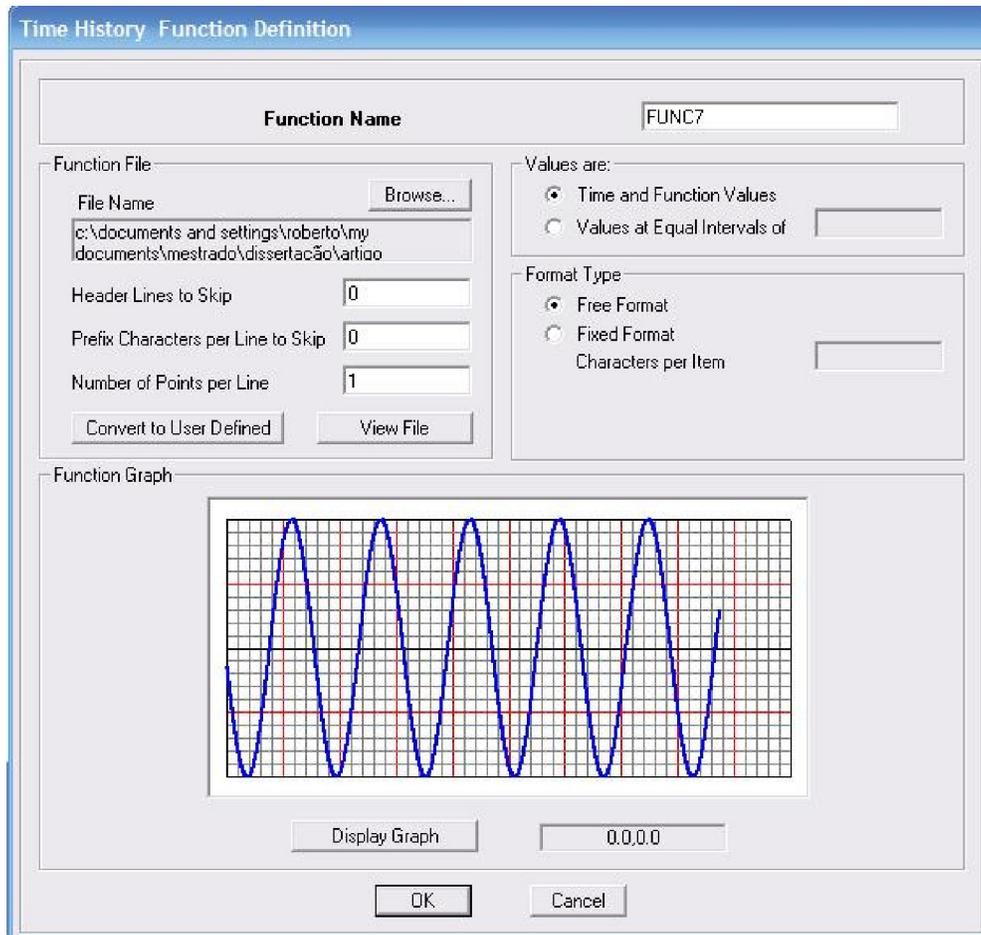


Figura 4.06 – *Time History Function Definition*

Cada função harmônica gerada é associada às suas respectivas amplitudes de carga harmônicas. As amplitudes de carga harmônicas são aplicadas no modelo através de cargas pontuais nos nós de cada seção com valores gerados pelo programa RAJADA.FOR. O conjunto de amplitudes de carga referente a cada harmônico é definido como um só carregamento através da interface gráfica apresentada na figura 4.7.

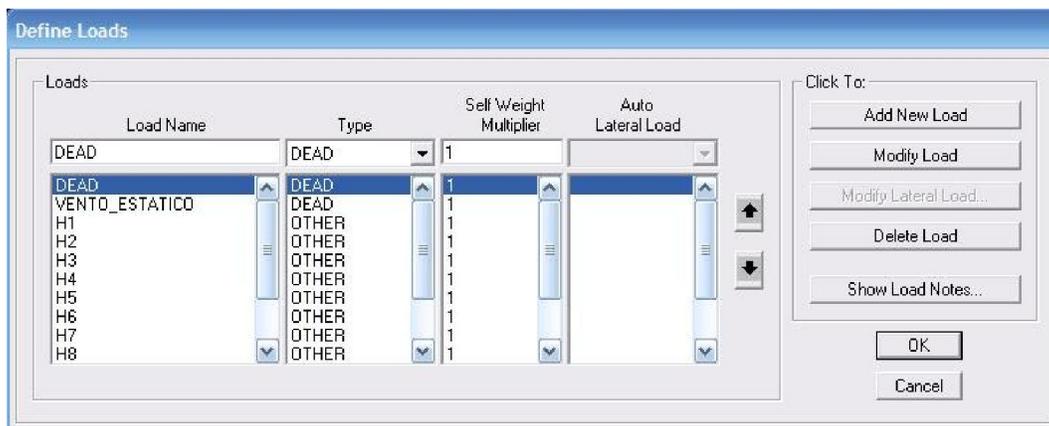


Figura 4.7 – Conjunto de amplitude de carga (SAP2000)

Para cada conjunto de amplitude de carga ( $H_1$  à  $H_m$ ) são associadas as respectivas funções harmônicas na interface gráfica *Analysis Case Data – Linear Modal History*, mostrado na figura 4.8.

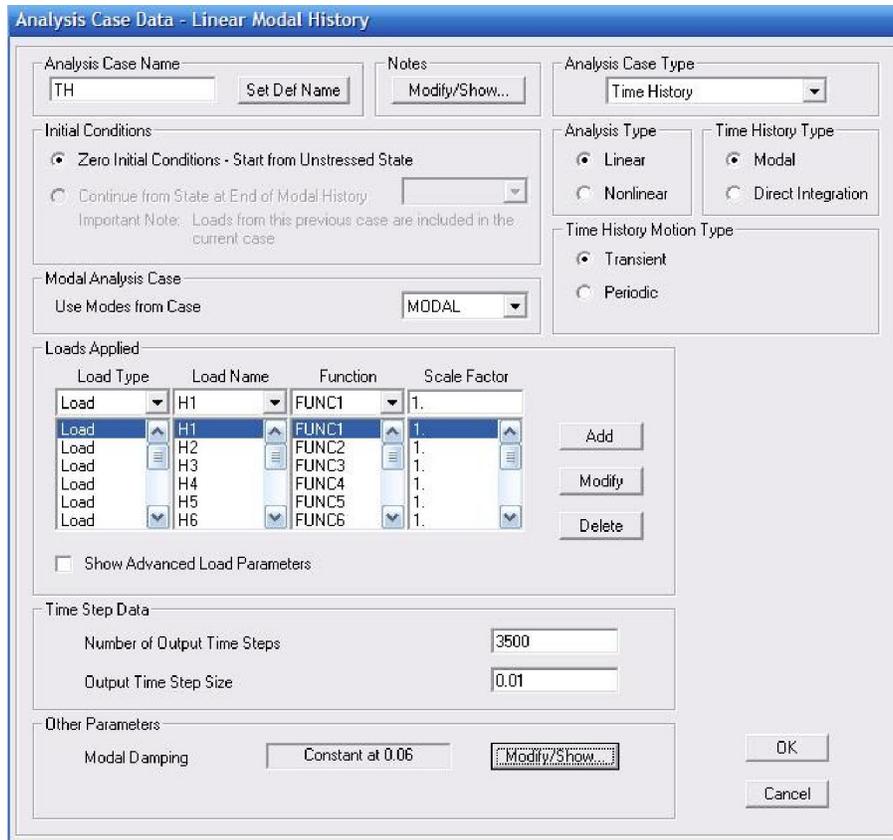


Figura 4.8 – *Analisis Case Data – Linear Modal History* (SAP2000)

No item *Loads Applied*, os conjuntos de amplitudes de carga ( $H_m$ ) aplicados aos nós de topo de cada seção da estrutura foram vinculados às respectivas funções harmônicas ( $FUNC_m$ ). Para considerar a carga permanente, foi gerada uma função com espaço de tempo  $\Delta t = 0,01$  e valor da função  $f(t)$  constante e igual a 1, assim associando este arquivo ao carregamento DEAD (cargas permanentes).

#### 4.4.3 - Sismo de El Centro

Para a simulação do sismo foram utilizados os dados de aceleração da componente norte-sul do sismo de El Centro. Este arquivo de dados contém os valores das acelerações do sismo em relação à aceleração da gravidade  $\left(\frac{a_g}{g}\right)$  com espaço de tempo  $\Delta t = 0,02$ .

Na mesma interface gráfica *Analysis Case Data – Linear Modal History*, no item *Loads Applied*, é adicionado o sismo na análise.

Em *Load Type* é selecionado *Accel*, já o eixo U1, U2, U3 ou as rotações R1, R2 e R3, sendo 1, 2 e 3 representando X, Y e Z respectivamente, são indicados em *Load Name*, sendo U2 para este trabalho, indicativo da direção do sismo. A função, já mencionada, foi criada com os mesmos procedimentos utilizados para criar as funções harmônicas, chamando esta de ELCENTRO.

A utilização de um fator de escala (*Scale Factor*) de 9.81 para a função ELCENTRO é devido aos dados da aceleração do sismo estarem em termos da aceleração da gravidade.

## 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1 - SÉRIES DE CARREGAMENTO DO VENTO

Foram geradas vinte séries de carregamento para cada modelo. Com base no deslocamento máximo de topo de cada estrutura, a análise estatística de Gumbel, mostrada no item 3.2.3.2.1, definiu o carregamento característico de cada modelo.

Para gerar as séries de carregamento do vento foram utilizados os parâmetros apresentados no item 4.4.1 deste trabalho, gerando diferentes decomposições espectrais conforme variam as características dos modelos como altura, massa, disposições dos elementos estruturais, entre outros modificando a resposta dinâmica dos modelos.

#### 5.1.1 - Modelo com 30 pavimentos

A decomposição espectral da parcela do carregamento flutuante foi determinada de acordo com o conjunto de funções harmônicas ( $m$ ) e o valor referente ao período fundamental ( $T_r$ ), equivalente à frequência ressonante de cada estrutura, oriunda da análise modal. Na tabela 5.1 são apresentados os valores de  $T_r(s)$  e  $m$  para os quatro tipos de contraventamento utilizados no modelo de trinta pavimentos.

Tabela 5.1 – Período fundamental e número de funções harmônicas dos modelos de 30 pavimentos

<b>MODELO</b>	$T_r(s)$	$m$
Pórtico Rígido	0,9080	11
X	0,7920	12
V	0,5798	13
V invertido	0,5580	12

Com a utilização de elementos de contraventamento, o período fundamental da estrutura foi alterado, tornando-a mais rígida, apresentando-se menor que a estrutura com contraventamento de pórtico rígido.

Para simular o carregamento dinâmico do vento utilizou-se o programa RAJADA.FOR, com as características citadas no item 4.4.1, para calcular os valores da área do espectro de Davenport  $\left( \frac{n_k S(n_k)}{u_*^2} \right)$ , coeficiente de área ( $C_k$ ), coeficiente de área relativo ( $c_k$ ), extensão das rajadas equivalentes e as amplitudes de carga. A amplitude de carregamento é aplicada a um nó em associação a uma função harmônica de modo que cada função harmônica pode contemplar um ou mais nós.

Cada modelo foi excitado por 20 séries de carregamento onde a amplitude de carregamento é fixa, variando, através de funções *random* no Fortran, o ângulo de fase ( $0 \leq \theta_k \leq 2\pi$ ), determinado a defasagem entre as funções harmônicas e assim definindo o processo como aleatório.

Para cada modelo tem-se um conjunto de 20 séries de carregamento, indicando a série característica em vermelho, apresentadas nas figuras 5.1 à 5.4.

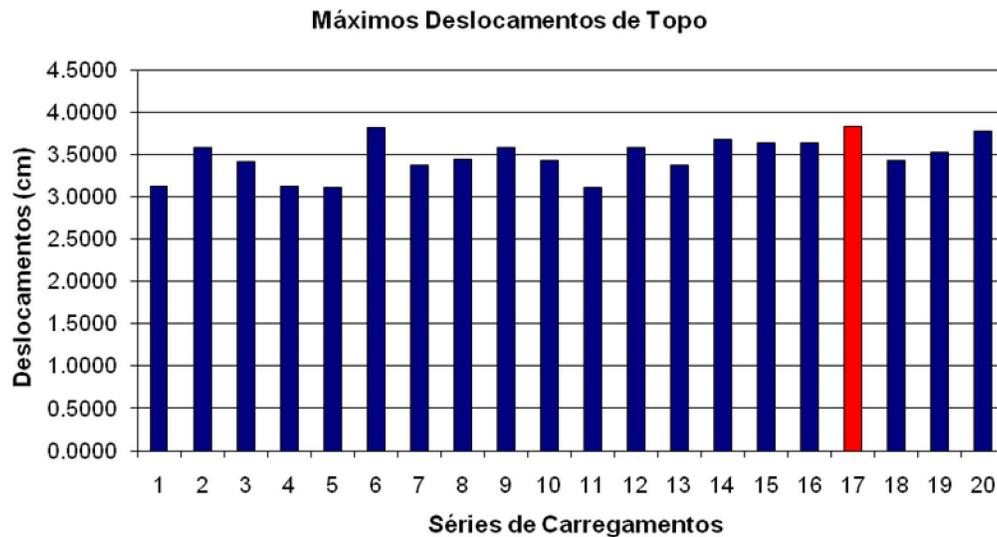


Figura 5.1 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento por pórtico rígido com 30 pavimentos

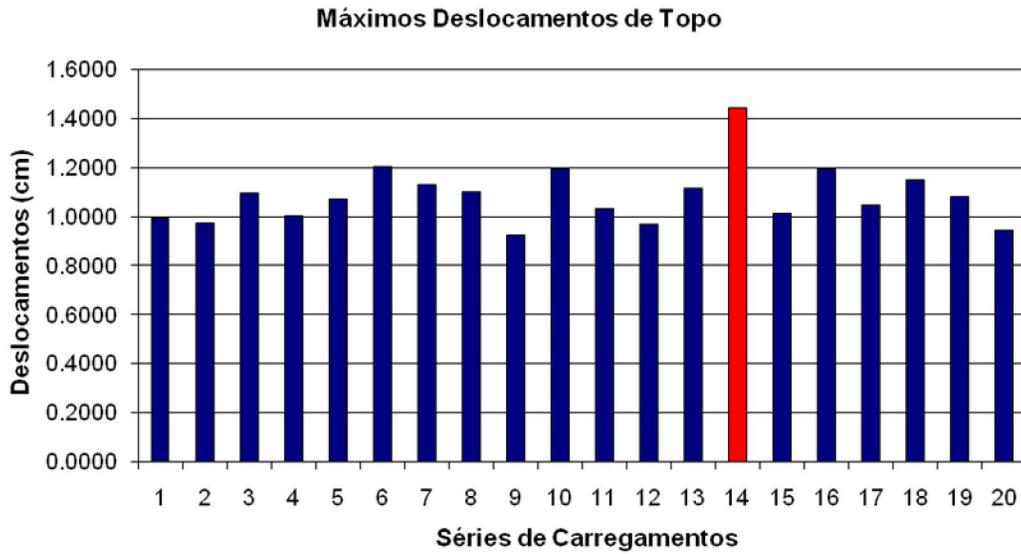


Figura 5.2 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “X” com 30 pavimentos

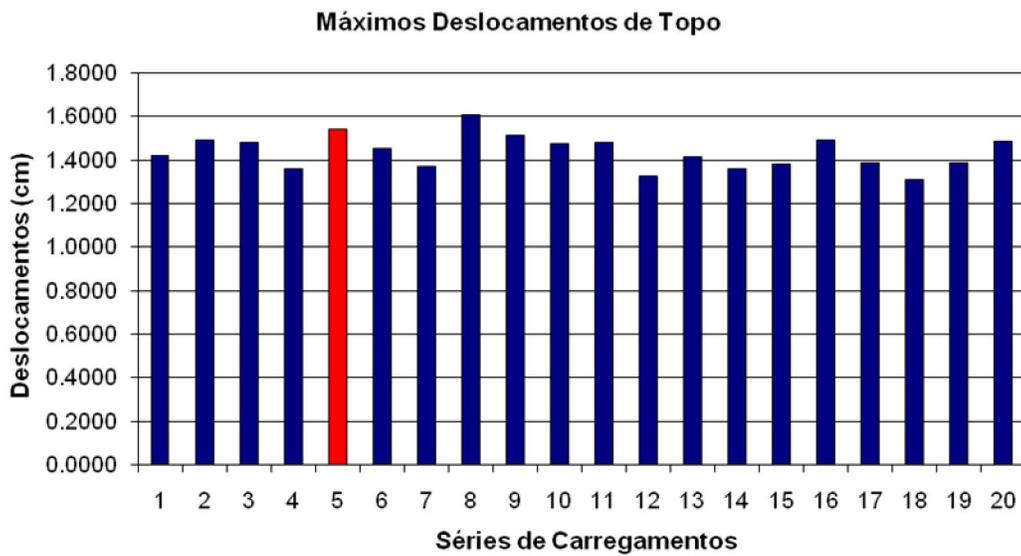


Figura 5.3 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” com 30 pavimentos

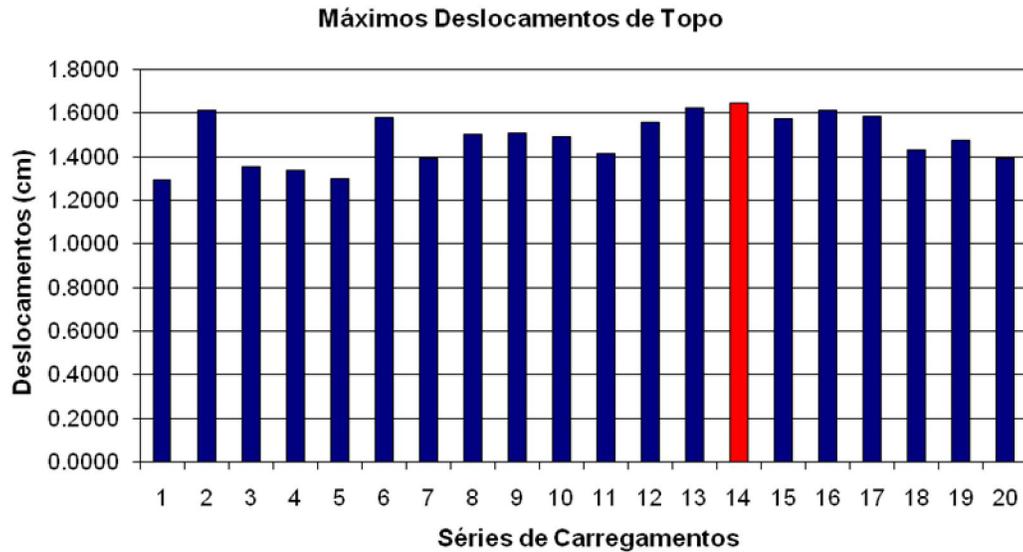


Figura 5.4 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” invertido com 30 pavimentos

### 5.1.2 - Modelos com 50 pavimentos

De acordo com a mesma metodologia utilizada para os modelos de 30 pavimentos, os modelos de 50 apresentam período fundamental e número de funções harmônicas mostradas na tabela 5.2:

Tabela 5.2 – Período fundamental e número de funções harmônicas dos modelos de 50 pavimentos

<b>MODELO</b>	$T_r(s)$	$m$
Pórtico Rígido	1,7101	14
X	1,2844	14
V	1,2246	13
V invertido	1,1913	13

Do mesmo modo que os modelos de 30 pavimentos, os de 50 tiveram seu período fundamental reduzidos com a adição de contraventamento, em relação ao pórtico rígido, porém não há diferença tão expressiva entre eles (“X”, “V” e “V” invertido) como apresentada nos modelos de 30 pavimentos.

O conjunto de 20 séries de carregamento de cada modelo de 50 pavimentos, com a série característica em vermelho, são apresentados nas figuras 5.5 à 5.8.



Figura 5.5 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento por pórtico rígido com 50 pavimentos

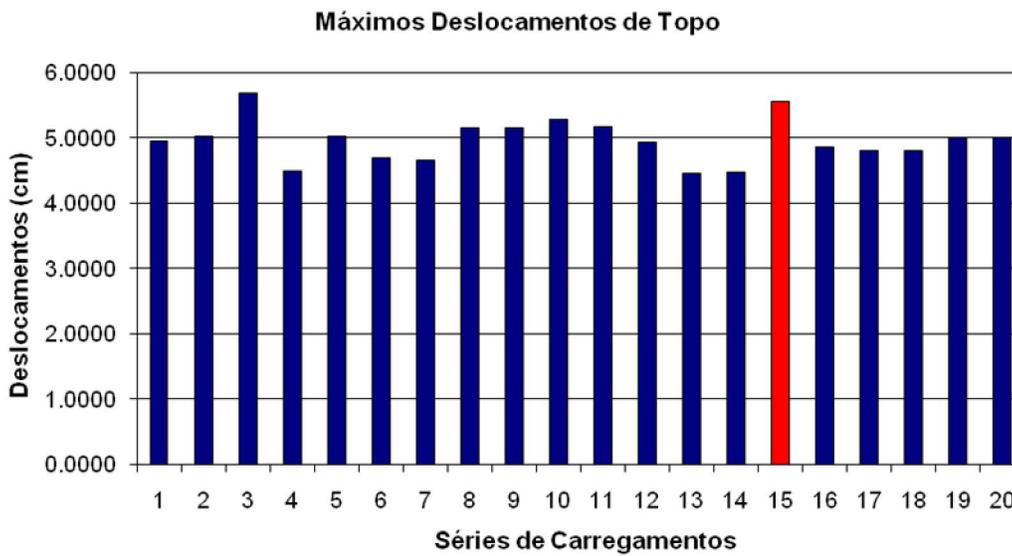


Figura 5.6 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “X” com 50 pavimentos

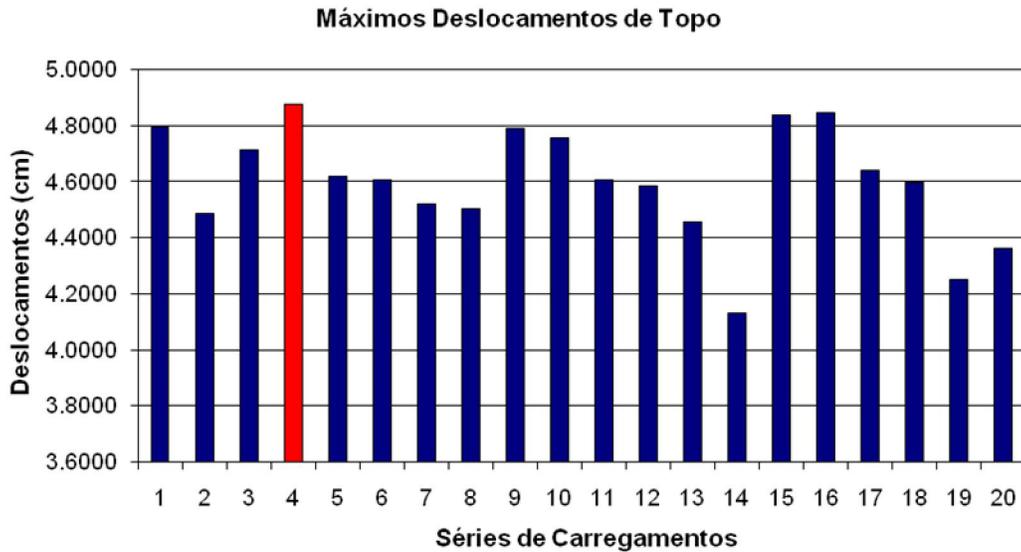


Figura 5.7 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” com 50 pavimentos

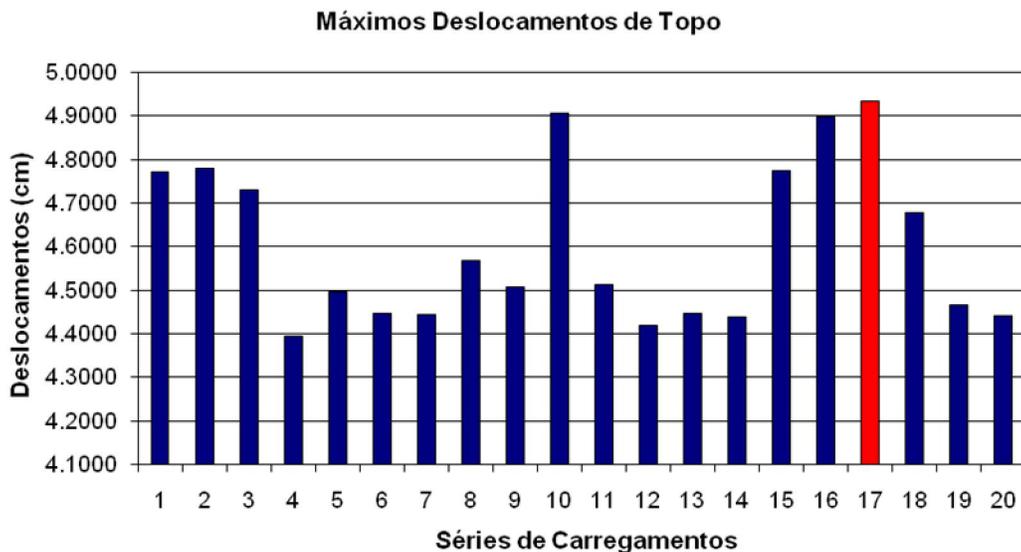


Figura 5.8 – Séries de carregamentos para modelo com contraventamento em “V” invertido com 50 pavimentos

## 5.2 - DESLOCAMENTO LATERAL

O parâmetro utilizado para a análise das estruturas foi o deslocamento máximo de topo na direção do vento, pois é um dos principais parâmetros utilizado pela engenharia estrutural. Embora não seja suficiente para garantir a integridade estrutural,

a relação de deslocamento máximo de topo e a altura da edificação é um importante parâmetro de avaliação da estrutura, visto que a NBR 8800 limita o deslocamento lateral em  $l/400$  da altura em relação à base e em  $l/500$  entre pavimentos consecutivos.

### 5.2.1 - Deslocamento lateral devido ao vento

O deslocamento devido ao vento foi determinado pela análise dinâmica utilizando a série de carregamento característica referente à estrutura.

#### 5.2.1.1 - Deslocamento lateral devido ao vento nas estruturas de 30 pavimentos

As estruturas com trinta pavimentos apresentaram os deslocamentos laterais (mm) ao longo do tempo (s) como mostrados nos gráficos transcritos nas figuras 5.9 a 5.12.

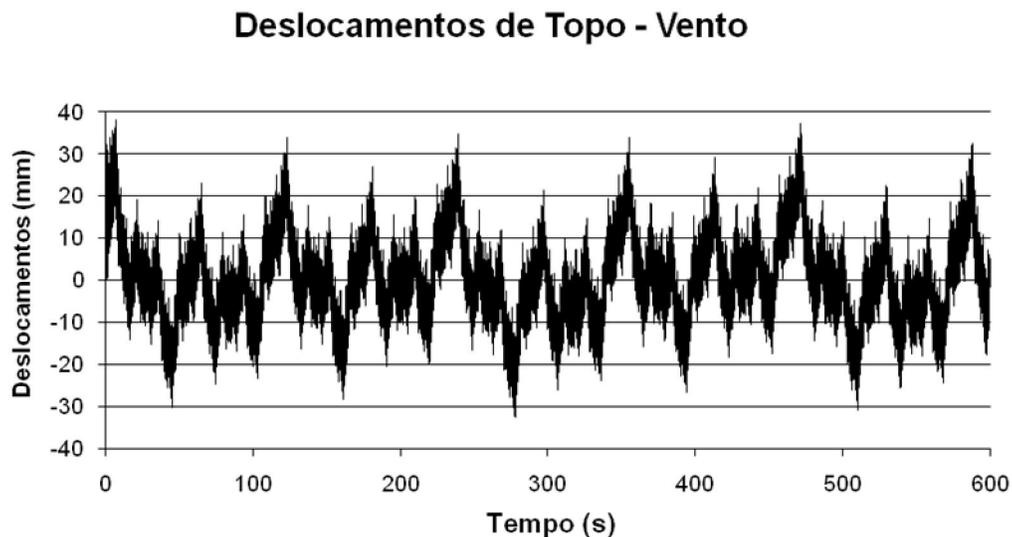


Figura 5.9 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido

### Deslocamentos de Topo - Vento

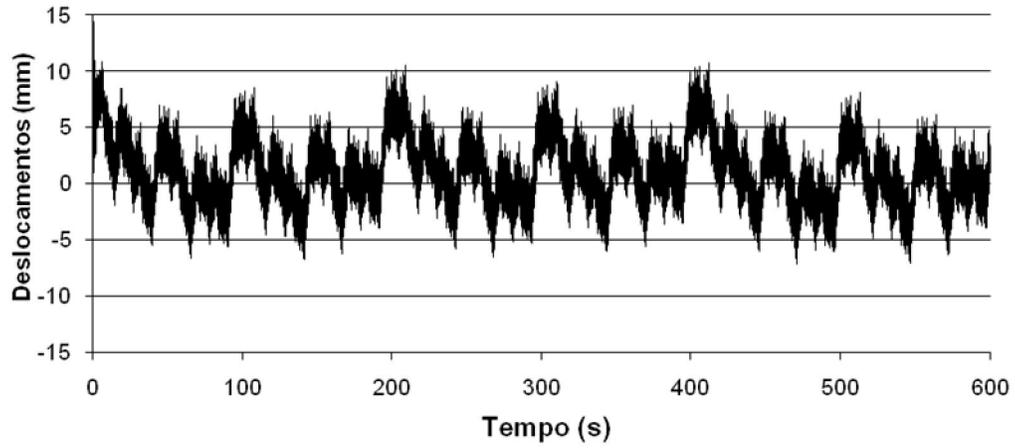


Figura 5.10 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “X”

### Deslocamentos de Topo - Vento

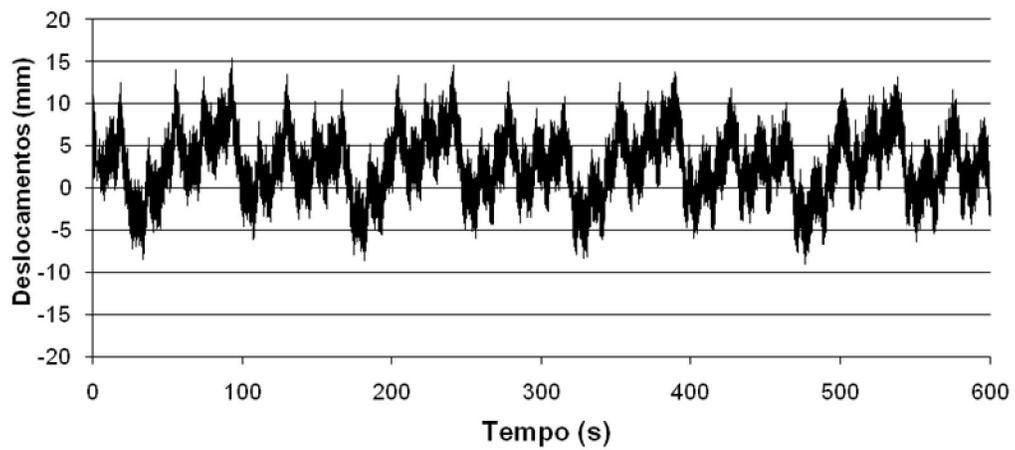


Figura 5.11 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V”

### Deslocamentos de Topo - Vento

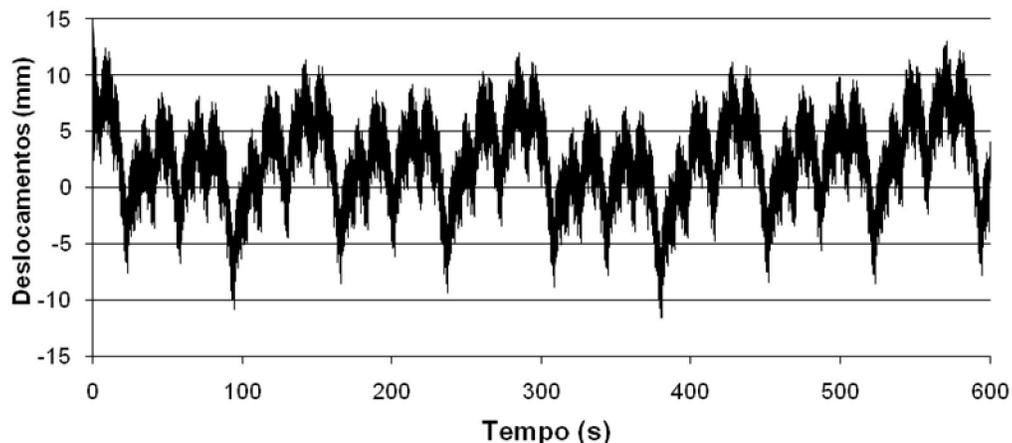


Figura 5.12 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido

As estruturas apresentaram valores máximos de deslocamento lateral ( $d_m$ ), na direção do vento apresentados na tabela 5.3:

Tabela 5.3 – Deslocamentos máximo de topo para as estruturas de trinta pavimentos

<b>MODELO</b>	$d_m (mm)$
Pórtico Rígido	38
X	14
V	15
V invertido	17

De acordo com os valores do deslocamento lateral máximo de cada estrutura e a figura 5.13 pode-se observar a grande influência dos elementos de contraventamento. O deslocamento lateral apresentou valor menor para o sistema de contraventamento em “X”, porém é o sistema com maior utilização de massa em suas diagonais comparado aos demais sistemas. Os sistemas de contraventamento em “V” e “V” invertido mostraram-se bastantes similares porque são iguais em massa. O contraventamento em “V”, inicialmente, é solicitado à tração devido à reação das vigas de piso, resultando em um alívio nos esforços de compressão gerados por ações laterais (FRANCA, 2003).

Embora cada tipo de contraventamento tenha a sua particularidade, em geral, o resultado final (restrição ao deslocamento lateral) está muito próximo.

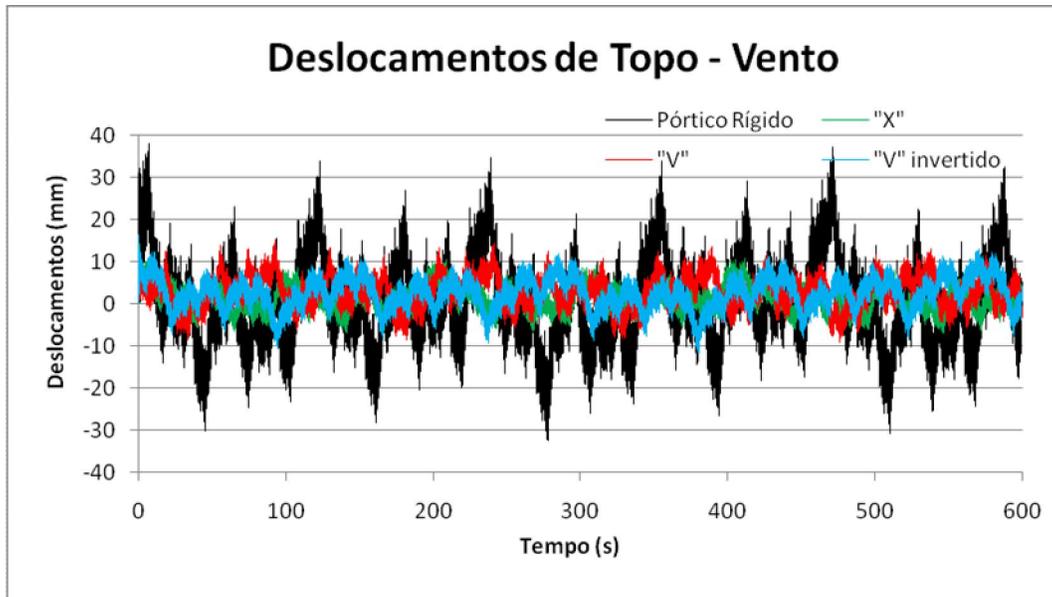


Figura 5.13 – Deslocamento lateral devido ao vento das estruturas de trinta pavimentos

#### 5.2.1.2 - Deslocamento lateral devido ao vento nas estruturas de 50 pavimentos

As estruturas com cinqüenta pavimentos apresentaram os deslocamentos laterais (mm) ao longo do tempo (s) como mostrado nos gráficos transcritos nas figuras 5.14 à 5.17.

### Deslocamentos de Topo - Vento

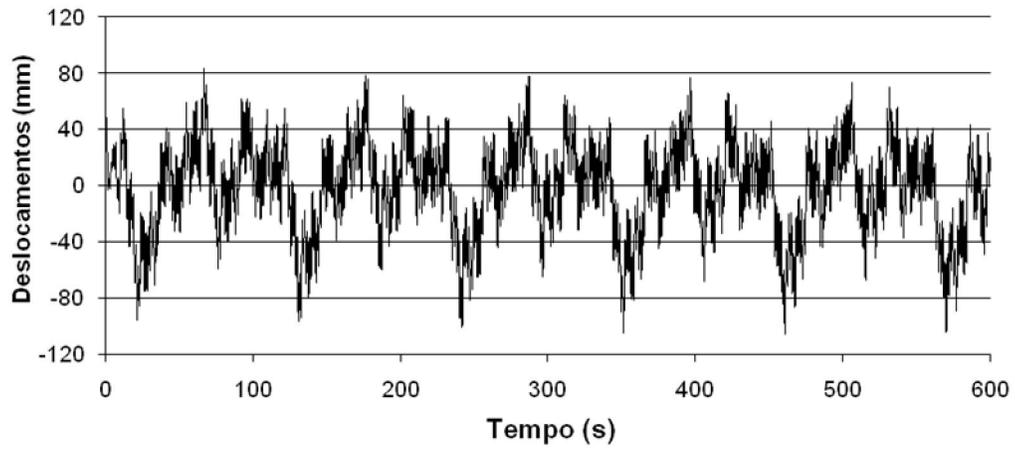


Figura 5.14 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido

### Deslocamentos de Topo - Vento

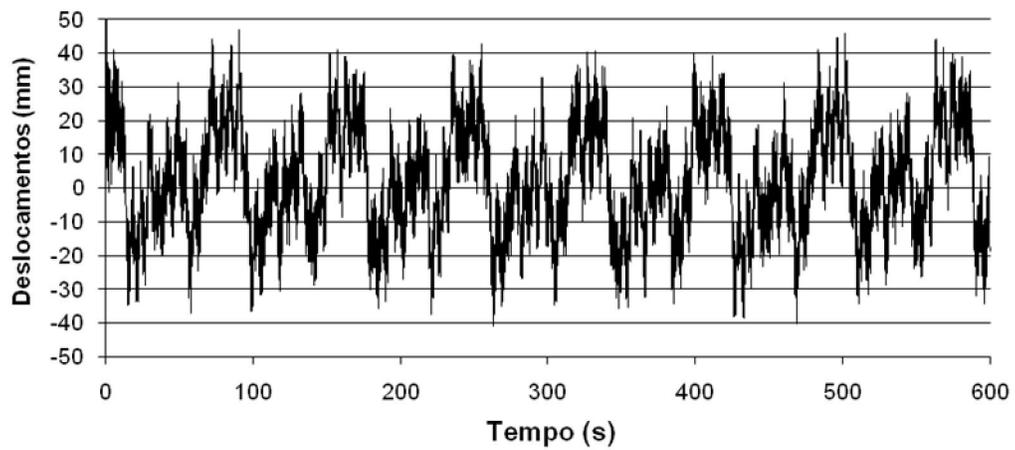


Figura 5.15 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “X”

### Deslocamentos de Topo - Vento

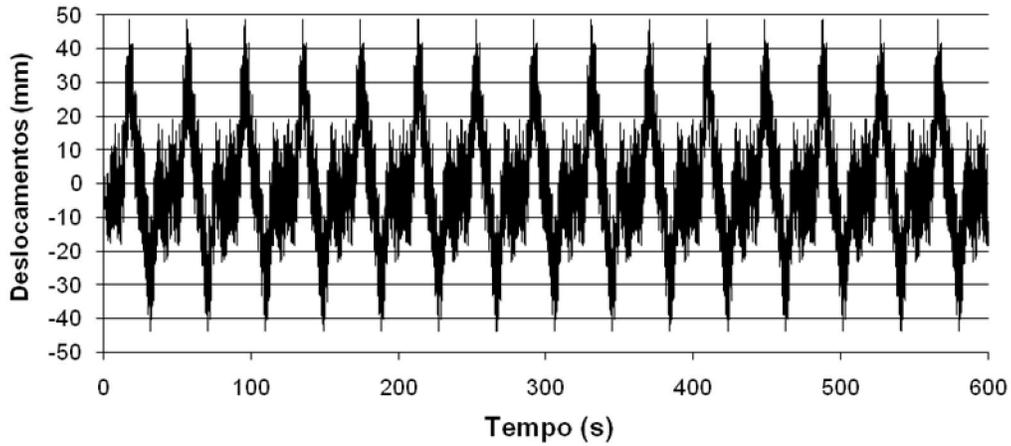


Figura 5.16 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V”

### Deslocamentos de Topo - Vento

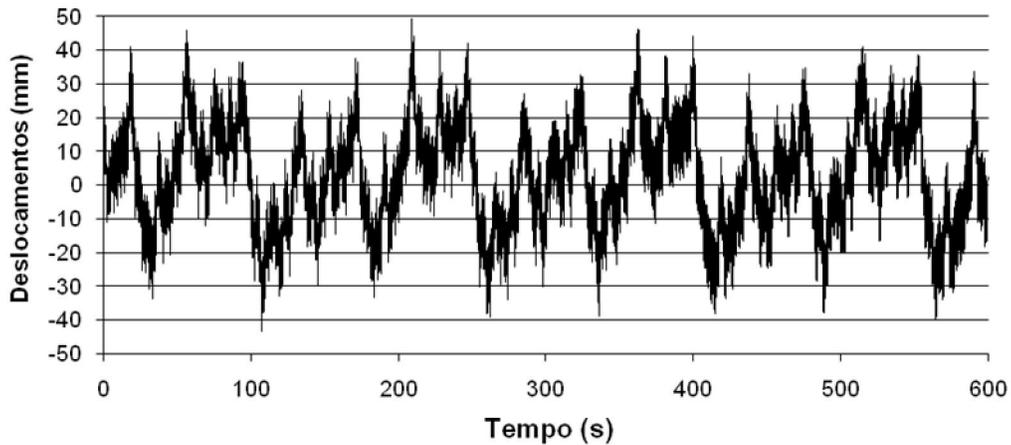


Figura 5.17 – Deslocamento lateral devido ao vento da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido

As estruturas apresentaram valores máximos de deslocamento lateral ( $d_m$ ), na direção do vento, apresentados na tabela 5.4:

Tabela 5.4 – Deslocamentos máximo de topo para as estruturas de cinquenta pavimentos

<b>MODELO</b>	$d_m$ (mm)
Pórtico Rígido	11
X	6
V	5
V invertido	5

Do mesmo modo apresentado nas estruturas de trinta pavimentos, a adição de elementos de contraventamento nas estruturas de cinquenta pavimentos, ocasionou um acréscimo na rigidez e, conseqüente, diminuição dos deslocamentos. O efeito na redução do deslocamento lateral, comparado ao apresentado nas estruturas de trinta pavimentos, foi menor: antes de aproximadamente 65% e agora 50%, a redução na eficiência é indício de que este tipo de sistema de contraventamento, pórtico reticulado, deve ser substituído por outros sistemas com o *outrigger*, conforme ENGEL (2002) sugere para edificações com mais de 60 pavimentos.

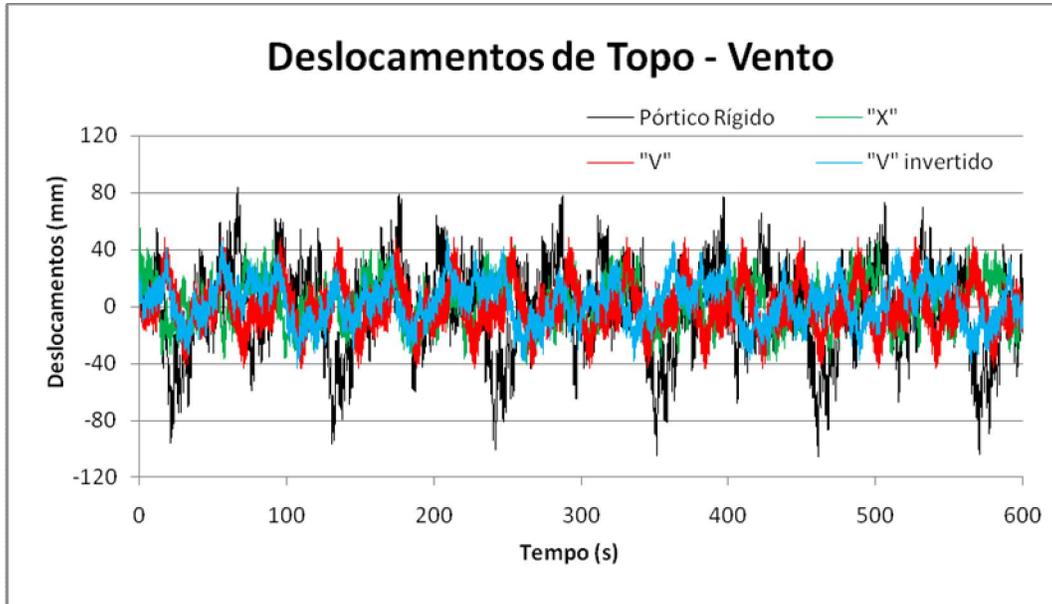


Figura 5.18 – Deslocamento lateral devido ao vento das estruturas de cinquenta pavimentos

## 5.2.2 - Deslocamento lateral devido ao sismo

O deslocamento devido ao sismo foi determinado pela análise dinâmica, utilizando a componente NS do sismo de EL CENTRO.

### 5.2.2.1 - Deslocamento lateral devido ao sismo nas estruturas de 30 pavimentos

As estruturas com trinta pavimentos apresentaram os deslocamentos laterais (mm) ao longo do tempo (s) como mostrado nos gráficos transcritos nas figuras 5.19 à 5.22.

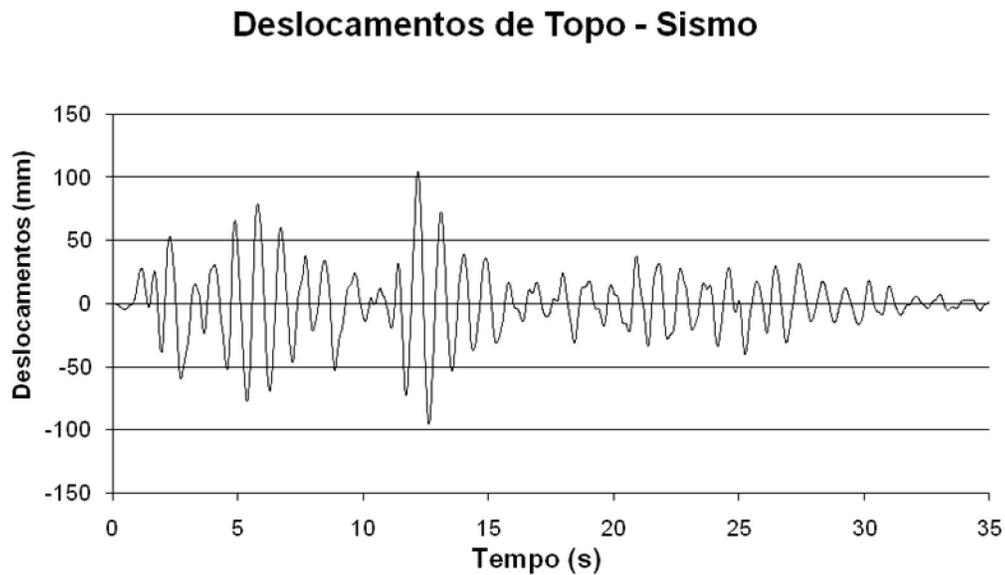


Figura 5.19 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido

### Deslocamentos de Topo - Sismo

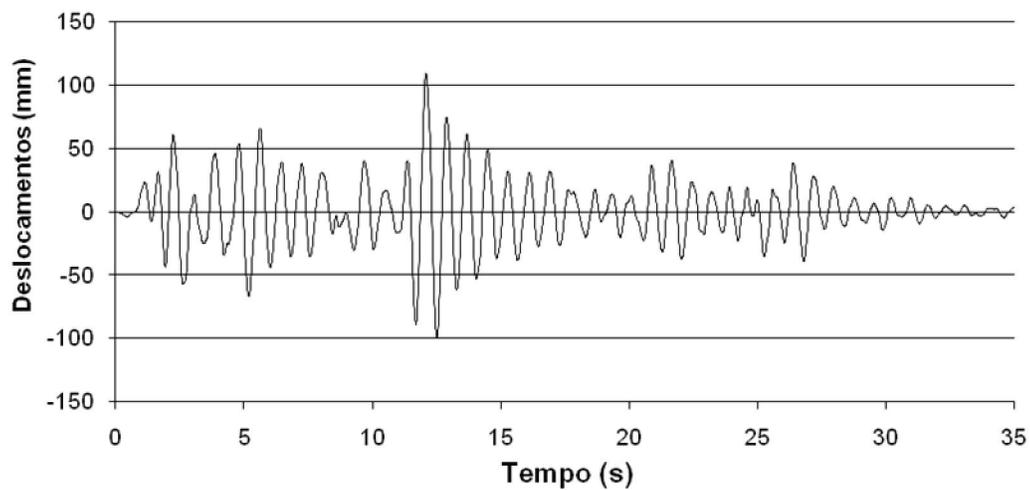


Figura 5.20 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “X”

### Deslocamentos de Topo - Sismo

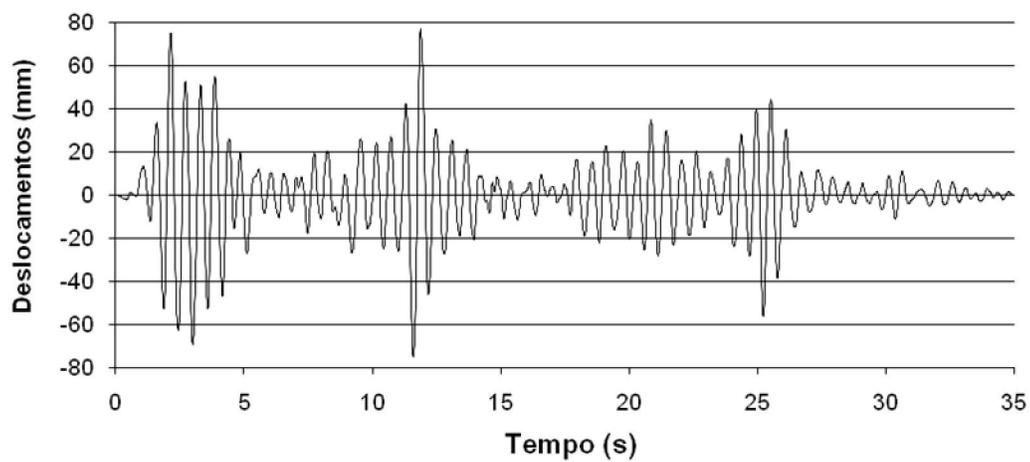


Figura 5.21 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V”

## Deslocamentos de Topo - Sismo

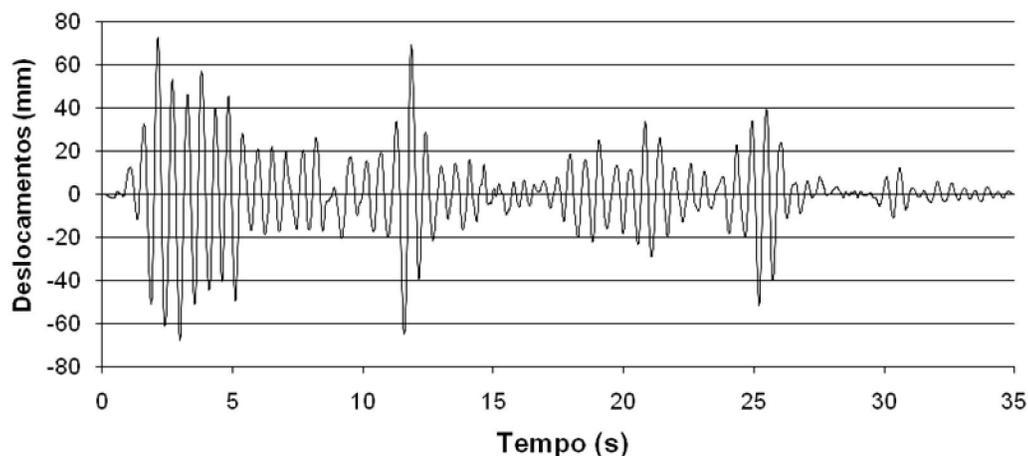


Figura 5.22 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de trinta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido

Segundo CHAKRABARTI (1987), o desempenho das estruturas submetidas ao sismo pode ser analisado através da estimativa da amplitude máxima dos deslocamentos de topo da resposta no tempo, calculados através da equação:

$$A_{\max} = \left[ \sqrt{\ln(N)} + \frac{0,2886}{\sqrt{\ln(N)}} \right] \times A_m \quad (5.1)$$

sendo

$$A_m = \left[ \frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N A_i^2 \right]^{1/2} \quad (5.2)$$

Onde:

$A_{\max}$  = amplitude máxima da resposta

$A_i$  = amplitude no instante de tempo  $i$

$A_m$  = raiz quadrada do valor médio quadrático (RMS)

$N$  = número de resposta no tempo (passos de tempo)

Os valores estimados da amplitude máxima de deslocamento de topo, frequência fundamental e massa dos elementos de contraventamento das estruturas de trinta pavimentos são mostrados na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Amplitudes máximas de deslocamento de topo  $A_{\max}$  (mm), frequência fundamental  $f_r$  (Hz) e massa dos elementos de contraventamento para as estruturas de trinta pavimentos

<b>MODELO</b>	$A_{\max}$ (mm)	$f_r$ (Hz)	<i>MASSA (ton)*</i>
Pórtico Rígido	76	1,10	-----
X	74	1,26	52
V	54	1,72	30
V invertido	51	1,79	30

*Massa da estrutura (pilares e vigas) = 150 toneladas*

Em casos de terremoto, a adição de elementos estruturais de contraventamento não obteve sucesso como ocorrido com o vento. A adição destes elementos variou a massa da estrutura e, em consequência, a frequência natural.

As estruturas contraventadas com pórtico rígido e em “X” apresentaram comportamento ao longo do tempo (figura 5.23) e valores de amplitudes máximas similares em termos de deslocamento lateral. Este fato pode ser atribuído a pouca diferença entre as frequências naturais, 1,10 e 1,26, e como pode ser observado na figura 3.7 estas frequências representam um pico de densidade espectral (aproximadamente  $0,030 \left( \frac{m}{s^2} \right)^2 .s$ ).

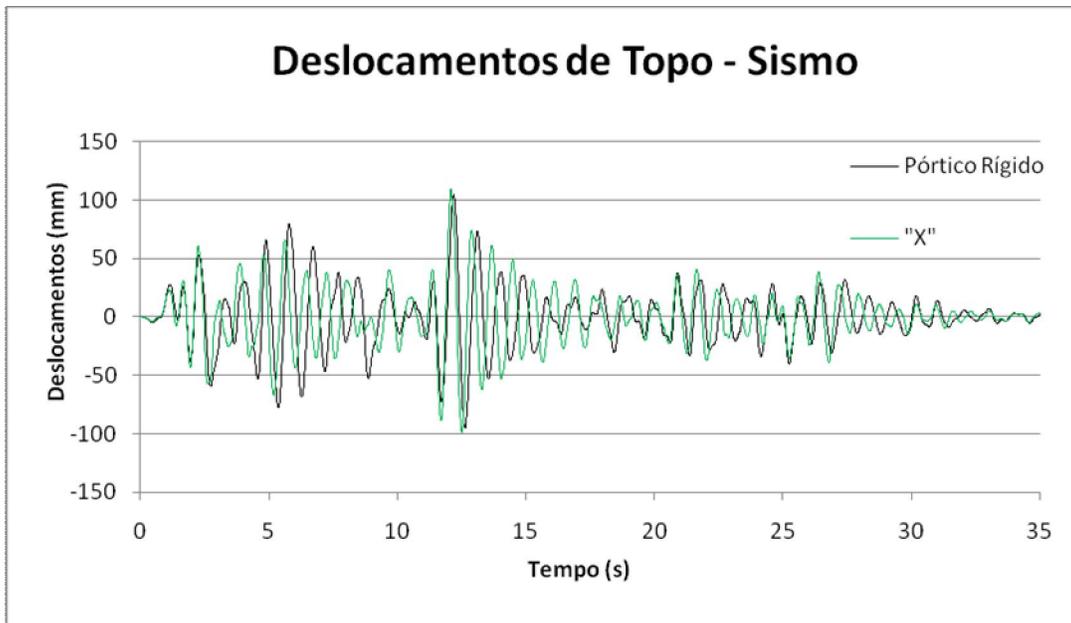


Figura 5.23 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas com contraventamento de pórtico rígido e em “X” de trinta pavimentos

Já nas estruturas com contraventamento em “V” e “V” invertido, o comportamento ao longo do tempo (figura 5.24) e amplitudes máximas estimada do deslocamento de topo similares e menores que as demais estruturas. Mesmo atingindo valores de densidade espectral próximo da estrutura contraventada em “X”, os contraventamentos em “V” e “V” invertidos superam em eficiência, pois com a menor massa conseguem obter menores deslocamentos. O comportamento das 4 estruturas de trinta pavimentos pode ser visto na figura 5.25.

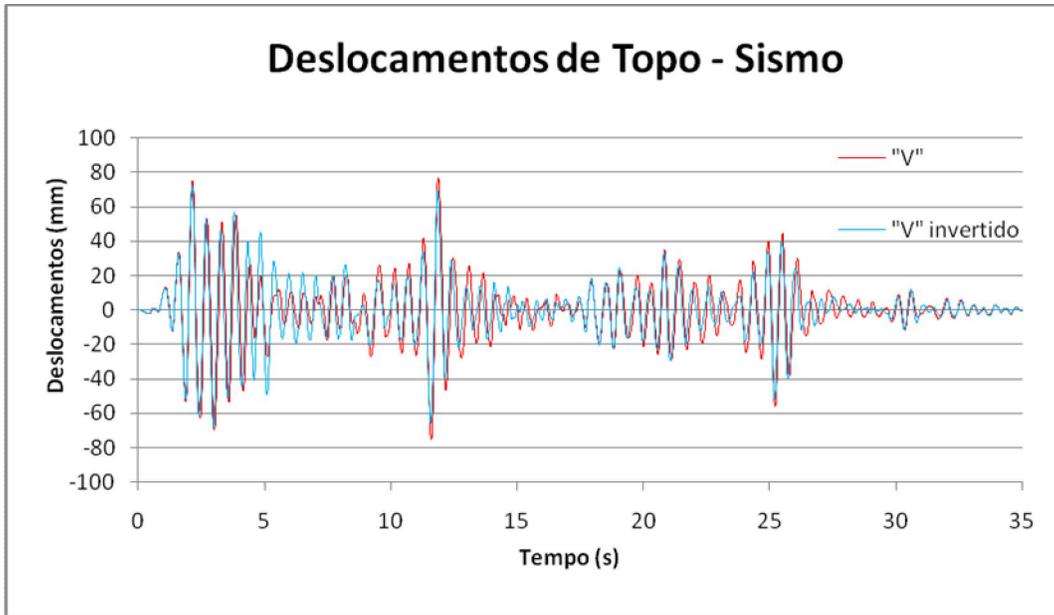


Figura 5.24 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas com contraventamento em “V” e “V” invertido de trinta pavimentos

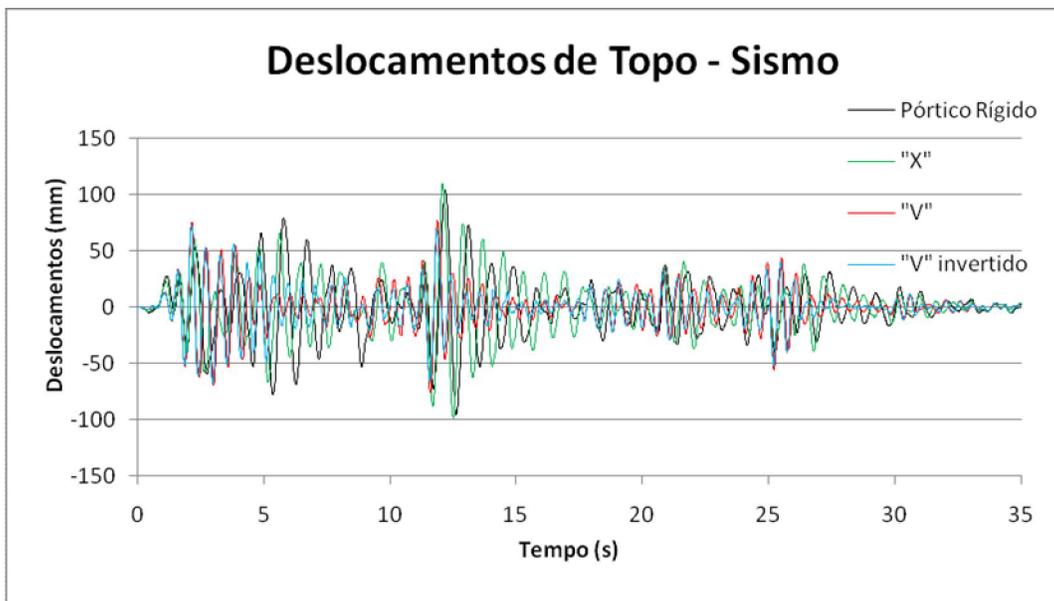


Figura 5.25 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas de trinta pavimentos

#### 5.2.2.2 - Deslocamento lateral devido ao sismo nas estruturas de 50 pavimentos

As estruturas com cinquenta pavimentos apresentaram os deslocamentos laterais (mm) ao longo do tempo (s) como mostrados nos gráficos transcritos nas figuras 5.26 à 5.29.

### Deslocamentos de Topo - Sismo

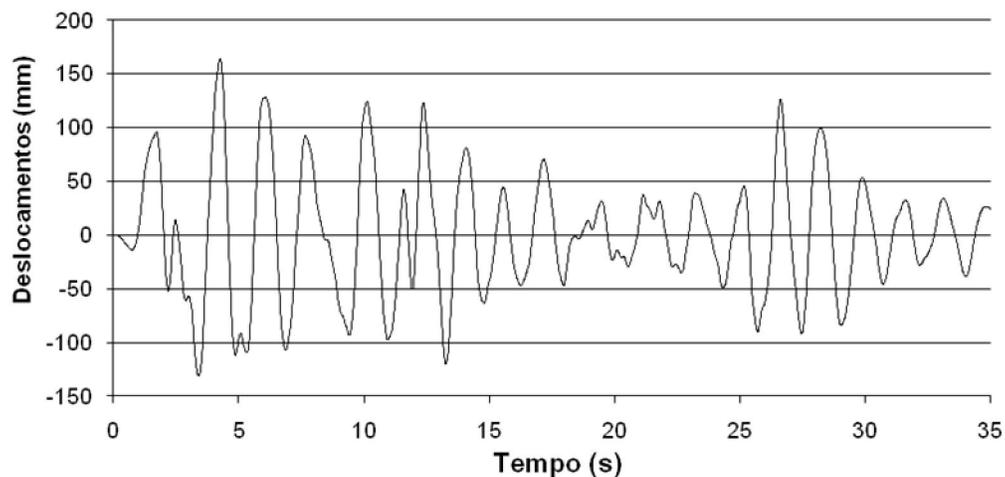


Figura 5.26 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento por pórtico rígido

### Deslocamentos de Topo - Sismo

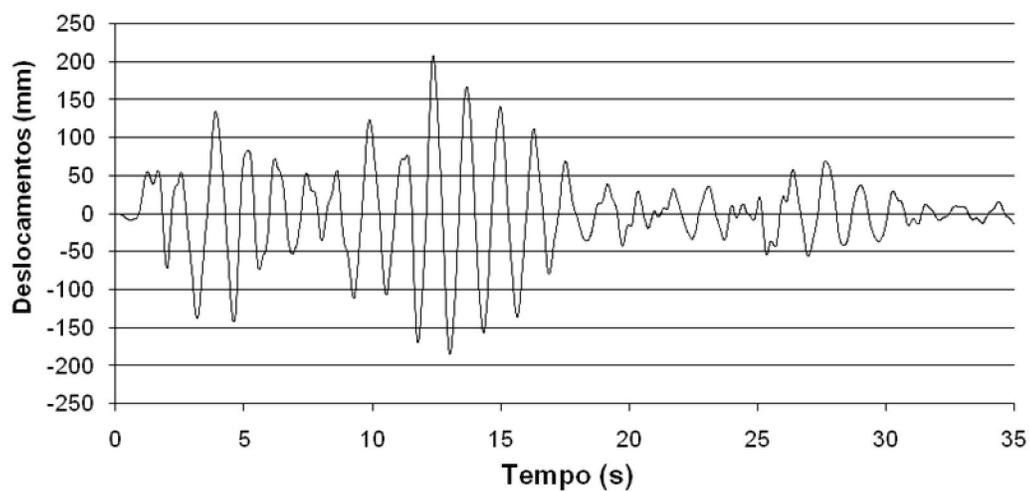


Figura 5.27 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “X”

### Deslocamentos de Topo - Sismo

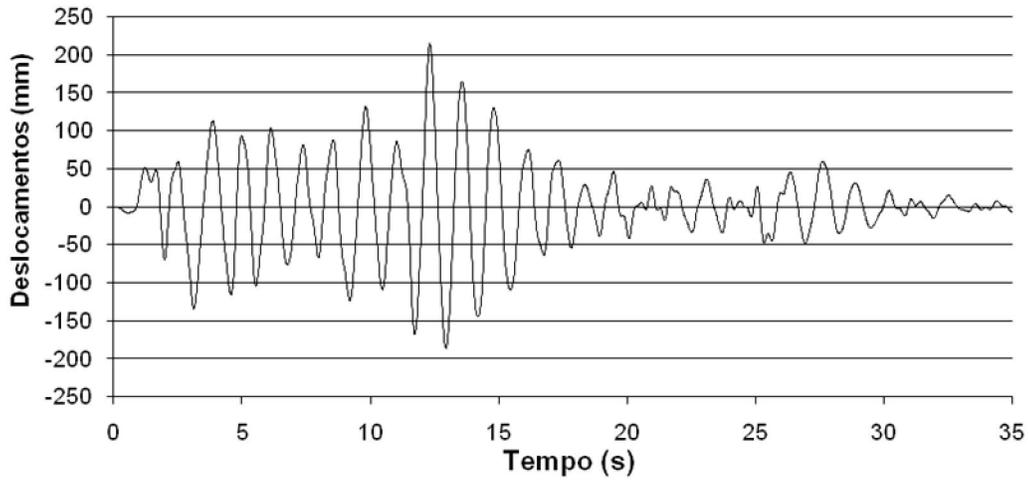


Figura 5.28 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V”

### Deslocamentos de Topo - Sismo

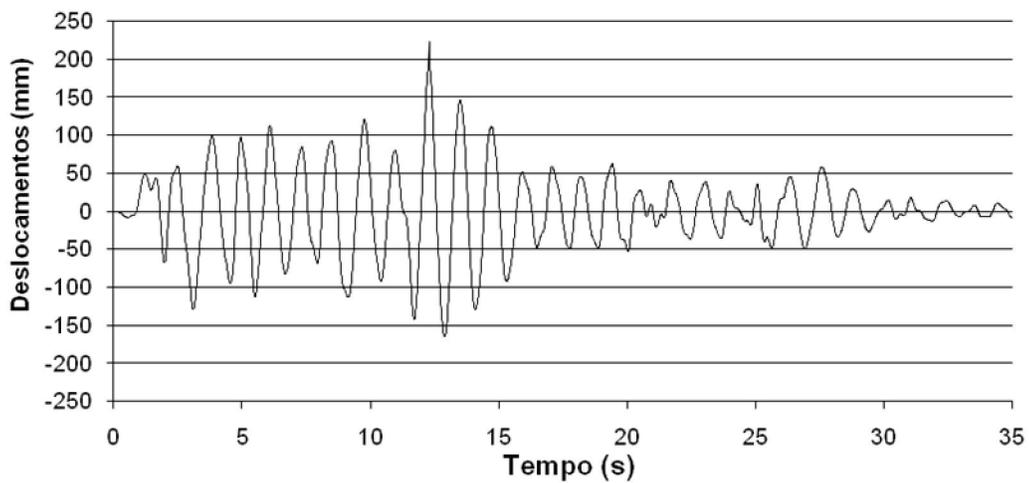


Figura 5.29 – Deslocamento lateral devido ao sismo da estrutura de cinquenta pavimentos com sistema de contraventamento em “V” invertido

Os valores estimados da amplitude máxima de deslocamento de topo, frequência fundamental e massa dos elementos de contraventamento das estruturas de cinquenta pavimentos são apresentados na tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Amplitudes máximas de deslocamento de topo  $A_{\max}$  (mm), frequência fundamental  $f_r$  (Hz) e massa dos elementos de contraventamento para as estruturas de cinquenta pavimentos

<b>MODELO</b>	$A_{\max}$ (mm)	$f_r$ (Hz)	<i>MASSA (ton)</i>
Pórtico Rígido	167	0,58	-----
X	208	0,79	87
V	215	0,82	50
V invertido	223	0,84	50

*Massa da estrutura (pilares e vigas) = 323 toneladas*

No caso das estruturas de cinquenta pavimentos, o acréscimo de elementos de contraventamento surtiu um efeito contrário ao esperado: aumento no deslocamento de topo.

O aumento no deslocamento de topo se deve, da mesma forma que nas estruturas de trinta pavimentos, à mudança na frequência natural. Com a adição dos contraventamentos, a estrutura tornou-se mais rígida e em consequência aumentou a frequência natural chegando próxima a marca do 1,0 Hz, pico de densidade espectral.

As estruturas com contraventamento em “V” e “V” invertido apresentaram resultados de comportamento e amplitude máxima estimada bem próxima (figura 5.30), do mesmo modo que as estruturas de trinta pavimentos. O comportamento das 4 estruturas de cinquenta pavimentos pode ser visto na figura 5.31.

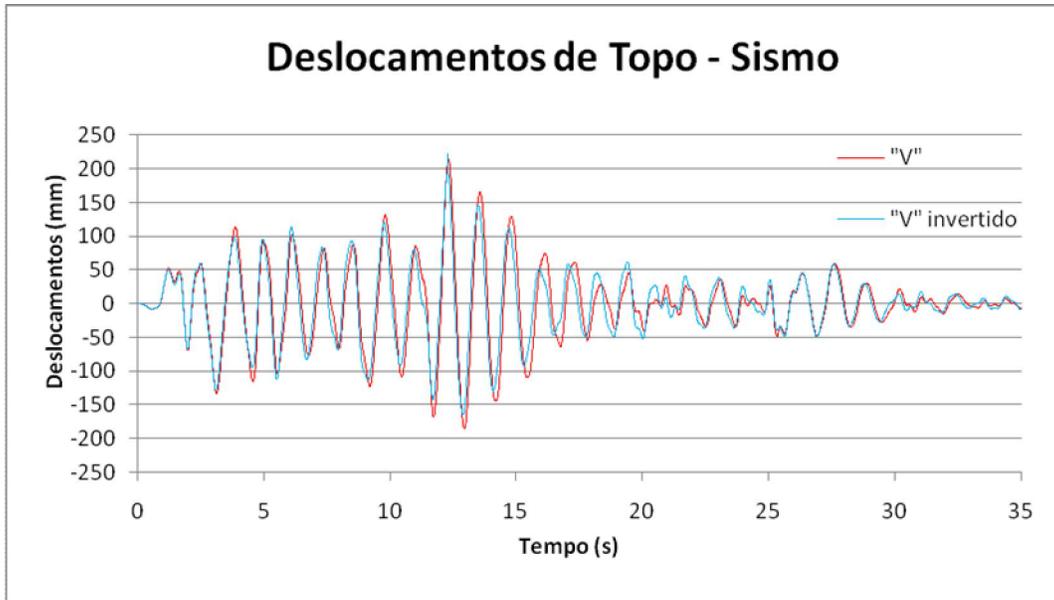


Figura 5.30 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas com contraventamento em “V” e “V” invertido de cinquenta pavimentos

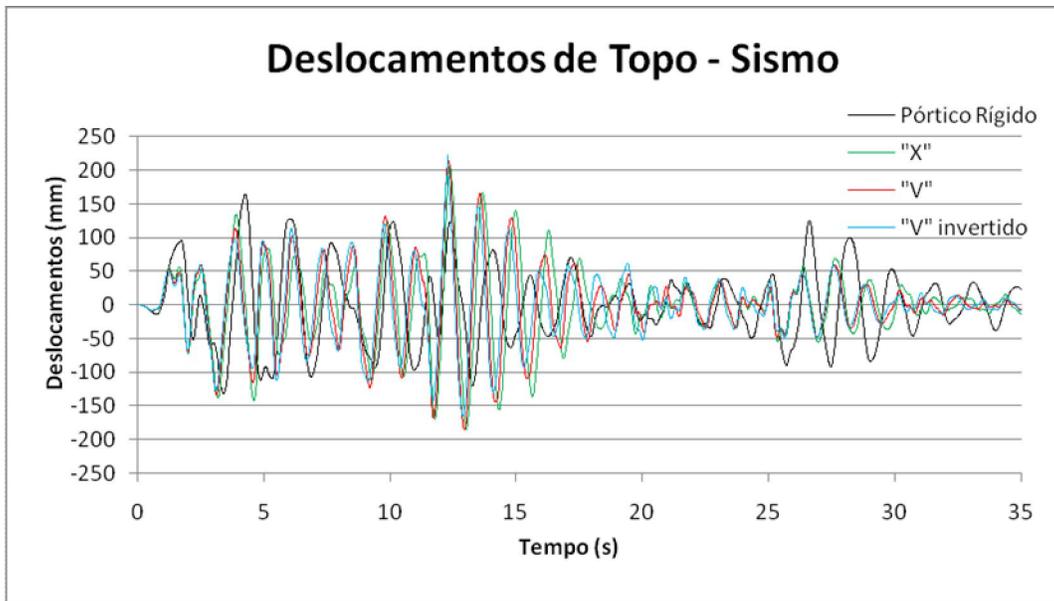


Figura 5.31 – Deslocamento lateral devido ao sismo das estruturas de cinquenta pavimentos

## **6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

### **6.1 - CONCLUSÕES**

A utilização destes elementos de contraventamento para resistir a esforços provenientes da ação do vento, mostra-se eficaz para edificação de trinta e cinquenta pavimentos. A disposição em “X” obteve a melhor resposta com o menor deslocamento lateral de topo, mas se levado em consideração a resposta ao longo do tempo, os contraventamentos em “V” e “V” invertido responderam de forma semelhante ao disposto em “X”, sendo que contam com a vantagem da menor utilização de massa e conseqüentemente menor custo de material, mão de obra e tempo de execução.

Observa-se que na estrutura de cinquenta pavimentos, o efeito na restrição do deslocamento lateral, com a adoção de elementos de contraventamento, foi menor em comparação com os resultados das estruturas de trinta pavimentos. Este fato é indicativo de que este tipo de contraventamento está próximo do seu limite de utilização em relação à altura total da edificação; assim deve-se utilizar outro tipo de sistema estrutural para edificações mais altas.

Quando submetidas ao sismo, a adição de elementos de contraventamento à estrutura alterou a freqüência natural e a massa da estrutura tornando o comportamento imprevisível. A estrutura de trinta pavimentos com maior quantidade de massa, contraventamento em “X”, obteve resultado próximo da estrutura com menor massa, pórtico reticulado. Já nas estruturas de cinquenta pavimentos, a adição de elementos de contraventamento alterou a freqüência das estruturas para próximo da faixa de maior intensidade do sismo provocando no aumento dos deslocamentos em comparação com a estrutura de pórtico rígido.

Em geral os elementos de contraventamentos analisados obtiveram bons resultados na restrição a deslocamentos laterais provocados pelo vento, porém revelam-se limitados a alturas próximas de cinquenta pavimentos. No caso de resistência a terremotos, estes elementos podem ser utilizados somente para alterar a freqüência natural da estrutura para não coincidir com a freqüência de excitação do sismo; assim, a tarefa de restrição dos deslocamentos laterais ser destinadas a dispositivos isoladores de sismo (DIS) ou dissipadores elasto-plástico (DEP).

## **6.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

- Utilizar estrutura em três dimensões;
- Estudar outros tipos de contraventamentos variando a escala, posição nos pavimentos e distribuição ao longo da altura.
- Realizar análise paramétrica entre contraventamentos treliçados, dispositivos isoladores de sismo e dissipadores elasto-plástico;
- Analisar quanto à mudança do perfil metálico dos contraventamentos;
- Analisar a alteração da distribuição dos esforços em vigas e pilares.

## **REFERÊNCIAS**

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 6123:1988. “Forças devido ao Vento em Edificações”, 66pp., Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 8800:1986. “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (Método dos Estados Limites)”, 129pp., Rio de Janeiro.

Blandón, N. A. R. “Dissipação de Energia em Estruturas de Edifícios Sob Ação Sísmica”, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

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

Chakrabarti, S. K., “Hydrodynamics on Offshore Structures”, Computational Mechanics Publications Southampton and Spring-Verlag, Berlin-Heidelberg, 1987.

Clough, R. W., Penzien, J. “Dynamics of Structures”. Berkeley: McGraw Hill. 1993.

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

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.

Dias, L. A. de M. “Estruturas de Aço no Brasil”. Zigurate Editora, São Paulo, 1999.

Engel, H. “Sistemas Estruturais”. Editorial Gustavo Gili AS, Barcelona, 2002.

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

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

Guimarães, M. J. R. “Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes”, Dissertação de Mestrado DM-001A/2000, Universidade de Brasília – UnB, Brasília, 2000.

LOPES, F. A. F. “Análise Tridimensional de um Sistema de Contraventamento Misto Aplicado em Edifícios Altos”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

New York Architecture Images. Disponível em: <http://www.nyc-architecture.com>. Acessado em 30 out. 2007.

McCormick, Jason. “SEISMIC PERFORMANCE OF A CONCENTRICALLY BRACED FRAME WITH AN INNOVATIVE BRACING SYSTEM”, CBE Institute, Georgia Institute of Technology, USA, 2005.

Menin, R. C. G. “Análise Estática e Dinâmica de Torres Estaiadas”, Dissertação de Mestrado DM-009A/2002, Universidade de Brasília – UnB, Brasília, 2002.

Merce, R. N. “Análise Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes sob a Ação do Vento”. Dissertação de Mestrado DM-007A/2003, Universidade de Brasília – UnB, Brasília, 2003.

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Disponível em: <http://peer.berkeley.edu/>. Acessado em 09 set. 2007.

Ribeiro, E. DE C. “Análise de Torres Metálicas Estaiadas Submetidas à Ação do Vento”. Dissertação de Mestrado DM-001A/2007, Universidade de Brasília – UnB, Brasília, 2007.

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

Smith, B. S. e Coull, A. "Tall Building Structure: Analysis and Design". Nova York: John Wiley & Sons, 1991.

Vasconcelos Filho, A. F. "Edifícios de Andares Múltiplos". Belo Horizonte, Escola de Engenharia da UFMG, 1981.

Vibrationdata El Centro Earthquake Page. Disponível em: <http://www.vibratondata.com/elcentro.htm>. Acessado em 04 de abril de 2007.