

CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIVATES

CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB EFEITO  
DO VENTO COM AUXÍLIO DE *SOFTWARE* COMPUTACIONAL**

Augusto Sudbrack

Lajeado, junho de 2016

Augusto Sudbrack

**ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB EFEITO  
DO VENTO COM AUXÍLIO DE *SOFTWARE* COMPUTACIONAL**

Monografia apresentada no Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas (CETEC), do Centro Universitário Univates, como parte dos requisitos para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil

Orientadora: Profa. Ma. Débora Delai Vanin

Lajeado, junho de 2016

Augusto Sudbrack

**ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB EFEITO  
DO VENTO COM AUXÍLIO DE *SOFTWARE* COMPUTACIONAL**

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, na linha de formação específica em Engenharia Civil, do Centro Universitário Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Profa. Ma. Débora Delai Vanin - Orientadora  
Centro Universitário UNIVATES

Prof. Me. Lucas Alexandre Reginato  
Centro Universitário UNIVATES

Prof. Rodrigo Bertoldi  
Centro Universitário UNIVATES

Lajeado, 29 de junho de 2016

*Dedico este trabalho em especial aos meus pais, e todos que me deram forças para nunca desistir, sempre me apoiando para o alcance dos meus objetivos.*

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer a todos colegas de classe e amigos que fiz no decorrer da graduação, que sempre me incentivaram e me deram forças para continuar.

Intensamente aos meus pais que proporcionaram educação e ensinamentos que irão ficar na memória, sempre apoiando para concretização dos objetivos.

Minha namorada Mariana Sofia Auler, que me proporcionou todo apoio necessário nas mais difíceis etapas até agora.

A minha orientadora, prof. Débora Delai Vanin por auxiliar na obtenção do tema e nas demais dificuldades que surgiram no decorrer do estudo.

Aos professores do curso de graduação de Engenharia Civil do Centro Universitário Univates, que dividiram os seus conhecimentos e proporcionaram um aprendizado a ser levado para toda vida.

“O segredo do sucesso é saber algo que ninguém mais sabe”.

Aristóteles

## RESUMO

O crescimento populacional vem proporcionando uma intensa exploração dos espaços urbanos. De modo a acomodar a população, as edificações tendem a ser executadas mais altas, esbeltas e, conseqüentemente, flexíveis, dependendo de um sistema estrutural que proporcione estabilidade e não provoque desconforto aos usuários. O presente trabalho buscou analisar os efeitos de cargas de vento sobre estruturas de edifícios altos. Concomitantemente, investigar as diferenças de sistemas estruturais aplicados em um mesmo modelo referencial. Com o intuito de obter os resultados, estipulados nos objetivos, buscou-se em diversas bibliografias informações sobre o assunto, nas quais foi possível constatar uma diversidade de sistemas estruturais. Inclusive, foi identificado que a ação do vento causa esforços nas direções longitudinal e transversal à edificação, solicitações estas que a NBR 6123 leva em consideração para a análise aerodinâmica. Com a modelagem do CAARC *Standard Tall Building* e a incorporação dos sistemas estruturais, foram visíveis as influências que uma estrutura bem dimensionada exerce na estabilidade da edificação e no conforto habitacional. Observou-se uma resistência ao momento de tombamento e uma redução significativa nos deslocamentos de topo.

**PALAVRAS-CHAVE:** CAARC *Standard Tall Building*. SAP2000. Carregamentos de vento.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema de fachadas contraventadas .....	21
Figura 2 – Sistema de estruturas tubulares externas .....	22
Figura 3 – Sistema de tubo dentro de tubo .....	23
Figura 4 – Sistema de grelha externa diagonal .....	24
Figura 5 - Sistema de tubo único contraventado .....	25
Figura 6 – Sistema de associação de tubos.....	26
Figura 7 – Sistema de treliça espacial.....	27
Figura 8 – Sistema estrutural de megatreliças .....	28
Figura 9 – Mapa das isopletras .....	31
Figura 10 – Emissão de vórtices de vento .....	33
Figura 11 – Momento de tombamento e cisalhamento na base.....	34
Figura 12 – Momento de torção gerando torção .....	36
Figura 13 – Modelo dinâmico discreto.....	41
Figura 14 – CAARC Standard Tall Building.....	47
Figura 15 – Modelagens feitas no SAP2000 .....	48
Figura 16 – CAARC Standard Tall Building modelado com vista superior .....	51
Figura 17 – Modelagem de sistema estrutural de fachadas contraventadas com vista superior .....	52
Figura 18 – Modelagem de sistema com núcleo estrutural com vista superior .....	53
Figura 19 – Modelagem da estrutura contraventada com núcleo estrutural com vista superior .....	54
Figura 20 – Diagrama da NBR 6123 de coeficientes externos de pressão do vento 0.° .....	54
Figura 21 – Coeficientes externos de pressão do vento 0° .....	55

Figura 22 – Coeficientes externos de pressão para vento 90° .....	58
Figura 23 – Coeficientes externos de pressão para vento 90° .....	59

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Deslocamentos no eixo x, com vento na direção 0° .....	56
Gráfico 2 – Deslocamentos no eixo z, com vento na direção 0° .....	57
Gráfico 3 – Deslocamentos no eixo y, com vento na direção 90° .....	60
Gráfico 4 – Deslocamentos no eixo z, com vento na direção 90° .....	61
Gráfico 5 – Frequência natural para os diferentes sistemas estruturais.....	62

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Momentos de inércia .....	19
Quadro 2 - Amortecimento em relação ao tipo de edificação.....	39
Quadro 3 – Força linear do vento 0° .....	55
Quadro 4 – Momentos de tombamento para os diferentes sistemas estruturais .....	57
Quadro 5 – Força linear do vento 90° .....	59
Quadro 6 – Momentos de tombamento para os diferentes sistemas estruturais .....	61
Quadro 7 – Momento de tombamento para o eixo X.....	63
Quadro 8 – Momento de tombamento para o eixo Y.....	63
Quadro 9 – Comparação do momento de tombamento para o eixo X .....	64
Quadro 10 – Comparação do momento de tombamento para o eixo Y .....	64

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
<b>1.1 Justificativas .....</b>	<b>14</b>
<b>1.2 Objetivos.....</b>	<b>15</b>
<b>1.3 Estrutura do Trabalho.....</b>	<b>15</b>
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1 Edifícios Altos .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1.1 Sistema de Fachadas Contraventadas .....</b>	<b>20</b>
<b>2.1.2 Estruturas Tubulares Externas .....</b>	<b>21</b>
<b>2.1.3 Sistema de Tubo Dentro de Tubo .....</b>	<b>22</b>
<b>2.1.4 Sistema de Grelha Externa Diagonal .....</b>	<b>23</b>
<b>2.1.5 Sistema de Tubo Único Contraventado.....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.6 Sistema de Associação de Tubos.....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.7 Sistema de Treliça Espacial .....</b>	<b>26</b>
<b>2.1.8 Megatreliças.....</b>	<b>27</b>
<b>2.2 Ações em Edifícios Altos.....</b>	<b>28</b>
<b>2.2.1 Permanentes .....</b>	<b>29</b>
<b>2.2.2 Variáveis.....</b>	<b>29</b>
<b>2.2.2.1 Efeitos Longitudinais de Cargas de Vento.....</b>	<b>32</b>
<b>2.2.2.2 Efeitos Transversais de Cargas de Vento .....</b>	<b>32</b>
<b>2.3 Esforços na Base .....</b>	<b>34</b>
<b>2.4 Deslocamentos no Topo.....</b>	<b>36</b>

2.5 Metodologia da NBR 6123 para Cálculo dos Efeitos do Vento em Edificações .....	37
2.5.1 Análise do Efeito de Cargas de Vento Longitudinal.....	37
2.5.1.1 Modelo Simplificado.....	38
2.5.1.2 Modelo Discreto.....	41
2.5.2 Análise do Efeito de Cargas de Vento Transversal .....	43
2.6 CAARC .....	45
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	46
3.1 Materiais .....	46
3.2 CAARC .....	47
3.3 <i>Software</i> Computacional .....	48
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	50
4.1 Esforços nas Edificações Altas .....	50
4.2 Sistema Estrutural Básico.....	51
4.3 Sistema Estrutural de Fachadas Contraventadas.....	52
4.4 Sistema com Núcleo Estrutural .....	53
4.5 Sistemas Estruturais Unidos .....	53
4.6 Vento na Direção 0° .....	54
4.6.1 Deslocamentos de Topo Obtidos.....	56
4.6.2 Momentos de Tombamento na Base .....	57
4.7 Vento na Direção 90° .....	58
4.7.1 Deslocamentos de Topo Obtidos.....	60
4.7.2 Momentos de Tombamento na Base .....	61
4.8 Frequências Naturais.....	62
4.9 Momentos Obtidos pela NBR 6123.....	62
4.10 Comparação dos Momentos Obtidos .....	64
5 CONCLUSÃO .....	65
REFERÊNCIAS.....	67

## 1 INTRODUÇÃO

A urbanização traz uma necessidade de utilização diferenciada dos terrenos, sendo esta a de acomodar prédios mais altos e esbeltos. Concomitantemente, é necessário calcular os esforços solicitantes que o efeito aerodinâmico do vento tem sobre a estrutura, para posterior dimensionamento da mesma, de forma a atender as normas e os padrões de qualidade.

De acordo com o autor Blessmann (2001, p. 11), o efeito aerodinâmico do vento não traz problemas para estruturas baixas e pesadas, mas sim para estruturas esbeltas. Ainda, as construções leves têm uma probabilidade maior de ocorrência de patologias, por falhas estruturais devidas às ações do vento.

De acordo com Blessmann (1990, p. 16) para a determinação da velocidade do vento, é necessária a análise de valores obtidos em observações meteorológicas, feitas geralmente em aeroportos, com altura representativa de dez metros, sendo os testes executados por um longo período. Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5), “A velocidade básica do vento  $V_0$ , é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida, em média, uma vez a cada 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”.

Para auxiliar na determinação destes esforços horizontais, é sugerida a utilização de túnel de vento, principalmente para edifícios de arquitetura complexa não contemplados em norma. Sendo assim, se projeta, em escala reduzida, o modelo da edificação proposta. Porém nem sempre é viável a execução de testes em túnel de

vento, já que existem *softwares* que fazem uma análise aproximada, e estão cada vez mais se aperfeiçoando. Então, uma solução é o dimensionamento através de *softwares*, tais como SAP2000 e TQS, nos quais é possível simular o vento nas estruturas, porém somente de forma estática, onde não há consideração da interação vento-estrutura.

## 1.1 Justificativas

Em um cenário onde a falta de espaço nas cidades é evidente, surge a necessidade de construção de prédios mais esbeltos e altos, acarretando em maior efeito do vento nos momentos de tombamento e deslocamentos no topo da estrutura.

Se faz necessário, determinar os esforços provenientes do efeito aerodinâmico do vento nas edificações, para que assim seja possível dimensionar a estrutura do edifício, trazendo estabilidade e valores de rigidez adequados conforme a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 59). Para determinação destes valores, recomenda-se o uso de normas voltadas para este assunto. A norma brasileira NBR 6123 traz fórmulas empíricas, deduzidas a partir de ensaios em túnel de vento, para o cálculo destes fatores. Porém, os ensaios foram realizados para uma pequena gama de formas estruturais, geralmente retangulares e tornam-se imprecisas quando extrapoladas para formas geométricas mais complexas. Também é possível realizar uma simulação em túnel de vento. Entretanto, é exigido um tempo hábil para que seja feito o modelo em escala reduzida e assim realizada a simulação. A utilização de *softwares* pode assim, facilitar e agilizar o processo de análise do efeito do vento, calculando as solicitações estruturais em tempo hábil e assim podendo realizar o dimensionamento estrutural. Deve-se atentar para o fato de que os *softwares* utilizam recomendações normativas para o cálculo dos efeitos do vento.

O presente estudo analisou os resultados obtidos em diferentes sistemas estruturais através do *software* SAP2000, verificando as condições propostas pela NBR 6123. Com isso, é possível determinar se os dados obtidos são confiáveis para utilização em dimensionamentos estruturais e assim estipular a sua viabilidade.

Através desta pesquisa, buscou-se complementar os relatos científicos da área estrutural, com principal destaque ao efeito aerodinâmico aplicado em diferentes sistemas estruturais, facilitando a determinação de esforços solicitantes causados pelo vento, principalmente quanto ao deslocamento da cobertura e elevado momento de tombamento.

## 1.2 Objetivos

O presente trabalho fez uma análise quantitativa e qualitativa dos esforços solicitantes decorrentes do efeito do vento sobre a estrutura do *CAARC Standard Tall Building*. Sendo realizado também um comparativo entre os valores obtidos através do *software* SAP2000 com a aplicação dos diferentes sistemas estruturais.

O objetivo específico foi adotar o CAARC, incorporar diferentes sistemas estruturais no modelo e a partir deste determinar os seguintes itens:

- a) carregamentos em edifício altos;
- b) esforços na base;
- c) deslocamento no topo.

## 1.3 Estrutura do Trabalho

O Trabalho está composto por cinco capítulos da seguinte maneira:

- a) o primeiro capítulo sendo composto pela introdução, onde estão apresentadas as definições e as justificativas do trabalho, juntamente aos objetivos a serem alcançados;
- b) no segundo capítulo, apresentado o Referencial Teórico, onde constam as informações abordadas no estudo, baseadas em monografias, livros, artigos e rede eletrônica;
- c) o terceiro capítulo, Metodologia, composto pelas descrições de procedimentos realizados, mostrando de que maneira se obteve os

esforços, as análises dos modelos estruturais e por fim de que maneira os valores obtidos pelo SAP2000 foram interpretados;

- d) o quarto capítulo, Resultados e Discussão, onde são detalhadas as análises quantitativas e qualitativas realizadas;
- e) o quinto capítulo, Considerações Finais, onde são apresentadas as conclusões obtidas com o estudo realizado.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Edifícios Altos

Para Almada e Tontini (2012, p. 214), o início de um projeto se dá pela necessidade do cliente, sendo este um fator das disposições que venham a cumprir os requisitos do projeto. Em geral, os edifícios altos contêm características semelhantes, sendo na maioria, esbeltos e flexíveis.

Pode-se adotar como um edifício alto, uma construção com mais de 10 andares, onde a sua proporção é um fator a ser considerado para determinar se o edifício é intitulado como alto.

De acordo com o Conselho de Edifícios Altos (*Council on Tall Buildings and Urban Habitat*), dos Estados Unidos, não há uma definição específica de o que constitui prédio alto. São construções que demonstram algumas características, tais como:

a) contexto em que foi construído: por exemplo, um edifício de 12 andares construído em Nova York não é considerado alto;

b) proporção: existe uma grande variedade de edificações, que podem ser esbeltas ou robustas, o que define esta característica é a relação entre a altura e as dimensões em planta. Um edifício muito alto pode ser robusto assim como um edifício baixo pode ser esbelto, dependendo do contexto onde ele está inserido.

Conforme Parracho (2012, p. 1), as estruturas tinham uma limitação de altura e resistência, devida a necessidade de utilização de materiais do próprio local e muitas vezes manufaturados *in loco*. Com o passar dos tempos e com o avanço da tecnologia, foram sendo utilizados materiais mais resistentes, que proporcionaram estruturas mais esbeltas e altas, com uma flexibilidade maior e amortecimento menor por conta da redução do peso volumétrico.

Ainda para Parracho (2012, p.19) a massa do corpo e o amortecimento influenciam na amplitude de oscilação das estruturas. Quanto maior for a taxa de amortecimento, menor será a amplitude, dependendo de cada tipo estrutural.

Segundo Budajev e Sandelin (2013, p. 13) a frequência natural é determinada em Hertz (Hz) e é altamente dependente da massa e da rigidez estrutural. A edificação, em oscilação na primeira frequência natural, atinge amplitudes de oscilação maiores do que nas demais frequências naturais. Com o armazenamento de energia de vibração, a edificação entra em ressonância.

Pode-se dizer, baseado em Almeida, Nóbrega e Hanai (2005, p. 2), que a flexibilidade estrutural está relacionada à frequência natural, pois conforme a amplitude do movimento oscilatório for maior, menor será a frequência da edificação, sendo esta inversamente proporcional à massa e diretamente proporcional à rigidez.

Através das características arquitetônicas, carregamentos utilizados e época de construção dos prédios, podemos fazer uma estimativa da frequência natural conforme a altura da edificação (CACHUÇO, 2014, p. 45).

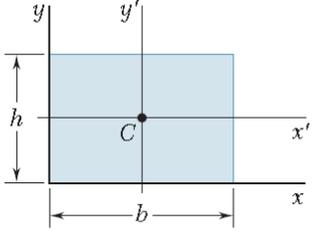
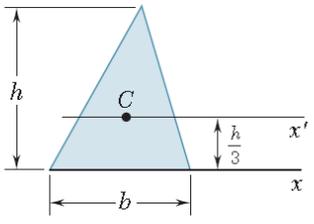
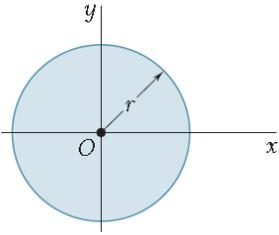
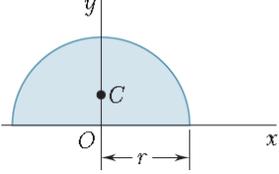
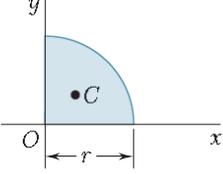
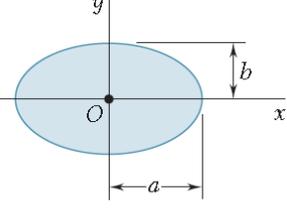
A massa estrutural gera carregamentos com uma distância do centro de rotação, variando a distância conforme o formato do edifício. Surgindo o momento de inércia:

Dessa forma, entende-se que o momento de inércia de uma peça/corpo/objeto assume na rotação o papel que era na translação desempenhado pela massa e tem variação no seu valor de acordo com a forma que a massa do corpo é distribuída em relação ao eixo de rotação. Se a massa do objeto for distribuída de forma mais homogênea em relação ao eixo de rotação tem-se menor momento de inércia e se a distribuição da massa for mais heterogênea tem-se maior momento de inércia (MACHADO, 2014, p. 37).

Baseado em Beer et al. (2010, p. 484), podemos determinar o momento de inércia em relação a área de uma seção transversal, sendo necessário analisar o eixo

em que será aplicado. Podemos determinar o momento de inércia de alguns formatos típicos conforme representado no quadro 1.

Quadro 1 - Momentos de inércia

Retângulo		$\bar{I}_{x'} = \frac{1}{12}bh^3$ $\bar{I}_{y'} = \frac{1}{12}b^3h$ $I_x = \frac{1}{3}bh^3$ $I_y = \frac{1}{3}b^3h$ $J_C = \frac{1}{12}bh(b^2 + h^2)$
Triângulo		$\bar{I}_{x'} = \frac{1}{36}bh^3$ $I_x = \frac{1}{12}bh^3$
Círculo		$\bar{I}_x = \bar{I}_y = \frac{1}{4}\pi r^4$ $J_O = \frac{1}{2}\pi r^4$
Semicírculo		$I_x = I_y = \frac{1}{8}\pi r^4$ $J_O = \frac{1}{4}\pi r^4$
Quarta parte do círculo		$I_x = I_y = \frac{1}{16}\pi r^4$ $J_O = \frac{1}{8}\pi r^4$
Elipse		$\bar{I}_x = \frac{1}{4}\pi ab^3$ $\bar{I}_y = \frac{1}{4}\pi a^3b$ $J_O = \frac{1}{4}\pi ab(a^2 + b^2)$

Fonte: Adaptado pelo autor com base em Beer et al. (2010, p. 485)

Para Budajev e Sandelin (2013, p. 9-16), as deformações ocasionadas pelo efeito aerodinâmico dependem da rigidez da estrutura. Com o acréscimo de paredes de contraventamento podemos aumentar a rigidez, pois estas fornecem grande momento de inércia à estrutura, reduzindo a oscilação lateral da construção.

Para Goulart (2008, p. 4), adotar um modelo completo, com lajes, é o mais adequado para fazer a análise estrutural, tendo em vista que a presença de lajes proporciona uma rigidez lateral maior, pois estas distribuem os esforços de maneira mais eficiente.

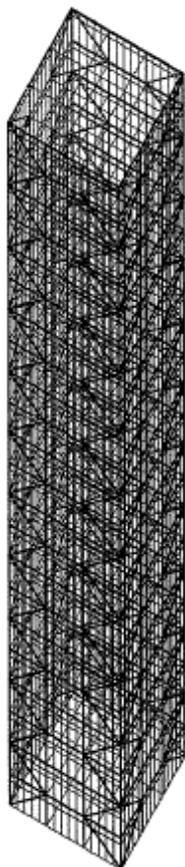
Ainda para Goulart (2008, p. 5), ao não adotarmos a rigidez à flexão da laje na análise, temos valores de deslocamento maiores por uma diferença de distribuição dos esforços. Ainda assim os valores obtidos de deslocamento, em grande parte, estão conforme os limites determinados pelas normas específicas do material da edificação.

De acordo com Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 267), visando suportar os carregamentos horizontais causados pelo efeito do vento, é possível proporcionar diversos tipos estruturais.

### **2.1.1 Sistema de Fachadas Contraventadas**

Este sistema tende a ser mais eficiente em locais onde ocorrem abalos sísmicos, tendo em vista que há um acréscimo de ductilidade da estrutura, sofrendo uma redução de rigidez estrutural (CHING, ONOUYE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 272).

Figura 1 – Sistema de fachadas contraventadas

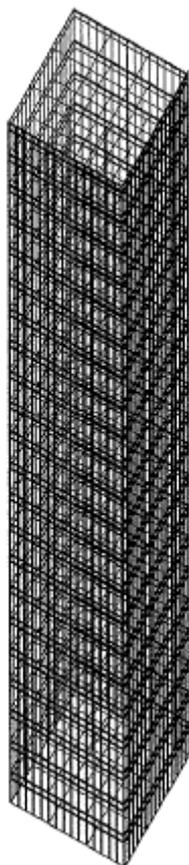


Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 272)

### 2.1.2 Estruturas Tubulares Externas

Este tipo busca distribuir os esforços em todo perímetro da edificação, independente do formato, podendo adotar qualquer formato regular, como é possível visualizar nas antigas torres do World Trade Center. Com a aplicação de vigas-treliça nas bordas é possível homogeneizar a distribuição de esforços (CHING, ONOUE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 273).

Figura 2 – Sistema de estruturas tubulares externas

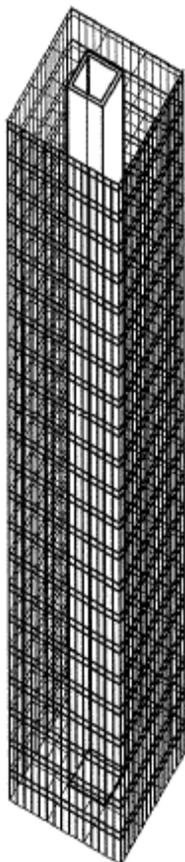


Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 273)

### 2.1.3 Sistema de Tubo Dentro de Tubo

Este sistema busca a atuação em conjunto da estrutura externa com a interna, sendo um núcleo estrutural que busca compensar a falta de resistência ao cisalhamento. Já a estrutura externa é dimensionada para resistir aos esforços laterais e de tombamento (CHING, ONOUYE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 274).

Figura 3 – Sistema de tubo dentro de tubo

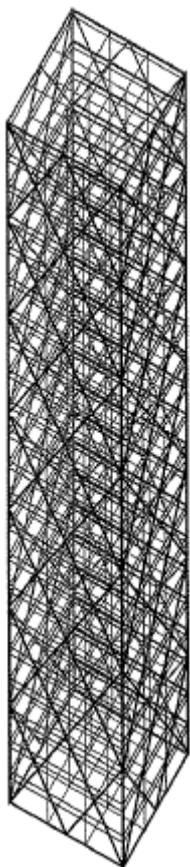


Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 274)

#### **2.1.4 Sistema de Grelha Externa Diagonal**

Altamente efetivo em reduzir as deformações por cisalhamento e possibilitando a redução de pilares, este busca uma estrutura rígida contra o cisalhamento e a flexão, resistindo aos efeitos do momento de tombamento e do deslocamento entre pisos, sendo capaz de transferir os carregamentos por caminhos múltiplos (CHING, ONOUE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 272).

Figura 4 – Sistema de grelha externa diagonal



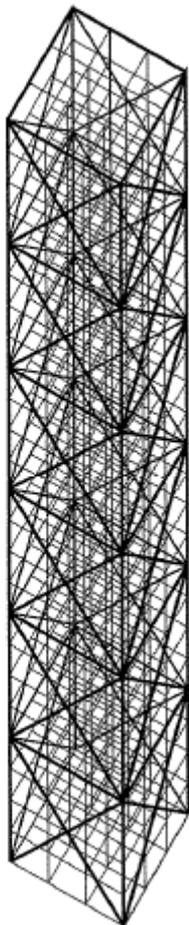
Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 272)

### **2.1.5 Sistema de Tubo Único Contraventado**

Pode-se citar como exemplo prático deste, o edifício de 100 pavimentos em Chicago, John Hancock Center.

Esta estrutura é similar à tubular, porém com o acréscimo de diagonais, agregando resistência às forças laterais e propiciando pilares externos mais afastados (CHING, ONOUYE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 274).

Figura 5 - Sistema de tubo único contraventado

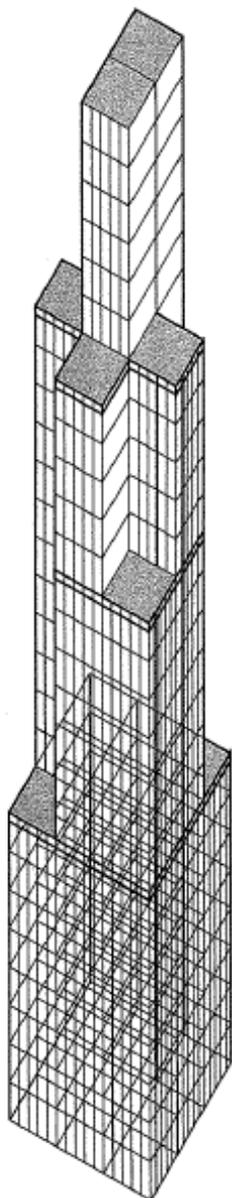


Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 274)

### **2.1.6 Sistema de Associação de Tubos**

A estrutura de tubos associados é composta por diversos grupos de tubos individuais, que seguem até alturas diferentes. Modelo este utilizado na Torre Sears, em Chicago. Em determinados pontos as estruturas se unem, providenciando uma rigidez consideravelmente maior do que nas condições de estruturas isoladas. Com a diferença de alturas dos módulos, o fluxo de vento é cortado, reduzindo a oscilação causada (CHING, ONOUYE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 275).

Figura 6 – Sistema de associação de tubos



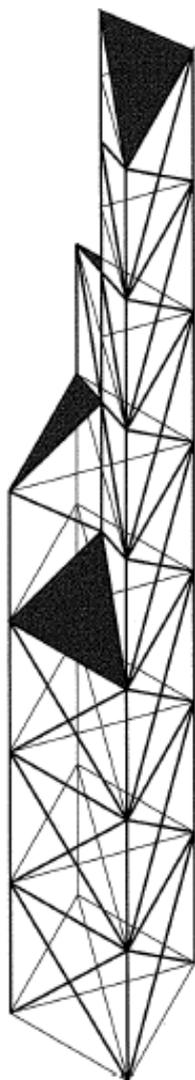
Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 275)

### 2.1.7 Sistema de Treliça Espacial

Esta estrutura busca conectar a parte externa com a interna, através da sobreposição dos prismas triangulados com diagonais, como é possível visualizar no edifício do Banco da China em Hong-Kong. A resistência deste sistema ocorre por

travamentos integrados ao espaço interno (CHING, ONOUYE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 275).

Figura 7 – Sistema de treliça espacial



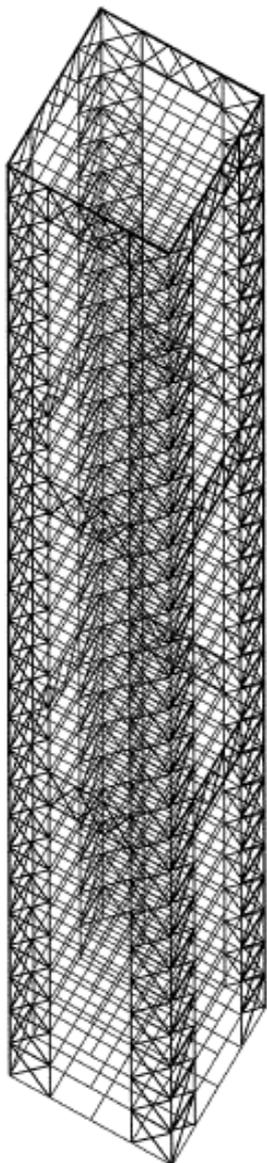
Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 275)

### **2.1.8 Megatreliças**

Viável para edificações com 60 pavimentos ou superior, constituída por megapilares nos cantos da estrutura, que a cada 15 a 20 pavimentos são conectados a treliças. A ligação destes componentes produz um prédio rígido que torna possível

a utilização de uma estrutura secundária mais leve (CHING, ONOUE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 276).

Figura 8 – Sistema estrutural de megatreliças



Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 276)

## 2.2 Ações em Edifícios Altos

Os edifícios, independentemente de seu tamanho, sofrem diversos esforços. De acordo com Leet, Uang e Gilbert (2009, p. 28), sempre devemos prever qual será

a utilização da edificação a ser construída, de modo a estimar, com certa precisão, os carregamentos a serem aplicados em sua estrutura, sem que esta sofra deformações excessivas quando submetida a cargas.

Baseado em Budajev e Sandelin (2013, p. 7), as edificações são expostas por inúmeros carregamentos, sendo possível classificá-los perante a direção de impacto, onde os esforços permanentes estão, em geral, localizados no sentido vertical, e os esforços variáveis, mais relevantes às edificações altas, estão comumente aplicados na horizontal.

Ainda para Budajev e Sandelin (2013, p. 7-8), os esforços verticais contribuem para a estabilidade, enquanto as ações horizontais afetam a estrutura negativamente, aumentando o momento de tombamento e a torção, concomitantemente diminuindo a estabilidade da edificação.

### **2.2.1 Permanentes**

As ações permanentes de uma edificação podem ser resumidas em uma característica estrutural que está presente desde o início da construção, que fazem parte do edifício, como o peso próprio. De acordo, Leet, Uang e Gilbert (2009, p. 29), considera os pisos, tetos, tubulações e seus componentes, fatores que constituem o peso próprio, como principal ação permanente na estrutura.

Ainda, conforme Leet, Uang e Gilbert (2009, p. 29), para o dimensionamento é considerado um valor de peso próprio estimado. Sendo assim, é possível determinar os tamanhos de vigas, pilares e barras a serem utilizadas, para que ao fim seja verificado o peso próprio. Caso este seja um valor próximo ao estimado, mas não acima, pode-se adotar concluída a análise, caso contrário é necessário refazer os cálculos, de modo a obter o valor correto dos esforços permanentes aplicados na estrutura.

### **2.2.2 Variáveis**

Segundo a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 9), ações variáveis são as ações de caráter transitório e compreendem:

- a) as cargas móveis;
- b) as cargas de construção;
- c) as cargas do vento;
- e) o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- f) o efeito dinâmico do movimento das águas.

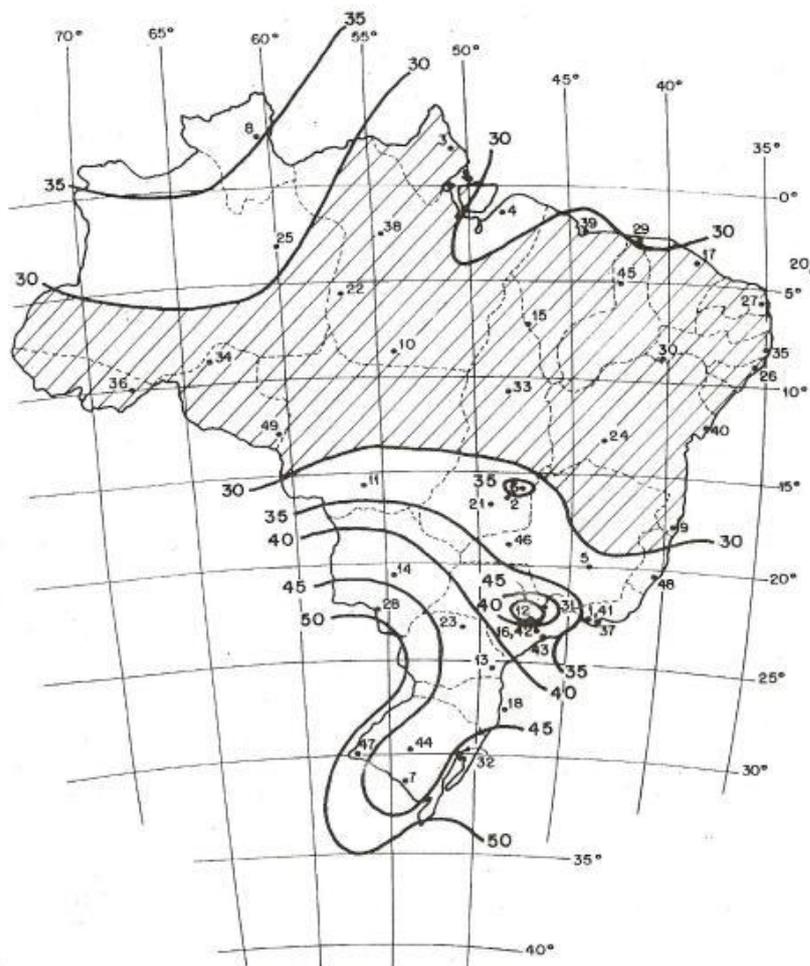
Os esforços de mobílias, pessoas e máquinas podem mudar conforme a ocupação do prédio varia. De acordo com Leet, Uang e Gilbert (2009, p. 36), nos códigos de construção de cada região, está situada a sobrecarga a ser considerada para cada situação de carregamento.

Com base na NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 6), buscamos dimensionar a estrutura de maneira a aplicar todas as cargas no limite de atuação, gerando a situação mais desfavorável possível. Assim sendo, devemos considerar somente os esforços variáveis que tendem a afetar a estabilidade estrutural negativamente. Com isso, é adotado um valor para o coeficiente de ponderação  $\gamma_q$  das ações variáveis, que varia conforme a ação, o vento por exemplo é 1,40, enquanto que para a sobrecarga de utilização é 1,50, majorando assim as ações que causam efeitos desfavoráveis à estrutura.

Para Budajev e Sandelin (2013, p. 7), os esforços gerados pela ação do vento tendem a evoluir de maneira diferenciada, sendo estes intensificados drasticamente com o acréscimo de altura. Esta ação pode ser adotada, então, como um dos principais carregamentos na estrutura, e é fator indispensável para a determinação da altura e forma da edificação.

Blessmann (1990, p. 7-8) determina que as forças causadas pelo vento são dimensionadas considerando uma velocidade característica da região, velocidade esta de uma rajada de três segundos, a dez metros de altura. Esta velocidade pode ser obtida através da análise de isopletras da figura 9.

Figura 9 – Mapa das isopletas



Fonte: NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p.6)

Para Blessmann (2001, p. 23) as causas mais usuais dos acidentes envolvendo a ação do vento são devidas a falta de ancoragem, contraventamento insuficiente, dimensionamento estrutural incorreto com um principal destaque à utilização de fundações inadequadas, podendo ocasionar o tombamento da edificação por não resistir aos momentos provenientes do impacto do vento com alta velocidade.

Com a utilização de ensaios em túnel de vento podemos obter resultados, como momentos fletores e torçores e até deflexões no topo da edificação, de forma bastante precisa quanto aos carregamentos estáticos causados pelo vento, a resposta dinâmica envolveria um estudo bem mais complexo, com modelos dinâmicos de difícil confecção. Os *softwares* utilizam, para simular o carregamento do vento, especificações normativas que algumas vezes podem gerar resultados que se

afastam da realidade se a arquitetura for muito complexa. Segundo Holmes (2014, p.187), em estruturas com sistemas construtivos mais simplificados (considerados retangulares pela NBR 6123) e a ressonância não sendo um fator predominante, podemos utilizar tais métodos, com a obtenção de solicitações confiáveis dos momentos de flexão, deflexão e esforços na edificação, sendo necessário considerar os coeficientes adequados para região e condicionantes do terreno.

### **2.2.2.1 Efeitos Longitudinais de Cargas de Vento**

De acordo com Vieira (2013, p. 15), os carregamentos gerados pelo efeito da turbulência do vento dependem das dimensões da estrutura e do raio de abrangência do turbilhão, sendo este capaz de gerar esforços reduzidos e locais na edificação se for de pequenas dimensões, ou gerar esforços globais que atuam na estrutura como um todo se a dimensão do turbilhão for tamanha para envolvê-la. O autor ainda afirma que é possível chegar a diversas solicitações por diferentes métodos, tendo em vista que são caracterizados escoamentos e influências nas reações de maneira específica para cada forma de cálculo.

Para David (2007, p. 64), os esforços gerados pelo vento na direção longitudinal são basicamente atribuídos à estrutura pela ação dos grandes turbilhões capazes de envolver toda a estrutura, os quais têm a intensidade variando conforme a dimensão da edificação, quanto maior o turbilhão, menor sua intensidade.

### **2.2.2.2 Efeitos Transversais de Cargas de Vento**

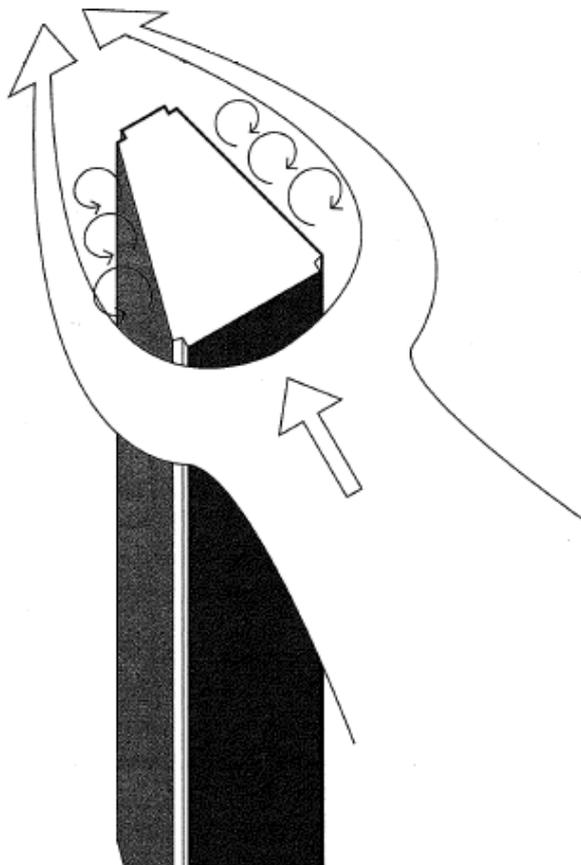
Conforme Vieira (2013, p. 15), o estudo das ações transversais sobre a estrutura é bem mais profundo se comparado aos efeitos longitudinais. Tendo em vista a escassez de métodos analíticos, utilizamos outros recursos para obtermos as solicitações necessárias, onde é feito um modelo da edificação em escala reduzida e aplicadas as cargas de vento.

Ainda para Vieira (2013, p. 15), para obtermos uma resposta aos efeitos transversais de cargas de vento de maneira analítica, é necessária a interpretação de vários mecanismos em conjunto, tais como:

- a) Desprendimento de vórtices;
- b) Turbulência gerada pelo vento;
- c) Escoamento do vento pela estrutura;
- d) Velocidade do vento.

Baseado em Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 280), o efeito aerodinâmico cria vórtices ao contornar a edificação, conforme figura 10, gerando forças de empuxo paralelas à direção do vento. Para o autor, os esforços transversais ocasionados pelo vento podem provocar desconforto aos moradores devido as vibrações decorrentes.

Figura 10 – Emissão de vórtices de vento



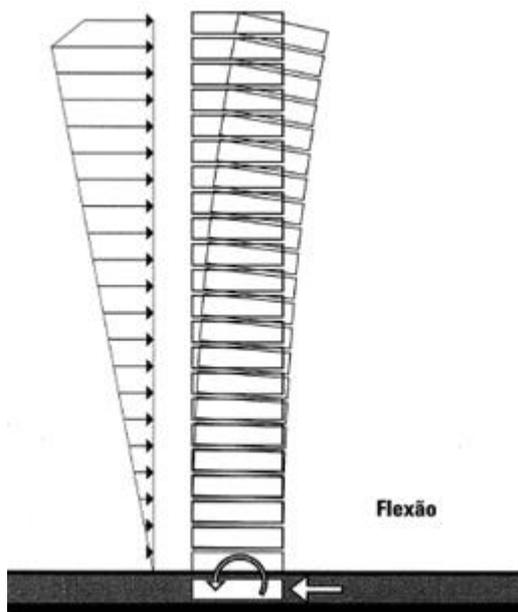
Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 280)

### 2.3 Esforços na Base

Esforços laterais aplicados em pontos elevados de uma edificação tendem a causar um momento de tombamento na base do prédio, de grande intensidade. Concomitantemente, os edifícios vizinhos podem levar o vento a atuar com uma certa excentricidade em relação ao eixo de rotação da estrutura, ocasionando esforços de torção em edifícios altos (CHING, ONOUYE E ZUBERBUHLER, 2010, p. 264).

Para Wert (2007, p. 7), o tombamento ocorre quando a edificação está ancorada ineficientemente em determinado local. É capaz de resistir aos esforços laterais, que fazem a estrutura inclinar para um lado, e aos de deslizamento, porém possui baixa resistência ao momento de tombamento. Deve-se adotar um método de ancoragem para que este não venha a tombar e causar danos possivelmente evitáveis. Sendo o deslocamento conforme figura 11, abaixo.

Figura 11 – Momento de tombamento e cisalhamento na base



Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 262)

Conforme Blessmann (1989, p. 15), os esforços de torção em edifícios são praticamente esquecidos pelas normas. Grande parte das normas apenas determinam coeficientes de força para ventos atuando perpendicularmente às fachadas do edifício com base retangular, condição esta que resulta em forças com a

mesma direção e sentido do vento médio, ressalvo os prédios com assimetria geométrica.

Para Carpeggiani (2004, p. 8), a torção pode ocorrer por três razões: interação da estrutura com a turbulência atmosférica, forma externa da edificação e devido à interferência que as edificações vizinhas proporcionam na ação do vento. O efeito aerodinâmico pode aumentar de 30% a 40% conforme a presença de prédios altos nas redondezas.

A ação do vento sobre a edificação, quando excêntrica ao centro de torção do edifício, resulta em um momento de torção, que pode ser calculado pela fórmula 1:

$$M_t = F_r \times e \quad (1)$$

Onde:

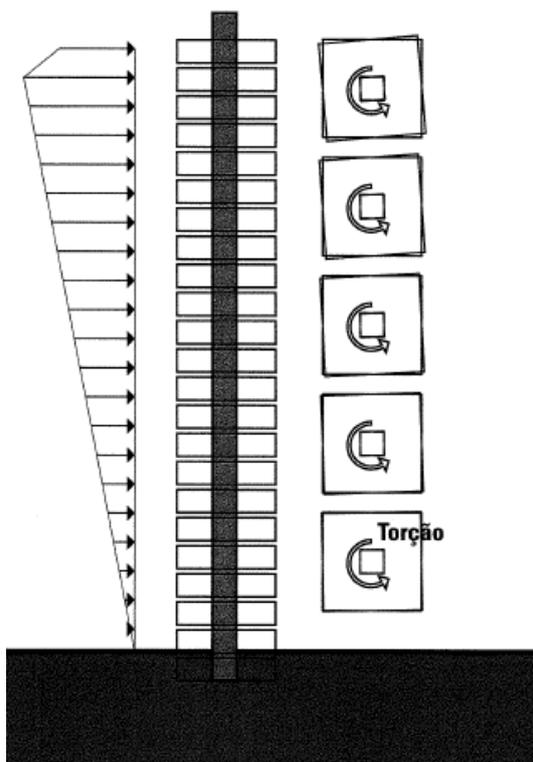
$M_t$  = momento de torção (Nm);

$F_r$  = força resultante (N);

$e$  = excentricidade (m).

Com base na NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 21), podemos determinar valores de excentricidade de acordo com a vizinhança. Para obtenção do momento de torção devemos levar em consideração todos os esforços gerados pelo efeito aerodinâmico no local, descobrindo o ponto de aplicação deste somatório de forças para, por fim, determinar a excentricidade. Sendo gerado uma torção como podemos ver na figura 12, abaixo.

Figura 12 – Momento de torção gerando torção



Fonte: Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 264)

## 2.4 Deslocamentos no Topo

Para Prado (1995, p. 11), podemos analisar as estruturas de duas maneiras, através do modelo tridimensional ou da associação plana de painéis. Onde, em ambos, é possível analisar os esforços e deslocamentos causados pelo efeito aerodinâmico.

A associação plana de painéis é aconselhada para uma análise rápida, no meio técnico. Ela não apresenta os esforços de torção por não considerar a interação tridimensional dos elementos. Apenas considerando os pórticos na mesma direção, simulando lajes através de interligação por barras.

Para Bernardi, Filho e Pacheco (2010, p. 45), a utilização deste método é bastante comum, tendo em vista que os pavimentos transmitem, nos próprios planos, os esforços sem se deformarem, sendo adotadas subestruturas como a divisão da

estrutura em regiões menores, resolvendo vários sistemas menores, proporcionando agilidade na interpretação de estruturas grandes e complexas.

Já o modelo tridimensional adota uma estrutura mais realista, onde são analisadas todas as barras da estrutura (PRADO, 1995, p. 11). Este modelo é adotado em *softwares* para dimensionamento, sendo possível visualizar todas as interações estruturais.

## **2.5 Metodologia da NBR 6123 para Cálculo dos Efeitos do Vento em Edificações**

No capítulo nove da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 33-41) estão descritos os efeitos dinâmicos causados nas edificações pela turbulência atmosférica, abordando o método simplificado e o discreto. Esta norma toma como velocidade de projeto a velocidade média a dez metros de altura do solo com duração de dez minutos, pois ela considera que durante este intervalo de tempo a velocidade média se mantém constante.

Ainda de acordo com a norma, podem surgir respostas flutuantes em edificações altas e esbeltas, as quais, em situações que o período fundamental é acima de um segundo e com fraco amortecimento, é significativa e de extrema importância considerar estes esforços.

Entretanto, em uma edificação com período fundamental abaixo de um segundo é possível desconsiderar as respostas flutuantes, tendo em vista que estas têm uma pequena contribuição no fator que considera a influência da rugosidade do terreno e características da edificação.

### **2.5.1 Análise do Efeito de Cargas de Vento Longitudinal**

Através da fórmula 2, apresentada pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 33-41), abaixo, obtemos a expressão para velocidade de projeto, a qual consiste na multiplicação do fator

topográfico ( $S_1$ ), que leva em consideração se a edificação está em morros ou taludes, com o fator de conceitos probabilísticos ( $S_3$ ) e com a velocidade básica do vento ( $V_o$ ), que é obtida pela análise das isopletras no mapa da figura 9:

$$\bar{V}_p = 0,69 V_o S_1 S_3 \quad (2)$$

Onde:

$\bar{V}_p$  = velocidade de projeto, (m/s);

0,69 = fator de rajada;

$V_o$  = velocidade básica (ou de referência), (m/s);

$S_1$  = fator topográfico;

$S_3$  = fator estatístico.

### 2.5.1.1 Modelo Simplificado

De acordo com a NBR-6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34), o modelo contínuo simplificado só pode ser adotado para edificações com altura inferior a 150,00m e com distribuição homogênea de massa, sendo a seção constante. É possível calcular o primeiro modo de vibração com a fórmula 3:

$$X=(z/h)^y \quad (3)$$

Onde:

$h$  = altura total da estrutura (m);

$z$  = cota no ponto de interesse (m);

$y$  = expoente da forma modal que depende do tipo de estrutura;

$X$  = deslocamento do topo da edificação.

Os valores de  $y$  são disponibilizados no quadro 2, abaixo. Nesta mesma tabela são disponibilizadas fórmulas para a obtenção da frequência natural ( $f_1$ ) e valores de amortecimento crítico ( $\xi$ ) em função do tipo de edificação.

Quadro 2 - Amortecimento em relação ao tipo de edificação

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

Fonte: Adaptado pelo autor com base na NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35)

No modelo simplificado utilizamos a fórmula 4, abaixo, para categoria de rugosidade II, sendo possível determinar a variação da pressão dinâmica, onde já está considerado na fórmula as condições do ambiente como temperatura e pressão.

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (4)$$

Onde:

$\bar{q}_0$  = pressão dinâmica de projeto, a 10m de altura sobre o solo, (N/m<sup>2</sup>);

0,613 = fator de correção, considerando condições normais de temperatura e pressão, em função da massa específica do ar;

$\bar{V}_p$  = velocidade de projeto, (m/s).

Já para as outras categorias estipuladas pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 36) devemos considerar a fórmula 5, onde há o acréscimo do parâmetro de correção b.

$$\bar{q}_p = 0,613 b \bar{V}_p^2 \quad (5)$$

Onde:

$\bar{q}_p$  = pressão dinâmica de projeto, (N/m<sup>2</sup>);

0,613 = fator de correção, considerando condições normais de temperatura e pressão, em função da massa específica do ar;

$\bar{V}_p$  = velocidade de projeto, (m/s);

Ainda é possível o cálculo da pressão dinâmica com a altura, conforme fórmula 6 abaixo:

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^{\frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p}} \xi \right] \quad (6)$$

b = parâmetro de correção definido pela NBR 6123 através da categoria de rugosidade;

p = expoente da curva de potência teórica definido pela NBR 6123 através da categoria de rugosidade;

$\xi$  = coeficiente de amplificação dinâmica;

z = altura variável, onde busca-se saber a pressão dinâmica;

h = altura da edificação.

Para fins de análise, o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante. Sendo os valores constantes obtidos através do quadro 2, já apresentado anteriormente neste estudo, disposto pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35).

### 2.5.1.2 Modelo Discreto

Edificações com propriedades variáveis com a altura devem ser representados por um modelo discreto conforme esquema da figura 13 abaixo.

Onde:

$x_i$  = deslocamento correspondente à coordenada  $i$ ;

$A_i$  = área de influência correspondente à coordenada  $i$ ;

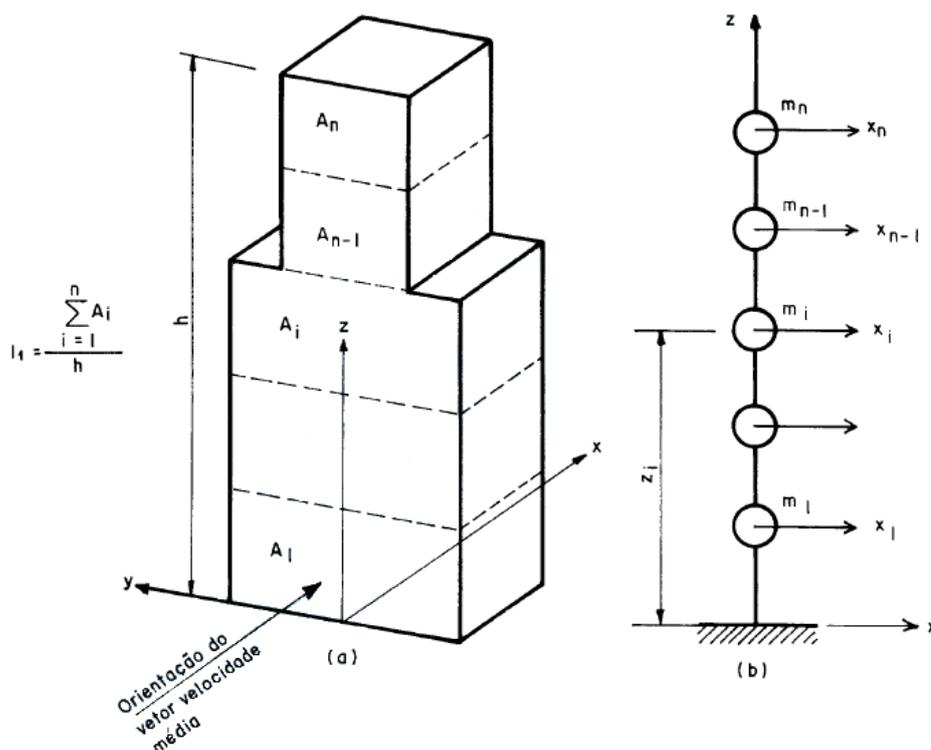
$m_i$  = massa discreta correspondente à coordenada  $i$ ;

$C_{ai}$  = coeficiente de arrasto correspondente à coordenada  $i$ ;

$Z_i$  = altura do elemento  $i$  sobre o nível do terreno;

$n$  = número de graus de liberdade ( $i=1, 2, \dots, n$ ).  $n$  também é considerado como número de elementos em que a estrutura vertical foi dividida, contanto que seja simétrica.

Figura 13 – Modelo dinâmico discreto



Fonte: NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35)

Assim sendo, em cada modo de vibração  $j$ , com componentes  $(x_i)_j = x_{ij}$ , pode-se obter a força total  $X_i$  através da fórmula 7:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (7)$$

Onde:

$X_i$  = força total devida ao vento na direção da coordenada  $i$ , (N);

$\bar{X}_i$  = força média na direção da coordenada  $i$ , (N);

$\hat{X}_i$  = força flutuante na direção da coordenada  $i$ , (N).

Para a determinação de  $\bar{X}_i$ , pode-se utilizar a fórmula 8 abaixo, considerando  $\bar{q}_0$  já calculado anteriormente:

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b^2 C_{ai} A_i \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (8)$$

Concomitantemente a componente  $\hat{X}_i$  é dada pela fórmula 9:

$$\hat{X}_i = F_H \Psi_i x_i \quad (9)$$

Onde:

$F_H$  = força referente à parcela flutuante, (N);

$x_i$  = deslocamento correspondente à coordenada  $i$ , (m).

Obtêm-se  $\Psi_i$  através da fórmula 10:

$$\Psi_i = m_i / m_o \quad (10)$$

Onde:

$m_i$  = massa discreta referente à coordenada  $i$ ;

$m_o$  = massa arbitrária de referência.

A força  $F_H$  é obtida pela fórmula 11:

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_o \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i X_i}{\sum_{i=1}^n \Psi_i X_i^2} \xi \quad (11)$$

Onde:

$A_o$  = área arbitrária de referência, (m<sup>2</sup>);

$n$  = número de coordenadas discretizadas;

$\xi$  = coeficiente de amplificação dinâmica.

Por fim, o valor de  $\beta_i$  é determinado pela fórmula 12:

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_o} \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (12)$$

Nas equações precedentes,  $m_o$  e  $A_o$  são considerados como uma massa e uma área arbitrária de referência, com coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , que é determinado por interpolação ou extrapolação dos gráficos dispostos pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 37-38).

### 2.5.2 Análise do Efeito de Cargas de Vento Transversal

Conforme Blessmann (2005, p. 203-207), em 1990 foram introduzidas metodologias de cálculo para as cargas de vento transversal, onde o modelo é aplicável em edificações apoiadas apenas na base, com pouca ou nenhuma variação da seção transversal ao longo da altura.

Para avaliarmos a estrutura no quesito sensibilidade ao desprendimento de vórtices temos que determinar a velocidade crítica do vento, onde a frequência de desprendimento de um par de vórtices coincide à frequência natural da estrutura  $f_1$ , associada ao primeiro modo na direção perpendicular ao vento. Sendo assim utilizamos a fórmula 13 abaixo para calcular a velocidade crítica do vento.

$$\bar{V}_{cr} = \frac{f_1 l_1}{St} \quad (13)$$

Onde:

$f_1$  = frequência correspondente ao 1° modo de vibração;

$l_1$  = comprimento da face transversal à direção do vento (m)

St = número de strouhal

A partir do momento que obtemos a velocidade crítica podemos calcular a pressão dinâmica crítica pela fórmula 14:

$$q_{cr} = 0,613 (\bar{V}_{cr})^2 \quad (14)$$

Sendo assim possível o cálculo da amplitude da vibração provocada pelo desprendimento de vórtices através da fórmula 15:

$$Y_0 = \frac{q_{cr} l_1}{8\pi^2 f_1^2 \zeta_{ef}} \frac{1+2\gamma C_1 C_r}{1+\gamma} \frac{1}{M_0} \quad (15)$$

Onde:

$\zeta_{ef}$  = razão de amortecimento efetivo,  $\zeta_{ef} = \zeta + \zeta_{aer}$ ;

$\zeta$  = razão de amortecimento estrutural crítico;

$\zeta_{aer}$  = amortecimento aerodinâmico.

Para tanto, é necessária a massa média por unidade de comprimento,  $M_0$ . Considerando um modelo contínuo onde a massa varia conforme a altura, podemos calcular  $M_0$  utilizando a fórmula 16:

$$M_0 = \frac{\int_0^h m(z) \left(\frac{z}{h}\right)^{2y} dz}{\int_0^h \left(\frac{z}{h}\right)^{2y} dz} \quad (16)$$

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 36) considera que para velocidades médias podemos determinar as solicitações na direção perpendicular através das solicitações na direção do vento, sendo a fórmula 17 abaixo:

$$Y_i = \frac{1}{3} x_i \quad (17)$$

Onde:

$x_i$  = deslocamento correspondente à coordenada  $i$ , (m);

$Y_i$  = deslocamento perpendicular à coordenada  $i$ , (m).

## 2.6 CAARC

De modo a adotar um modelo para comparações dos resultados obtidos em túneis de vento, em 1969, foi criado o edifício hipotético CAARC *Standard Tall Building*, no evento *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council Coordinators in the Field of Aerodynamics* (TREIN, 2005, p. 56).

De acordo com Thepmongkorn e Kwok (2002, p. 516), o CAARC *Standard Tall Building* apresenta as seguintes características:

- a) Altura: 180,00m;
- b) Seção retangular: 30,00x45,00m;
- c) Massa específica: 160,00kg/m<sup>3</sup>;
- d) Massa total: 30x45x180x160kg/m<sup>3</sup>(a**x**b**x**c**x**p) = 38.880 toneladas, linearmente distribuídas;
- e) Amortecimento: 1%, nas duas direções.

Conforme Borelli e Schmidt (2003, p. 481), podemos especificar os momentos de inércia sabendo as dimensões e massa específica do modelo estrutural, da seguinte maneira:

$$I_{mx} = \frac{1}{12} m(b^2 + c^2) + m \left(\frac{c}{2}\right)^2 \quad (18)$$

$$I_{my} = \frac{1}{12} m(a^2 + c^2) + m \left(\frac{c}{2}\right)^2 \quad (19)$$

Testado no *software* SAP2000 por Parracho (2012, p. 88), pôde-se observar que a massa da edificação é inversamente proporcional ao deslocamento máximo obtido em função do efeito aerodinâmico do vento. Sendo assim, a densidade estrutural é um fator indispensável para produzir um amortecimento maior, reduzir a flexibilidade e minimizar os efeitos do vento sobre a estrutura.

Ainda para Parracho (2012, p. 92), se aumentarmos as medidas da base da edificação, estaremos diminuindo a massa volumétrica, proporcionando uma estrutura mais frágil frente à ação de desprendimento de vórtices.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente estudo surgiu a partir da necessidade da verificação estrutural frente às ações do vento, tendo em vista que as edificações estão cada vez mais esbeltas. O mesmo foi executado com base no conhecimento adquirido durante o curso de graduação, juntamente com as pesquisas bibliográficas.

A pesquisa consiste na revisão bibliográfica de efeitos da ação do vento em edificações altas, estudo de sistemas estruturais e análise do CAARC *Standard Tall Building* em livros, revistas, monografias, artigos e rede eletrônica com assuntos relacionados à engenharia civil.

#### 3.1 Materiais

Conforme citado anteriormente, o presente estudo será desenvolvido perante a análise de sistemas estruturais aplicados ao CAARC *Standard Tall Building*, para que a partir desta etapa, sejam lançados os modelos estruturais no *software* SAP2000 versão 15.

Em seguida, busca-se, obter esforços e deslocamentos de primeira ordem pelo *software* SAP2000, analisando, assim, como a incorporação de um sistema estrutural irá modificar os parâmetros de rigidez e amortecimento do CAARC *Standard Tall Building*.

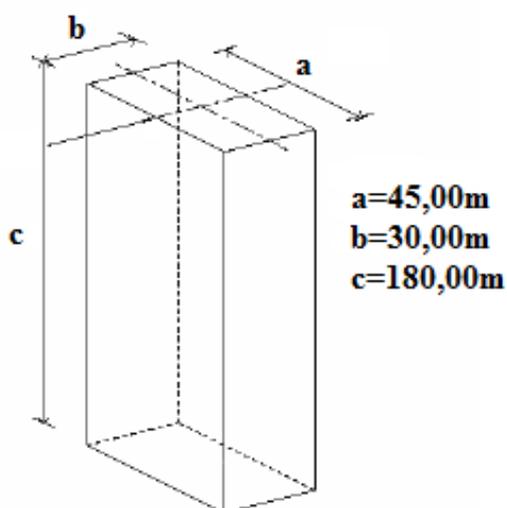
Os sistemas estruturais analisados são os já citados por Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010, p. 267), onde são propostas diversas adições à estrutura principal da edificação, proporcionando mais rigidez e situações de estabilidade melhores para os usuários do edifício, sem que haja desconforto para os mesmos.

### 3.2 CAARC

O CAARC *Standard Tall Building* consiste em uma edificação hipotética, adotada para comparativo de diferentes técnicas de ensaio, buscando maior credibilidade e melhores abordagens em resultados obtidos. Este também é utilizado para calibração de túneis de vento. Ele é considerado como um prisma retangular, com forma linear e ponto de giro situado na base (TREIN, 2005, p. 56).

A partir das pesquisas realizadas, podemos representar o modelo tridimensional do CAARC *Standard Tall Building*, o qual não possui detalhes geométricos, nem mesmo parapeito, sendo um modelo completamente plano conforme mostra a figura 14 abaixo, onde as dimensões são designadas pelas letras a, b e c (THEPMONGKORN E KWOK, 2002, p. 516).

Figura 14 – CAARC Standard Tall Building



Fonte: Adaptado pelo autor com base em Thepmongkorn e Kwok (2002, p. 516)

É possível, a partir das características obtidas no presente estudo, determinar os momentos de inércia em relação ao eixo X e Y, respectivamente  $I_{MX} = 426.465.000 \text{ t.m}^2$  e  $I_{MY} = 422.820.000 \text{ t.m}^2$ .

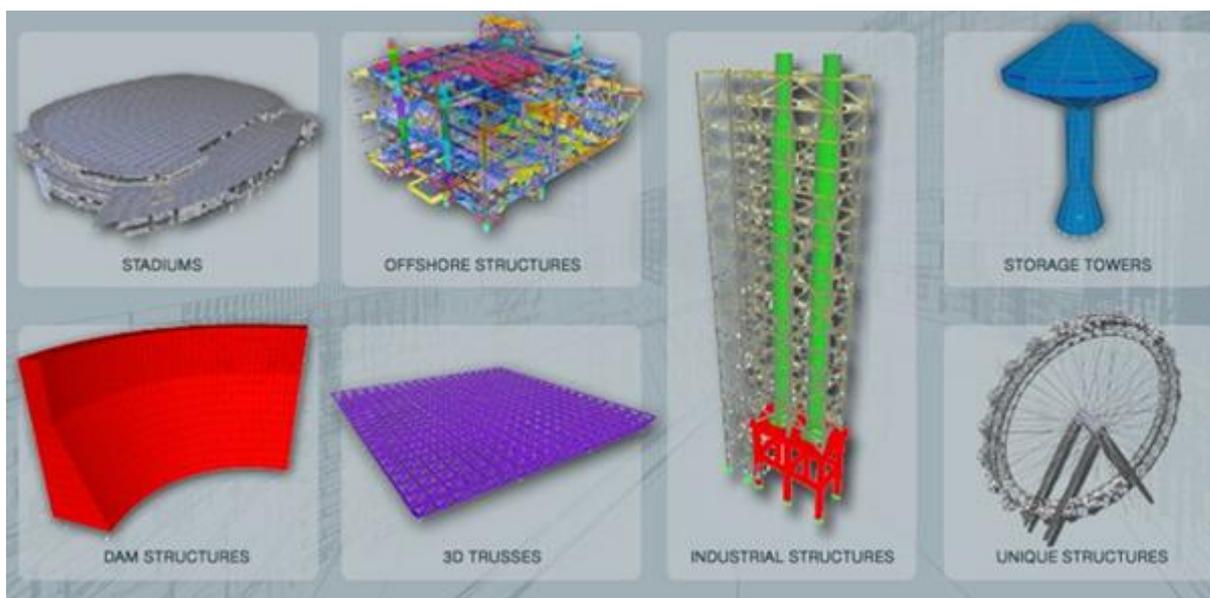
A análise a ser realizada é de fácil interpretação, sendo a modelagem aero realística simples, pois este não tem detalhes geométricos em suas fachadas, nem mesmo parapeitos. O *CAARC Standard Tall Building* é completamente plano.

Tendo em vista que as características desta estrutura são padronizadas, é possível a aplicação em novas teorias e técnicas de modelagem, utilizando-o para efetuar a calibração destes estudos (OLIVEIRA, 2009, p. 6).

### 3.3 Software Computacional

Este *software* é utilizado para análises estruturais em geral, sendo possível modelar diversos tipos de estrutura, podendo estipular carregamentos e solicitações de inúmeras maneiras.

Figura 15 – Modelagens feitas no SAP2000



Fonte: Adaptado do *software* SAP2000 (2015)

A plataforma de análise é versátil e com uma interface intuitiva, sendo de fácil utilização, tanto em modelos com análise não linear complexos como pórticos em 2D. São disponibilizados pelo *software* recursos onde pode-se simular efeitos aerodinâmicos, sísmicos e esforços característicos de pontes.

Conforme a *Computers and Structures, Inc. (CSI)* (2015), o aplicativo permite que o usuário decida aplicar os carregamentos da ação do vento conforme desejado, possibilitando encontrar uma solução adequada ao seu projeto. Concomitantemente, há a disponibilidade de utilizar esforços gerados automaticamente pelo *software*, o qual se baseia em diversos códigos nacionais e internacionais, sendo alguns dos códigos principais utilizados listados abaixo:

- a) UBC 94; 97;
- b) BOCA 96;
- c) ASCE 7-95; -02; -05;
- d) NBCC 2005; 2010;
- e) Mexicano;
- f) Chinês 2002;
- g) IS875 1987.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos com os ensaios realizados no *software* computacional. Sabendo que o *CAARC Standard Tall Building* é apenas um modelo para pesquisas, os resultados aqui apresentados podem ser diferentes de edificações reais.

Após a modelagem da edificação no *software* computacional, foram aplicados os esforços característicos da região de Lajeado/RS, seguindo os parâmetros estipulados pela NBR 6123, desconsiderando os valores de fator topográfico ( $S_1=1$ ) e o fator estatístico da edificação ( $S_3=1$ ). Possibilitando assim analisar os esforços causados pelo efeito do vento e determinar neste capítulo os deslocamentos obtidos com os diferentes sistemas estruturais.

### 4.1 Esforços nas Edificações Altas

Foram considerados, neste estudo, apenas os esforços causados pelo vento e o peso próprio da estrutura, desconsiderando os carregamentos de sobrecarga, tendo em vista que este tipo de ação traz uma estabilidade maior à edificação. Buscou-se adotar a pior situação possível para a análise do efeito do vento sobre a estrutura aplicada no *CAARC Standard Tall Building*.

Os resultados foram obtidos para a situação em que a edificação sofre o efeito do vento à uma velocidade básica  $V_0=46\text{m/s}$ , em um terreno com rugosidade, definido

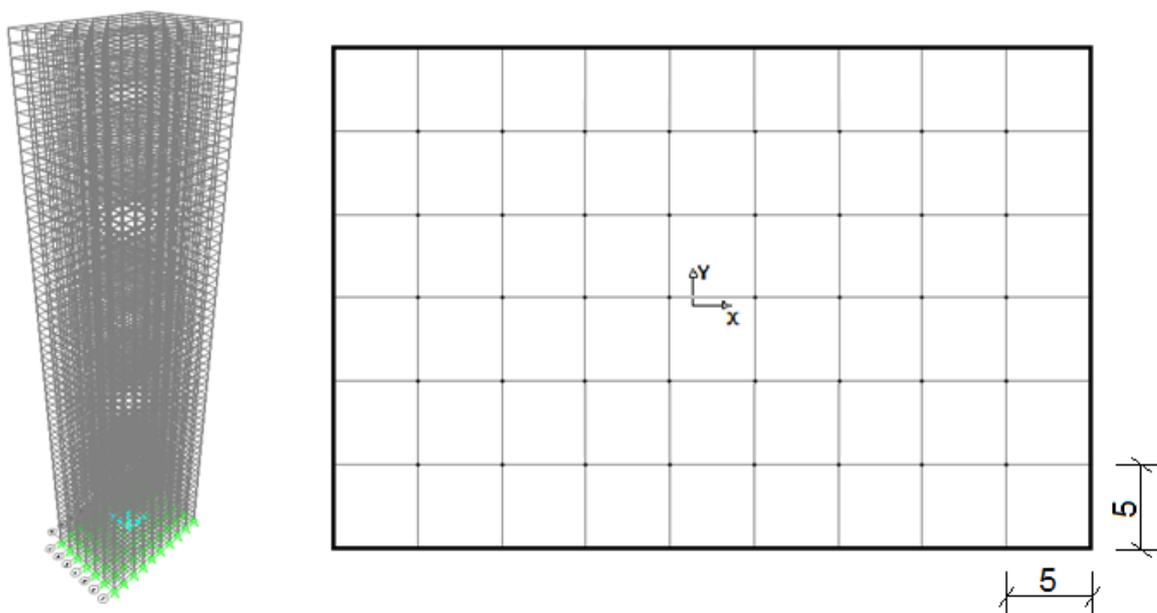
pela NBR 6123, de categoria V. Os ensaios foram realizados em duas etapas, vento na direção  $0^\circ$ , e vento na direção  $90^\circ$ .

O *software* não tem como padrão os esforços de vento dimensionados pela NBR 6123, apenas as solicitações com base em normas de outras legislações. Portanto, foram calculados os esforços, de acordo com essa norma, para posteriormente serem aplicados no modelo como carregamentos distribuídos.

## 4.2 Sistema Estrutural Básico

Este sistema estrutural foi utilizado na modelagem inicial, o qual consiste no conjunto simples de pilares e vigas, sem nenhum tipo de travamento excepcional. Os pilares possuem um vão livre de 5 metros entre eles e foram adotados 60 andares de 3 metros de pé-direito cada, totalizando os 180m de altura. Como é possível visualizar na figura 16 abaixo.

Figura 16 – CAARC *Standard Tall Building* modelado com vista superior



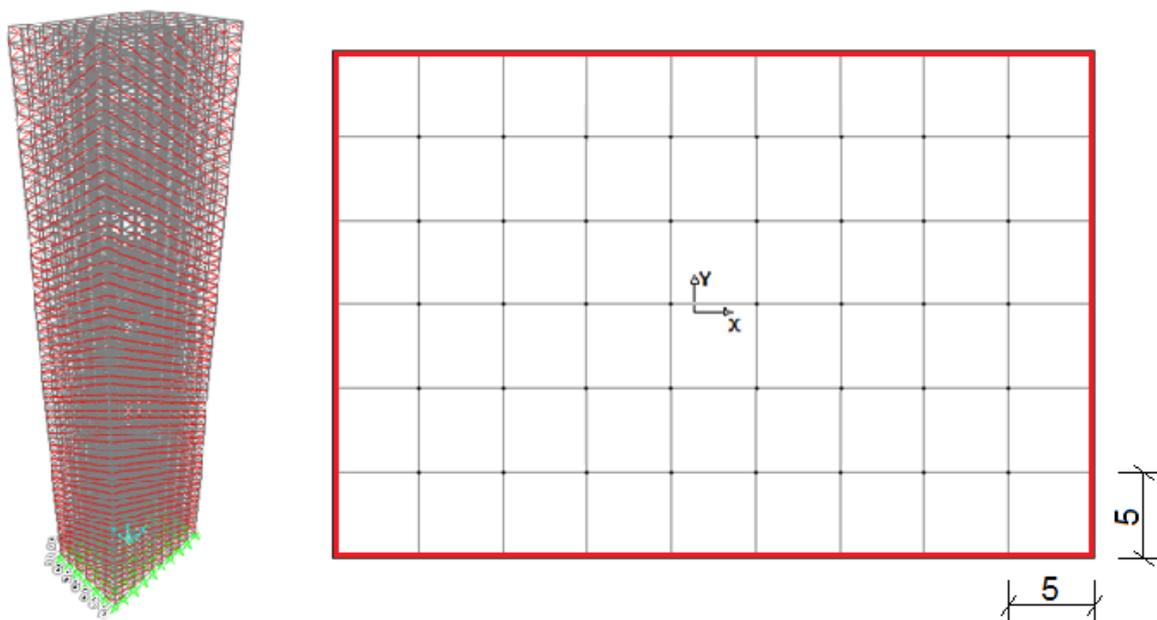
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

### 4.3 Sistema Estrutural de Fachadas Contraventadas

Este sistema estrutural busca distribuir os esforços gerados, de maneira a estabilizar a edificação, evitando assim que ela entre em oscilação e apresente um grande deslocamento horizontal no topo. Para o contraventamento foram consideradas paredes de alvenaria estrutural, as quais são representadas no *software* por barras diagonais, imitando o comportamento da alvenaria, de acordo com as propriedades definidas, com base em Cachuço (2014, p.92), nas configurações do programa.

Na figura 17, abaixo, pode-se observar a modelagem do *CAARC Standard Tall Building* com o contraventamento.

Figura 17 – Modelagem de sistema estrutural de fachadas contraventadas com vista superior



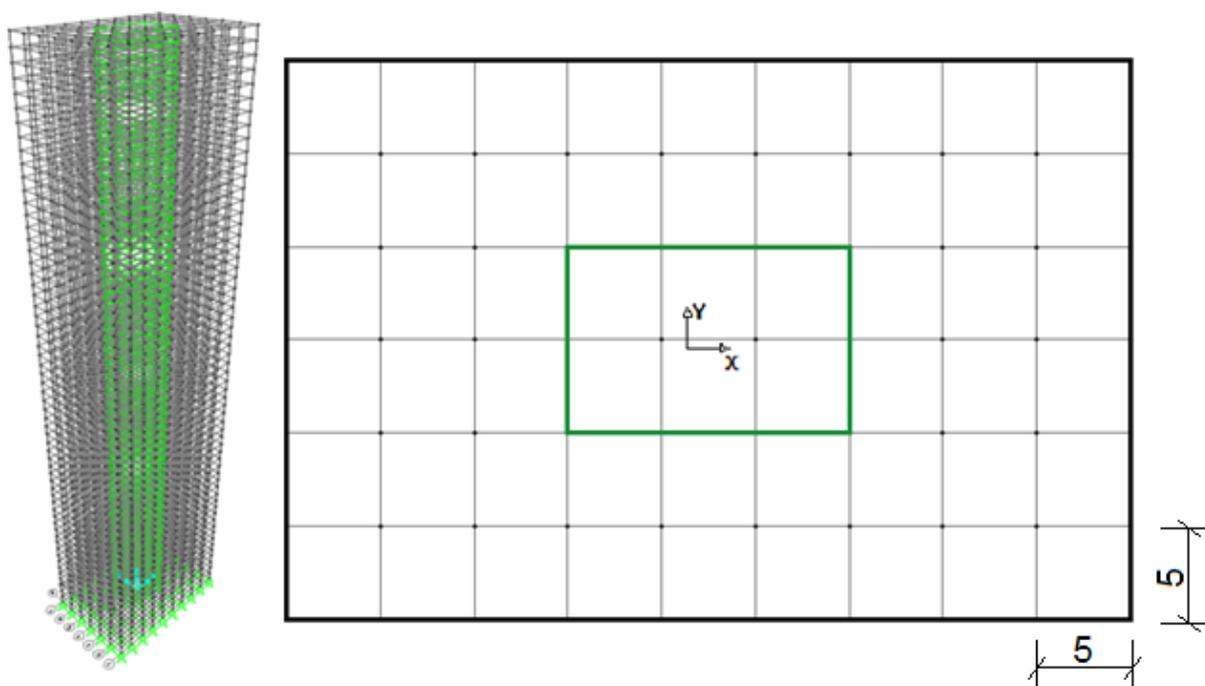
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

#### 4.4 Sistema com Núcleo Estrutural

Os carregamentos, nesta estrutura, são suportados pela estrutura externa e direcionados ao núcleo de rigidez, o qual proporciona à edificação uma alta resistência contra ações de cisalhamento.

Na figura 18, abaixo, é possível visualizar o CAARC *Standard Tall Building* com o núcleo estrutural ocupando a parte central da edificação.

Figura 18 – Modelagem de sistema com núcleo estrutural com vista superior



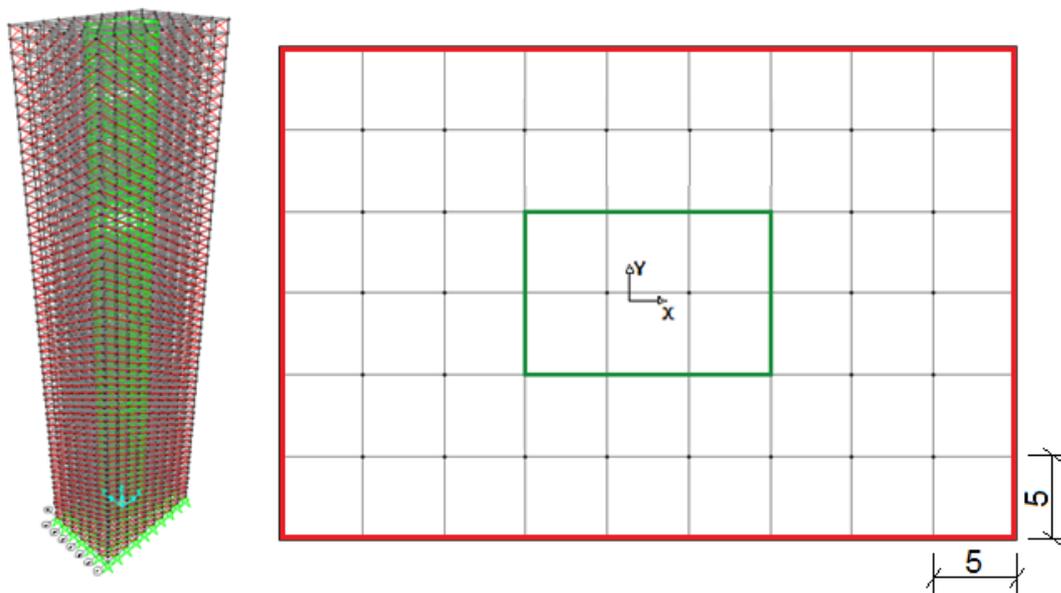
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

#### 4.5 Sistemas Estruturais Unidos

Nesta modelagem houve a união dos dois sistemas estruturais, de modo que um sistema estrutural venha a auxiliar o outro, buscando uma solução ainda mais rígida.

Na figura 19, abaixo, é possível visualizar o CAARC *Standard Tall Building* com o núcleo estrutural ocupando a parte central da edificação enquanto o contraventamento está situado nas fachadas da edificação.

Figura 19 – Modelagem da estrutura contraventada com núcleo estrutural com vista superior

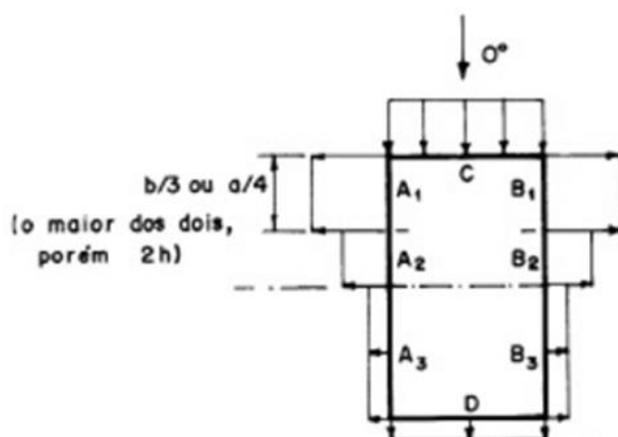


Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

#### 4.6 Vento na Direção 0°

A área de incidência do vento na direção 0° corresponde à menor fachada da edificação. A NBR 6123 estabelece que devemos distribuir os esforços conforme diagrama apresentado na figura 20, abaixo.

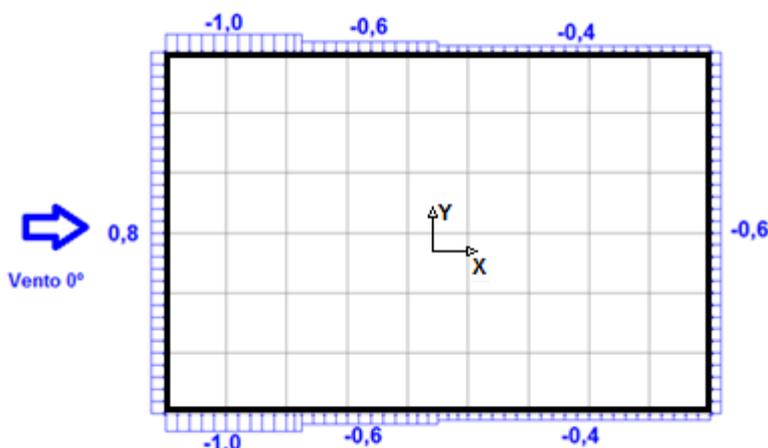
Figura 20 – Diagrama da NBR 6123 de coeficientes externos de pressão do vento 0°



Fonte: NBR 6123(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 14)

A figura 21 ilustra os devidos coeficientes externos de pressão causados pela incidência do vento na edificação.

Figura 21 – Coeficientes externos de pressão do vento 0°



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

A partir da definição dos coeficientes foi possível calcular os carregamentos a serem inseridos na modelagem, os quais são esforços distribuídos linearmente que variam conforme a altura, estes são apresentados no quadro 03 abaixo.

Quadro 3 – Força linear do vento 0°

Altura	Força linear do vento 0° em N/m							
	FA1	FA2	FA3	FB1	FB2	FB3	FC	FD
5	-3362,10	-2017,26	-1344,84	-3362,10	-2017,26	-1344,84	2689,68	-2017,26
10	-3362,10	-2017,26	-1344,84	-3362,10	-2017,26	-1344,84	2689,68	-2017,26
15	-3746,05	-2247,63	-1498,42	-3746,05	-2247,63	-1498,42	2996,84	-2247,63
20	-4150,75	-2490,45	-1660,30	-4150,75	-2490,45	-1660,30	3320,60	-2490,45
30	-9371,61	-5622,96	-3748,64	-9371,61	-5622,96	-3748,64	7497,28	-5622,96
40	-10274,39	-6164,64	-4109,76	-10274,39	-6164,64	-4109,76	8219,51	-6164,64
50	-11218,69	-6731,21	-4487,47	-11218,69	-6731,21	-4487,47	8974,95	-6731,21
60	-10978,72	-6587,23	-4391,49	-10978,72	-6587,23	-4391,49	8782,98	-6587,23
80	-24408,98	-14645,39	-9763,59	-24408,98	-14645,39	-9763,59	19527,18	-14645,39
100	-26463,60	-15878,16	-10585,44	-26463,60	-15878,16	-10585,44	21170,88	-15878,16
120	-28059,04	-16835,42	-11223,62	-28059,04	-16835,42	-11223,62	22447,23	-16835,42
140	-29701,18	-17820,71	-11880,47	-29701,18	-17820,71	-11880,47	23760,94	-17820,71
160	-31390,01	-18834,01	-12556,01	-31390,01	-18834,01	-12556,01	25112,01	-18834,01
180	-32541,85	-19525,11	-13016,74	-32541,85	-19525,11	-13016,74	26033,48	-19525,11

Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

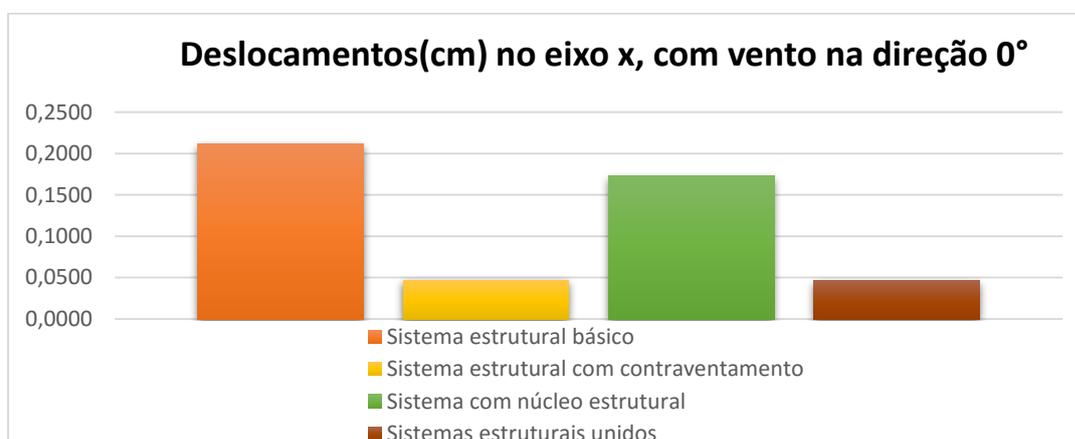
#### 4.6.1 Deslocamentos de Topo Obtidos

Os deslocamentos obtidos são específicos para as variáveis utilizadas neste estudo, não inviabilizando o estudo, mas demonstrando de que maneira os diferentes tipos de sistemas estruturais obtidos podem influenciar na edificação.

Foi possível verificar que com o acréscimo de um núcleo estrutural o deslocamento reduziu aproximadamente 19% em relação ao obtido na estrutura básica, enquanto o sistema estrutural com contraventamento reduziu o seu deslocamento aproximadamente 78%. Na união dos dois sistemas estruturais foi visível uma melhoria, porém semelhante ao deslocamento obtido com o contraventamento, reduzindo assim aproximadamente 79%.

Através do gráfico 01, abaixo, pode-se visualizar os deslocamentos, no eixo x, resultantes das ações do efeito do vento sobre a estrutura, sendo também observado que o acréscimo de um sistema estrutural adequado tem um resultado positivo na estabilidade da edificação.

Gráfico 1 – Deslocamentos no eixo x, com vento na direção 0°



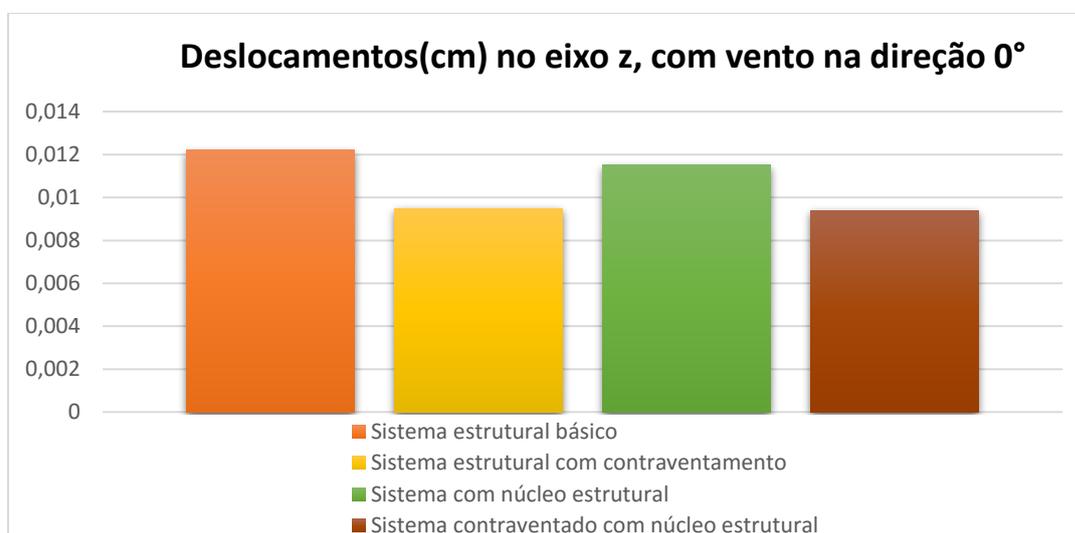
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

O vento na direção 0°, aliado ao peso próprio, acaba gerando também um deslocamento no eixo z, o qual pode ser reduzido com a aplicação de um dos sistemas estruturais, conforme podemos visualizar no gráfico 02, abaixo.

Perante os resultados obtidos, visualizou-se que o sistema com núcleo estrutural pode reduzir o deslocamento aproximadamente 6% do deslocamento obtido

na edificação com sistema estrutural básico, enquanto o sistema estrutural com contraventamento chega a reduzir até aproximadamente 22% da modelagem básica. Já a união dos dois sistemas estruturais proporciona a redução de 23%.

Gráfico 2 – Deslocamentos no eixo z, com vento na direção 0°



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

#### 4.6.2 Momentos de Tombamento na Base

Os esforços resultantes da ação do vento na direção 0° acabam gerando momentos de tombamento na base. Os resultados obtidos podem ser analisados no quadro 04, abaixo.

Quadro 4 – Momentos de tombamento para os diferentes sistemas estruturais

Tipo de sistema estrutural	Global My(kgf.cm)
Básico	-3,93E+08
Com núcleo estrutural	2,52E+09
Com contraventamento	5,58E+14
Contraventado com núcleo estrutural	6,80E+14

Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

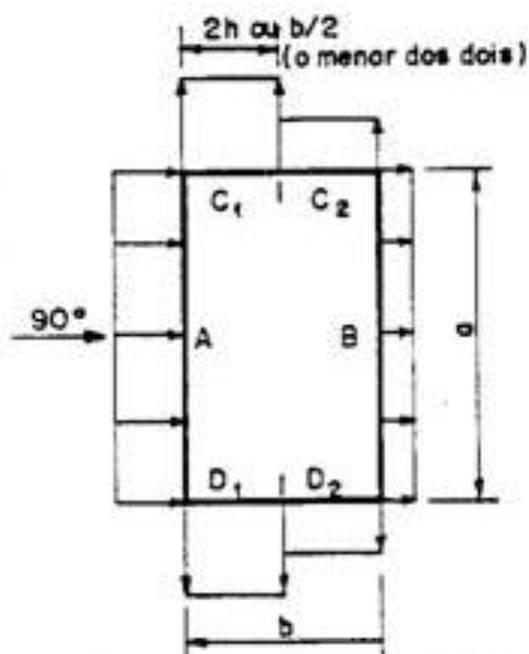
Os resultados obtidos foram como o esperado, com o acréscimo de um sistema estrutural obtêm-se uma resistência maior ao momento de tombamento, se mostrando assim o sistema com contraventamento mais eficiente com custo reduzido. Com a

união das diferentes estruturas foi visível um acréscimo de resistência ao tombamento significativo, produzindo assim um resultado melhor, porém com custo mais elevado para execução desta edificação.

#### 4.7 Vento na Direção 90°

A área de incidência do vento na direção 90° corresponde à maior fachada da edificação. A NBR 6123 estabelece que devemos distribuir os esforços conforme diagrama apresentado na figura 22, abaixo.

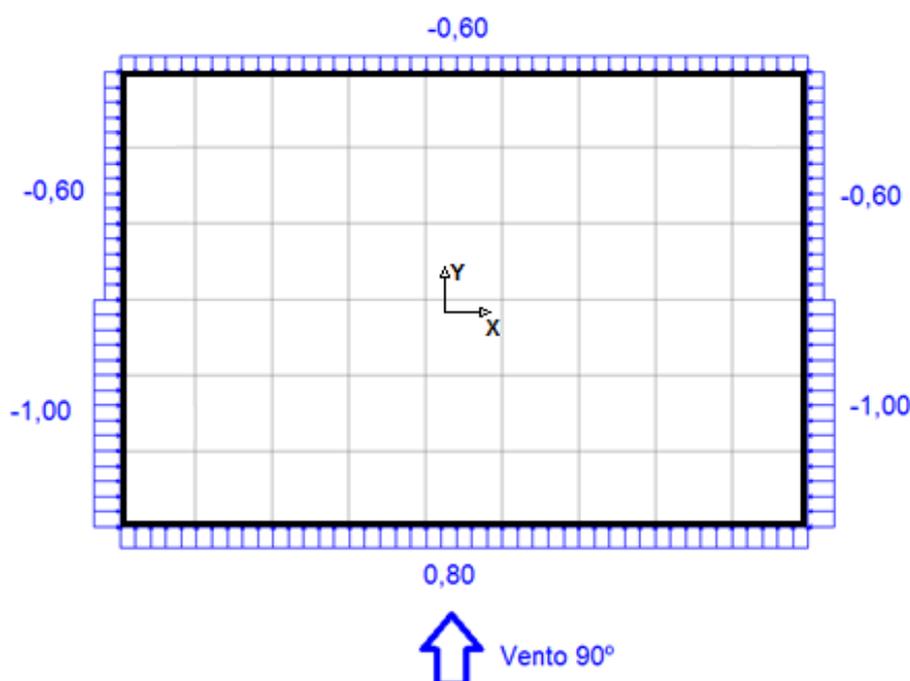
Figura 22 – Coeficientes externos de pressão para vento 90°



Fonte: NBR 6123(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 14)

A figura 23 ilustra o vento incidindo sobre a edificação, já com os devidos coeficientes de pressão externos.

Figura 23 – Coeficientes externos de pressão para vento 90°



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

Com os coeficientes definidos foi possível o cálculo dos carregamentos a serem inseridos na modelagem, os quais são esforços distribuídos linearmente que variam conforme a altura, apresentados no quadro 05, abaixo.

Quadro 5 – Força linear do vento 90°

Altura	Força linear do vento 90° em N/m					
	FA	FB	FC1	FC2	FD1	FD2
5	2689,68	-2017,26	-3362,10	-2017,26	-3362,10	-2017,26
10	2689,68	-2017,26	-3362,10	-2017,26	-3362,10	-2017,26
15	2996,84	-2247,63	-3746,05	-2247,63	-3746,05	-2247,63
20	3320,60	-2490,45	-4150,75	-2490,45	-4150,75	-2490,45
30	7497,28	-5622,96	-9371,61	-5622,96	-9371,61	-5622,96
40	8219,51	-6164,64	-10274,39	-6164,64	-10274,39	-6164,64
50	8974,95	-6731,21	-11218,69	-6731,21	-11218,69	-6731,21
60	8782,98	-6587,23	-10978,72	-6587,23	-10978,72	-6587,23
80	19527,18	-14645,39	-24408,98	-14645,39	-24408,98	-14645,39
100	21170,88	-15878,16	-26463,60	-15878,16	-26463,60	-15878,16
120	22447,23	-16835,42	-28059,04	-16835,42	-28059,04	-16835,42
140	23760,94	-17820,71	-29701,18	-17820,71	-29701,18	-17820,71
160	25112,01	-18834,01	-31390,01	-18834,01	-31390,01	-18834,01
180	26033,48	-19525,11	-32541,85	-19525,11	-32541,85	-19525,11

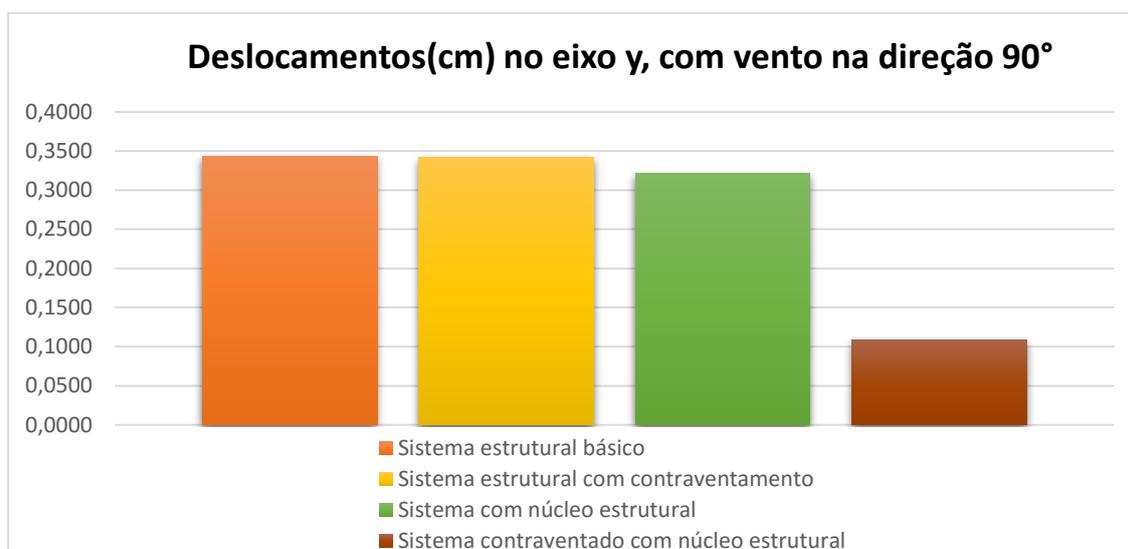
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

#### 4.7.1 Deslocamentos de Topo Obtidos

Foi possível verificar que com o acréscimo de um núcleo estrutural o deslocamento reduziu aproximadamente 7% em relação ao obtido na estrutura básica, enquanto o sistema estrutural com contraventamento reduziu o seu deslocamento aproximadamente 1% da modelagem básica, sendo um sistema menos eficiente para esta solicitação. Enquanto que na união dos sistemas obteve-se um desempenho muito mais eficiente, reduzindo o deslocamento aproximadamente 69% do inicial.

Através do gráfico 03 abaixo pode-se visualizar os deslocamentos, no eixo y, resultantes das ações do efeito do vento sobre a estrutura, sendo também observado que o acréscimo de um sistema estrutural adequado tem um resultado positivo na estabilidade da edificação.

Gráfico 3 – Deslocamentos no eixo y, com vento na direção 90°



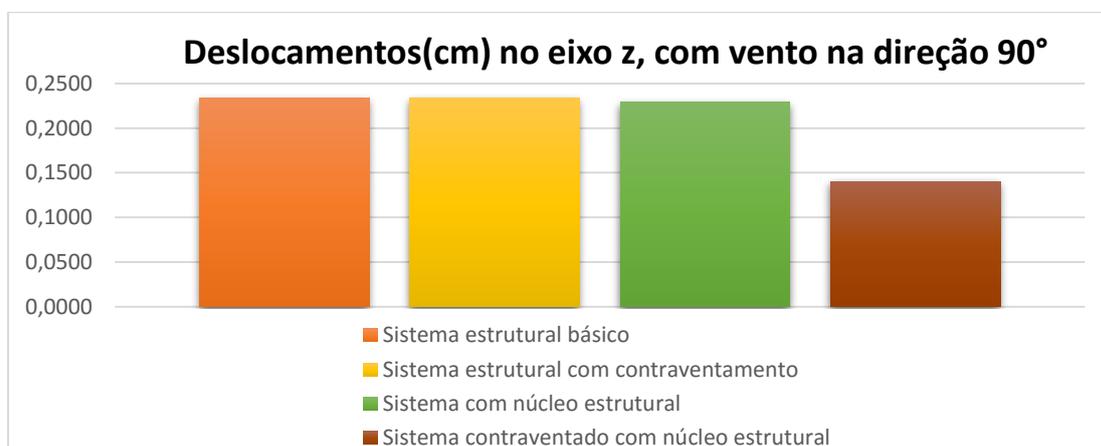
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

O vento na direção 90°, aliado ao peso próprio, acaba gerando também um deslocamento no eixo z, o qual pode ser reduzido com a aplicação de um dos sistemas estruturais, conforme podemos visualizar no gráfico 04 abaixo.

Perante os resultados obtidos, visualizou-se que o sistema com núcleo estrutural pode reduzir o deslocamento à aproximadamente 96% do deslocamento obtido na edificação com sistema estrutural básico. Já o sistema estrutural com contraventamento, praticamente não reduz o deslocamento para esta solicitação,

tendo em vista que o deslocamento obtido foi muito semelhante ao do modelo inicial. Já para a situação onde há os dois sistemas, o deslocamento é reduzido à aproximadamente 59%.

Gráfico 4 – Deslocamentos no eixo z, com vento na direção 90°



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

#### 4.7.2 Momentos de Tombamento na Base

Os esforços resultantes da ação do vento na direção 90° acabam gerando momentos de tombamento na base. Os resultados obtidos podem ser analisados no quadro 6, abaixo.

Quadro 6 – Momentos de tombamento para os diferentes sistemas estruturais

Tipo de sistema estrutural	Global Mx(kgf.cm)
Básico	5,47E+09
Com núcleo estrutural	-3,55E+09
Com contraventamento	9,44E+08
Contraventamento com núcleo estrutural	-6,32E+14

Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

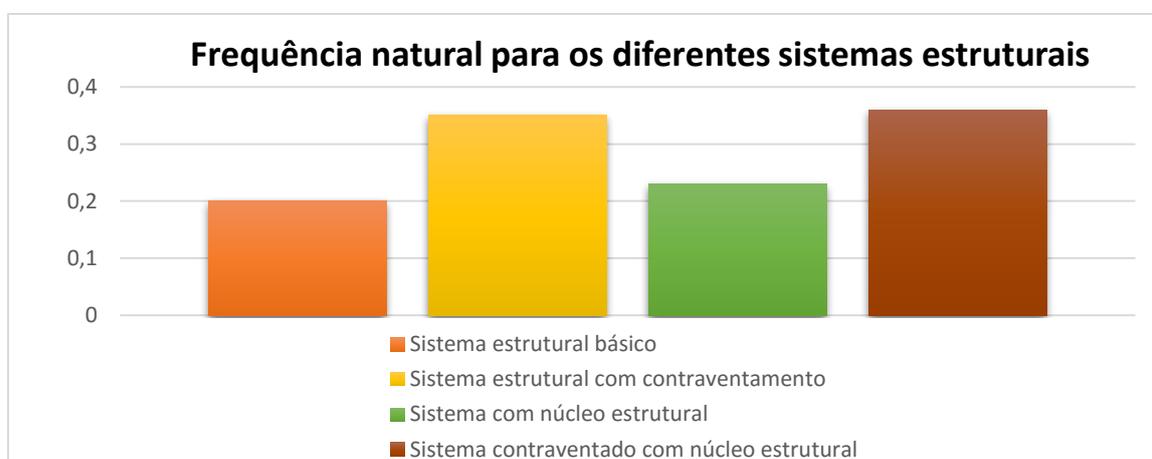
Com o acréscimo de um sistema estrutural obtêm-se uma resistência maior ao momento de tombamento. Foi possível observar que os resultados obtidos foram como o esperado. A edificação que tem os dois sistemas estruturais atuando em conjunto obteve um desempenho melhor, gerando uma resistência ao momento de tombamento significativa.

## 4.8 Frequências Naturais

Ao incluir os sistemas estruturais no modelo, a rigidez da edificação aumenta exponencialmente. Com este aumento, a amplitude de oscilação, causada pela ação do efeito do vento, diminui, proporcionando uma frequência de oscilação maior.

As frequências naturais são demonstradas no gráfico 5, abaixo. Onde é visível uma rigidez maior na situação em que foi incorporado o sistema com contraventamento e núcleo estrutural no mesmo modelo.

Gráfico 5 – Frequência natural para os diferentes sistemas estruturais



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

## 4.9 Momentos Obtidos pela NBR 6123

Utilizando o método simplificado da norma foi possível obter os seguintes momentos de tombamento, que são resultados da soma dos momentos calculados variando a altura analisada, apresentados nos quadros 7 e 8, abaixo.

Quadro 7 – Momento de tombamento para o eixo X

Dados					Modelo Contínuo Simplificado								
x =	(z/h) <sup>q</sup>	z	x	A(z)	q(z)	F (N)	M (Nm)	z	x	A(z)	q(z)	F (N)	M (Nm)
g =	1,2	180	1	450	1746,3	785842,5	141451654,2	90	0,44	450	959,7	431869,5	38868253,6
x =	0,02	175	0,97	450	1703,0	766361,5	134113263,0	85	0,41	450	915,1	411779,3	35001244,5
f1 =	0,2	170	0,93	450	1659,7	746871,5	126968161,1	80	0,38	450	870,2	391600,1	31328007,0
h =	180	165	0,9	450	1616,4	727371,0	120016222,2	75	0,35	450	825,2	371319,2	27848942,1
qo =	617,6	160	0,87	450	1573,0	707858,3	113257328,6	70	0,32	450	779,8	350922,0	24564541,7
b =	0,5	155	0,84	450	1529,6	688331,4	106691371,9	65	0,29	450	734,2	330390,9	21475406,9
p =	0,31	150	0,8	450	1486,2	668788,4	100318254,5	60	0,27	450	688,2	309704,5	18582271,5
zr =	10	145	0,77	450	1442,7	649226,8	94137890,3	55	0,24	450	641,9	288836,9	15886031,9
l1 =	45,000	140	0,74	450	1399,2	629644,3	88150206,4	50	0,21	450	595,0	267755,8	13387788,0
l1/h =	0,250	135	0,71	450	1355,6	610038,1	82355144,8	45	0,19	450	547,6	246419,9	11088897,6
ξ =	1,6	130	0,68	450	1312,0	590405,1	76752664,1	40	0,16	450	499,5	224776,3	8991052,6
		125	0,65	450	1268,3	570741,9	71342741,4	35	0,14	450	450,6	202754,0	7096388,7
		120	0,61	450	1224,5	551044,8	66125375,1	30	0,12	450	400,6	180255,0	5407650,4
		115	0,58	450	1180,7	531309,5	61100587,6	25	0,09	450	349,2	157138,0	3928450,9
		110	0,55	450	1136,7	511531,2	56268428,3	20	0,07	450	296,0	133185,6	2663712,6
		105	0,52	450	1092,7	491704,6	51628977,9	15	0,05	450	240,1	108032,4	1620486,5
		100	0,49	450	1048,5	471823,5	47182352,6	10	0,03	450	179,9	80971,1	809710,6
		95	0,46	450	1004,2	451881,2	42928709,6	5	0,01	450	111,6	50209,3	251046,3
											ΣM =	1,85E+12	Kgf.cm

Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

Quadro 8 – Momento de tombamento para o eixo Y

Dados					Modelo Contínuo Simplificado								
x =	(z/h) <sup>q</sup>	z	x	A(z)	q(z)	F (N)	M (Nm)	z	x	A(z)	q(z)	F (N)	M (Nm)
g =	1,2	180	1	300	1746,3	523895,0	94301102,8	90	0,44	300	959,7	287913,0	25912169,0
x =	0,02	175	0,967	300	1703,0	510907,7	89408842,0	85	0,41	300	915,1	274519,6	23334163,0
f1 =	0,2	170	0,934	300	1659,7	497914,4	84645440,7	80	0,38	300	870,2	261066,7	20885338,0
h =	180	165	0,901	300	1616,4	484914,0	80010814,8	75	0,35	300	825,2	247546,2	18565961,4
qo =	617,553	160	0,868	300	1573,0	471905,5	75504885,7	70	0,32	300	779,8	233948,0	16376361,1
b =	0,5	155	0,836	300	1529,6	458887,6	71127581,3	65	0,29	300	734,2	220260,6	14316938,0
p =	0,31	150	0,803	300	1486,2	445858,9	66878836,3	60	0,27	300	688,2	206469,7	12388181,0
zr =	10	145	0,771	300	1442,7	432817,9	62758593,5	55	0,24	300	641,9	192558,0	10590687,9
l1 =	30,000	140	0,74	300	1399,2	419762,9	58766804,3	50	0,21	300	595,0	178503,8	8925192,0
l1/h =	0,167	135	0,708	300	1355,6	406692,1	54903429,9	45	0,19	300	547,6	164280,0	7392598,4
ξ =	1,6	130	0,677	300	1312,0	393603,4	51168442,7	40	0,16	300	499,5	149850,9	5994035,0
		125	0,646	300	1268,3	380494,6	47561827,6	35	0,14	300	450,6	135169,3	4730925,8
		120	0,615	300	1224,5	367363,2	44083583,4	30	0,12	300	400,6	120170,0	3605100,3
		115	0,584	300	1180,7	354206,3	40733725,1	25	0,09	300	349,2	104758,7	2618967,3
		110	0,554	300	1136,7	341020,8	37512285,5	20	0,07	300	296,0	88790,4	1775808,4
		105	0,524	300	1092,7	327803,0	34419318,6	15	0,05	300	240,1	72021,6	1080324,3
		100	0,494	300	1048,5	314549,0	31454901,7	10	0,03	300	179,9	53980,7	539807,1
		95	0,464	300	1004,2	301254,1	28619139,7	5	0,01	300	111,6	33472,8	167364,2
											ΣM =	1,23E+12	Kgf.cm

Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

#### 4.10 Comparação dos Momentos Obtidos

Através dos resultados obtidos é possível realizar um comparativo entre os valores obtidos na análise dos sistemas estruturais com o *software* computacional e os obtidos pelo método simplificado da NBR 6123.

Através dos quadros 9 e 10, abaixo, é possível constatar que o SAP2000 realiza uma verificação de uma maneira adequada, onde os valores obtidos são aproximadamente semelhantes aos obtidos pela norma, mostrando que os resultados são coerentes.

Quadro 9 – Comparação do momento de tombamento para o eixo X

Origem	Global Mx(kgf.cm)
SAP2000 - Básico	5,47E+09
SAP2000 - Com núcleo estrutural	-3,55E+09
SAP2000 - Com contraventamento	9,44E+08
SAP 2000 - Contraventamento com núcleo estrutural	-6,32E+14
NBR 6123	1,85E+12

Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

Quadro 10 – Comparação do momento de tombamento para o eixo Y

Origem	Global My(kgf.cm)
SAP2000 - Básico	-3,93E+08
SAP2000 - Com núcleo estrutural	2,52E+09
SAP2000 - Com contraventamento	5,58E+14
SAP 2000 - Contraventamento com núcleo estrutural	6,80E+14
NBR 6123	1,23E+12

Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

## 5 CONCLUSÃO

Através do presente estudo, foi possível verificar que o efeito do vento em edificações altas causa momentos de grande intensidade, os quais indubitavelmente devem ser considerados no dimensionamento, tendo em vista que podem causar desconforto aos usuários ou até mesmo o colapso da estrutura.

Analisando as situações, pode-se visualizar que, ao adicionar um sistema estrutural à edificação, ela se torna mais rígida e estável, aumentando sua frequência natural e variando a forma com que os carregamentos são suportados. Cada sistema estrutural exerce um efeito diferente sobre a estrutura, porém o melhor resultado se obtém ao unir os dois sistemas na mesma estrutura, gerando deslocamentos inferiores em relação aos obtidos no sistema básico. Entretanto, ao incorporarmos os dois sistemas, o custo da edificação aumenta exponencialmente. Pelo fato da estrutura utilizada ter uma rigidez alta, foram obtidos valores pequenos de deslocamento.

Dessa forma, a solução mais econômica seria utilizar apenas um dos sistemas estruturais, sendo o sistema estrutural com contraventamento o mais eficiente para suportar as solicitações geradas pela ação do vento na menor fachada, enquanto que para a maior fachada obtivemos um melhor resultado com o núcleo estrutural. A solução ideal seria o sistema com contraventamento, pois obteve um resultado mais significativo no deslocamento.

O momento de tombamento, que ocorre na base da edificação, segue a mesma lógica do deslocamento, onde a estrutura com os dois sistemas estruturais tem um

melhor desempenho, porém um custo elevado. Sendo assim, a situação com contraventamento é uma opção mais viável neste caso, pois se mostrou mais eficiente que o núcleo estrutural. Ao se comparar os resultados obtidos através do software com o cálculo pela norma, é possível constatar que os valores determinados são coerentes, apesar de a norma não considerar os sistemas estruturais para fins de cálculo.

Com a obtenção dos resultados, observa-se uma necessidade de análise mais detalhada, com modelos reais, para comprovar e complementar os valores obtidos em um modelo teórico, sendo assim viável dar continuidade ao estudo acerca dos seguintes assuntos:

- a) Influência da vizinhança no efeito da ação do vento;
- b) Realizar a modelagem de uma edificação real e inserir os diferentes sistemas estruturais para obtenção de deslocamentos e momentos reais;
- c) Análise do custo de cada sistema estrutural e sua viabilidade.

## REFERÊNCIAS

ALMADA, Isabela W.; TONTINI, Gérson. **Atributos Críticos de Satisfação em Serviços de Arquitetura: Visão do Cliente x Visão do Arquiteto**. 2012. Disponível em: <[http://www.scielo.br/pdf/prod/v22n2/aop\\_t6\\_0002\\_0063.pdf](http://www.scielo.br/pdf/prod/v22n2/aop_t6_0002_0063.pdf)>. Acesso em: 18 ago. 2015.

ALMEIDA, Sandra F.; NÓBREGA, Petrus G. B.; HANAI, João B. Critérios de vibração para estruturas de piso de concreto pré-moldado. In: ENCONTRO DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1º, 2005, São Carlos. **Anais...** São Carlos, 2005. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab\\_pdf/148.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/148.pdf)>. Acesso em: 27 ago. 2015.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Council on Tall Buildings and Urban Habitat. **Tall Building Criteria and Loading**. New York, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças Devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 7187**: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estrutura - Procedimento. Rio de Janeiro: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003.

BEER, Ferdinand P.; JOHNSTON, E. R. Jr.; MAZUREK, David F.; CORNWELL, Philip J.; EISENBERG, Elliot R. **Vector Mechanics for Engineers – Statics and Dynamics**. 9ª ed. New York: McGraw-Hill Companies, 2010.

BERNARDI, Douglas F.; FILHO, Américo C.; PACHECO, Alexandre R. **Análise Tridimensional de Edifícios Altos de Concreto Armado com a Presença de Paredes Estruturais**. 2010. Disponível em:

<[http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art5\\_N16.pdf](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art5_N16.pdf)>. Acesso em: 23 set. 2015.

BLESSMANN, Joaquim. **Acidentes Causados pelo Vento**. 4ª ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 2001

\_\_\_\_\_. **Ação do Vento em Edifícios**. 2ª ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 1989

\_\_\_\_\_. **Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento**. 2ª ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 2005

\_\_\_\_\_. **Tópicos de Normas de Vento**. 2ª ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 1990

BORESI, Arthur P.; SCHMIDT, Richard J. **Dinâmica**. São Paulo: Pioneira Thomson Learning, 2003

BUDAJEV, Evgenij; SANDELIN, Christian. **The Stabilization of High-rise Buildings**. 2013. Disponível em: <<http://uu.diva-portal.org/smash/get/diva2:703462/FULLTEXT01.pdf>>. Acesso em: 27 ago. 2015.

CACHUÇO, Fabrício B. **Estudo da Incerteza em Estimativas de Frequências Naturais de Vibração Livre de Edifícios Altos em Concreto Armado**. 2014. 172f. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado) – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/105063/000938414.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 27 ago. 2015.

CARPEGGANI, Elvis A. **Determinação dos Efeitos Estáticos de Torção em Edifícios Altos Devidos à Ação do Vento**. 2004. 184f. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado) – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/6015/000479420.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 23 set. 2015.

CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas Estruturais Ilustrados**. Porto Alegre: Bookman, 2010.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **SAP2000**. New York CSI, 2015. Disponível em: <<http://www.csiamerica.com/products/sap2000>>. Acesso em: 17 out. 2015.

DAVID, Carlos R. P. **Estudo do Efeito da Incidência Oblíqua do Vento em Edifícios Altos**. 2007. 124f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/78280/000897114.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 23 set. 2015.

GOULART, Maurício dos S. S. **Contribuição da Rigidez à Flexão das Lajes para a Estabilidade Global de Edifícios**. 2008. 127f. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado) – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008. Disponível em:

<[http://wwwp.coc.ufrj.br/teses/mestrado/estruturas/2008/Teses/GOULART\\_MSS\\_08\\_t\\_M\\_est.pdf](http://wwwp.coc.ufrj.br/teses/mestrado/estruturas/2008/Teses/GOULART_MSS_08_t_M_est.pdf)>. Acesso em: 16 set. 2015.

HOLMES, John D. **Wind Loading of Structures**. 3ª ed. Boca Raton: CRC Press, 2014.

LEET, Kenneth M.; UANG, Chia-Ming; GILBERT; Anne M. **Fundamentos da Análise Estrutural**. 3ª ed. São Paulo: McGraw-Hill, 2009

MACHADO, Vinicius. **Determinação do Momento de Inércia de uma Barra Retangular com Eixo Fora de seu Centro de Massa: uma Atividade Experimental**. 2014. Disponível em:

<<https://periodicos.utfpr.edu.br/rbfta/article/download/2442/1815>>. Acesso em: 27 ago. 2015.

OLIVEIRA, Mario G. K. **Desenvolvimento de Uma Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade para Estudo dos Efeitos de Flexo-torção em Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento**. 2009. 208f. Trabalho de Conclusão de Curso (Doutorado) – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009. Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/18417/000728385.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 17 out. 2015.

PARRACHO, João P. V. A. **Estruturas Altas – Estudo das Vibrações Induzidas Transversalmente ao Sentido do Vento**. 2012. 123f. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado) – Engenharia Civil. Universidade Técnica De Lisboa, Lisboa, 2012 Disponível em:

<<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395144741227/Estruturas%20Altas%20-%20Estudo%20das%20Vibra%C3%A7%C3%B5es%20Induzidas%20Transversalmente%20ao%20Sentido%20do%20Vento%20-%20Modelo%20Semi-Emp%C3%ADrico%20de%20Pinheiro.pdf>>. Acesso em: 27 ago. 2015.

PRADO, José Fernão M. de A. **Estruturas de Edifícios em Concreto Armado Submetidas a Ações Verticais e Horizontais**. 1995. 199f. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado) – Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995. Disponível em:

<[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1995ME\\_JoseFernaomirandadeAlmeidaPrado.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1995ME_JoseFernaomirandadeAlmeidaPrado.pdf)>. Acesso em: 23 set. 2015.

THEPMONGKORN, S.; KWOK, K. C. S. **Wind-induced Responses of Tall Buildings Experiencing Complex Motion**. 2002. Disponível em:

<<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0167610501002148>>. Acesso em: 17 out. 2015

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **CTBUH Height Criteria**. Chicago, 2016. Disponível em:

<<http://www.ctbuh.org/TallBuildings/HeightStatistics/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx>>. Acesso em: 17 out. 2015.

TREIN, Cristiano A. **Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento**. 2005. 176f. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado) – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/6934/000492661.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 17 out. 2015.

VIEIRA, Caetano M. M. **Acção do Vento em Edifícios Altos**. 2013. 91f. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado) – Engenharia Mecânica. Instituto Superior De Engenharia De Lisboa, Lisboa, 2013. Disponível em: <<http://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/2372/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>>. Acesso em: 23 set. 2015.

WERT, Bryan D. **Cumulative Overturning Design for Site-built and Prefabricated Shear Walls**. 2007. Disponível em: <<http://www.strongtie.com/ftp/articles/cumulativeoverturning-article.pdf>>. Acesso em: 16 set. 2015.