

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**EMERSON BATISTA LEITE**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RESPOSTAS DE TORRE DE TRANSMISSÃO  
SUJEITA A CARREGAMENTOS OBTIDOS ATRAVÉS DO MÉTODO DO VENTO  
SINTÉTICO E DA NORMA NBR 6123/88.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**CURITIBA**

**2015**

EMERSON BATISTA LEITE

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RESPOSTAS DE TORRE DE TRANSMISSÃO  
SUJEITA A CARREGAMENTOS OBTIDOS ATRAVÉS DO MÉTODO DO VENTO  
SINTÉTICO E DA NORMA NBR 6123/88.**

Dissertação apresentada como requisito parcial de obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGECC da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho.

CURITIBA  
2015

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação**

Elaborada pela Biblioteca Central da UTFPR, Campus Curitiba

L533a Leite, Emerson Batista  
2015 Análise comparativa entre respostas de torre de transmissão  
sujeita a carregamentos obtidos através do método  
do vento sintético e da norma NBR 6123/88 / Emerson Batista  
Leite.-- 2015.  
108 p.: il.; 30 cm

Texto em português, com resumo em inglês  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica  
Federal do Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia  
Civil, Curitiba, 2015  
Bibliografia: p. 105-108

1. Estruturas metálicas. 2. Energia elétrica - Transmissão.  
3. Ventos - Velocidade - Medição. 4. Pressão do vento.  
5. Engenharia civil - Medidas de segurança. 6. Engenharia  
civil - Dissertações. I. Abdala Filho, João Elias.  
II. Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Programa de  
Pós-graduação em Engenharia Civil. III. Título.



## TERMO DE APROVAÇÃO

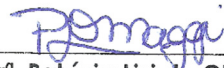
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO N.º 64

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RESPOSTAS DE TORRE DE TRANSMISSÃO SUJEITA A  
CARREGAMENTOS OBTIDOS ATRAVÉS DO MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO E DA  
NORMA NBR 6123/88  
POR  
EMERSON BATISTA LEITE**

Esta dissertação foi apresentada às 14h00min do dia 24 de abril de 2015, como requisito parcial para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL**, área de Construção Civil, linha de pesquisa de Estruturas e Geotecnia, do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. O Candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho APROVADO.

(aprovado / reprovado)

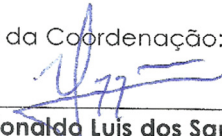
  
Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho  
(Orientador - UTFPR)

  
Prof.ª Dr.ª Patrícia Lizi de Oliveira Maggi  
(UNIVERSIDADE POSITIVO)

  
Prof. Dr. Ivan Moura Belo  
(UTFPR)

  
Prof.ª Dr.ª Renata Sá Brito Stramandinoli  
(UTFPR)

Visto da Coordenação:

  
Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo  
Coordenador do PPGEC

As minhas filhas Mariana e Stella, minha  
esposa Marta e minha mãe Neuza.

## **AGRADECIMENTOS**

A Nosso Senhor Jesus Cristo e à Virgem Santíssima.

Ao prof. João Elias que me orientou nesse trabalho.

Ao amigo Vagner que sempre me apoiou nos momentos de dificuldades.

À minha esposa Marta, pela paciência nos momentos em que fiquei mais ocupado.

À minha mãe Neuza, que sempre procurou me ajudar com as filhas, nos momentos que precisei me ausentar mais e que sempre me motivou a ser melhor desde criança.

## RESUMO

Há diversos procedimentos para determinação dos carregamentos de vento. A norma NBR 6123/88 pode ser utilizada para determinação desses carregamentos e consequentes esforços para dimensionamento de estruturas. Entretanto há procedimentos não normativos que podem contribuir para determinação desses mesmos carregamentos. Um deles, que é empregado no presente trabalho, é o método do vento sintético. O objetivo desse trabalho é o de fazer uma análise comparativa entre as respostas obtidas na estrutura sujeita aos carregamentos dinâmicos, obtidos através do método do vento sintético, e as respostas obtidas com carregamentos estáticos gerados a partir de considerações da norma NBR 6123/88 – Forças devidas ao vento em edificações. A estrutura em estudo é uma torre de transmissão de energia elétrica, que é modelada no programa computacional RSTAB da Dlubal (DLUBAL, 2015), para determinação de suas características dinâmicas. Os carregamentos dinâmicos do vento para o método do vento sintético são gerados através de um algoritmo, utilizando-se do programa computacional Mathcad Prime, versão 3.0. Os carregamentos estáticos e dinâmicos são lançados na estrutura para determinação de deslocamentos, esforços internos axiais e reações de apoio. Os resultados comparados demonstram que a abordagem que considera carregamentos gerados a partir da NBR 6123/88 é a mais conservadora, com valores de grandezas que excedem em até 132% valores obtidos a partir do método do vento sintético.

Palavras-chaves: método do vento sintético; torre de transmissão de energia elétrica; carregamentos de vento

## **ABSTRACT**

There are several procedures to determine the wind loadings. The Brazilian code NBR 6123/88 can be used to determine these loadings and the internal forces for structural design. However, there are non-normative procedures that may contribute to determining those same loads. One of them, which is used in this work, is the method of synthetic wind. The aim of this study is to make a comparative analysis of the responses obtained for the structure when subjected to dynamic loads, obtained through the synthetic wind method, and the responses obtained with static loads generated from considerations of NBR 6123/88 - Forces due to the wind on buildings. The structure under study is a power transmission tower, which is modeled in the software program RSTAB, developed by Dlubal, to determine its dynamic characteristics. Using the software Mathcad Prime 3.0 the dynamic wind loads are generated by an algorithm for the wind synthetic method. Static and dynamic loads are applied to in the structure to determine displacements, axial internal forces and support reactions. The compared results show that the approach that considers loadings generated from the NBR 6123/88 is the most conservative, with magnitude values that exceed up to 132% values obtained from the synthetic wind method.

Keywords: synthetic wind method; power transmission tower; wind loadings



## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – (a) História da resposta no tempo; (b) Espectro de força da resposta ..	38
Fonte: CARRIL (2000).....	38
Figura 3.2 - Definição da auto correlação .....	40
Figura 3.3 - Representação dos coeficientes de Fourier .....	42
Figura 3.4 – Espectros de Davenport, Harris, von Kármán e Kaimal .....	44
Figura 3.5 - Isopletas de Velocidade Básica do Vento .....	45
Figura 3.6 - Fator topográfico $S1(z)$ .....	46
Figura 3.7 - Coeficiente de arrasto $C_a$ para torres de seção quadrada e triangular equilátera.....	51
Tabela 3.8 - Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas (seção quadrada e triangular) .....	52
Figura 3.9 - Fator de proteção, $\eta$ para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados .....	53
Figura 4.1 – Rajadas equivalentes .....	60
Figura 4.2 – Fluxograma do processo – método do vento sintético .....	66
Figura 5.1 –Torre a ser estudada.....	67
Figura 5.2 - Nós 50 a 68.....	70
Figura 5.3 - Nós 33 a 49.....	70
Figura 5.4 - Nós 27 a 32.....	71
Figura 5.5 - Nós 16 a 26.....	71
Figura 5.6 - Nós 1 a 15.....	72
Figura 5.7 – Nós de aplicação dos carregamentos .....	73
Figura 5.8 – Detalhe exemplo de área de influência para nó da torre.....	74
Figura 5.9 – Nó e barras analisadas .....	78
Figura 5.10 - Modo de vibração 1 – $f=2,26 Hz$ .....	80
Figura 5.11 - Modo de vibração 2 - $f=2,35 Hz$ .....	81
Figura 5.12 - Modo de vibração 3 - $f=3,76 Hz$ .....	82
Figura 5.13 – Divisões da torre para determinação do coeficiente de arrasto .....	84
Figura 6.1 – Deformada da torre .....	99
Figura 6.2 – Deslocamento máximo para nó 198 – modelo amortecido (velocidade média a 600s).....	100

Figura 6.3 – Deslocamento máximo para nó 198 – modelo sem amortecimento (velocidade média a 600s) .....	100
Figura 6.4 – Esforço máximo para barra 243 – modelo amortecido (velocidade média a 600s) .....	101
Figura 6.5 – Esforços máximos para barra 243 – modelo não amortecido (velocidade média a 600s).....	101
Figura 6.6 – Reação máxima nó de apoio 84 – modelo amortecido (velocidade média a 600s) .....	102
Figura 6.7 – Reação máxima nó de apoio 84 – modelo não amortecido (velocidade média a 600s).....	102

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Fator topográfico em função da inclinação do talude $\theta$ .....	47
Tabela 3.2 - Parâmetros meteorológicos para diferentes categorias e classes de terreno.....	49
Tabela 3.3 - Valores mínimos do fator S3.....	49
Tabela 5.1 - Perfis estruturais, dimensões no sistema métrico.....	68
Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas dos perfis utilizados.....	69
Tabela 5.3 – Cálculo das áreas efetivas – nó 1 a 12.....	74
Tabela 5.4 – Cálculo das áreas efetivas – nó 13 a 24.....	75
Tabela 5.5 – Cálculo das áreas efetivas – nó 25 a 36.....	75
Tabela 5.6 – Cálculo das áreas efetivas – nó 37 a 48.....	76
Tabela 5.7 – Cálculo das áreas efetivas – nó 49 a 60.....	76
Tabela 5.8 – Cálculo das áreas efetivas – nó 49 a 60.....	77
Tabela 5.9 - frequências circulares, frequências cíclicas e períodos do modelo.....	79
Tabela 5.10 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 1 a 10.....	85
Tabela 5.11 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 11 a 20.....	85
Tabela 5.12 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 21 a 30.....	86
Tabela 5.13 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 31 a 40.....	86
Tabela 5.14 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 41 a 50.....	87
Tabela 5.15 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 51 a 60.....	87
Tabela 5.16 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 61 a 68.....	87
Tabela 5.17 – Forças de arrasto nos nós 1 a 10.....	89
Tabela 5.18 – Forças de arrasto nos nós 11 a 20.....	89
Tabela 5.19 – Forças de arrasto nos nós 21 a 30.....	90
Tabela 5.20 – Forças de arrasto nos nós 31 a 40.....	90
Tabela 5.21 – Forças de arrasto nos nós 41 a 50.....	90
Tabela 5.22 – Forças de arrasto nos nós 51 a 60.....	91
Tabela 5.23 – Forças de arrasto nos nós 61 a 68.....	91
Tabela 5.24 – Parâmetros calculados para decomposição das pressões flutuantes	92
Tabela 5.25 – Comprimentos de rajada para cada um dos 12 harmônicos.....	93
Tabela 5.26 – Ângulos de fase aleatórios – séries 1 a 10.....	94
Tabela 5.27 – Ângulos de fase aleatórios – séries 11 a 20.....	94
Tabela 5.28 – Deslocamentos para 20 séries e alturas de 27m; 29,5m e 32m.....	95

Tabela 5.29 - Valor característico do deslocamento .....	96
Tabela 6.1 – Deslocamentos para o nó 198 e esforços normais para barras 243 e 255 .....	97
Tabela 6.2 – Esforços normais para barra 544 e reações em x e z para apoio do nó 84 .....	98

## **LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS**

NBR - Norma Brasileira Registrada

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	- parâmetro da formulação do amortecimento pelo método de Rayleigh.
$\beta$	- parâmetro da formulação do amortecimento pelo método de Rayleigh.
$f_I(t)$	- forças inerciais.
$f_D(t)$	- forças devidas ao amortecimento.
$f_S(t)$	- forças elásticas.
$\mathbf{m}$	- matriz dos coeficientes de massa.
$\ddot{\mathbf{v}}$	- vetor de acelerações.
$\mathbf{c}$	- matriz dos coeficientes de amortecimento
$\dot{\mathbf{v}}$	- vetor de velocidades da estrutura.
$\mathbf{k}$	- matriz dos coeficientes de rigidez.
$\mathbf{v}$	- vetor de deslocamentos da estrutura.
$\theta$	- o ângulo de fase.
$\omega$	- frequência circular.
$\xi_i$	- taxa de amortecimento no modo $i$ .
$k_{GL}$	- matriz de rigidez geométrica da estrutura.
$\Delta t$	- período de tempo.
$T_0$	- período fundamental da estrutura.
$f_y$	- tensão de escoamento do aço.
$E$	- módulo de elasticidade do aço.
$V(t)$	- velocidade do vento.
$\bar{V}$	- parcela média da velocidade do vento.
$v(t)$	- parcela flutuante da velocidade do vento.
$\bar{x}$	- média de função $x(t)$ qualquer.
$\overline{x^2}$	- valor do quadrado médio de função $x(t)$ qualquer.
$\sigma_x^2$	- variância de função $x(t)$ qualquer.
$\sigma_v$	- desvio padrão de função $x(t)$ qualquer.
$R_x(\tau)$	- função de auto-correlação.
$V_k$	- Velocidade característica do vento.
$V_0$	- Velocidade básica do vento.
$S_1$	- Fator topográfico da NBR 6123/88.

$S_2$	- Fator da NBR 6123/88.
$S_3$	- Fator estatístico da NBR 6123/88.
$z$	- altura, em metros, medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;
$b$	- parâmetro meteorológico referente à categoria de rugosidade do terreno e à classe da edificação;
$p$	- expoente da lei potencial de variação;
$Fr$	- fator de rajada.
$\Phi$	- índice de área exposta;
$A_e$	- área efetiva;
$A_c$	- área compreendida pelo contorno reticulado.
$q$	- pressão dinâmica.
$C_a$	- coeficiente de arrasto.
$F_a$	- força de arrasto.
$\eta$	- fator de proteção.
$r$	- frequência fundamental de vibração para método do vento sintético
$x(f)$	- frequência adimensional.
$f$	- frequência das rajadas.
$V_p$	- velocidade do vento (velocidade de projeto).
$u_*$	- velocidade de cisalhamento.
$S(f)$	- espectro de potência do vento.
$m$	- número de harmônicos para o método do vento sintético.
$T_r$	- período fundamental da estrutura.
$\theta_k$	- ângulo de fase gerado aleatoriamente para o método do vento sintético.
$R$	- harmônico ressonante para o método do vento sintético.
$t$	- tempo de 0 a 600s para o método do vento sintético.
$C_k$	- fator encontrado pela integração do espectro de potência nos intervalos de frequência dos harmônicos $m$ .
$G_c$	- centro de rajada.
$C_r$	- coeficientes de redução das pressões flutuantes.
$\tilde{\alpha}$	- dispersão.
$\bar{x}$	- moda.

$\gamma$

- Coeficiente de Euler.



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>18</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	18
1.2 JUSTIFICATIVA.....	18
1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	19
<b>1.3.1 Objetivo geral.....</b>	<b>19</b>
<b>1.3.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>19</b>
1.4 METODOLOGIA UTILIZADA.....	20
1.5 ORGANIZAÇÃO.....	20
<b>2 REVISÃO DE LITERATURA.....</b>	<b>22</b>
<b>3 CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....</b>	<b>27</b>
3.1 DINÂMICA DAS ESTRUTURAS.....	27
<b>3.1.1 Introdução.....</b>	<b>27</b>
<b>3.1.2 Análise da vibração livre.....</b>	<b>27</b>
<b>3.1.3 Análise dos modos de vibração.....</b>	<b>30</b>
<b>3.1.4 Formulação do amortecimento.....</b>	<b>32</b>
<b>3.1.5 Influência das forças axiais.....</b>	<b>34</b>
<b>3.1.6 Método da integração das equações do movimento.....</b>	<b>35</b>
3.2 CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO.....	37
<b>3.2.1 Introdução.....</b>	<b>37</b>
<b>3.2.2 Conceitos iniciais.....</b>	<b>39</b>
<b>3.2.3 A função de auto correlação.....</b>	<b>40</b>
<b>3.2.4 Análise de Fourier.....</b>	<b>41</b>
<b>3.2.5 Espectro de potência do vento.....</b>	<b>43</b>
3.3 MÉTODO ESTÁTICO CONFORME A NBR 6123/88.....	44
<b>3.3.1 Velocidade característica do vento.....</b>	<b>44</b>
<b>3.3.2 Fator topográfico S1.....</b>	<b>46</b>
<b>3.3.3 Fator S2.....</b>	<b>47</b>
<b>3.3.4 Fator S3.....</b>	<b>48</b>
<b>3.3.5 Efeitos estáticos devidos ao vento.....</b>	<b>48</b>
<b>3.3.6 Índice de área exposta;.....</b>	<b>49</b>
<b>3.3.7 Determinação da força de arrasto.....</b>	<b>50</b>
<b>4 MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO.....</b>	<b>54</b>

4.1 ETAPAS PARA O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO.....	54
4.2 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROJETO .....	55
4.3 ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO .....	55
4.4 DECOMPOSIÇÃO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA .....	56
4.5 CORRELAÇÃO ESPACIAL DE VELOCIDADES .....	58
4.6 PRESSÕES FLUTUANTES E PRESSÕES MÉDIAS .....	61
4.7 HARMÔNICOS DE FORÇA NOS NÓS .....	63
4.8 DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA CARACTERÍSTICA.....	64
<b>5 METODOLOGIA.....</b>	<b>66</b>
5.1 INTRODUÇÃO.....	66
5.2 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL.....	67
5.3 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO .....	68
<b>5.3.1 Materiais utilizados.....</b>	<b>68</b>
<b>5.3.2 Perfis estruturais .....</b>	<b>68</b>
5.4 NÓS DE APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS E PARA ANÁLISE DO MODELO.....	69
5.5 ANÁLISE MODAL DO MODELO DA TORRE.....	79
5.6 ANÁLISE ESTÁTICA SEGUNDO A NBR 6123/88 .....	83
<b>5.6.1 Introdução .....</b>	<b>83</b>
<b>5.6.2 Cálculo dos coeficientes de arrasto.....</b>	<b>83</b>
<b>5.6.3 Velocidade característica.....</b>	<b>88</b>
<b>5.6.4 Forças de arrasto nos nós .....</b>	<b>89</b>
5.7 ANÁLISE DINÂMICA DE ACORDO COM O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO 91	
<b>6 ANÁLISES DOS RESULTADOS.....</b>	<b>97</b>
<b>7 CONCLUSÕES.....</b>	<b>103</b>
7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	104
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>105</b>
<b>APÊNDICE A – ALGORÍTMO PARA O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO .....</b>	<b>110</b>

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A demanda pela utilização de torres metálicas treliçadas vem aumentando. A necessidade constante por obras de infraestrutura cresce no mesmo ritmo. Por conta disso, o número de incidentes que envolvem essas torres também tende a se elevar.

Atualmente, na maioria dos casos, os projetos são concebidos considerando apenas efeitos estáticos dos carregamentos. Entretanto, o principal carregamento que incide nesse tipo de torre deve-se à ação do vento, que solicita dinamicamente a estrutura, devido à turbulência ou na ocorrência de rajadas. Geralmente, quando é preciso uma análise dinâmica, as normas de projeto indicam a utilização de cargas estáticas equivalentes à ação dinâmica do vento, como é o caso da NBR 6123/88 – Forças devidas ao vento em edificações.

Além de procedimentos normativos para determinação de carregamentos de vento, existem outros procedimentos para determinação desses carregamentos, como o método do vento sintético, que se utiliza de espectros de potência e ângulos de fase aleatórios para simulação da parcela flutuante da velocidade do vento, como será visto mais à frente.

Neste trabalho são feitas análises comparativas entre respostas de uma torre de energia elétrica sujeita a carregamentos estáticos gerados conforme a norma NBR 6123/88 e as respostas obtidas conforme o método do vento sintético, cujos carregamentos gerados variam com o tempo, ou seja, tem caráter dinâmico.

### 1.2 JUSTIFICATIVA

A norma NBR 6123/88 estabelece três procedimentos para obtenção de carregamentos de vento para análise de estruturas de modo geral, a saber: método das cargas estaticamente equivalentes, método simplificado e método discreto, os dois últimos métodos com caráter dinâmico.

Os métodos discretos e simplificado da NBR 6123/88 não se tratam de métodos de análise em que são geradas cargas aplicadas na torre ao longo do tempo, pois

consideram a transformação de ações dinâmicas do vento em ações estáticas, bastando-se determinar a frequência fundamental e período de vibração do modelo da torre.

Para análise de caráter dinâmico desse trabalho é utilizado o método do vento sintético (FRANCO, 1993), que permite que sejam gerados carregamentos dinâmicos do vento usando seu espectro de potência. Como o fenômeno do vento é não determinístico, o método faz uso de ângulos de fase gerados aleatoriamente para simular a característica dinâmica do vento. Dessa forma pretende-se simular as ações do vento variando no tempo.

Portanto, a diferença principal entre os métodos de caráter dinâmico da norma NBR 6123/88 e o método do vento sintético é que o último permite a aplicação das cargas no modelo de maneira similar ao que ocorre em estruturas na realidade, ou seja, de maneira dinâmica, motivo pelo qual foi adotado nesse trabalho.

### 1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA

#### 1.3.1 Objetivo geral

O objetivo desse trabalho é fazer uma análise comparativa entre as respostas estruturais de uma torre de transmissão de energia elétrica sob a ação de carregamentos de vento obtidos através do método do vento sintético e através do método das cargas estaticamente equivalentes da NBR 6123/88.

#### 1.3.2 Objetivos específicos

- Avaliar a diferença percentual de deslocamento máximo no topo da torre para os carregamentos dinâmicos gerados pelo método do vento sintético e carregamentos estáticos gerados a partir da NBR 6123/88;
- Avaliar as diferenças das reações de apoio, assim como os esforços internos axiais na estrutura da torre para os carregamentos gerados pelo método do vento sintético e carregamentos estáticos gerados a partir da NBR 6123/88;
- Avaliar qual abordagem apresenta resultados mais conservadores.

## 1.4 METODOLOGIA UTILIZADA

Neste trabalho realiza-se a simulação do comportamento de uma torre de transmissão de energia elétrica sujeita a carregamentos de vento gerados a partir de duas abordagens: o método do vento sintético e o método das cargas estaticamente equivalentes da NBR 6123/88. A torre é discretizada com elementos de barra usando o programa computacional RSTAB, desenvolvido pela Dlubal (DLUBAL, 2015).

A geração dos carregamentos para o método do vento sintético é feita através de uma rotina no programa computacional PTC Mathcad Prime 3.0 (PTC, 2014). Para geração dos carregamentos estáticos da norma é utilizada uma planilha eletrônica.

Uma análise modal é necessária por que frequências de vibração são utilizadas na formulação do método do vento sintético. O método se utiliza de um espectro de vento, como o de Davenport, por exemplo, e de ângulos de fase aleatórios para simulação da parcela flutuante do vento.

Para o método do vento sintético são realizadas simulações usando, no mínimo, 20 séries geradas. Uma série de carregamento é escolhida como característica, sendo aquela cuja grandeza avaliada na resposta tem o valor com possibilidade de 95% de não ser excedido.

Determinada a série característica essa é utilizada para determinação dos esforços e deslocamentos na estrutura. A estrutura é simulada, também, para carregamentos estáticos da NBR 6123/88 e as respostas são, então, comparadas.

## 1.5 ORGANIZAÇÃO

No capítulo 2 é feita uma revisão de literatura que apresenta trabalhos similares, que na maioria consistem em comparações entre métodos estáticos para análise de estruturas reticuladas e métodos de análise dinâmicos.

O capítulo 3 aborda conceitos fundamentais relacionados à dinâmica das estruturas, conceituando análise de vibração livre para determinação das frequências fundamentais da estrutura, a formulação do amortecimento para aplicação nas simulações no método do vento sintético e a influência das forças axiais nas propriedades dinâmicas da estrutura. Além disso trata sobre o vento como

carregamento e demonstra a formulação do espectro de potência, que será importante para o método do vento sintético. Os principais parâmetros estatísticos associados a uma variável aleatória como a velocidade do vento são conceituados. Nesse mesmo capítulo, é apresentado o método estático da NBR 6123/88.

O capítulo 4 trata do método do vento sintético e explica como são determinadas as forças que são aplicadas nos nós da torre.

A metodologia é abordada no capítulo 5, que trata da geometria do modelo em estudo, dos materiais utilizados para simulação da torre de transmissão, assim como perfis estruturais utilizados e tipo de vinculação entre elementos estruturais. Além disso é explicado como são geradas as cargas aplicadas ao modelo conforme ações estáticas da NBR 6123/88 e ações que variam no tempo de acordo com o método do vento sintético de FRANCO (1993).

No capítulo 6 os métodos são aplicados ao modelo da torre e são feitas as comparações dos resultados no que diz respeito a deslocamentos no topo da torre, esforços normais nos barras e reações de apoio.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões.

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

Em GUIMARÃES (2000) foi desenvolvido em linguagem Fortran um programa computacional para análise estática de torres metálicas. Com o programa computacional foram feitas análises em diversas torres com seções e perfis típicos utilizados na região centro-oeste. Para análise dinâmica foi utilizado o método do vento sintético. Para análise modal das estruturas o autor se utilizou do programa SAP2000 v6. As estruturas analisadas tinham 50, 70 e 90m de altura. O autor realizou, também, análises conforme o método discreto da NBR 6123/88 para as referidas estruturas. Ele detectou que os deslocamentos máximos para análises estáticas foram maiores que os deslocamentos encontrados em análises dinâmicas. Outra conclusão importante é que esforços internos e reações de apoio apresentaram valores menores para análise feita conforme o método do vento sintético, com relação ao método estático.

No estudo de CARRIL (2000) foram utilizadas investigações numéricas e experimentais em torres ou seções de torres metálicas. Na investigação numérica o modelo tinha 100 metros de altura e base quadrada, e foi ensaiado conforme os métodos de Davenport (que utiliza linhas de influência), o modelo discreto da NBR 6123/88 e o método do vento sintético. Os maiores deslocamentos de topo foram para as simulações considerando o método de Davenport e discreto da norma, ao que o autor sugeriu estudos futuros para o método do vento sintético, cujos deslocamentos ficaram significativamente abaixo dos demais métodos. Na análise experimental, o autor compara os resultados obtidos para coeficientes de arrasto com valores de normas espalhadas pelo mundo, fazendo o mesmo para fator de proteção do reticulado.

A análise estática e dinâmica de MENIN (2002) se deram em torres metálicas estaiadas. A análise estática se deu conforme procedimento descrito pela NBR 6123/88, utilizando-se de modelos matemáticos lineares e não lineares, que permitem alongamentos nos cabos para simulação de forças de pré-tensionamento. Para análise dinâmica foi empregado o método do vento sintético segundo a simulação de Monte Carlo. Os esforços segundo o método dinâmico, de forma geral, resultaram em valores menores que os obtidos pelo método estático, apesar de deslocamento no topo para análise dinâmica ter ficado 6,8% maior que da análise estática.

LAZANHA (2003) desenvolveu um programa computacional de análise dinâmica elasto-plástica que considera a plastificação das estruturas ensaiadas e conseqüente economia no dimensionamento. Para geração de séries temporais de carregamentos para estruturas com um ou vários graus de liberdade foi utilizado o método do vento sintético.

No trabalho de MACHADO (2003) foram feitas análises numéricas computacionais em um modelo de uma torre que colapsou anos antes na cidade de Porto Alegre, além de experimentos em túnel de vento em seções da mesma torre, a fim de analisar parâmetros aerodinâmicos como coeficientes de arrasto, ângulo de incidência do vento sobre a torre, fator de proteção do reticulado e índice de área exposta. Na análise numérica foi utilizado o modelo discreto da NBR 6123/88, que é baseado no método estatístico de Davenport. O autor concluiu que a resposta ressonante para a torre não foi relevante, quando essa foi ensaiada sem antena, e com frequência fundamental de vibração livre de 1,50 Hz. Com a presença da antena, e frequência natural de 0,86 Hz, a resposta ressonante foi notada, mas não foi muito relevante. O autor concluiu, também, que a torre de Porto Alegre colapsou em função do sub-dimensionamento dos elementos montantes, que foram dimensionados para forças de vento menores.

OKAMURA et al. (2003) estudaram a resposta de torres de transmissão a ventos em regiões montanhosas. Para simular a parcela flutuante da velocidade ele utilizou uma simulação baseada em números aleatórios (Monte Carlo). O fluxo de vento foi analisado em um modelo em duas dimensões da montanha de interesse no estudo. Entre outras conclusões, chegaram a de que o ângulo de incidência do vento é importante na resposta do vento para análise de torres de transmissão em regiões montanhosas.

MERCE (2003) analisou torres de 50, 70 e 90m segundo o método estático da NBR 6123/88, a método dinâmico da mesma norma, o método de Davenport e o método do vento sintético. A autora utilizou os programas desenvolvidos em GUIMARÃES (2000). Ela chegou à conclusão de que os deslocamentos segundo as análises estáticas foram maiores que os das análises dinâmicas. Os resultados apresentados pelo método de Davenport se aproximaram dos estabelecidos pelo modelo discreto da NBR 6123/88.

Em OLIVEIRA (2006) foram feitas análises dinâmicas em um trecho de linha de transmissão, com integração das equações de movimento pelo método de



Newmark, devida à alta não linearidade do modelo. A geração de funções temporais para a parcela flutuante do vento foram feitas a partir de séries de Fourier e com base no espectro de Kaimal. Uma das conclusões do autor é de que a frequência fundamental da torre isolada era 16 vezes maior que a frequência do sistema completo, razão pela qual a análise, preponderantemente, se deu sobre o sistema torres, cabos condutores e de pára-raios.

Em CHÁVEZ (2006), foi realizado um estudo sobre o comportamento dinâmico de um prédio em concreto armado de 102 metros de altura. A estrutura foi analisada segundo o método do vento sintético, o método dinâmico simplificado da NBR 6123/88 e o método estático. Os deslocamentos no topo da estrutura foram similares para os três métodos não excedendo diferenças de 5%. Para momentos fletores em vigas, o valor máximo foi o da análise dinâmica da norma, e o menor, dentre os máximos, para uma mesma viga, foi para o método do vento sintético. Para as acelerações, o método dinâmico simplificado apresentou valores muito conservadores e elevados, com relação ao Método do Vento. A autora julgou que o método do vento sintético “mostrasse mais viável, apesar de exigir maior trabalho computacional, ao considerar o aspecto de conforto dos usuários e economia da construção, pois peças mais esbeltas poderiam ser utilizadas”.

No trabalho de CHAVES (2009), foi avaliado o comportamento dinâmico de pórticos metálicos contraventados, para avaliação do melhor tipo de contraventamento. E para geração dos carregamentos do vento foi utilizado método do vento sintético.

No trabalho de PUGLIA (2010), foi feita uma análise dinâmica em um modelo computacional baseado em um modelo real. Os carregamentos foram gerados conforme metodologia proposta por SHINOZUKA et al. (1972), que muito se assemelha ao método do vento sintético na formulação. A velocidade média foi determinada com base em registros anemométricos. A conclusão é de que, para ao modelo em estudo, houve ausência de oscilação na resposta da estrutura, sendo que pode-se considerar satisfatório o cálculo da resposta somente através da análise estática.

Em seus estudos sobre carregamentos de ventos em torres estaiadas LÉGERON et al. (2010) concluiu que efeitos dinâmicos podem ter grande influência na resposta geral no mastro da torre. Portanto, a aplicação da carga estática

equivalente, nem sempre fornece uma estimativa conservadora da resposta dinâmica possível para esses casos.

MILANI (2012) procurou demonstrar a interferência da iteração solo-estrutura na resposta de duas torres metálicas treliçadas submetidas à ruptura de cabo. Por fim concluiu que as diferenças em termos de valores de pico entre a análise dinâmica das torres inseridas em uma LT, com fundações rígidas ou flexíveis, e a análise estática das torres isoladas foram significativas.

PENGYUN et al. (2012) discretizaram um trecho de uma linha de energia através de massas concentradas ligadas por elementos elásticos. Eles utilizaram o critério da energia para avaliar as características dinâmicas de um trecho com duas torres e três cabos entre elas. Os carregamentos de vento foram simulados conforme o método estatístico de Davenport. As torres analisadas tinham 107 metros de altura e vão cabos de 830 metros. Foi utilizado o amortecimento de Rayleigh para construir a matriz de amortecimento estrutural do sistema. Uma das conclusões é que a maioria da energia que provinha da excitação provocada pelo vento era dissipada pelo amortecimento estrutural do sistema.

A dissertação de CUNHA (2012) analisa um modelo baseado em uma estrutura real de um prédio de 47 pavimentos, segundo o método do vento sintético e o método com modelo discreto da NBR 6123/88. O autor conclui que os esforços solicitantes gerados pelo carregamento da NBR 6123/88 são maiores que aqueles gerados pelo carregamento do vento sintético em sua fase permanente. Isso indica uma majoração da norma a favor da segurança. Entretanto, observa-se que na fase transiente os esforços provocados pelo vento sintético superam em alguns casos aqueles provocados pelo carregamento de norma.

No trabalho de SILVA FILHO (2012), faz-se a investigação do comportamento dinâmico de edifícios de aço e mistos (aço-concreto), quando submetidos à ação do vento. Ele modela as estruturas no programa computacional Ansys. Os métodos utilizados para simulação são o método do vento sintético e o modelo contínuo simplificado da norma NBR 6123/88. Os deslocamentos encontrados para o método considerando o modelo contínuo simplificado foram maiores que os do método do vento sintético considerado na fase permanente. Entretanto, na fase transiente, os deslocamentos foram maiores para o método do vento sintético.

No estudo de MORAIS (2014), investigou-se o comportamento dinâmico de edifícios mistos, ou seja, de aço-concreto submetidos à ação não determinística do

vento. O método utilizado foi o do vento sintético. O trabalho apontou que a transferência de energia para o sistema ocorre, de maneira preponderante, para as frequências inferiores a 1Hz, entre as quais estavam as frequências fundamentais da estrutura.

### 3 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

#### 3.1 DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

##### 3.1.1 Introdução

A determinação das propriedades dinâmicas do modelo em estudo é importante pois possibilita a análise segundo o método do vento sintético, já que, na formulação do mesmo, é preciso utilizar a frequência fundamental de vibração em ressonância com um dos harmônicos que compõem a parcela flutuante do vento. Além disso, duas frequências naturais da estrutura são necessárias para a determinação dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  da formulação do amortecimento pelo método de Rayleigh.

Igualmente, para uma correta análise estrutural, seguindo também os critérios normativos para análise dinâmica, a determinação das frequências naturais e modos de vibração são imprescindíveis. Há estudos que afirmam a necessidade de análises dinâmicas para estruturas com menos de 1Hz (LEGERON, 2012) de frequência fundamental.

Para determinação das características dinâmicas da estrutura, assim como demais simulações do método do vento sintético e estático da NBR 6123/88 é utilizado o programa computacional RSTAB da Dlubal (DLUBAL, 2015).

##### 3.1.2 Análise da vibração livre

Para sistemas com múltiplos graus de liberdade, a equação do movimento pode ser formulada expressando o equilíbrio das forças efetivas associadas com cada grau de liberdade:

$$f_{I1}(t) + f_{D1}(t) + f_{S1}(t) = p_1(t) \quad 3.1$$

$$f_{I2}(t) + f_{D2}(t) + f_{S2}(t) = p_2(t) \quad 3.2$$

$$f_{I3}(t) + f_{D3}(t) + f_{S3}(t) = p_3(t) \quad 3.3$$

Ou, expressando na forma geral:

$$\mathbf{f}_I(t) + \mathbf{f}_D(t) + \mathbf{f}_S(t) = \mathbf{p}(t) \quad 3.4$$

Onde:

$f_I(t)$  – forças inerciais;

$f_D(t)$  – forças devidas ao amortecimento;

$f_S(t)$  – forças elásticas;

Cada tipo de força pode ser expressa, de forma geral, seguindo a formulação:

$$f_I(t) = m \ddot{v}(t) \quad 3.5$$

$$f_D(t) = c \dot{v}(t) \quad 3.6$$

$$f_S(t) = k v(t) \quad 3.7$$

As forças inerciais, simbolicamente, podem ser expressas por:

$$\mathbf{f}_I = \mathbf{m} \ddot{\mathbf{v}} \quad 3.8$$

Aqui a matriz  $\mathbf{m}$  dos coeficientes de massa é chamada matriz de massa da estrutura e o vetor  $\ddot{\mathbf{v}}$  é vetor de acelerações.

As forças devidas ao amortecimento:

$$\mathbf{f}_D = \mathbf{c} \dot{\mathbf{v}} \quad 3.9$$

Aqui a matriz  $\mathbf{c}$  dos coeficientes de amortecimento é chamada matriz de amortecimento da estrutura e o vetor  $\dot{\mathbf{v}}$  é vetor de velocidades da estrutura.

E, finalmente as forças elásticas:

$$\mathbf{f}_S = \mathbf{k} \mathbf{v} \quad 3.10$$

Em que a matriz  $\mathbf{k}$  dos coeficientes de rigidez é chamada matriz de rigidez da estrutura e o vetor  $\mathbf{v}$  é vetor de deslocamentos da estrutura.

O equilíbrio dinâmico da estrutura se dá pela equação, considerando todos os graus de liberdade:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = p(t) \quad 3.11$$

Omitindo-se a matriz de amortecimento e o vetor de cargas aplicadas na equação geral do movimento pode se chegar na equação do movimento para um sistema não amortecido de vibração livre (CLOUGH, 1995):

$$m\ddot{v} + kv = 0 \quad 3.12$$

Na qual,  $0$  é um vetor nulo.

Assumindo que o movimento de vibração livre é um harmônico simples e que pode ser expresso por um sistema com múltiplos graus de liberdade como:

$$v(t) = \hat{v}\sin(\omega t + \theta) \quad 3.13$$

Na expressão acima  $\hat{v}$  representa a forma da estrutura e  $\theta$  é o ângulo de fase.

$$\ddot{v} = -\omega^2 \hat{v} \sin(\omega t + \theta) = -\omega^2 v \quad 3.14$$

De onde se chega em, omitindo-se o termo do seno:

$$[k - \omega^2 m]\hat{v} = 0 \quad 3.15$$

Os termos das frequências ao quadrado são os autovalores e os modos são os autovetores. A solução para esse conjunto de equações simultâneas é:

$$\hat{v} = \frac{0}{\|k - \omega^2 m\|} \quad 3.16$$

Uma solução não-trivial é possível somente quando:

$$\|k - \omega^2 m\| = 0 \quad 3.17$$

A equação 3.17 é chamada de Equação de Frequência do Sistema.

Expandindo-se o determinante teremos uma equação algébrica de N parâmetros de frequência  $\omega^2$  para um sistema que tenha N graus de liberdade. As N raízes dessa equação ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_N^2$ ) representam as frequências dos N modos de vibração possíveis neste sistema.

O vetor do conjunto total de frequências modais, colocados em sequência, será denominado de vetor de frequência  $\omega$ .

O modo que possui mais baixa frequência é chamado de primeiro modo e assim por diante.

$$\omega = \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_N \end{bmatrix} \quad 3.18$$

### 3.1.3 Análise dos modos de vibração

Assim que as frequências de vibração forem determinadas pela equação de frequência do sistema, as equações do movimento podem ser expressas como (CLOUGH e PENZIEN, 1995):

$$\tilde{E}^{(n)} \hat{v}_n = 0 \quad 3.19$$

Na qual:

$$\tilde{E}^{(n)} = k - \omega_n^2 m \quad 3.20$$

Então,  $\tilde{E}^{(n)}$  representa a matriz obtida subtraindo-se  $\omega_n^2 m$  da matriz de rigidez, e uma vez que isso depende da frequência, será diferente para cada modo.

A equação 3.19 é identicamente satisfeita porque as frequências são calculadas a partir dessa condição; por essa razão a amplitude das vibrações é indeterminada.

Entretanto, a forma do sistema de vibração pode ser determinada pela solução de todos os deslocamentos em função de qualquer uma das coordenadas.

Sendo assim, poderá ser assumido que o primeiro elemento do vetor de deslocamentos tem amplitude unitária, tal como:

$$\begin{Bmatrix} \hat{v}_{1n} \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{v}_{Nn} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{v}_{Nn} \end{Bmatrix} \quad 3.21$$

A equação 3.19 pode ser escrita na forma expandida como:

$$\begin{bmatrix} e_{11}^{(n)} & | & e_{12}^{(n)} & e_{13}^{(n)} & \dots & e_{1N}^{(n)} \\ e_{21}^{(n)} & | & e_{22}^{(n)} & e_{23}^{(n)} & \dots & e_{2N}^{(n)} \\ e_{31}^{(n)} & | & e_{32}^{(n)} & e_{33}^{(n)} & \dots & e_{3N}^{(n)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ e_{N1}^{(n)} & | & e_{N2}^{(n)} & e_{N3}^{(n)} & \dots & e_{NN}^{(n)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \dots \\ \hat{v}_{Nn} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 3.22$$

A equação 3.22 pode ser expressa simbolicamente por:

$$\begin{bmatrix} e_{11}^{(n)} & \tilde{\mathbf{E}}_{10}^{(n)} \\ \tilde{\mathbf{E}}_{01}^{(n)} & \tilde{\mathbf{E}}_{00}^{(n)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{0n} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}$$

Ou seja:

$$\tilde{\mathbf{E}}_{01}^{(n)} + \tilde{\mathbf{E}}_{00}^{(n)} \hat{v}_{0n} = \mathbf{0} \quad 3.23$$

$$e_{11}^{(n)} + \tilde{\mathbf{E}}_{10}^{(n)} \hat{v}_{0n} = 0 \quad 3.24$$

A equação 3.23 pode ser resolvida simultaneamente para as amplitudes dos deslocamentos:



$$\hat{\mathbf{v}}_{0n} = -(\tilde{\mathbf{E}}_{00}^{(n)})^{-1} \tilde{\mathbf{E}}_{01}^{(n)} \quad 3.25$$

O vetor deslocamento obtido na equação 3.25 deve satisfazer a equação 3.24, porém essa solução confere exatidão à solução.

As amplitudes de deslocamentos obtidas na equação 3.25 juntamente com a amplitude unitária do primeiro componente constitui o vetor deslocamento associado com o  $n$ ésimo modo de vibração. Por conveniência, o vetor é usualmente expresso na forma dimensional dividindo-se todos os componentes por um componente de referência (geralmente o maior). O vetor resultante é chamado de a  $n$ ésima forma modal  $\phi_n$ :

$$\phi_n = \begin{Bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \phi_{3n} \\ \vdots \\ \phi_{Nn} \end{Bmatrix} \equiv \frac{1}{\hat{v}_{kn}} \begin{Bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{v}_{Nn} \end{Bmatrix} \quad 3.26$$

Em que o componente  $\hat{v}_{kn}$  de referência foi tomado como sendo o primeiro.

A forma de cada um dos  $N$  modos de vibração podem ser encontrados com o mesmo processo. A matriz quadrada composta pelos  $N$  modos será representada por  $\Phi$ :

$$\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \phi_3 \quad \dots \quad \phi_N] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \dots & \phi_{3N} \\ \phi_{41} & \phi_{42} & \dots & \phi_{4N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad 3.27$$

Como pode ser notada, a análise de vibração de um sistema estrutural é uma forma de valor característico, ou autovalor.

### 3.1.4 Formulação do amortecimento

O amortecimento que será utilizado para o modelo da torre é o amortecimento de Rayleigh, que utiliza uma matriz de amortecimento  $C$  e considera uma contribuição

da matriz de rigidez  $K$  assim como da matriz de massa  $M$ , o que pode ser visto na equação 3.28:

$$C = \alpha M + \beta K \quad 3.28$$

Em função de taxas de amortecimento modal  $\xi_i$  a frequência natural circular  $\omega_{0i}$ , dada em rad/s, a equação 3.28 pode ser reescrita como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad 3.29$$

Na equação 3.29,  $\xi_i$  representa a taxa de amortecimento referente ao modo de vibração  $i$  do sistema e  $\omega_{0i}$  é a frequência natural circular associada ao modo de vibração  $i$  que vale  $\omega_{0i} = 2\pi f_{0i}$ . Assim, isolando  $\alpha$  e  $\beta$  para duas frequências naturais do sistema, que sejam mais relevantes, obtém-se:

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta\omega_{01}^2 \quad 3.30$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad 3.31$$

A taxa de amortecimento  $\xi_i$  define uma relação entre o amortecimento real e o amortecimento crítico para certo modo de vibração:

$$\xi_i = \frac{C_i}{C_{c,i}} \quad 3.32$$

A norma NBR 6123/88 indica, para pórticos metálicos usuais, uma taxa de amortecimento  $\xi = 1\%$  como um valor padrão a ser adotado.

A taxa de amortecimento  $\xi_i$  para presente trabalho foi tomada como sendo de 2% para o primeiro e segundo modos de vibração, que foram os modos utilizados para se chegar aos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ .

### 3.1.5 Influência das forças axiais

As forças axiais têm efeito significativo na rigidez da estrutura para sistemas com múltiplos graus de liberdade (CLOUGH, 1995). A componente de força que age paralelamente ao eixo original das barras leva a uma componente de ação adicional que age na direção e sentido dos deslocamentos nodais, sendo simbolizados aqui por  $f_g$ . Quando se considera essas forças na expressão de equilíbrio dinâmico essa assume a forma:

$$f_I + f_D + f_S - f_G = p(t) \quad 3.33$$

O motivo do sinal negativo é que as forças  $f_g$  são tomadas como forças que contribuem no sentido oposto da deformação.

Essas forças que resultam de cargas axiais dependem dos deslocamentos da estrutura e podem ser expressas pela influência de coeficientes denotados de coeficientes de rigidez geométrica:

$$f_G = k_{GL}v \quad 3.34$$

na qual  $k_{GL}$  é a *matriz de rigidez geométrica da estrutura*.

Quando se introduz a expressão na equação de equilíbrio dinâmico tem-se:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv - k_{GL}v = p(t) \quad 3.35$$

Ou de maneira simplificada, já que é notado que a rigidez elástica e a rigidez geométrica são multiplicadas pelo vetor deslocamento, cujo efeito é combinado, se tem um único símbolo e a equação pode ser escrita como:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + \bar{k}v = p(t) \quad 3.36$$

na qual  $\bar{k} = k - k_{GL}$  é chamada de matriz combinada, que inclui efeitos elásticos e geométricos.

Sendo assim, as propriedades dinâmicas da estrutura são expressas completamente por quatro matrizes de coeficientes de influência, enquanto que o carregamento dinâmico é totalmente definido pelo vetor de ações.

### 3.1.6 Método da integração das equações do movimento

O método de Newmark procura satisfazer a equação diferencial de movimento no instante  $t + \Delta t$ , utilizando a solução do instante  $t$ . O método é utilizado para resolução de equações no programa computacional RSTAB da Dlubal (DLUBAL, 2015).

Ele é classificado como um método de integração direta implícita e foi utilizado para a resolução numérica do problema dinâmico desse trabalho.

O método parte da premissa de que a aceleração pode variar linearmente entre dois instantes de tempo, sendo isto considerado através dos parâmetros  $\alpha$  e  $\delta$  de Newmark que indicam quanto a aceleração ao final do intervalo entra nas equações de velocidade e deslocamento ao final do intervalo  $\Delta t$  (BENTES, 2013).

Assim, a equação do movimento considerando um sistema com vários graus de liberdade é expressa:

$$[M]\vec{\ddot{v}}_{t+\Delta t} + [C]\vec{\dot{v}}_{t+\Delta t} + [K]\vec{v}_{t+\Delta t} = \vec{F}_{t+\Delta t} \quad 3.37$$

Onde  $M$ ,  $C$  e  $K$  são matrizes de massa, amortecimento e de rigidez da estrutura;  $\vec{\ddot{v}}_{t+\Delta t}$ ,  $\vec{\dot{v}}_{t+\Delta t}$  e  $\vec{v}_{t+\Delta t}$  são os vetores de aceleração, velocidade e de deslocamentos, respectivamente no instante  $t + \Delta t$  e  $\vec{F}_{t+\Delta t}$  é o vetor de forças externas no mesmo instante  $t + \Delta t$ .

Por meio de uma expansão se Taylor, considerando as três primeiras derivadas se chega à:

$$\vec{v}_{t+\Delta t} = \vec{v}_t + \Delta t [(1 - \delta)\vec{\dot{v}}_t + \delta\vec{\dot{v}}_{t+\Delta t}] \quad 3.38$$

$$\vec{v}_{t+\Delta t} = \vec{v}_t + \Delta t\vec{\dot{v}}_t + \Delta t^2 \left[ \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\vec{\ddot{v}}_t + \alpha\vec{\ddot{v}}_{t+\Delta t} \right] \quad 3.39$$

Onde  $\alpha$  e  $\delta$  são os parâmetros de Newmark que podem ser determinados para obter maior estabilidade ou precisão na integração. Quando atribuídos os valores de  $\alpha=0$  e  $\delta=1/2$  as relações correspondem ao método das diferenças finitas centrais, e quando  $\alpha=1/6$  e  $\delta=1/2$  ao método da aceleração linear. Estes, por serem condicionalmente estáveis, tornam menos desejáveis a sua utilização. Newmark obteve um método estável de forma incondicional na solução de problemas lineares, quando se utiliza  $\alpha=1/4$  e  $\delta=1/2$  que corresponde ao método da aceleração média constante, também denominado de regra dos trapézios (BENTES, 2013).

Isolando o termo na equação 3.39 obtém-se:

$$\vec{v}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\alpha\Delta t^2}(\vec{v}_{t+\Delta t} - \vec{v}_t) - \frac{1}{\alpha\Delta t}\vec{v}_t - \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right)\vec{v}_t \quad 3.40$$

Definem-se os seguintes coeficientes:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha\Delta t^2}; a_1 = \frac{1}{\alpha\Delta t}; a_2 = \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right); a_3 = (1 - \delta)\Delta t; a_4 = \delta\Delta t \quad 3.41$$

$$a_5 = a_0a_4 = \frac{\delta}{\alpha\Delta t}; a_6 = a_4a_1 - 1 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; a_7 = a_4a_2 - a_3 = \frac{\Delta t}{2}\left(\frac{\delta}{\alpha} - 2\right) \quad 3.42$$

Fazendo-se as devidas substituições:

$$[M][a_0(\vec{v}_{t+\Delta t} - \vec{v}_t) - a_1\vec{v}_t - a_2\vec{v}_t] + [C][a_5(\vec{v}_{t+\Delta t} - \vec{v}_t) - a_6\vec{v}_t - a_7\vec{v}_t] + [K]\vec{v}_{t+\Delta t} = \vec{F}_{t+\Delta t} \quad 3.43$$

A escolha do incremento de tempo deve ser feita de maneira adequada para a convergência da solução. Para a análise do comportamento dinâmico do sistema estrutural o  $\Delta t$  adotado deve ser suficientemente pequeno e menor que um incremento de tempo máximo. Para a convergência da solução com a utilização do método da variação linear da aceleração, o intervalo de tempo pode ser calculado a partir do período fundamental da estrutura  $T_0$  a partir da 3.44 (GROEHS, 2005).

$$\Delta t \leq \frac{T_0}{\pi \sqrt{1-\frac{2}{3}}} = 0,55T_0 \quad 3.44$$

Uma importante observação se refere quanto ao custo da análise na integração direta (isto é, o número de operações requeridas) que é diretamente proporcional ao número de passos de tempo necessários para a solução. Por um lado, o passo de tempo deve ser pequeno o bastante para se obter a precisão da solução; mas, por outro, o passo de tempo não deve ser muito menor que o necessário devido ao maior custo para a solução do que realmente é requerido (BATHE, 1996).

## 3.2 CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO

### 3.2.1 Introdução

O vento pode ser tido como uma função temporal aleatória, sendo composta por uma parte média e outra flutuante (ISYUMOV, 2012), (HOLMES, 1996).

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad 3.45$$

O valor da velocidade média do vento depende, de modo geral, dos dados meteorológicos coletados. Na falta de dados, a determinação da velocidade média pode se dar pela observação de isopletras. A norma NBR 6123 fornece valores de velocidade de rajada de 3s, medida a 10m de altura e associada a uma probabilidade de ocorrência anual de 2% para o território nacional.

A parcela flutuante da velocidade do vento pode ser determinada a partir de parâmetros estatísticos, ou seja, distribuição de probabilidade, espectro de potência e funções de correlação cruzada (OLIVEIRA, 2006).

A parte flutuante do vento é chamada turbulência, e pode ser causada pela rugosidade no terreno (turbulência mecânica) ou por convecção de calor (turbulência de convecção). A intensidade da turbulência indica a amplitude relativa das flutuações em comparação com a velocidade média (ROHIT KAUL, 1999).

Dessa forma, pode-se atribuir ao carregamento induzido sobre uma estrutura uma componente média (estática), uma componente flutuante não ressonante (background response) e uma componente flutuante ressonante (dinâmica) (RIPPEL, 2005), (HOLMES, 2002), (LOREDO-SOUZA et al., 2001). Separando-se o vento em uma parcela média e outra flutuante, os possíveis esforços que podem atuar na estrutura são os esforços pseudo estáticos que correspondem à parcela média e os esforços dinâmicos em função da parcela flutuante do vento, conforme figura 3.1 (a).

Quando a maior parte da energia contida no espectro de resposta está abaixo da menor frequência de vibração natural da estrutura, os esforços dinâmicos podem ser predominantemente não ressonantes, e podem ser predominantemente ressonantes quando a parcela maior dessa energia contiver as frequências naturais de vibração da estrutura (CARRIL, 2000).

A figura 3.1 (b) mostra o espectro de resposta de uma estrutura genérica com a correspondente indicação do tipo de resposta. As áreas sob o espectro de potência, que estão hachuradas, correspondem à variância da resposta correspondente. A resposta indicada pode ser um esforço solicitante na estrutura ou um deslocamento. O conceito de variância será exposto mais à frente.

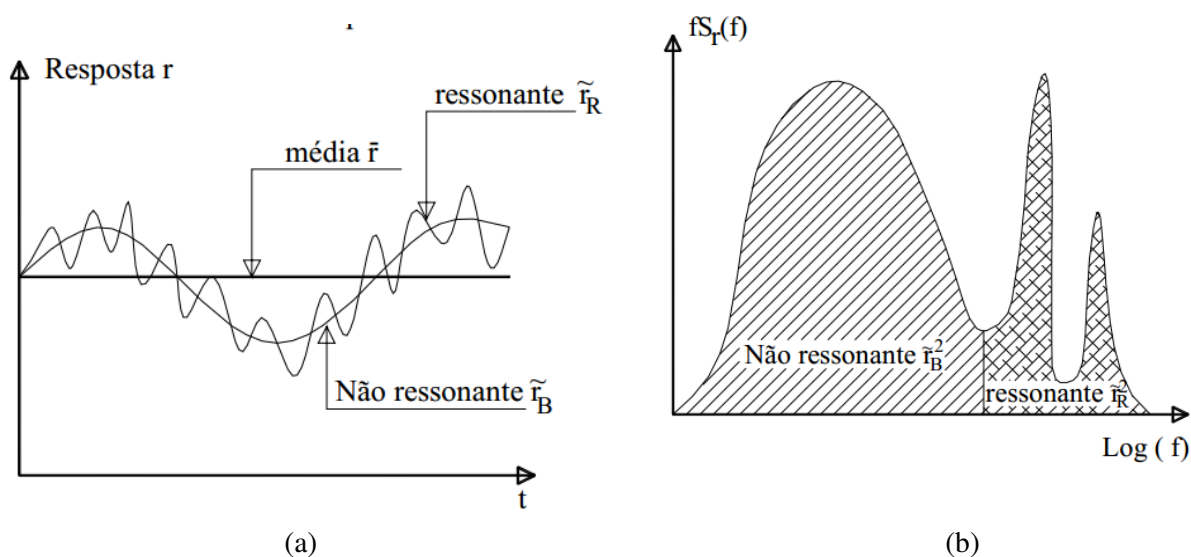


Figura 3.1 – (a) História da resposta no tempo; (b) Espectro de força da resposta  
Fonte: CARRIL (2000)

Para CARRIL (2000), admite-se que as rajadas de vento constituem um processo aleatório estacionário, em que as propriedades estatísticas são invariantes para qualquer mudança da origem do tempo da série temporal.

Para o entendimento do vento como fenômeno aleatório são apresentados nos itens a seguir a conceituação de alguns parâmetros estatísticos relacionados a uma variável aleatória, que será importante para se chegar no conceito de espectro de potência, visto mais à frente. O espectro de potência é utilizado no método do vento sintético para geração da parcela flutuante do vento.

### 3.2.2 Conceitos iniciais

A média de função  $x(t)$  qualquer, aleatória, pode ser encontrada pela equação 3.46:

$$\bar{x} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt \quad 3.46$$

Onde:

$x(t)$  - representa uma série temporal qualquer;

$T$ - representa o tempo no final todos os registros avaliados.

O valor do quadrado médio é obtido pela média da função ao quadrado, como a equação 3.47:

$$\overline{x^2} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt \quad 3.47$$

A variância pode ser obtida com base em um histórico, sendo expressa como a equação 3.48:

$$\sigma_x^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [x(t) - \bar{x}]^2 dt \quad 3.48$$

A raiz quadrada positiva da variância é denominada desvio padrão:



$$\sigma_v = \sqrt{\overline{x^2} - (\overline{x})^2} \quad 3.49$$

### 3.2.3 A função de auto correlação

O espectro de potência de um fenômeno aleatório, indica a distribuição, nas diversas frequências, da energia contida nesse fenômeno (BLESSMANN, 1998). Para determinação dos históricos de carregamentos do vento são utilizados os espectros de potência do vento, como no caso do método do vento sintético. Entretanto, para a definição matemática de espectro de potência, é necessária que seja conceituada a função de auto correlação e as transformadas de Fourier.

A função de auto correlação para um determinado processo aleatório  $x(t)$  é tido como o valor médio do produto entre dois valores da série temporal, distantes entre si de um intervalo de tempo ( $\tau$ ), como por ser vista na figura 3.2 (LAZANHA, 2003):

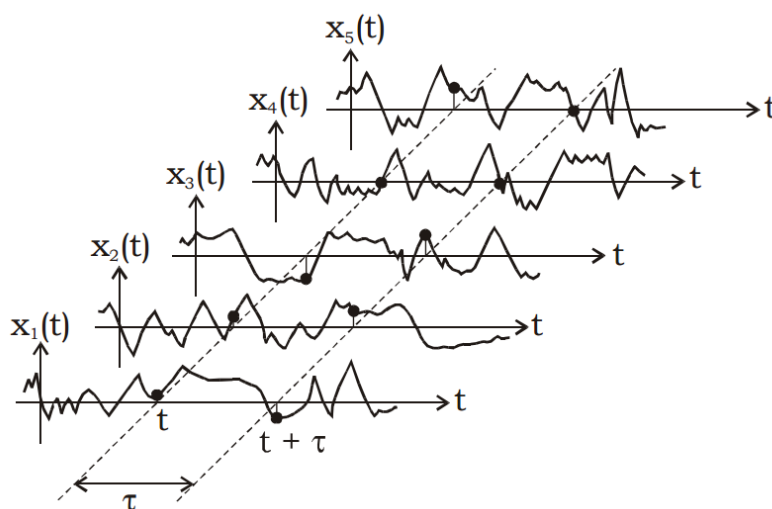


Figura 3.2 - Definição da auto correlação

Fonte – LAZANHA (2003)

A função auto correlação pode ser expressa segundo LAZANHA (2003) como:

$$R_x(\tau) = E[x(t)x(t + \tau)] \quad 3.50$$

Para um processo ergódico, e por consequência estacionário, o valor da função auto correlação pode ser obtido através uma série temporal somente, por que, um processo é chamado ergódico se as propriedades estatísticas tomadas para uma única série temporal são iguais as obtidas ao longo de todos os históricos disponíveis. Assim, cada série estatística representa completamente o conjunto de dados que constitui o processo aleatório.

Assim,  $R_x$ , não depende do tempo total  $t$ , mas é função do intervalo de tempo  $\tau$ .

Para um intervalo  $\tau = 0$ , o valor de auto correlação é igual ao valor quadrado médio:

$$R_x(\tau) = \overline{x^2} \quad 3.51$$

Para um intervalo de tempo que tenda ao infinito, não existe uma correlação coerente entre os dois valores  $x(t)$  e  $x(t + \tau)$  e o processo pode ser considerado não correlacionado.

A função  $R_x(\tau)$  é uma função real, par e não negativa (BLESSMANN, 1998).

### 3.2.4 Análise de Fourier

Considerando que uma função periódica qualquer pode ser expressa por uma série trigonométrica infinita (LAZANHA, 2003), assim:

$$x(t) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos \frac{2\pi kt}{T} + b_k \sen \frac{2\pi kt}{T}) \quad 3.52$$

Onde:

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) dt \quad 3.53$$

$$a_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \cos \frac{2\pi kt}{T} dt, \text{ com } k \geq 1 \quad 3.54$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \sen \frac{2\pi kt}{T} dt, \text{ com } k \geq 1 \quad 3.55$$

Considerando uma amostra com média igual a zero, o valor de  $a_0$  assume o valor zero. Os valores de  $a_k$  e  $b_k$  podem ser representados graficamente em função das frequências naturais como mostrado na figura 3.3:

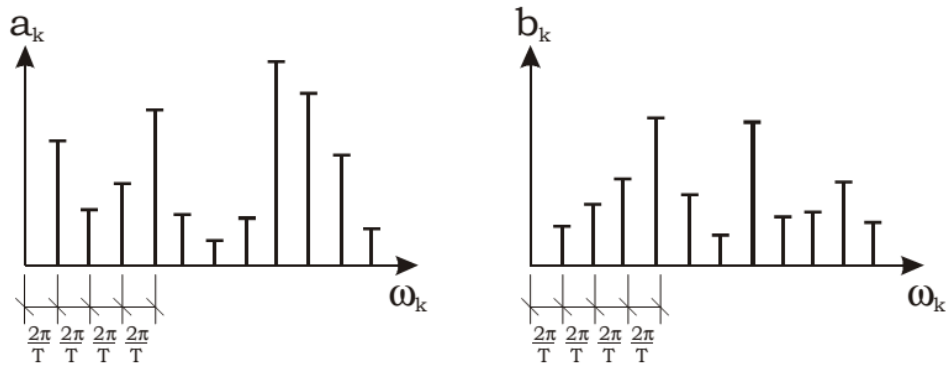


Figura 3.3 - Representação dos coeficientes de Fourier

Fonte – LAZANHA (2003)

O espaçamento entre os harmônicos vizinhos é dado por:

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T} \quad 3.56$$

Se se levar em consideração um intervalo de tempo  $T$  tendendo ao infinito, uma função não periódica pode ser submetida a uma análise de Fourier. Nesse caso a série de Fourier se torna uma integral e os coeficientes são representados por funções contínuas de frequência, que são chamadas de transformadas de Fourier.

Para um histórico com média zero, a manipulação matemática das expressões 3.52 e 3.55 gera a expressão da integral de Fourier:

$$x(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos \omega t d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \sin \omega t d\omega \quad 3.57$$

Sendo que os termos  $A(\omega)$  e  $B(\omega)$  podem ser representados por:

$$A(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cos \omega t dt \quad 3.58$$

$$B(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \sin \omega t dt \quad 3.59$$

Definindo  $X(\omega)$  como:

$$X(\omega) = A(\omega) - B(\omega) \quad 3.60$$

Pode-se obter o par de transformadas de Fourier definido por:

$$X(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad 3.61$$

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) e^{-i\omega t} d\omega \quad 3.62$$

### 3.2.5 Espectro de potência do vento

A função densidade espectral, ou espectro de potência, é definida como a transformada de Fourier da função auto correlação, ou seja:

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau) e^{-i\omega t} d\tau \quad 3.63$$

Sendo que para  $\tau = 0$ , a área sob o gráfico de  $S_x(\omega)$  é igual ao valor do quadrado médio:

$$R_x(\tau = 0) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega = \overline{x^2} \quad 3.64$$

Quando representada na forma complexa a função densidade espectral tem o termo  $B(\omega)$  igual a zero, dessa forma:

$$S_x(\omega) = A(\omega) \quad 3.65$$

Os espectros de vento mais utilizados para engenharia estrutural são os espectros de Kaimal, von Kármán, Harris e Davenport, obtidos a partir de medidas da velocidade do vento para diferentes tipo de terreno e alturas (LAZANHA, 2003), conforme figura 3.4.

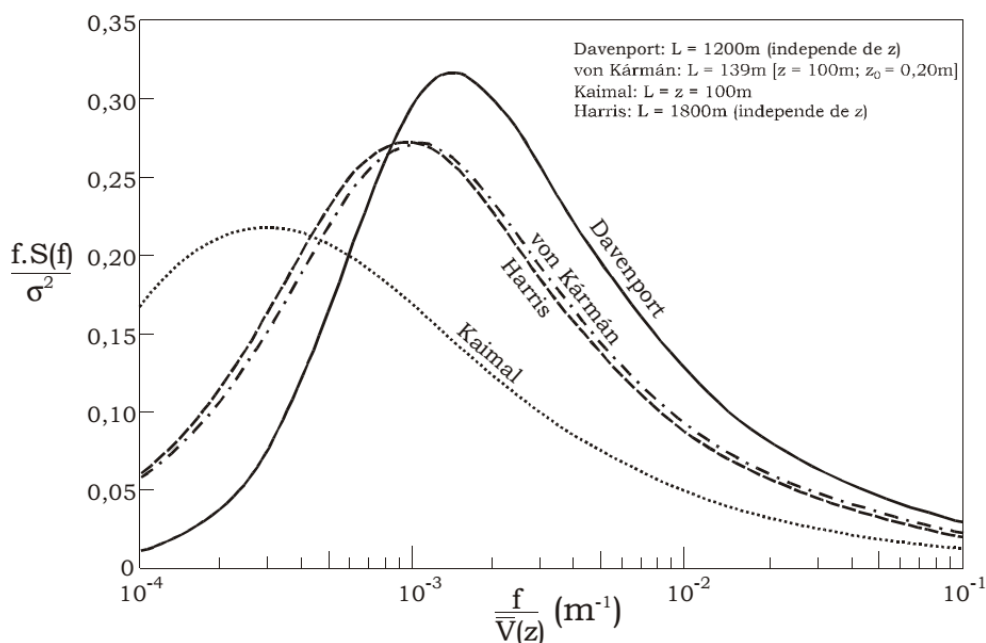


Figura 3.4 – Espectros de Davenport, Harris, von Kármán e Kaimal

Fonte: LAZANHA (2003)

Para o eixo das ordenadas, a densidade espectral de potência é normalizada pela variância. Neste caso, a área sob a curva entre duas frequências é proporcional à energia total.

### 3.3 MÉTODO ESTÁTICO CONFORME A NBR 6123/88

#### 3.3.1 Velocidade característica do vento

Para o cálculo da pressão do vento e, por consequência, força aplicada pelo vento, é utilizada a equação da velocidade característica 5.22, contida na NBR 6123/88:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad 3.66$$

A velocidade básica do vento  $V_0$  é a velocidade de uma rajada em um período de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, atuando a dez metros de altura do

terreno em campo aberto e plano. Para determinação da velocidade básica são consultadas as isopletas para diferentes regiões do Brasil. As isopletas podem ser vistas na figura 3.5.

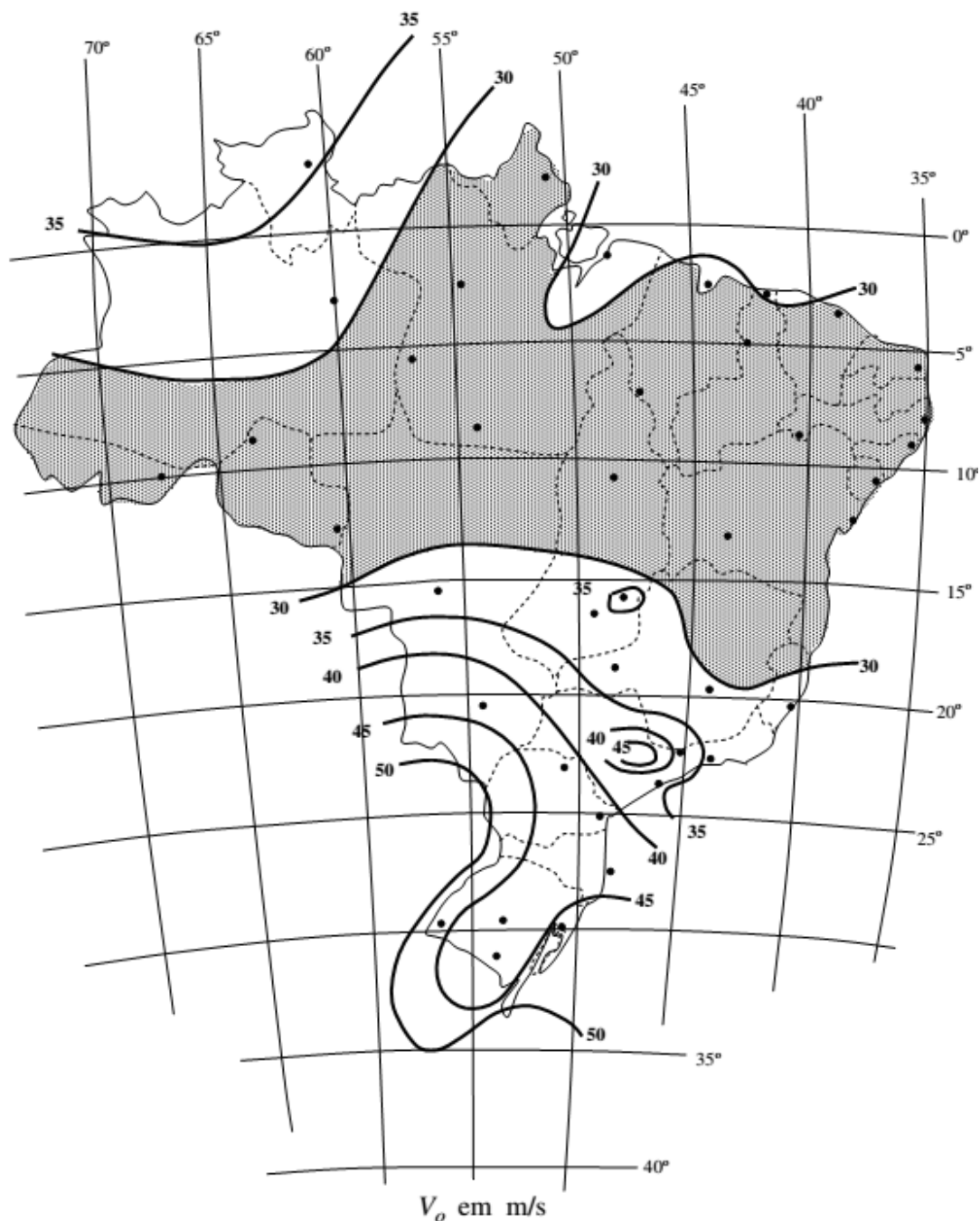


Figura 3.5 - Isopletas de Velocidade Básica do Vento

Fonte: NBR 6123/88

### 3.3.2 Fator topográfico S1

O primeiro fator para cálculo da velocidade característica é o fator S1. Ele leva em consideração as características do terreno, ou seja variações do relevo no entorno da edificação. Para terrenos planos ou fracamente acidentados seu valor é igual a 1,0.

Quando a edificação se localizar no topo de taludes ou morros conforme o ponto B da figura 3.6, o valor de S1 será uma função da altura (z), medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, da diferença de nível (d) entre a base e o topo do talude/ morro, assim como, da inclinação média do talude ou encosta do morro. O valor de S1 vale 0,90 para o caso de vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção.

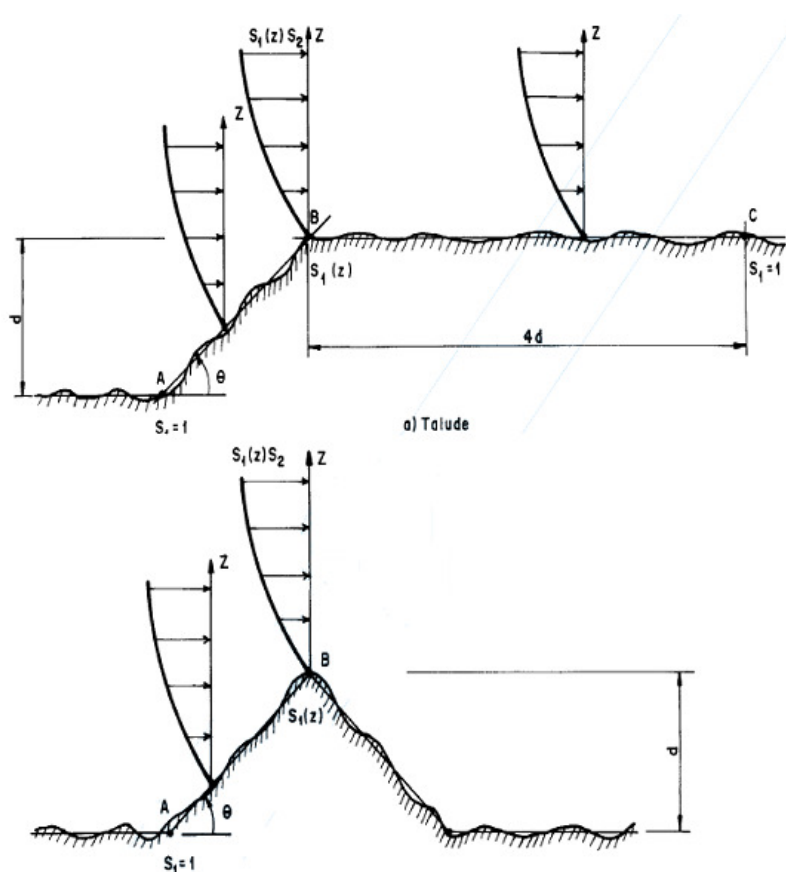


Figura 3.6 - Fator topográfico  $S_1(z)$

Fonte: NBR 6123/88

Para ângulos de inclinação  $\theta$  superiores a  $3^\circ$ ,  $S_1$  deve ser calculado conforme a tabela 3.1:

Tabela 3.1 - Fator topográfico em função da inclinação do talude  $\theta$

Inclinação do talude/ morro ( $\theta$ )	Fator topográfico ( $S_1$ )
$\theta \leq 3^\circ$	$S_1(z) = 1,0$
$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1$
$\theta \geq 45^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$

Fonte: NBR 6123/88

Estas expressões são válidas somente para o ponto B da figura 5.6. Para ângulos  $3^\circ < \theta < 6^\circ$  e  $17^\circ < \theta < 45^\circ$  os valores deverão ser interpolados.

### 3.3.3 Fator $S_2$

O fator  $S_2$  leva em conta as dimensões da edificação, a classe de rugosidade do terreno e a altura em relação ao solo. As dimensões das edificações são subdivididas em três classes, A, B e C, com dimensões máximas inferiores a 20 metros, entre 20 e 50 metros e acima de 50 metros, respectivamente. Aqui há consideração da duração da rajada para que o vento englobe toda a estrutura, ou seja, classe A (duração da rajada de 3 segundos); classe B (duração da rajada de 5 segundos); e classe C (rajadas de 10 segundos).

Há 5 categorias de rugosidade do terreno, com rugosidades médias variando de 0 a 25 metros: categoria I, superfícies lisas de grandes dimensões; categoria II, terrenos abertos com poucos obstáculos; categoria III, terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros; categoria IV, terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados; e categoria V, terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Para determinação do fator  $S_2$  é utilizada a equação 3.67, uma vez definidas as classes ou tempos de integração e as categorias do terreno.

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

3.67



Onde:

$z$  = altura, em metros, medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

$b$  = parâmetro meteorológico referente à categoria de rugosidade do terreno e à classe da edificação;

$p$  = expoente da lei potencial de variação;

$Fr$  = fator de rajada.

Com o fator de rajada  $Fr$  é possível transformar a velocidade de rajada medida em 3 segundos de observação na velocidade média horária. Para isso a NBR 6123 fornece os fatores que multiplicados pela velocidade de rajada permitem obter esta transformação. O fator de rajada corresponde sempre à categoria II, e é encontrado na tabela 3.2. A equação 3.67, só é aplicável até a altura  $z_g$ , que define o contorno superior da camada atmosférica. Os parâmetros que permitem determinar S2 são apresentados na tabela 3.2.

### 3.3.4 Fator S3

O fator estatístico S3 é baseado em conceitos probabilísticos (período de recorrência de 50 anos para a determinação da velocidade básica do vento e probabilidade de 63% de que a velocidade seja igualada ou excedida nesse período).

O fator S3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Na tabela 3.3 são apresentados os valores de S3 para cada tipo de edificação.

### 3.3.5 Efeitos estáticos devidos ao vento

Para que se determine o efeito estático do vento na estrutura é necessário que se calcule, além dos parâmetros já vistos, o índice de área exposta, o coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), assim como a pressão dinâmica do vento. O método de determinação destes coeficientes é descrito nas próximas seções.

### 3.3.6 Índice de área exposta;

O índice de área exposta é igual à área frontal efetiva do reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do mesmo reticulado, de modo que sua magnitude varie entre 0 e 1.

Tabela 3.2 - Parâmetros meteorológicos para diferentes categorias e classes de terreno

Categoria	$z_g(m)$	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,07	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		p	0,09	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,11	0,12
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,13	0,14
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,18

Fonte: NBR 6123/88

Tabela 3.3 - Valores mínimos do fator S3

Grupo	Descrição	S3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,1
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123/88

Deste modo, para uma estrutura totalmente sólida o índice de área exposta vale  
 1. O índice de área exposta é dado pela expressão:

$$\phi = \frac{A_e}{A_c} \quad 3.68$$

Onde:

$\Phi$  = índice de área exposta;

$A_e$  = área efetiva;

$A_c$  = área compreendida pelo contorno reticulado.

### 3.3.7 Determinação da força de arrasto

De acordo com a NBR 6123 a pressão dinâmica é dada pela expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad 3.69$$

Onde:

$q$  = pressão dinâmica (N/m<sup>2</sup>);

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s).

Segundo a NBR 6123, a componente da força global na direção do vento, ou seja, força de arrasto  $F_a$ , é obtida por:

$$F_a = C_a q A_e \quad 3.70$$

Onde:

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

$A_e$  = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.

Os coeficientes de arrasto podem ser determinados através do ábaco presente na figura 3.7, contido na NBR 6123/88, para torres que sejam constituídas por barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredondados. Supõe-se para a utilização desse ábaco que o vento esteja incidindo perpendicularmente a uma das faces, para o caso de torres de seção quadrada, sendo que é apresentado um fator de correção  $k_\alpha$  caso isso não ocorra, para um ângulo de incidência  $\alpha$ :

$$k_\alpha = 1 + \frac{\alpha^\circ}{125} \leq 1,16 \quad 3.71$$

O valor do coeficiente de arrasto  $C_{a\alpha}$  conforme o ângulo de incidência  $\alpha$  é encontrado conforme equação 3.72 :

$$C_{a\alpha} = k_\alpha C_a \quad 3.72$$

Para torres de seção triangular equilátera não existe qualquer limitação quanto à direção do vento. O parâmetro  $\phi$  é o índice de área exposta, cuja determinação se dá conforme a equação 3.68.

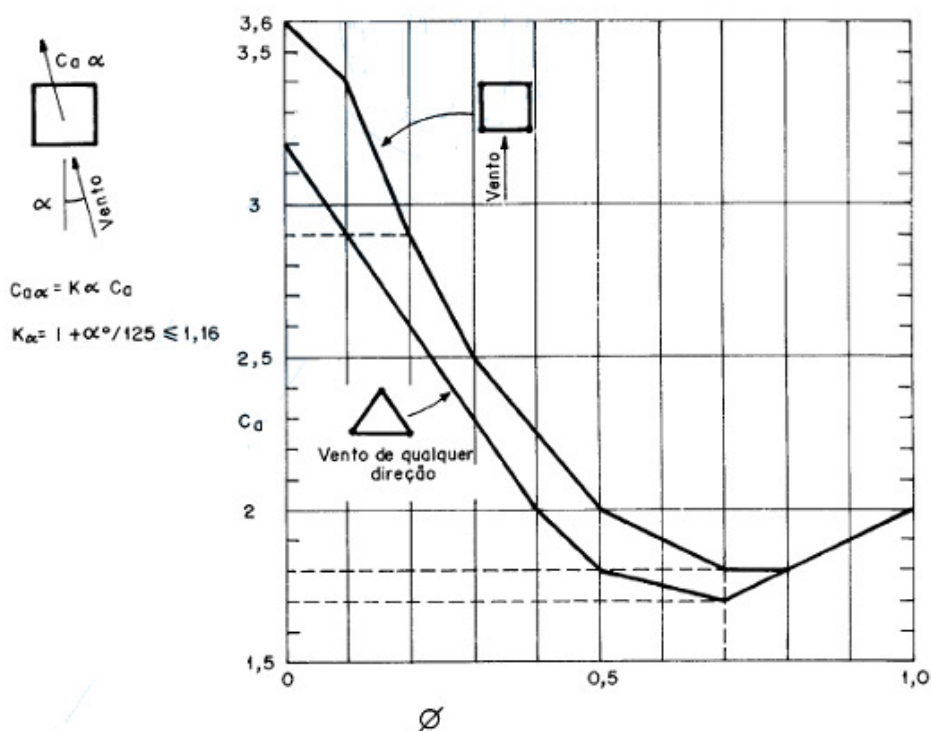


Figura 3.7 - Coeficiente de arrasto  $C_a$  para torres de seção quadrada e triangular equilátera

Fonte: NBR 6123/88

Os componentes da força de arrasto em cada uma das faces são obtidos multiplicando-se  $F_a$  pelos valores correspondentes da tabela 3.8. A determinação do fator  $\eta$  é feita através do ábaco presente na figura 3.9, com base na distância  $e$  entre os reticulados e a largura  $h$  da face da torre.

Tabela 3.8 - Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas (seção quadrada e triangular)

Direção do vento		Face I	Face II	Face III	Face IV
		$\frac{1}{1+\eta}$	0	$\frac{\eta}{1+\eta}$	0
	t	0	0	0	0
	n	0,2	0,2	0,15	0,15
	t	0,2	0,2	0,15	0,15
	n	0,57	0,11	0,11	-
	t	0	0,19	0,19	-
	n	0,5	0	0,37	-
	t	0,29	0	0,21	-
	n	0,14	0,14	0,43	-
	t	0,25	0,25	0	-
n: componente perpendicular à face					
t: componente paralela à face					

Fonte: NBR 6123/88

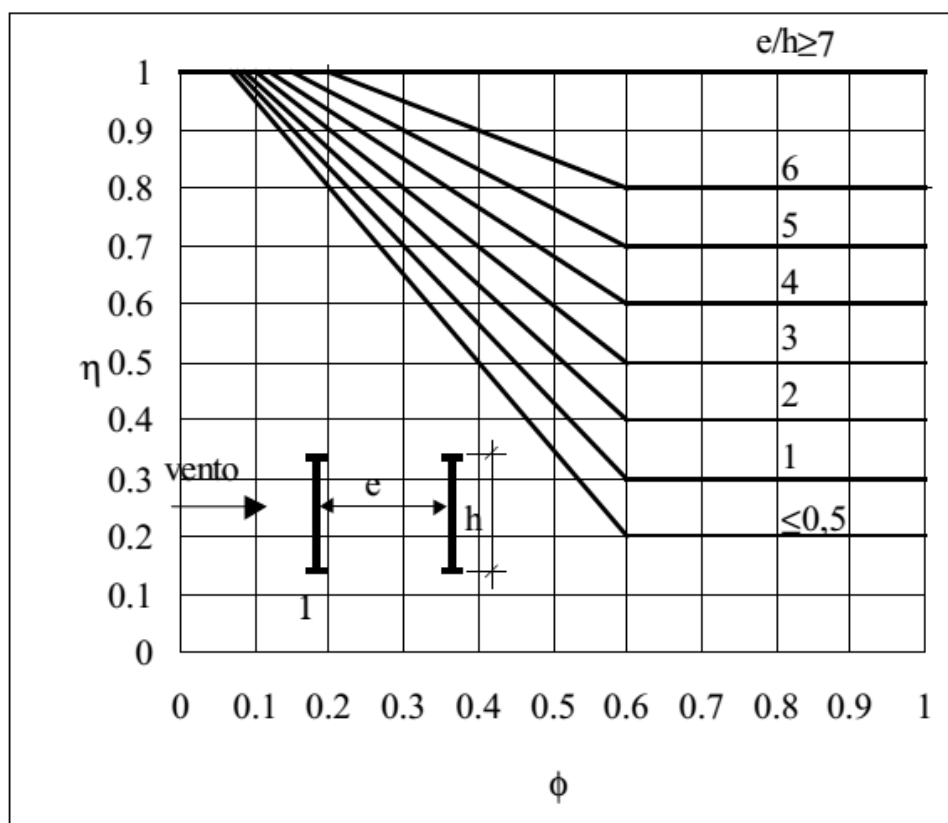


Figura 3.9 - Fator de proteção,  $\eta$  para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados

Fonte: NBR 6123/88

## 4 MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO

### 4.1 ETAPAS PARA O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO

Essa seção aborda o método do vento sintético elaborado por FRANCO (1993), com modificações sugeridas por CARRIL (2000) e mais tarde reformulado conforme FRANCO et al. (2011). O método tem por base a simulação das pressões flutuantes do vento que atuam em determinada estrutura.

O método do vento sintético de FRANCO (1993) utiliza números aleatórios para geração de séries de velocidades do vento. Simulações baseadas em números aleatórios para simulação de cargas de vento foram utilizadas em trabalhos como os de YASUI et al. (2002), MONBET et al. (2007), VENANZI et al. (2007).

As etapas para aplicação do método do vento sintético são listadas, para entendimento das seções que vem a seguir:

- a) Determinação da velocidade de projeto;
- b) Determinação do espectro de potência a ser utilizado;
- c) Cálculo da frequência fundamental de vibração  $r$ , obtida na análise de vibração livre do modelo, através de um programa computacional que trabalhe com elementos de barras;
- d) Determinação das alturas com relação ao solo  $z_j$ , área de influência  $Ae_j$  e coeficiente de arrasto  $Ca_j$  para os nós da torre, que serão utilizadas para cálculos das forças em cada nó;
- e) Determinação de vinte conjuntos com doze ângulos de fase aleatórios cada, variando de 0 a  $2\pi$ ;

Considerando cada conjunto de ângulos de fase aleatórios:

- f) Decomposição das pressões flutuantes;
- g) Determinação da correlação espacial das velocidades a ser utilizada;
- h) Determinação das pressões flutuantes e pressões médias;
- i) Determinação dos harmônicos de força em cada nó, que são as séries de carregamentos;

- j) Aplicação das vinte séries de carregamentos no modelo em estudo;
- k) Simulação computacional da estrutura sujeita às vinte séries de carregamentos;
- l) Determinação da resposta característica entre as vinte séries de carregamentos simuladas no modelo.

## 4.2 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROJETO

A velocidade média de projeto utilizada no cálculo da pressão dinâmica é admitida na NBR 6123/ 88 com duração de 10 minutos a 10 metros de altura e em terreno de categoria II podendo ser calculada da seguinte forma:

$$V_p = 0,69 V_0 S1 S3 \quad 4.1$$

A velocidade de projeto é utilizada para cálculo da frequência adimensional  $x(f)$  nas relações utilizadas para o espectro de potência, que serão vistas no item a seguir.

## 4.3 ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO

O espectro de potência utilizado para esse trabalho será o de Davenport, que é o mesmo espectro utilizado no trabalho de FRANCO (1993), conforme formulação:

$$\frac{fS(f)}{u_*^2} = 4 \frac{x(f)^2}{(1+x(f)^2)^{\frac{4}{3}}} \quad 4.2$$

$$x(f) = \frac{1220f}{V_p} \quad 4.3$$

onde

- $f$  – é a frequência das rajadas;
- $V_p$  - é a velocidade do vento (velocidade de projeto);



- $u_*^2$  - velocidade de fricção ou velocidade de cisalhamento no escoamento do vento;
- $S(f)$  – Espectro de potência do vento;
- $x(f)$  – Frequência adimensional;

#### 4.4 DECOMPOSIÇÃO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA

O fator  $p'(t)$  que será utilizado para se chegar na componente flutuante do vento é representada, no método do vento sintético, por determinado número de funções harmônicas com períodos entre 600s e 0,5s de modo que se inclua pelo menos o primeiro modo de vibração da estrutura, que será ressonante com um dos harmônicos, denotado por  $R$ .

O número mínimo de harmônicos adotados para o método do vento sintético é  $m = 11$ . Nesse trabalho o número de harmônicos será  $m = 12$ .

O fator  $p'(t)$  é dado por:

$$p'(t) = \sum_{k=1}^m C_k \cos\left(\frac{2\pi}{T_r r_k} t - \theta_k\right) \quad 4.4$$

onde:

- $m$  – número de harmônicos;
- $T_r$  - período fundamental da estrutura;
- $\theta_k$  - ângulo de fase gerado aleatoriamente;
- $R$  – Harmônico ressonante
- $k$  – Harmônico em questão
- $r_k = 2^{k-R}$  – relação entre o harmônico  $k$  e o harmônico ressonante  $R$ ;
- $t$  - tempo de 0 a 600s;
- $C_k$  - fator encontrado pela integração do espectro de potência nos intervalos de frequência dos harmônicos  $m$ ;

Os valores de  $C_k$  são determinados por integração do espectro de potência nos intervalos de frequência dos harmônicos  $m$ . Os intervalos de integração são dados pelas expressões 4.5 e 4.6.

$$fa_k = \frac{r}{2^{(k-0.5-R)}} \quad 4.5$$

$$fp_k = \frac{r}{2^{(k+0.5-R)}} \quad 4.6$$

$$C_k = \sqrt{2 \int_{fp_k}^{fa_k} S_p(f) df} \quad 4.7$$

Normalizando-se os coeficientes  $C_k$ , chega-se aos coeficientes  $c_k$ :

$$c_k = \frac{C_k}{\sum_1^m C_k} \quad 4.8$$

No entanto, considerando que, para 12 harmônicos, a contribuição do harmônico ressonante é superestimada por um fator de ordem 2, segundo FRANCO (1993), é necessária uma correção do  $c_k$  para  $k$  ressonante e os da vizinhança. Sendo  $r$  o valor de  $k$  ressonante, FRANCO (1993) sugeriu reduzir à metade o valor do coeficiente  $c_r$ . FRANCO (1993), para garantir que a soma de  $c_k$  seja unitária, sugeriu, também, aumentar  $\frac{c_r}{4}$  no valor dos coeficientes  $c_{r+1}$  e  $c_{r-1}$ , ou seja:

$$cc_r = \frac{c_r}{2} \quad 4.9$$

$$cc_{r+1} = c_{r+1} + \frac{c_r}{4} \quad 4.10$$

$$cc_{r-1} = c_{r-1} + \frac{c_r}{4} \quad 4.11$$

No trabalho de FRANCO e MEDEIROS (2011), foi sugerida, caso se adotasse um número  $m$  de funções harmônicas muito maior do que 11, que o coeficiente  $c_k$  fosse calculado pela expressão seguinte:

$$c_k = \frac{c_k}{\sqrt{6,125 \sum_1^m c_k^2}} \quad 4.12$$

A modificação se deve ao fato de o método do vento sintético, em seu formato original, perder precisão quando se passa das 11 funções originalmente nele propostas para um número  $m$  de funções muito maior; isto porque em sua formulação a energia da flutuação das pressões não se conserva aumentando  $m$ .

Entretanto, como o número  $m$  será igual a 12, a referida correção não é aplicada ao presente trabalho.

A construção das séries de carregamentos para a geração dos históricos de carga baseia-se na soma dos componentes harmônicos com ângulos de fases obtidos aleatoriamente, permitindo, assim, uma configuração randômica ao processo. Considerando as correções do coeficientes  $c_k$  conforme equações 4.9, 4.10, 4.11, chega-se à equação para os harmônicos:

$$p''(t, k) = \sum_{k=1}^m c_k \cos\left(\frac{2\pi}{T_r r_k} t - \theta_k\right) \quad 4.13$$

#### 4.5 CORRELAÇÃO ESPACIAL DE VELOCIDADES

A correlação espacial de velocidades pode ser descrita em função da distância entre dois pontos  $d$  e da frequência de rajada  $f$ , (LAZANHA, 2003).

$$Coh(d, f) = e^{-\hat{f}} \quad 4.14$$

Onde:

$$\hat{f} = \frac{f \sqrt{C_z^2 (z_1 - z_2)^2 + C_y^2 (y_1 - y_2)^2}}{V_p} \quad 4.15$$

Na equação 4.15,  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $z_1$ ,  $z_2$  são coordenadas de dois pontos da face da estrutura atingida pelo vento (perpendicular ao fluxo) e  $C_z$  e  $C_y$  são coeficientes de decaimento exponencial determinados experimentalmente.

Segundo orientações de FRANCO (1993), pode-se adotar, a favor da segurança, valores de  $C_z = 7$  e de  $C_y = 12$ .

Para o presente trabalho, a estrutura é predominantemente vertical, de forma que pode-se utilizar somente a correlação vertical de velocidade. Sendo assim:

$$Coh(\Delta z, f_k) = \exp\left(-\frac{7\Delta z f_k}{V_p}\right) \quad 4.16$$

onde,

$$\Delta z = z_1 - z_2 \quad 4.17$$

Conforme a figura 4.1, pode-se verificar que o coeficiente de correlação varia de 1, quando  $\Delta z = 0$ , até 0, quando  $\Delta z \rightarrow \infty$ . Sendo assim, FRANCO (1993), propôs o conceito de tamanho de rajada, ou seja, a dimensão de uma rajada perfeitamente correlacionada capaz de induzir um efeito na estrutura bastante parecido ao produzido pela equação 4.16.

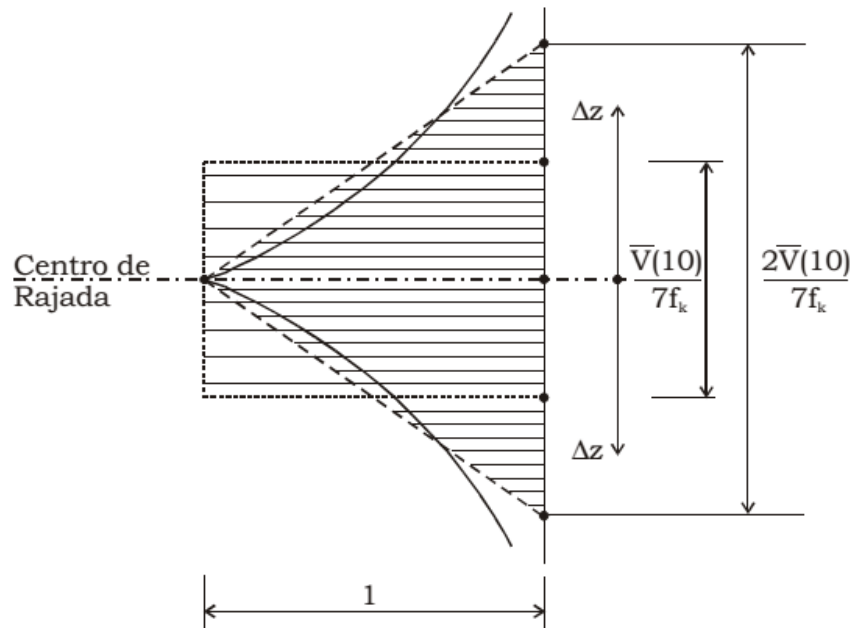


Figura 4.1 – Rajadas equivalentes

Fonte: Franco (2003)

Uma aproximação da equivalência de efeitos é obtida igualando-se as resultantes das pressões  $p'$ , em que o coeficiente de correlação é:

$$\text{Coh}(p')(\Delta z, f_k) = \left[ \exp\left(-\frac{7\Delta z f_k}{V_p}\right) \right]^2 = \exp\left(-\frac{14\Delta z f_k}{V_p}\right) \quad 4.18$$

Assim a altura da rajada equivalente pode ser determinada como:

$$\Delta z_k = 2 \int_0^{\infty} \exp\left(-\frac{14\Delta z f_k}{V_p}\right) d(\Delta z) = \frac{V_p}{7f_k} \quad 4.19$$

Para cada frequência do vento adota-se uma correlação espacial representada por dois triângulos com decaimento de 1 a 0 atuando na altura total dada por:

$$2\Delta z_k = \frac{2V_p}{7f_k} \quad 4.20$$

Para determinação do centro de rajada utiliza-se a expressão:

$$G_c = z_1 - \Delta z_k \quad 4.21$$

Onde:

-  $z_1$  = ponto mais alto da torre;

O centro de rajada encontrado pela expressão 4.21 é de utilização facultativa, uma vez que poderá ser adotado um centro de rajada cuja resposta seja mais significativa para torre. No entanto, são necessárias análises em determinados pontos da estrutura, abaixo do centro de rajada calculado.

Uma vez adotado o centro de rajada, é preciso calcular os coeficientes de redução das pressões flutuantes  $Cr$ , dados pela relação:

$$Cr = \left( \frac{1}{\Delta z_k} \right) (G_c - z_j) + 1 \text{ se } G_c \leq z_j \leq G_c + \Delta z_k \quad 4.22$$

ou,

$$Cr = \left( \frac{-1}{\Delta z_k} \right) (G_c - z_j) + 1 \text{ se } G_c - \Delta z_k \leq z_j \leq G_c \quad 4.23$$

#### 4.6 PRESSÕES FLUTUANTES E PRESSÕES MÉDIAS

Para definir a relação entre as pressões flutuantes e as pressões médias, o método de FRANCO (1993) baseia-se na relação entre a velocidade média (t=600 segundos) e a velocidade de rajada (t=3 segundos) válida para a categoria II da NBR 6123/88 à altitude de 10 metros.

Segundo o método do vento sintético de FRANCO (1993), a razão entre a pressão média (t=600 segundos) e a pressão máxima de rajada (t=3 segundos) é:

$$\frac{q_{600}}{q_3} = \left( \frac{V_{600}}{V_3} \right)^2 = 0,69^2 = 0,48 \quad 4.24$$

Sendo assim, 48% da força total representa o valor médio e 52% representa o valor flutuante dado pelas rajadas.

CARRIL (2000) sugeriu uma modificação do método do vento sintético, considerando para cada categoria e altitude, as expressões contidas na NBR 6123/88 para a velocidade média e a velocidade de rajada. Assim a relação entre a pressão média e a pressão máxima flutuante, também chamada pressão de pico, é diferente para cada altura da estrutura e cada categoria de terreno.

Portanto, em CARRIL (2000), a variação da velocidade média do vento com a altitude, e com a categoria de terreno, adotando os valores de  $b$  e  $p$ , correspondentes, conforme a NBR 6123/88, são dados por:

$$V_{600}(z) = 0,69bV_0 \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad 4.25$$

$$V_3(z) = bV_0 \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad 4.26$$

onde  $V_0$  é a velocidade básica do vento medida sobre terreno de categoria II, a uma altitude de 10 metros, sobre 3 segundos. Os parâmetros  $b$  e  $p$  são definidos conforme a categoria do terreno.

Entretanto, mais tarde, FRANCO e MEDEIROS (2011), sugerem em lugar de se adotar para as pressões médias o intervalo de medição de 10 minutos, como foi feito nos trabalhos anteriores de FRANCO (1993), FRANCO e ISYUMOV (1997), FRANCO (2003), adotar-se o intervalo de 1 hora (3600 segundos). Segundo FRANCO e MEDEIROS (2011), é de se esperar que as respostas dinâmicas obtidas sejam maiores do que as do método original.

No presente trabalho são realizadas análises conforme pressões médias geradas por medições de 10 minutos e de uma hora, para comparação, e com a modificação proposta por CARRIL (2000), que considera a variação da velocidade média do vento com a altitude. A velocidade média para 1 hora é dada por :

$$V_{3600} = 0,55V_0 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.20} \quad 4.27$$

Posto isso, determina-se a pressão flutuante do vento, para o primeiro caso, considerando medições de velocidade de 10 minutos:

$$q_f = q_3 - q_{600} = 0,613(V_3^2 - V_{600}^2) \quad 4.28$$

E para o segundo caso, considerando medições de velocidade de 1 hora:

$$q_f = q_3 - q_{3600} = 0,613(V_3^2 - V_{3600}^2) \quad 4.29$$

onde  $p_3$ ,  $q_{600}$  e  $q_{3600}$  são as pressões obtidas com a velocidade média no tempo de 3 segundos, 600 segundos e 3600 segundos, respectivamente.

Determinadas as pressões flutuantes, elas são multiplicadas pelos coeficientes de redução  $Cr$  e pelos harmônicos corrigidos pelos fatores  $c_k$  da expressão 4.13. Feito isso, chega-se as pressões flutuantes corrigidas, que variam conforme o tempo, a altura do nó  $j$  e o harmônico  $k$ , de acordo com a equação 4.30:

$$Q(t, z_j, k) = q_f(z_j) Cr(z_j, k) p''(t, k) \quad 4.30$$

As pressões flutuantes corrigidas serão importantes para determinação dos harmônicos de força nos nós da torre.

#### 4.7 HARMÔNICOS DE FORÇA NOS NÓS

Para determinação dos harmônicos de força em cada nó da torre, serão multiplicadas as pressões flutuantes corrigidas  $Q(t, z_j, k)$  pelo coeficiente de arrasto para dado nó com altura  $z_j$  da torre e pela área de influência de cada nó, o que é apresentado na expressão 4.31:

$$F_f(t, z, k) = Ca_j Ae_j Q(t, z, k) \quad 4.31$$



De forma análoga, para determinação das forças médias se faz para intervalo de medição de 600 e 3600s, respectivamente:

$$F_m(t, z) = C a_j A e_j q_{m600} \quad 4.32$$

$$F_m(t, z) = C a_j A e_j q_{m3600} \quad 4.33$$

Para determinação da força total soma-se a força flutuante e a força média, para cada nó, em cada instante de tempo.

#### 4.8 DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA CARACTERÍSTICA

Por fim a estrutura é excitada com as várias séries temporais constituídas pelos  $m$  harmônicos com ângulos de fase pseudo aleatórios ( $0 \leq \theta_k \leq 2\pi$ ). A resposta de interesse para escolha da combinação característica é o deslocamento, para cada uma das combinações. FRANCO (1993) sugeriu a adoção de 20 séries de carregamento no mínimo.

Para determinar a resposta característica utiliza-se o conceito de distribuição de extremos de Gumbel, que admite uma curva exponencial dupla para a distribuição de probabilidade, de onde vem a expressão:

$$w = -\ln(-\ln(0,95)) \quad 4.34$$

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

Assim:

$$\tilde{\alpha} = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}} \quad 4.35$$

$$\bar{x} = \mu - \frac{\gamma}{\tilde{\alpha}} \quad 4.36$$

$$\gamma = 0,5772157 \quad 4.37$$

O valor característico do deslocamento pode, então, ser encontrado pela seguinte equação:

$$x_c = \bar{x} + \frac{w}{\bar{\alpha}} \quad 4.38$$

Determinado o valor característico do deslocamento, resta selecionar dentre as combinações aleatórias de carregamento aquela cuja resposta é mais próxima deste valor.

Na figura 4.2 é apresentado um fluxograma para o método do vento sintético que é abordado no presente capítulo.

## 5 METODOLOGIA

### 5.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo é mostrado o modelo da torre, assim como os pontos de interesse para análises da mesma. É abordada a análise modal do modelo para determinação das características dinâmicas da torre, assim como a metodologia para se determinar os carregamentos estáticos conforme a NBR 6123/88 e os carregamentos que variam no tempo para o método do vento sintético, para análise dinâmica do modelo.

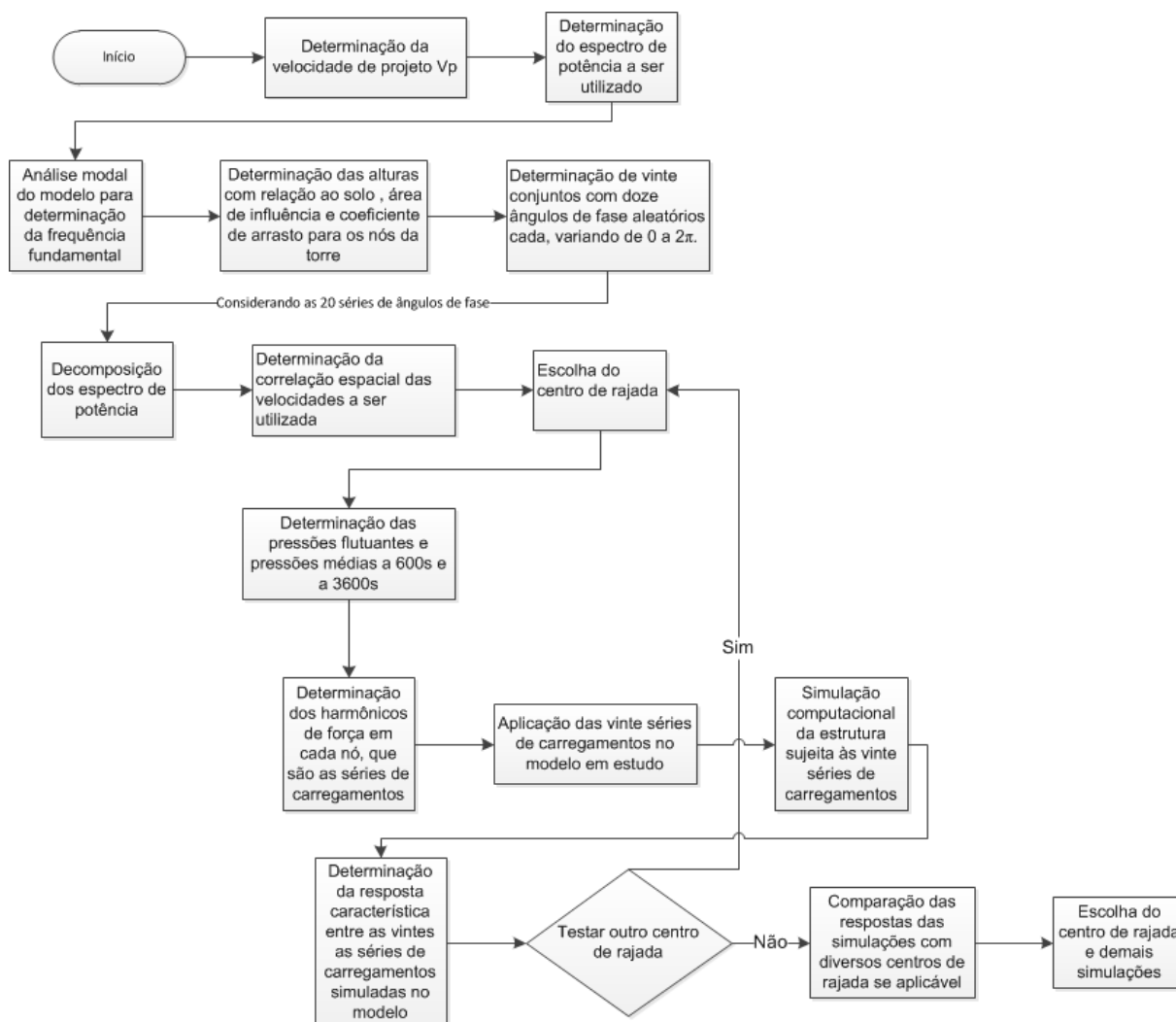


Figura 4.2 – Fluxograma do processo – método do vento sintético

## 5.2 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

As análises desse trabalho são feitas em uma torre de suspensão do tipo “delta”, com geometria utilizada conforme apresentada na dissertação de OLIVEIRA (2006). Na figura 5.1, é exibido o modelo da torre em estudo, de forma simplificada. A base da torre é quadrada.

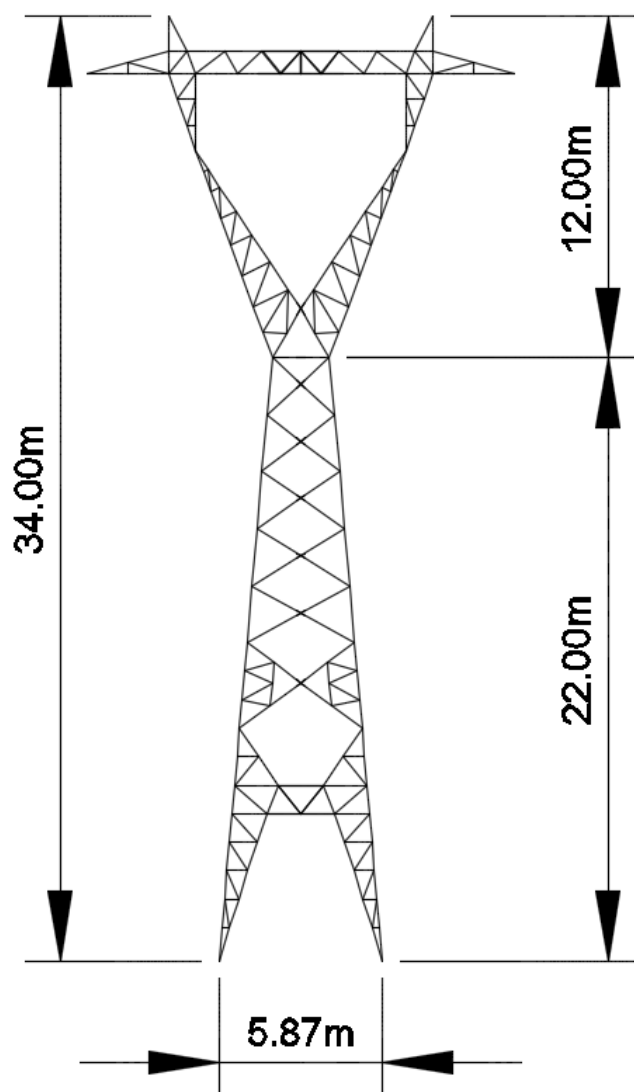


Figura 5.1 –Torre a ser estudada

### 5.3 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

A torre é modelada com elementos de barra. As barras do modelo serão consideradas segundo elemento de pórtico espacial, com 2 nós, sendo que serão 6 graus de liberdade por nó. É relevante se adotar esse tipo de barra devido ao fato de que todos os esforços possíveis nas barras poderão ser considerados, inclusive os de flexão. Alguns estudos realizados, tais como os de SILVA (2005) e POLICANI (2000), não recomendam que sejam utilizadas para análise de torres treliçadas de aço elementos de treliça espacial nos quais são considerados somente esforços axiais.

Os apoios são considerados rotulados na base, com restrições a deslocamentos mas não a rotações.

#### 5.3.1 Materiais utilizados

O tipo de aço empregado na modelagem da torre é o ASTM A36, com tensão de escoamento  $f_y$  de 250 MPa e módulo de elasticidade  $E$  de 200000 MPa.

#### 5.3.2 Perfis estruturais

Os perfis utilizados no modelo são todos do tipo cantoneiras de abas iguais. Conforme tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Perfis estruturais, dimensões no sistema métrico

No. Perfil	Denominação	Aba (mm)	Espessura (mm)
1	L 3" x 5/16"	76,2	7,94
2	L 3" x 3/16"	76,2	4,76
3	L 2 1/2" x 3/16"	63,5	4,76
4	L 2" x 3/16"	50,8	4,76
5	L 1 3/4" x 3/16"	44,5	4,76
6	L 1 3/4" x 1/8"	44,5	3,17
7	L 1 1/2" x 1/8"	38,1	3,17

Fonte: OLIVEIRA, 2006

As propriedades geométricas das seções transversais dos perfis apresentados anteriormente são mostradas na Tabela 5.2:

Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas dos perfis utilizados

No. Perfil	Área (mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> , I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>x</sub> , W <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )	r min (mm)
1	1146,7	6,28E+05	11589	14,939
2	703,2	4,00E+05	7288	15,133
3	582,2	2,28E+05	4961	12,573
4	461,2	1,12E+05	3205	9,957
5	400,7	7,45E+04	2360	8,721
6	272,2	5,23E+04	1642	8,008
7	231,9	3,24E+04	1181	7,543

Fonte: OLIVEIRA, 2006

Onde:

I<sub>x</sub> – Momento de Inércia com relação ao eixo x;

I<sub>y</sub> – Momento de inércia com relação ao eixo y;

W<sub>x</sub> – Módulo de resistência elástica com relação ao eixo x;

W<sub>y</sub> - Módulo de resistência elástica com relação ao eixo y;

r<sub>min</sub> – Raio de giração mínimo;

#### 5.4 NÓS DE APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS E PARA ANÁLISE DO MODELO

Os carregamentos estáticos e dinâmicos são aplicados em 125 nós na primeira face perpendicular ao eixo 'x', no sentido positivo, sendo que, considerando a simetria do modelo no plano 'yz', são 68 nós com carregamentos distintos, conforme demonstrado nas figuras 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6 :

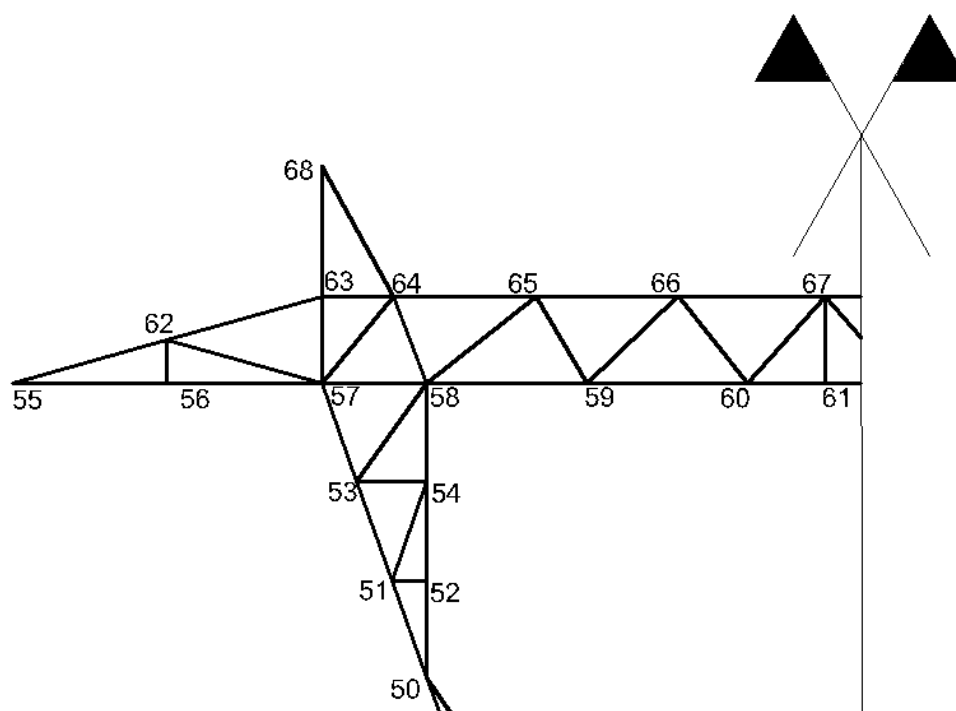


Figura 5.2 - Nós 50 a 68

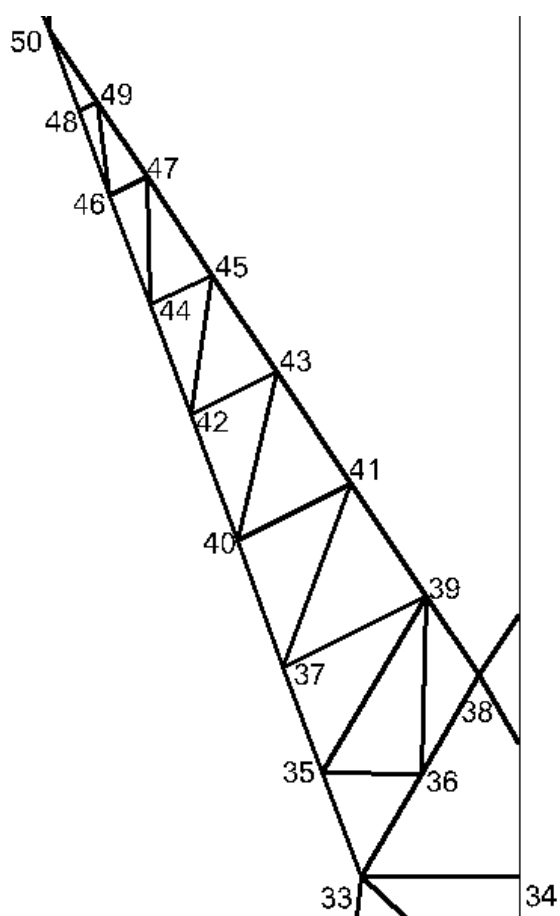


Figura 5.3 - Nós 33 a 49

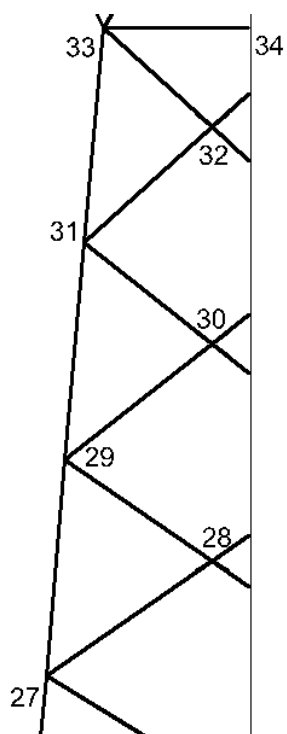


Figura 5.4 - Nós 27 a 32

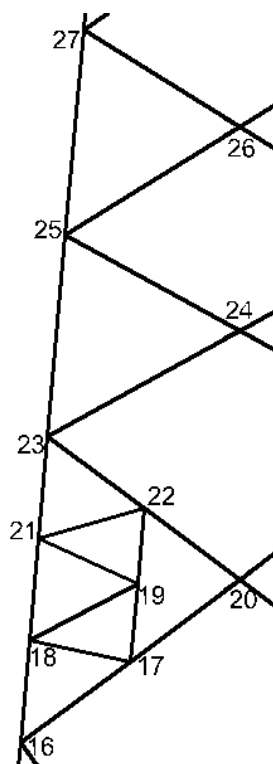


Figura 5.5 - Nós 16 a 26



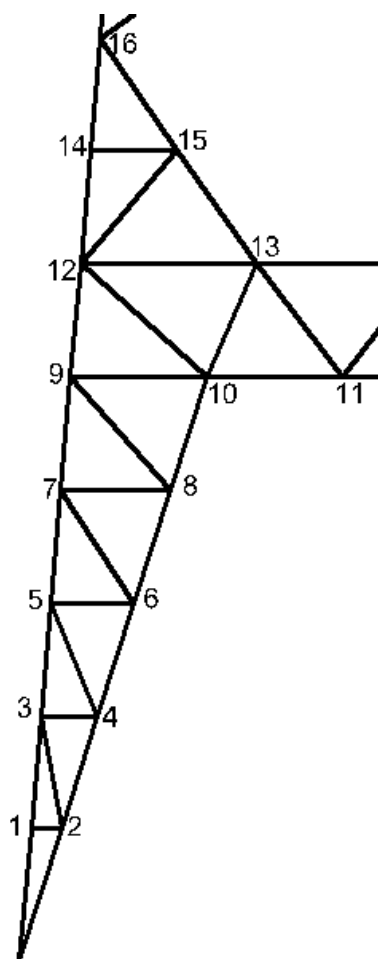


Figura 5.6 - Nós 1 a 15

A face onde as cargas são aplicadas tem maior área efetiva, ou seja, maior área considerando o somatório das áreas de todas as barras que constituem aquela face, conforme pode ser visto na figura 5.7:

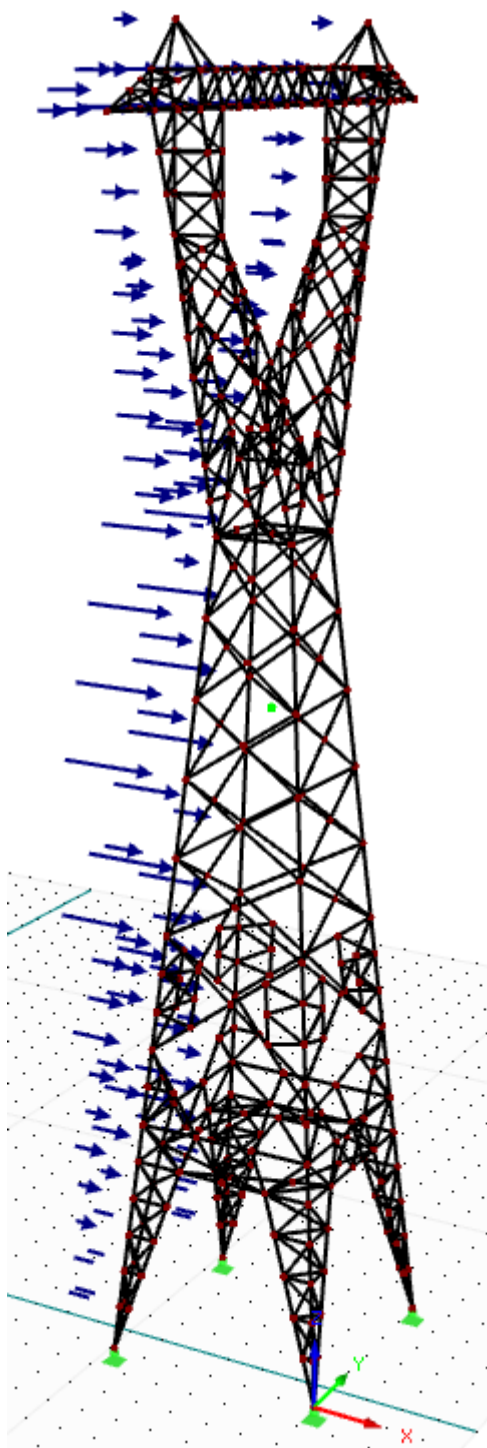


Figura 5.7 – Nós de aplicação dos carregamentos

Para cada nó foi considerada área de influência a partir da mediatriz de cada barra que chega no nó, conforme figura 5.8. Além disso foram considerados os perfis metálicos que constituem as barras que chegam nos nós para determinação da área efetiva para cada nó, conforme tabela 5.1. As áreas efetivas são utilizadas para determinação das forças de arrasto aplicadas em cada nó.



Tabela 5.4 – Cálculo das áreas efetivas – nó 13 a 24

Nó	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp.(m)	Área efetiva (m <sup>2</sup> )
13	2	0.8	3	1.84					0.18
14	1	1.03	7	0.4					0.09
15	3	1.24	7	1.08					0.12
16	1	1.02	3	1.3					0.16
17	3	1.37	6	0.39	7	0.51			0.12
18	1	1.03	7	1.12					0.12
19	6	0.77	7	1.16					0.08
20	3	2.58							0.16
21	1	1.03	7	1.1					0.12
22	3	1.2	6	0.38	7	0.55			0.11
23	1	1.53	3	1.71					0.23
24	3	4.2							0.27

Tabela 5.5 – Cálculo das áreas efetivas – nó 25 a 36

Nó	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp.(m)	Área efetiva (m <sup>2</sup> )
25	3	1	4	1.03					0.12
26	4	3.92							0.20
27	1	2.06	4	1.89					0.25
28	4	2.77							0.14
29	1	2.06	4	0.85	6	0.89			0.24
30	6	3.34							0.15
31	1	2.05	6	1.58					0.23
32	6	1.52							0.07
33	1	1.02	2	1.02	6	0.7	7	0.59	0.21
34	7	0.88							0.03
35	2	0.98	7	1.32					0.12
36	2	1.03	7	1.2					0.12

Tabela 5.6 – Cálculo das áreas efetivas – nó 37 a 48

Nó	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp.(m)	Área efetiva (m <sup>2</sup> )
37	2	1.08	7	1.55					0.14
38	2	1	3	0.82					0.13
39	3	1	7	2.42					0.16
40	2	1.18	7	1.39					0.14
41	3	1.19	7	1.39					0.13
42	2	1.1	7	1.14					0.13
43	3	1.1	7	1.09					0.11
44	2	1.02	7	1.01					0.12
45	3	1.03	7	0.81					0.10
46	2	0.9	7	0.73					0.10
47	3	0.91	7	0.6					0.08
48	2	0.77	7	0.1					0.06

Tabela 5.7 – Cálculo das áreas efetivas – nó 49 a 60

Nó	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp.(m)	Área efetiva (m <sup>2</sup> )
49	3	0.77	7	0.37					0.06
50	2	0.87	3	0.85					0.12
51	2	0.79	7	0.66					0.09
52	3	0.7	7	0.16					0.05
53	2	0.99	7	0.9					0.11
54	3	0.94	7	0.83					0.09
55	3	0.73	4	0.76					0.08
56	3	1.46	7	0.2					0.10
57	2	0.49	3	1.23	4	1.7			0.20
58	3	0.96	4	1.42	5	0.44	7	0.57	0.17
59	4	2.1	5	0.47					0.13

Tabela 5.8 – Cálculo das áreas efetivas – nó 49 a 60

Nó	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp. (m)	Perfil	Comp.(m)	Área efetiva (m <sup>2</sup> )
60	4	1.67	5	0.52					0.11
61	4	1.15							0.06
62	4	2.28	7	0.2					0.12
63	3	0.34	4	1.79					0.11
64	3	1.02	4	1.24	5	0.44			0.15
65	3	1.35	4	0.66	5	0.47			0.14
66	3	1.36	4	0.59	5	0.52			0.14
67	3	1.38	4	1.51					0.16
68	4	1.33							0.07

Para análise dos esforços e deslocamentos foram tomados alguns pontos da torre. Uma análise de mais pontos seria dispendiosa e não mostraria mais que se mostrou aqui em termos qualitativos.

O ponto tomado como base para determinação dos deslocamentos é o nó 198 no topo da torre. Para os esforços normais N, foram tomadas as barras 243, 255 e 544, na base, meio e topo da torre, respectivamente. O apoio avaliado foi o do nó 84. Esses pontos podem ser vistos na figura 5.9.

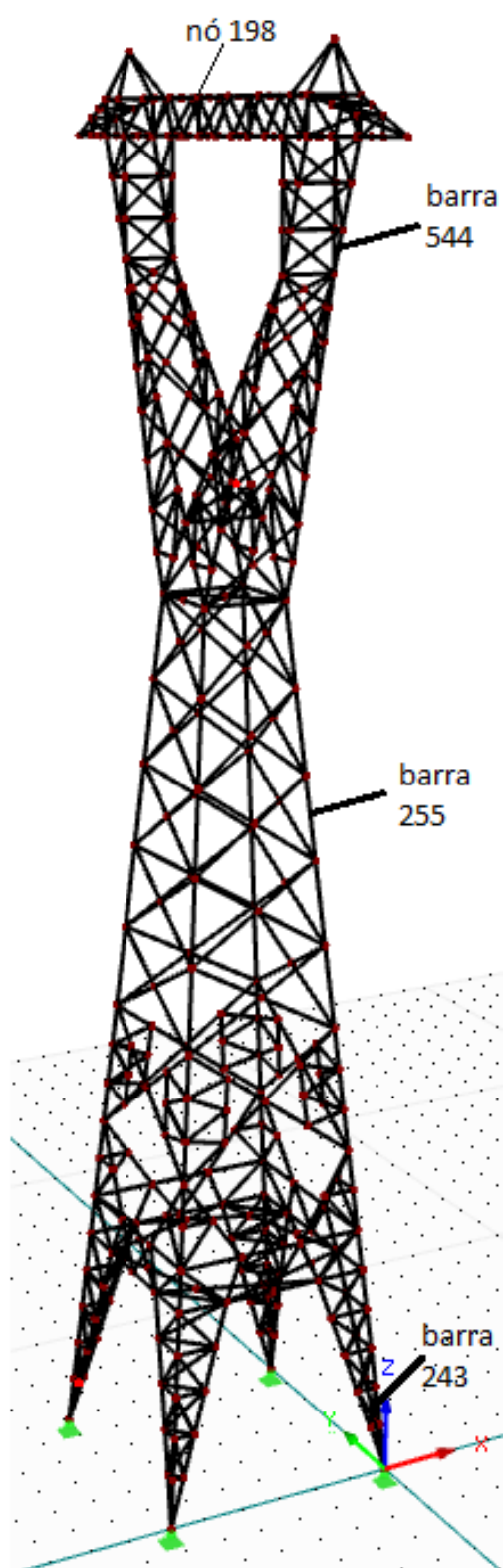


Figura 5.9 – Nó e barras analisadas

## 5.5 ANÁLISE MODAL DO MODELO DA TORRE

Para análise modal do modelo da torre foi utilizado o programa computacional RSTAB da Dlubal (DLUBAL, 2015), versão 8.04.0024, que trabalha com elementos de barra. A Dlubal é uma empresa alemã que oferece diversos programas computacionais para análise e dimensionamento estrutural de edificações.

O programa computacional RSTAB da Dlubal também é utilizado para a análise segundo o método estático da NBR 6123/88 e para a simulação do comportamento da estrutura quando excitada com as forças segundo o método do vento sintético.

A geometria do modelo é conforme foi exposta no item 5.2.

A análise da torre foi feita considerando esforços axiais, conforme exposto no item 3.1.5 do capítulo 3, com a inserção da matriz de rigidez geométrica na equação do movimento, uma vez que isso representa de forma mais real o comportamento da estrutura.

Os valores encontrados para frequências angulares, frequências naturais e períodos estão listados na tabela 5.9.

Tabela 5.9 - frequências circulares, frequências cíclicas e períodos do modelo

Modo	Frequência circular $\omega_i$	Frequência cíclica (Hz)	Período (s)
1	14.205	2.261	0.442
2	14.801	2.356	0.425
3	23.658	3.765	0.266
4	27.834	4.430	0.226
5	36.098	5.745	0.174
6	36.252	5.770	0.173
7	38.798	6.175	0.162
8	45.798	7.289	0.137
9	46.999	7.480	0.134
10	48.867	7.777	0.129

As figuras 5.10, 5.11, e 5.12 mostram os três primeiros modos de vibração:



O modo fundamental de vibração é dada por uma deformada de flexão em torno do eixo 'y'.

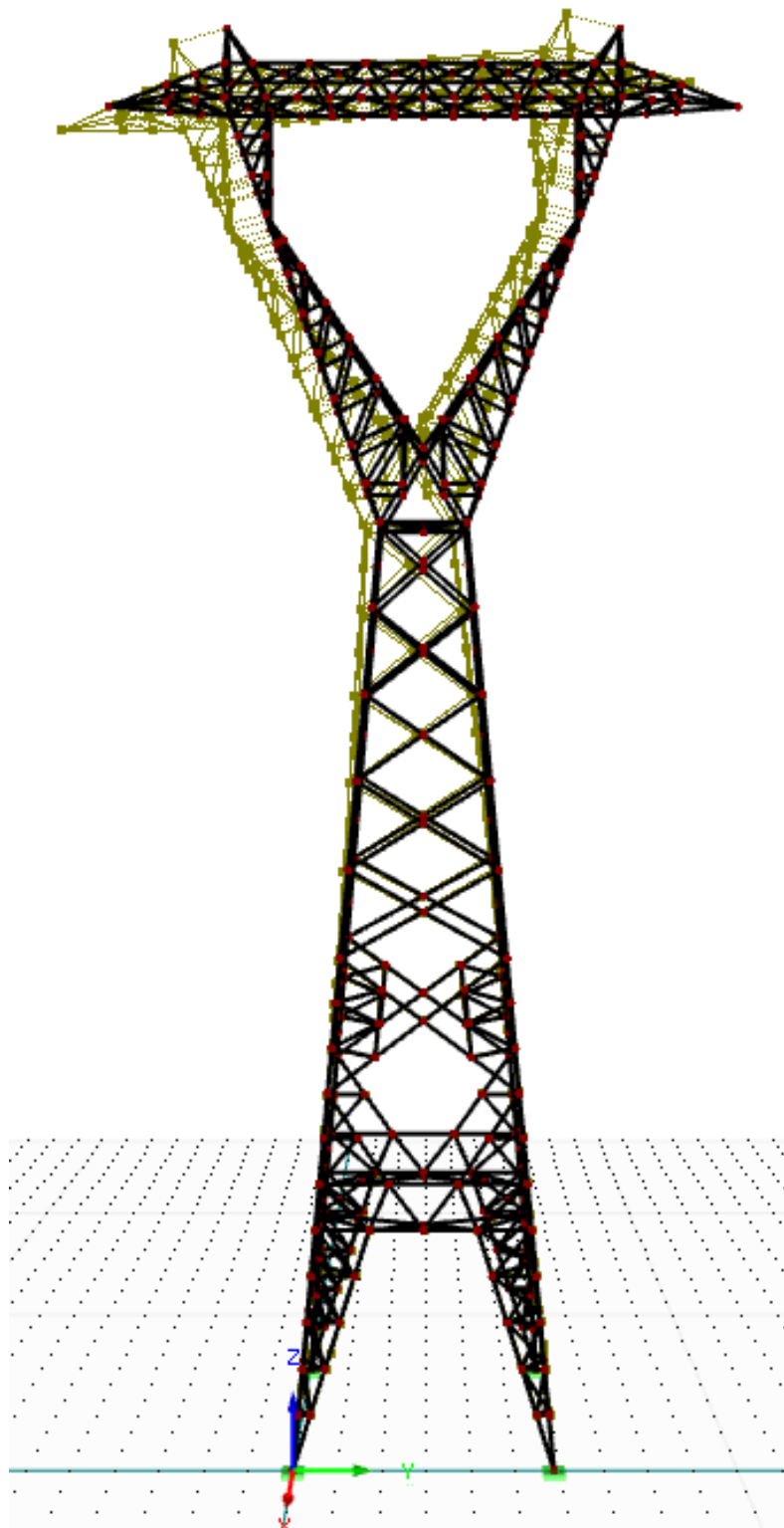


Figura 5.10 - Modo de vibração 1 –  $f=2,26 \text{ Hz}$

O segundo modo de vibração é caracterizado pela deformada de flexão em torno do eixo 'x'.

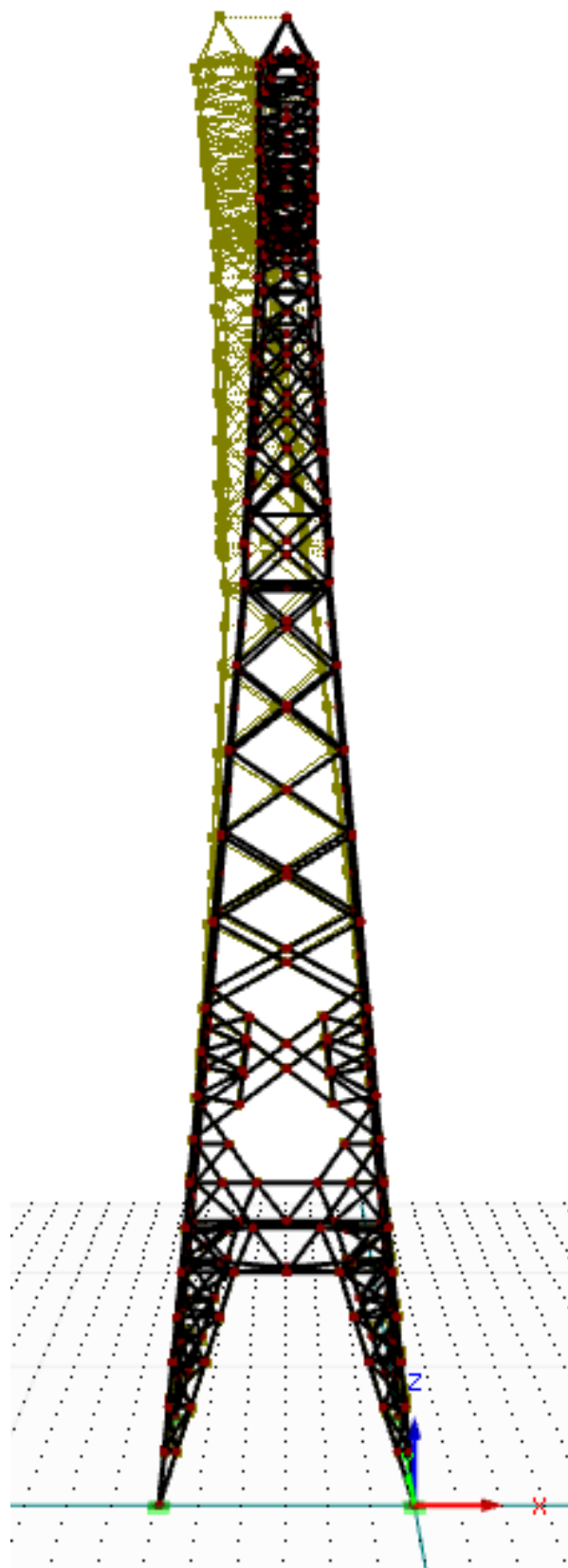


Figura 5.11 - Modo de vibração 2 -  $f=2,35 \text{ Hz}$

Para o terceiro modo de vibração a deformada é de torção em torno do eixo 'z'.

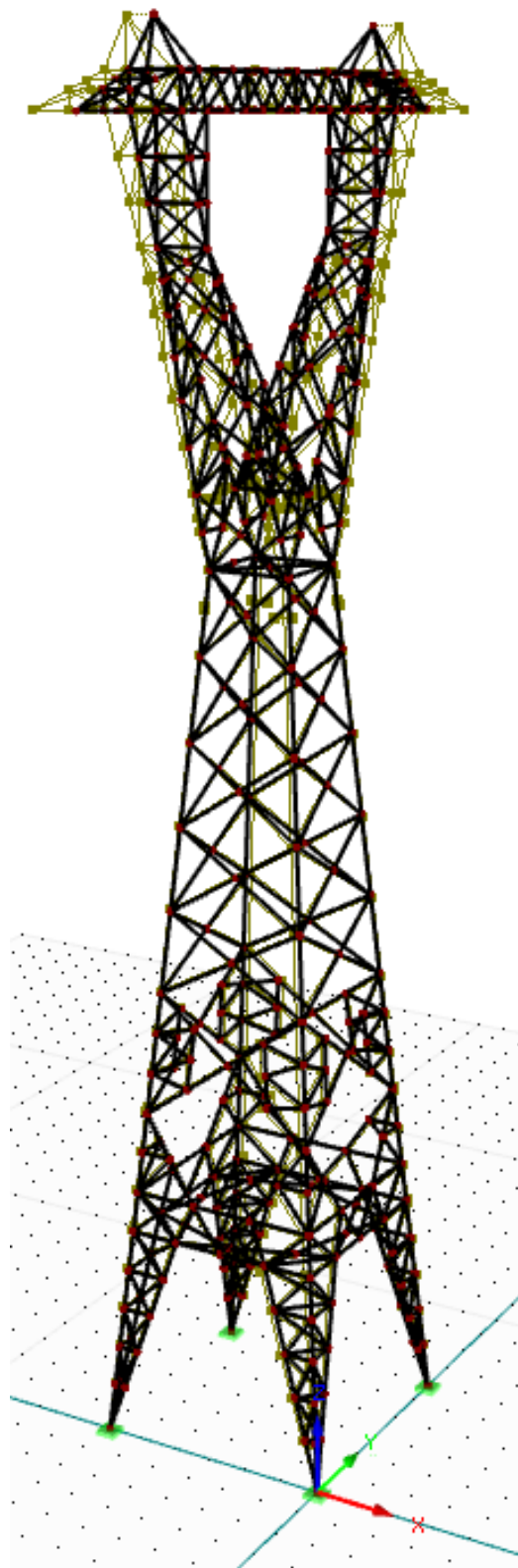


Figura 5.12 - Modo de vibração 3 -  $f=3,76 \text{ Hz}$

Os coeficientes para o amortecimento de Rayleigh foram calculados e seus valores são de  $\alpha = 0,289$  e  $\beta = 0,001$ .

## 5.6 ANÁLISE ESTÁTICA SEGUNDO A NBR 6123/88

### 5.6.1 Introdução

Para esse trabalho, a força de arrasto foi considerada conforme exposto no item 3.3.7, não sendo utilizado o conceito de fator de proteção de reticulado e de decomposição da força em componentes nas faces da torre, conforme tabela 3.8. Esta consideração foi feita tanto para o método estático da NBR 6123/88 quanto para o método do vento sintético.

### 5.6.2 Cálculo dos coeficientes de arrasto

Como foi visto na seção 3.3.6 o índice de área exposta utilizado para a determinação do coeficiente de arrasto é dado por:

$$\Phi = \frac{A_e}{A_c} \quad 5.1$$

A torre foi dividida em 6 áreas distintas, para determinação dos índices de área exposta e coeficientes de arrasto para cada área, e que serão usados nos respectivos nós. A divisão pode ser vista na figura 5.13:

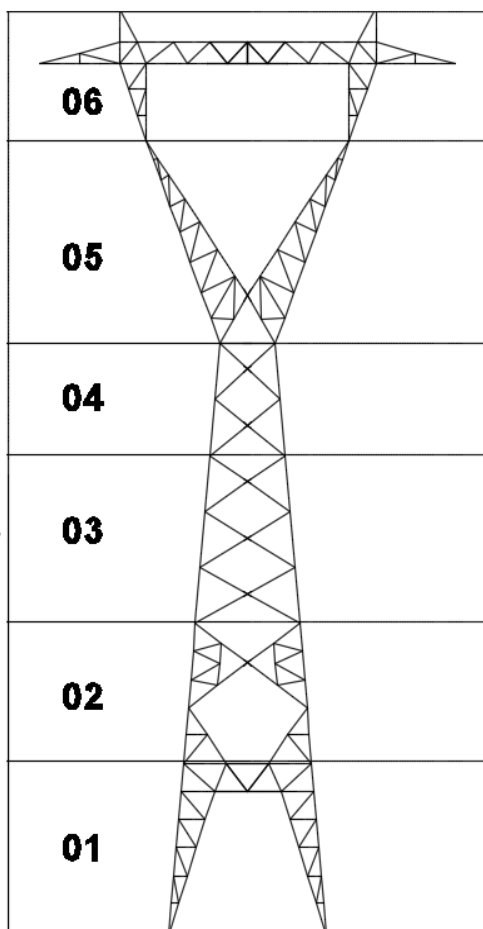


Figura 5.13 – Divisões da torre para determinação do coeficiente de arrasto

Com auxílio do ábaco da figura 3.7, presente na NBR 6123/88, e definidas as áreas de contorno do reticulado para cada divisão e as áreas efetivas correspondentes chega-se ao exposto nas tabelas 5.10 a 5.16 para os coeficientes de arrasto. As áreas efetivas por nó são calculadas conforme tabelas 5.3 a 5.8.

Tabela 5.10 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 1 a 10

Nó	Área de influência ( $m^2$ )	Divisão	$A_c$ ( $m^2$ )	$A_e$ ( $m^2$ )	$\Phi$	Coeficiente de arrasto
1	0.14	1	11.55	3.33	0.29	2.53
2	0.13					
3	0.11					
4	0.09					
5	0.12					
6	0.10					
7	0.12					
8	0.11					
9	0.15					
10	0.19					

Tabela 5.11 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 11 a 20

Nó	Área de influência ( $m^2$ )	Divisão	$A_c$ ( $m^2$ )	$A_e$ ( $m^2$ )	$\Phi$	Coeficiente de arrasto
11	0.09	1	11.55	3.33	0.29	2.53
12	0.12					
13	0.18					
14	0.09	2	22.10	2.64	0.12	3.27
15	0.12					
16	0.16					
17	0.12					
18	0.12					
19	0.08					
20	0.16					

Tabela 5.12 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 21 a 30

Nó	Área de influência ( $m^2$ )	Divisão	Ac ( $m^2$ )	Ae ( $m^2$ )	$\Phi$	Coeficiente de arrasto
21	0.12	2	22.10	2.64	0.12	3.27
22	0.11					
23	0.23					
24	0.27	3	20.40	2.43	0.12	3.27
25	0.12					
26	0.20					
27	0.25					
28	0.14					
29	0.24					
30	0.15	4	9.93	1.37	0.14	3.15

Tabela 5.13 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 31 a 40

Nó	Área de influência ( $m^2$ )	Divisão	Ac ( $m^2$ )	Ae ( $m^2$ )	$\Phi$	Coeficiente de arrasto
31	0.23	4	9.93	1.37	0.14	3.15
32	0.07					
33	0.21					
34	0.03					
35	0.12	5	14.37	3.64	0.25	2.7
36	0.12					
37	0.14					
38	0.13					
39	0.16					
40	0.14					

Tabela 5.14 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 41 a 50

Nó	Área de influência ( $m^2$ )	Divisão	Ac ( $m^2$ )	Ae ( $m^2$ )	$\Phi$	Coeficiente de arrasto
41	0.13	5	14.37	3.64	0.25	2.7
42	0.13					
43	0.11					
44	0.12					
45	0.10					
46	0.10					
47	0.08					
48	0.06					
49	0.06					
50	0.12					

Tabela 5.15 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 51 a 60

Nó	Área de influência ( $m^2$ )	Divisão	Ac ( $m^2$ )	Ae ( $m^2$ )	$\Phi$	Coeficiente de arrasto
51	0.09	6	13.80	4.17	0.30	2.5
52	0.05					
53	0.11					
54	0.09					
55	0.08					
56	0.10					
57	0.20					
58	0.17					
59	0.13					
60	0.11					

Tabela 5.16 – Cálculo do coeficiente de arrasto – nó 61 a 68

Nó	Área de influência ( $m^2$ )	Divisão	Ac ( $m^2$ )	Ae ( $m^2$ )	$\Phi$	Coeficiente de arrasto
61	0.06	6	13.80	4.17	0.30	2.5
62	0.12					
63	0.11					
64	0.15					
65	0.14					
66	0.14					
67	0.16					
68	0.07					



### 5.6.3 Velocidade característica

A velocidade característica se dá por:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad 5.2$$

Onde:

- $V_0 = 42 \text{ m/s}$ ;
- Fator  $S_1 = 1,0$ ;
- Fator  $S_2$  depende da altura  $z$ ;
- Fator  $S_3 = 1,10$ .

A velocidade básica o valor de  $42 \text{ m/s}$  corresponde à velocidade aproximada para cidade de Curitiba.

Para cálculo do fator  $S_2$  vale a equação:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad 5.3$$

Onde é considerado:

- Categoria III;
- Classe B (torre com 33 m de altura);
- $b = 0,94$ ;
- $F_r = 0,98$ ;
- $p = 0,105$ ;

O fator  $S_2$  varia conforme a altura do ponto da estrutura com relação ao solo. Sendo assim, a velocidade característica  $V_k$  também irá variar conforme a altura do ponto considerado.

### 5.6.4 Forças de arrasto nos nós

Conhecidas as velocidades características para cada nó da torre, as pressões dinâmicas, coeficientes de arrasto e áreas efetivas por nó, pode-se chegar nas forças de arrasto apresentadas nas tabelas 5.17, 5.18, 5.19, 5.20, 5.21, 5.22, 5.23:

Tabela 5.17 – Forças de arrasto nos nós 1 a 10

Nó	altura z (m)	V0	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae	Fa (N)
1	1.2	42	1	0.737	1.1	34.07	711.35	2.53	0.14	244.1
2	1.2			0.737		34.07	711.35	2.53	0.13	238.2
3	2.21			0.786		36.32	808.68	2.53	0.11	231.5
4	2.21			0.786		36.32	808.68	2.53	0.09	194.4
5	3.24			0.818		37.81	876.33	2.53	0.12	262.7
6	3.24			0.818		37.81	876.33	2.53	0.10	228.9
7	4.26			0.842		38.91	928.17	2.53	0.12	291.7
8	4.26			0.842		38.91	928.17	2.53	0.11	260.4
9	5.29			0.862		39.81	971.35	2.53	0.15	380.1
10	5.29			0.862		39.81	971.35	2.53	0.19	467.5

Tabela 5.18 – Forças de arrasto nos nós 11 a 20

Nó	altura z (m)	V0	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae	Fa (N)
11	5.29	42	1	0.862	1.1	39.81	971.35	2.53	0.09	215.7
12	6.31			0.878		40.55	1008.00	2.53	0.12	306.1
13	6.31			0.878		40.55	1008.00	2.53	0.18	453.4
14	7.35			0.892		41.21	1040.81	3.27	0.09	319
15	7.35			0.892		41.21	1040.81	3.27	0.12	408
16	8.36			0.904		41.77	1069.34	3.27	0.16	560.4
17	9.17			0.913		42.17	1090.31	3.27	0.12	441.2
18	9.38			0.915		42.27	1095.51	3.27	0.12	434
19	9.95			0.921		42.54	1109.16	3.27	0.08	284.4
20	10			0.921		42.56	1110.33	3.27	0.16	594.8

Tabela 5.19 – Forças de arrasto nos nós 21 a 30

Nó	altura z (m)	V0	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae	Fa (N)
21	10.41	42	1	0.925	1.1	42.74	1119.74	3.27	0.12	440.8
22	10.71			0.928		42.87	1126.44	3.27	0.11	420.1
23	11.43			0.934		43.16	1141.94	3.27	0.23	840.8
24	12.5			0.943		43.57	1163.60	3.27	0.27	1015
25	13.47			0.95		43.91	1182.01	3.27	0.12	447.7
26	14.55			0.958		44.27	1201.31	3.27	0.20	782.3
27	15.53			0.965		44.57	1217.86	3.27	0.25	1007
28	16.61			0.972		44.89	1235.18	3.27	0.14	568.4
29	17.57			0.977		45.15	1249.84	3.27	0.24	979.7
30	18.67			0.984		45.44	1265.88	3.27	0.15	614.6

Tabela 5.20 – Forças de arrasto nos nós 31 a 40

Nó	altura z (m)	V0	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae	Fa (N)
31	19.63	42	1	0.989	1.1	45.68	1279.28	3.27	0.23	947.3
32	20.72			0.994		45.94	1293.88	3.27	0.07	285.9
33	21.66			0.999		46.16	1305.99	3.27	0.21	892.7
34	21.66			0.999		46.16	1305.99	3.27	0.03	143.2
35	22.59			1.003		46.36	1317.57	2.7	0.12	444.6
36	22.57			1.003		46.36	1317.33	2.7	0.12	441.8
37	23.51			1.008		46.56	1328.66	2.7	0.14	507.1
38	23.44			1.007		46.54	1327.83	2.7	0.13	459.9
39	24.12			1.01		46.68	1335.83	2.7	0.16	561.6
40	24.62			1.013		46.78	1341.60	2.7	0.14	517.5

Tabela 5.21 – Forças de arrasto nos nós 41 a 50

Nó	altura z (m)	V0	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae	Fa (N)
41	25.11	42	1	1.015	1.1	46.88	1347.16	2.7	0.13	467.5
42	25.72			1.017		47.00	1353.97	2.7	0.13	465.2
43	26.1			1.019		47.07	1358.15	2.7	0.11	408.4
44	26.68			1.021		47.18	1364.43	2.7	0.12	428.1
45	26.94			1.022		47.23	1367.21	2.7	0.10	355.4
46	27.64			1.025		47.35	1374.60	2.7	0.10	357.8
47	27.82			1.026		47.39	1376.47	2.7	0.08	299.7
48	28.37			1.028		47.48	1382.14	2.7	0.06	233.2
49	28.45			1.028		47.50	1382.96	2.7	0.06	235.2
50	29.1			1.031		47.61	1389.54	2.7	0.12	451.2

Tabela 5.22 – Forças de arrasto nos nós 51 a 60

Nó	altura z (m)	V0	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae	Fa (N)
51	30	42	1	1.034	1.1	47.76	1398.45	2.5	0.09	298.4
52	30			1.034		47.76	1398.45	2.5	0.05	176.7
53	30.95			1.037		47.92	1407.64	2.5	0.11	386.1
54	30.95			1.037		47.92	1407.64	2.5	0.09	321.3
55	31.88			1.04		48.07	1416.42	2.5	0.08	300.9
56	31.88			1.04		48.07	1416.42	2.5	0.10	355.3
57	31.88			1.04		48.07	1416.42	2.5	0.20	714.6
58	31.88			1.04		48.07	1416.42	2.5	0.17	617.5
59	31.88			1.04		48.07	1416.42	2.5	0.13	451.7
60	31.88			1.04		48.07	1416.42	2.5	0.11	382.3

Tabela 5.23 – Forças de arrasto nos nós 61 a 68

Nó	altura z (m)	V0	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae	Fa (N)
61	31.88	42	1	1.04	1.1	48.07	1416.42	2.5	0.06	206.9
62	32.29			1.042		48.13	1420.22	2.5	0.12	438.3
63	32.7			1.043		48.20	1423.99	2.5	0.11	400.6
64	32.7			1.043		48.20	1423.99	2.5	0.15	524.5
65	32.7			1.043		48.20	1423.99	2.5	0.14	498.9
66	32.7			1.043		48.20	1423.99	2.5	0.14	496.4
67	32.7			1.043		48.20	1423.99	2.5	0.16	585
68	33.94			1.047		48.39	1435.16	2.5	0.07	242.4

As forças de arrasto são então aplicadas em 125 nós do modelo, conforme descrito no item 5.4.

## 5.7 ANÁLISE DINÂMICA DE ACORDO COM O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO

Para determinação das cargas aplicadas aos nós da torre, para o método do vento sintético, aplica-se uma rotina no programa computacional PTC Mathcad Prime 3.0 (PTC, 2014). A rotina se baseou na utilizada por CARRIL (2000), e pode ser vista no anexo A.

As forças de arrasto são então aplicadas em 125 nós do modelo, conforme descrito no item 5.4.

Para o cálculo da velocidade de projeto foram utilizados os seguintes parâmetros:

- $V_0 = 42\text{m/s}$ ;
- $S_1 = 1,0$ ;
- $S_3 = 1,1$ ;

Ou seja, os mesmos utilizados para a análise estática.

Com a velocidade de projeto com valor de  $31,88\text{m/s}$ .

Essa velocidade foi utilizada para determinação da frequência adimensional  $x(f)$  no espectro de potência de Davenport.

Para decomposição das pressões flutuantes, os dados de entrada foram:

- número de harmônicos  $k = 12$ ;
- Período de vibração  $T_r$  para frequência fundamental =  $0,442\text{s}$ ;
- $\theta_k$  - ângulos de fase gerados aleatoriamente;
- Harmônico ressoante  $R = 3$ ;
- Período de tempo  $t$  - tempo de 0 a  $600\text{s}$ ;

Os demais dados utilizados foram calculados conforme formulação apresentada no capítulo 4 e são mostrados na tabela 5.24.

Tabela 5.24 – Parâmetros calculados para decomposição das pressões flutuantes

k	$fa_k$	$fp_k$	$C_k$	$c_k$	$r_k$	$c_k$	$f_k$ (Hz)	$T_k$ (s)
1	13.12	6.56	0.34	0.03	0.25	0.03	9.28	0.11
2	6.56	3.28	0.42	0.53	0.50	0.05	4.64	0.22
3	3.28	1.64	0.53	0.05	1.00	0.03	2.32	0.43
4	1.64	0.82	0.67	0.06	2.00	0.08	1.16	0.86
5	0.82	0.41	0.85	0.08	4.00	0.08	0.58	1.72
6	0.41	0.21	1.06	0.10	8.00	0.10	0.29	3.45
7	0.21	0.10	1.31	0.12	16.00	0.12	0.15	6.90
8	0.10	0.05	1.54	0.14	32.00	0.14	0.07	13.79
9	0.05	0.03	1.58	0.15	64.00	0.15	0.04	27.59
10	0.03	0.01	1.25	0.12	128.00	0.12	0.02	55.17
11	0.01	0.01	0.76	0.07	256.00	0.07	0.01	110.35
12	0.01	0.00	0.41	0.04	512.00	0.04	0.01	220.69

Os comprimentos de rajada encontrados para cada harmônico são dados na tabela 5.25.

Tabela 5.25 – Comprimentos de rajada para cada um dos 12 harmônicos

k	$\Delta z_k$
1.00	0.49
2.00	0.98
3.00	1.96
4.00	3.93
5.00	7.85
6.00	15.70
7.00	31.40
8.00	62.81
9.00	125.63
10.00	251.25
11.00	502.51
12.00	1005.00

O centro de rajada encontrado pela formulação do método é de 31,98m. Entretanto, para esse trabalho, foram realizadas simulações para outras alturas, para verificação da situação mais desfavorável como será visto mais à frente.

Determinado o centro de rajada, foram calculados os coeficientes de redução  $C_r$ , em função da altura  $z_j$ , de acordo com as equações 4.22 e 4.23.

Determinadas as pressões flutuantes e médias para o intervalo de 600s e 3600s, essas são multiplicadas pelos coeficientes de redução  $C_r$ , como foi abordado no item 4.6, sendo que os harmônicos de força foram calculados, considerando igualmente intervalos de 600s e 3600s, para comparação da resposta da estrutura.

O método do vento sintético sugere, ao menos, 20 séries para determinação da série característica de carregamento. A escolha da série é feita através do tratamento estatístico visto no item 4.9, não antes de simular a estrutura segundo esses 20 carregamentos, e determinar o deslocamento que mais se aproxima do deslocamento característico encontrado.

Por isso a necessidade de se gerar 20 conjuntos de 12 ângulos de fase aleatórios, que variem de 0 a  $2\pi$ .

A geração dos ângulos de fase é feita no programa computacional PTC Mathcad Prime 3.0 (PTC, 2014), e são apresentados na tabela 5.26 e 5.27:

Tabela 5.26 – Ângulos de fase aleatórios – séries 1 a 10

	Séries									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ângulos de fase	3.61	1.26	4.55	1.34	0.20	4.84	4.95	2.33	3.36	2.77
	3.94	4.28	4.36	3.05	5.39	5.47	4.49	1.46	0.34	2.22
	0.31	2.31	4.11	2.76	2.53	4.56	0.51	1.46	1.63	2.69
	1.63	0.69	0.62	3.81	3.84	5.62	5.37	6.10	5.42	0.01
	5.63	1.28	0.31	2.52	5.50	3.37	1.93	0.14	0.55	4.86
	4.58	4.11	2.92	5.29	3.74	4.90	2.97	0.95	4.46	0.56
	2.47	4.32	4.57	3.92	4.98	1.24	1.21	0.06	5.43	4.30
	5.68	0.50	4.27	0.34	3.71	5.01	6.25	4.05	1.84	0.97
	2.44	0.17	2.34	5.43	3.58	5.33	4.07	2.60	4.05	0.30
	2.22	1.93	0.31	1.93	4.23	3.95	1.09	0.57	5.21	0.12
	4.68	0.90	1.07	0.17	0.06	3.88	1.73	4.39	5.48	4.07
4.65	0.43	1.95	2.46	2.15	1.57	5.27	4.13	5.73	5.74	

Tabela 5.27 – Ângulos de fase aleatórios – séries 11 a 20

	Séries									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Ângulos de fase	2.71	4.47	3.96	3.78	4.09	3.64	4.78	3.47	2.17	1.79
	1.52	4.87	3.72	1.09	4.61	4.60	0.01	3.28	5.01	6.12
	4.11	3.90	3.18	2.09	6.01	4.21	2.68	4.42	6.17	4.50
	0.14	4.32	2.83	4.11	2.28	5.08	2.90	4.60	1.86	4.05
	0.87	3.56	5.91	2.69	5.68	6.27	4.71	5.74	5.49	4.62
	3.46	3.44	1.58	4.26	2.86	1.28	3.51	5.01	0.63	0.78
	2.91	1.55	4.59	3.13	5.46	2.44	5.79	2.48	0.90	2.36
	1.89	3.10	3.93	5.04	0.25	3.65	5.38	0.33	1.94	5.75
	2.15	4.21	4.03	0.03	5.88	6.03	3.08	0.01	5.11	0.20
	3.82	3.92	3.50	2.36	1.04	2.40	4.69	4.75	5.12	2.82
	6.19	5.02	2.80	5.20	0.73	0.76	1.61	0.97	5.64	1.44
0.95	6.21	6.26	5.60	0.74	0.29	4.98	4.21	1.69	0.98	

Entretanto, para geração das 20 séries de carregamento, foi utilizado o tempo de 600s para cálculo da velocidade média do vento, sendo encontrada a série característica, com o correspondente conjunto de ângulos de fase gerados aleatoriamente. Esse conjunto de ângulos de fase foi utilizado diretamente na simulação com intervalo de tempo de 600s para velocidade média, sem a necessidade de mais simulações. A altura do centro de rajada padrão foi de 27m, e para as demais alturas simuladas, utilizou-se o mesmo conjunto de ângulos de fase.

As outras alturas de centro de rajada simuladas foram de 29,5m e 32m, sendo que a altura com deslocamento de topo mais desfavorável para estrutura, considerando o intervalo de 600s para velocidade média do vento, foi de 27m.

Na tabela 5.28 são apresentados os deslocamentos para alturas de rajadas de 27, 29,5m e 32m e com a determinação do deslocamento característico.

Tabela 5.28 – Deslocamentos para 20 séries e alturas de 27m; 29,5m e 32m

Série	Deslocamento (m)		
	Rajada a 27m	Rajada a 32m	Rajada a 29,5m
1	0.072	Não houve simulação	Não houve simulação
2	0.085		
3	0.077		
4	0.079		
5	0.067		
6	0.077		
7	0.082		
8	0.076		
9	0.085		
10	0.09		
11	0.068		
12	0.067		
13	0.061		
14	0.082		
<b>15</b>	<b>0.093</b>	<b>0.09</b>	<b>0.092</b>
16	0.078	Não houve simulação	Não houve simulação
17	0.082		
18	0.084		
19	0.083		
20	0.083		



O valor característico do deslocamento é dado pela tabela 5.29.

Tabela 5.29 - Valor característico do deslocamento

Desvio padrão $\sigma$	0.009734817
Probabilidade $p$	0.95
Curva exponencial dupla $w = -\ln(-\ln p)$	2.970195249
Média $\mu$	0.0781
Constante de Euler $\gamma$	0.5772157
Dispersão $\tilde{\alpha} = \pi/(\sigma\sqrt{6})$	131.7487323
Moda $\bar{x} = \mu - \frac{\gamma}{\tilde{\alpha}}$	0.073718814
Valor característico $x_c = \bar{x} + \frac{w}{\tilde{\alpha}}$	<b>0.097m</b>

O valor que mais se aproxima do característico de 0,097m para o deslocamento no nó 198 (topo da torre) é o da série 15, que foi de 0,093m.

Posto isso, o conjunto de números aleatórios para simulação do método do vento sintético, a 27m de altura para o centro de rajada, para intervalos de 600s e 3600s para velocidade média do vento é o conjunto número 15.

As estrutura também é excitada com a aplicação de taxa de amortecimento de 2%, segundo amortecimento de Rayleigh, e valores de  $\alpha$  e  $\beta$  de acordo com item 5.4, para os intervalos de tempo de 600s e 3600s, como poderá ser visto no capítulo 6 a seguir.

## 6 ANÁLISES DOS RESULTADOS

Os deslocamentos e esforços para os pontos escolhidos estão sintetizados nas tabelas 6.1 e 6.2:

Tabela 6.1 – Deslocamentos para o nó 198 e esforços normais para barras 243 e 255

Método adotado		Deslocamentos (cm) - nó 198 - topo da torre		Esforços na barra 243 (kN) - base da torre		Esforços na barra 255 (kN) - meio da torre	
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
Estático NBR 6123/88		13.81	NA	NA	-85.08	NA	-92.86
Vento sintético	Velocidade média sobre 600s	9.30	-2.90	15.00	-52.03	17.76	-58.54
	Velocidade média sobre 3600s	8.80	-3.30	17.20	-49.33	20.10	-55.49
	Velocidade média sobre 600s - amortecido	9.10	5.20	-28.75	-51.12	-32.38	-57.48
	Velocidade média sobre 3600s - amortecido	8.70	4.40	-28.29	-48.48	-30.66	-54.48

Pelos valores das tabelas 6.1 e 6.2, pode-se concluir:

- O deslocamento para o nó 198 para o método estático da NBR 6123/88 foi maior que os de todas as outras configurações. O valor chegou a exceder em 48% o deslocamento encontrado para o método do vento sintético para velocidade média do vento tomada sobre 600s. A deformada da torre sujeitas aos carregamentos estáticos pode ser visto na figura 6.1.

- As diferenças percentuais para esforços normais comparando o método estático e o método do vento sintético com velocidade média a 600s foi de, pelo menos, 59%. Se se considerar as reações de apoio, as diferenças variaram entre 82% e 100%, para reações verticais e horizontais na direção dos carregamentos, respectivamente.

- Os deslocamentos para velocidade média a 600s foram maiores que os deslocamentos para velocidade média a 3600s, tanto para o modelo sem amortecimento quanto para o amortecido. A variação percentual foi de 5 a 6%. O que mostra que os valores de velocidade da parcela média do vento para velocidade média a 600s são maiores que os da velocidade média a 3600s, já que a parcela flutuante é a mesma;

- Para os esforços normais negativos, a diferença percentual entre os dois métodos com velocidades médias a 600s e a 3600s foi similar, girando em torno de 5 a 6%, com valores maiores para velocidades médias a 600s.

- Consideradas em módulo, as amplitudes dos deslocamentos e esforços normais (diferenças entre valor máximo e mínimo) para velocidades médias a 600s e a 3600s foram praticamente iguais.

Tabela 6.2 – Esforços normais para barra 544 e reações em x e z para apoio do nó 84

Método adotado		Esforços na barra 544 (kN) - topo da torre		Reações nos apoios - PZ - nó 84 (kN)		Reações nos apoios - PX - nó 84 (kN)	
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
Estático NBR 6123/88		NA	9.10	NA	-153.00	23.77	NA
Vento sintético	Velocidade média sobre 600s	6.48	-1.28	20.37	-84.19	11.66	-2.15
	Velocidade média sobre 3600s	6.15	-1.62	24.21	-79.95	11.07	-2.73
	Velocidade média sobre 600s - amortecido	6.37	4.00	-49.31	-78.94	10.80	7.83
	Velocidade média sobre 3600s - amortecido	6.05	4.20	-49.90	-74.78	10.25	7.47

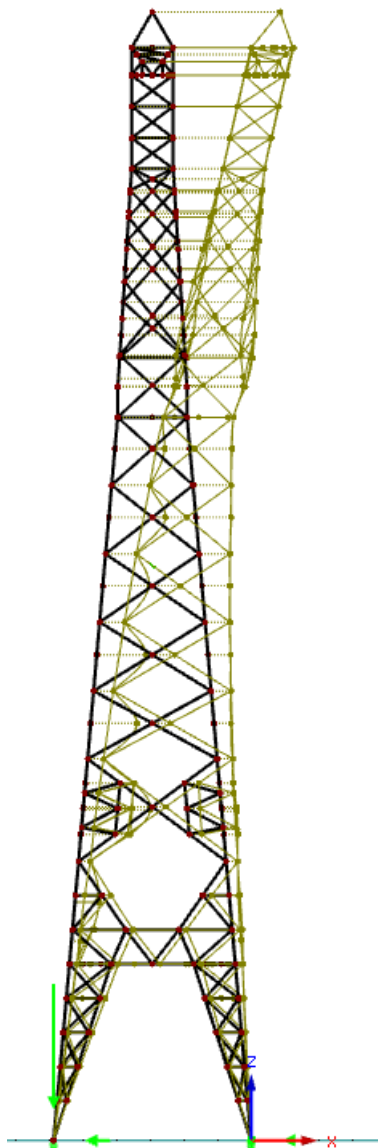


Figura 6.1 – Deformada da torre

- Deslocamentos máximos e esforços normais negativos, comparando modelo amortecido e não amortecido, para velocidades médias a 600s e 3600, foram similares. As diferenças percentuais não excederam 2%. Os deslocamentos máximos para os modelos amortecidos se deram na fase transiente. Ficou constatado que a fase transiente dura em torno de 25s. Nessa fase o amortecimento não foi efetivo, o que demonstra que, o amortecimento não tem importância significativa nos primeiros segundos de simulação se forem considerados os efeitos gerados na estrutura não amortecida, ou seja, deslocamentos máximos e esforços máximos.

Na figura 6.2 demonstra-se o efeito do amortecimento para deslocamentos no nó 198. Nota-se que os valores permanecem positivos ao longo de toda simulação,

ao passo que, na simulação do modelo não amortecido, na figura 6.3, os valores se alternam entre positivos e negativos com relação ao eixo 'z'. A simulação para velocidades médias medidas a 600s. O mesmo comportamento é notado quando a velocidade média é medida a 3600s.

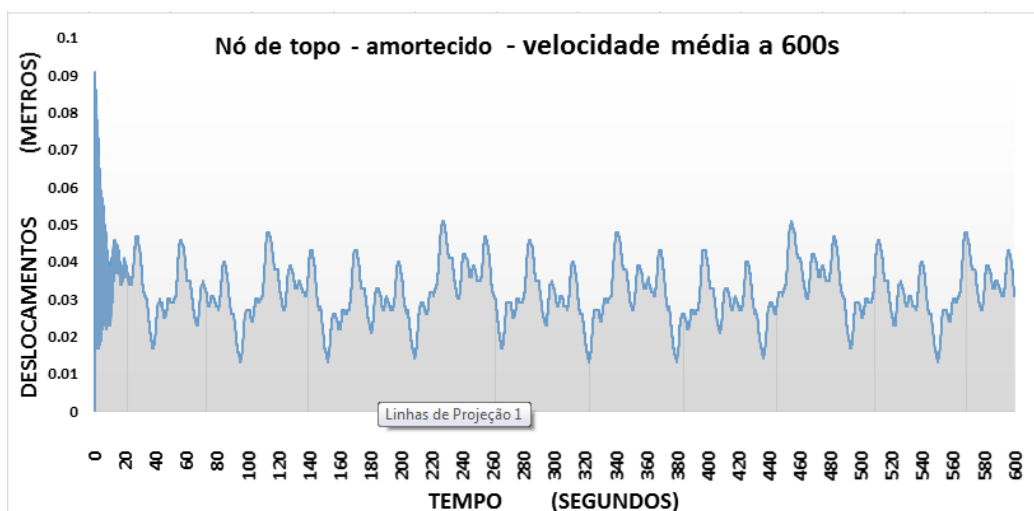


Figura 6.2 – Deslocamento máximo para nó 198 – modelo amortecido (velocidade média a 600s)

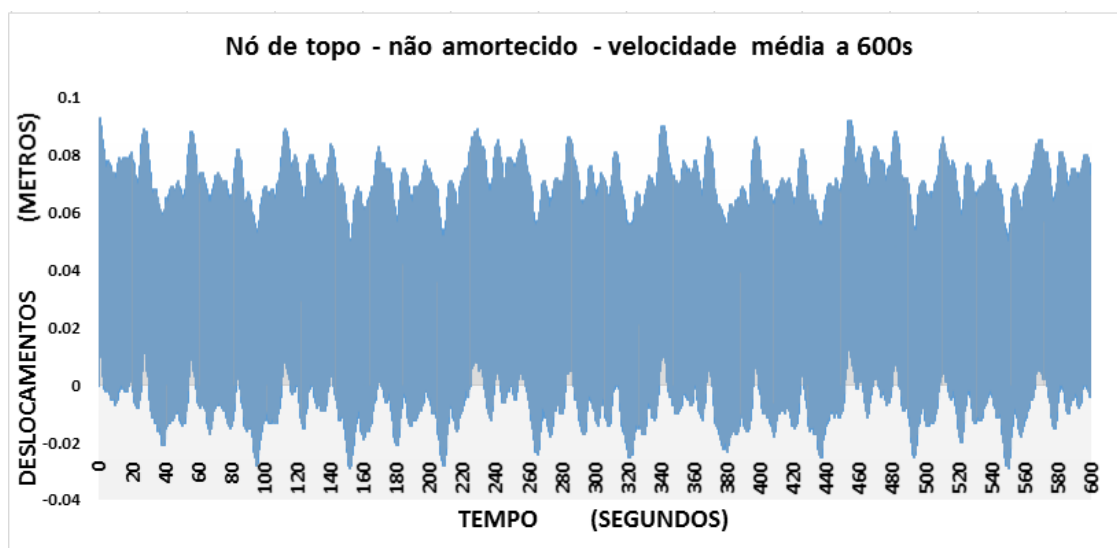


Figura 6.3 – Deslocamento máximo para nó 198 – modelo sem amortecimento (velocidade média a 600s)

Para os esforços na barra 243, conforme figura 6.4, na simulação do modelo amortecido com velocidades médias a 600s, os valores são negativos ao longo de toda a série, demonstrando compressão das barras. Entretanto, para simulação do

modelo não amortecido, há alternância entre regimes de compressão e tração, conforme figura 6.5.

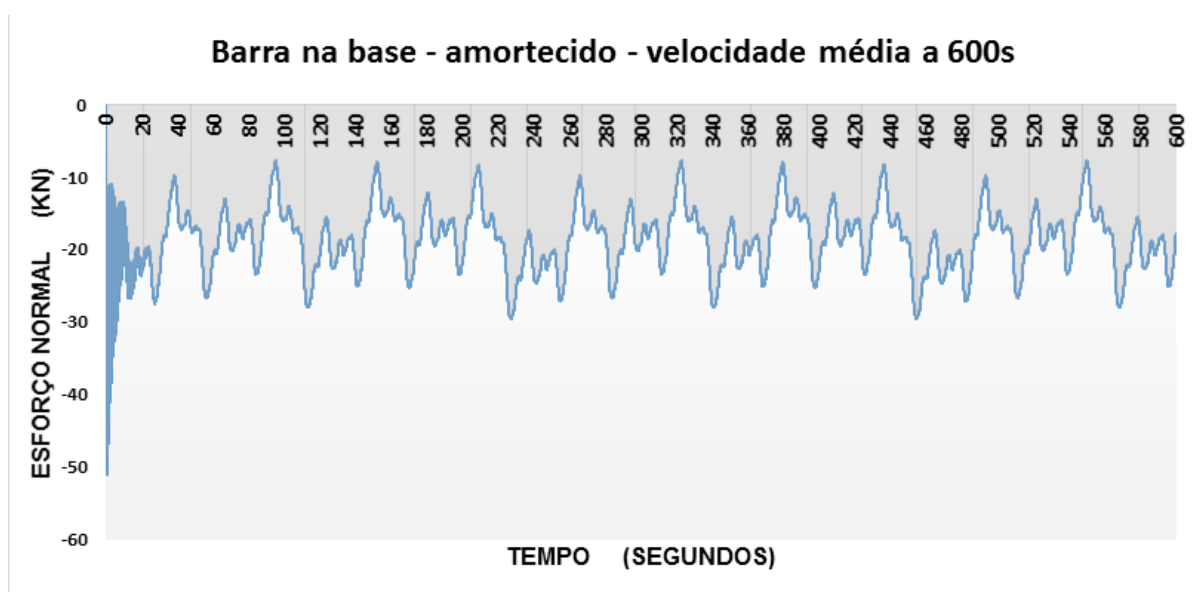


Figura 6.4 – Esforço máximo para barra 243 – modelo amortecido (velocidade média a 600s)

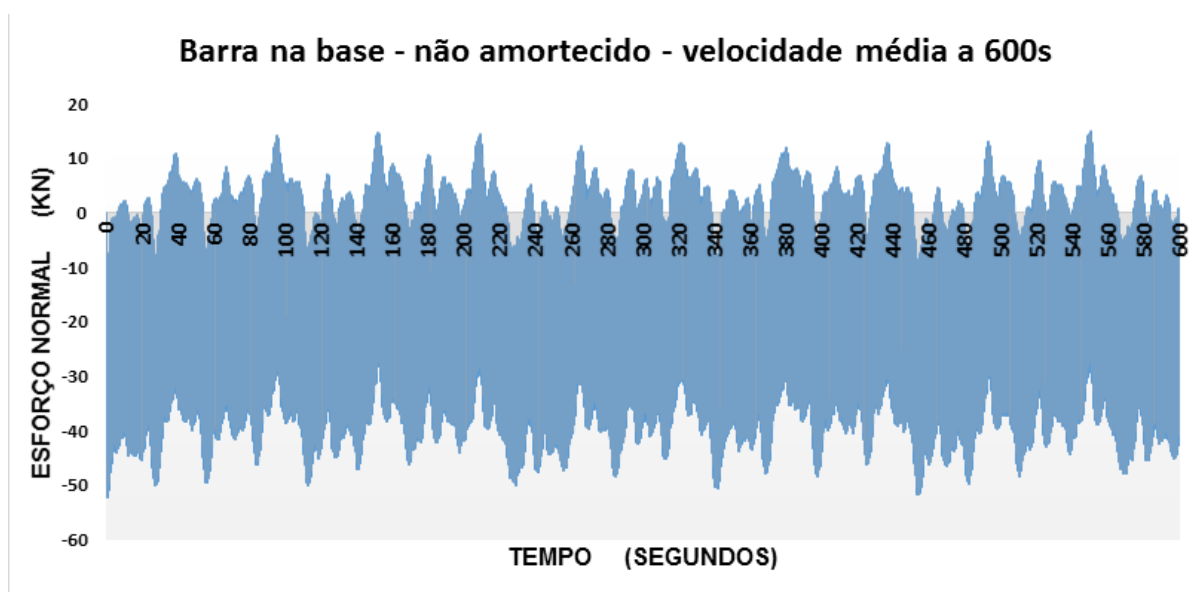


Figura 6.5 – Esforços máximos para barra 243 – modelo não amortecido (velocidade média a 600s)

Para reações de apoio na direção horizontal dos carregamentos, no modelo amortecido, conforme figura 6.6, os valores são positivos ao longo da série, ao passo que, para modelo não amortecido, na figura 6.7, há alternância de sinais para as reações dos apoios. Nota-se o mesmo comportamento, tanto para simulações a

velocidades médias medidas sobre 600s, quanto para velocidades médias medidas a 3600s.

Quanto às reações verticais, são negativas ao longo da série do modelo amortecido e alterna-se os sinais para o modelo não amortecido, demonstrando o que seria tração e compressão ao longo da simulação. Comportamento que se repete para velocidades médias medidas a 600s e 3600s.

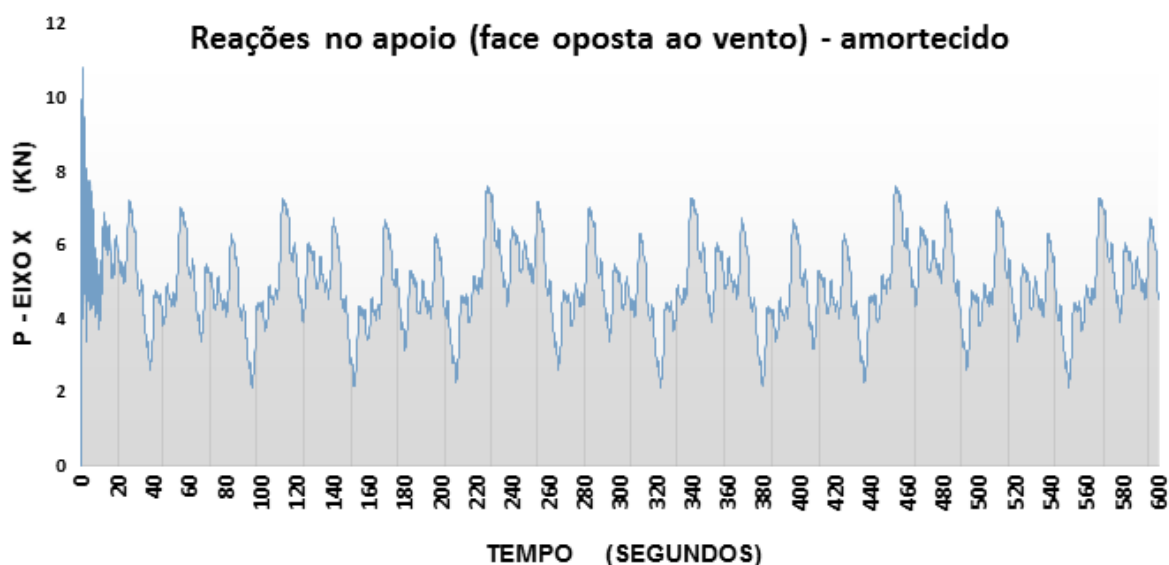


Figura 6.6 – Reação máxima nó de apoio 84 – modelo amortecido (velocidade média a 600s)

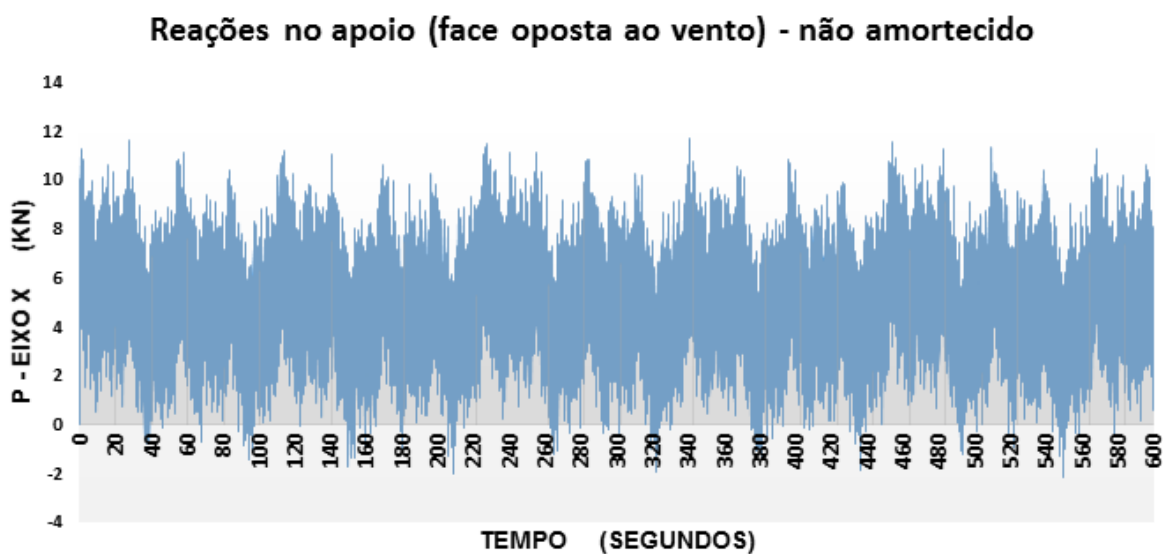


Figura 6.7 – Reação máxima nó de apoio 84 – modelo não amortecido (velocidade média a 600s)

## 7 CONCLUSÕES

Torres de transmissão são estruturas essenciais para infraestrutura de qualquer país, de modo que devem ser dimensionadas para suportarem carregamentos de vento, muitas vezes responsáveis pela ruína dessas torres.

O modelo de torre simulado nesse trabalho é do tipo 'delta', de base quadrada, sem a presença de cabos, isoladores ou outros elementos de uma linha de transmissão. A torre é modelada com elementos de pórtico tridimensional, com 6 graus de liberdade por nó, sendo que são considerados esforços de flexão, torção e cisalhamento no modelo, além dos axiais.

A torre foi simulada para o método do vento sintético considerando-se para as parcelas médias do vento velocidades medidas a 600s e a 3600s, com modelo amortecido e não amortecido. O amortecimento considerado é o de Rayleigh. Além disso, a torre foi simulada para carregamentos estáticos gerados conforme NBR 6123/88.

Pode-se concluir, a partir das análises através do método do vento sintético e das cargas estáticas conforme NBR 6123/88 nesse modelo de torre:

- Os deslocamentos máximos no topo da torre para os carregamentos estáticos da NBR 6123/88 excederam os deslocamentos de topo do método do vento sintético em até 58%, considerando velocidade média do vento a 3600s, com modelo amortecido a uma taxa de amortecimento de 2%. Para o modelo não amortecido, o percentual é de 57%, considerando a velocidade média a 3600s. Para velocidades médias a 600s os percentuais para modelo amortecido e não amortecido são de 52% e 48%, respectivamente.

- Os esforços normais foram analisados em barras a três alturas da torre: na base, no topo e a uma altura intermediária. Os esforços normais, de modo geral, para os carregamentos estáticos da NBR 6123/88 excederam em até 76% para a barra da base da torre e 70% para a barra em altura intermediária, comparando-se com os esforços normais do modelo solicitado pelos carregamentos do método do vento sintético. Para a barra no topo da torre, os esforços normais excederam em 116%. Os percentuais apresentados são para análises do modelo amortecido, com velocidade média do vento medida a 3600s, cuja diferença percentual foi mais expressiva.



- Para as reações de apoio na direção vertical, os valores das forças para carregamentos da NBR 6123/88 excederam em até 105% os valores das forças do método do vento sintético. Para as reações na direção horizontal, no sentido dos carregamentos, os valores das forças para carregamentos da NBR 6123/88 excederam em até 132% os valores das forças do método do vento sintético. Os percentuais apresentados são para análises do modelo amortecido, com velocidade média do vento medida a 3600s, cuja diferença percentual foi mais expressiva.

- A análise que retorna valores maiores de esforços nas barras assim como reações de apoio, considerada a mais conservadora, é a análise que foi feita com carregamentos da NBR 6123/88, de abordagem estática. Os valores de esforços excederam, algumas vezes, 100% os valores encontrados na análise com o método do vento sintético.

## 7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Realização de mais análises para torre desse estudo considerando outras faces e ângulos de incidência de vento;
- Avaliação da torre dentro de um trecho de linha de transmissão: com cabos, isoladores e outros elementos;
- Investigação considerando outros espectros de potência, como o de Kaimal, por exemplo, que tem em sua formulação dependência da altura;
- Investigações em outros tipos de torres, mais altas e esbeltas, para se avaliar o conservadorismo da norma de vento;
- Consideração do método do vento sintético e estático da norma para dimensionamento da torre, e avaliação das diferenças.

## BIBLIOGRAFIA

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

BATHE, K. J. **Finite element procedures in engineering analysis**. Englewood Cliffs. New Jersey : Prentice-Hall. 1996.

BENTES, J.L. **Análise dinâmica da ruptura de cabos em torres autoportantes e estaiadas de linhas de transmissão**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas vento**. 2<sup>a</sup>. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 1998.

CARRIL, C. F. **Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações**. Universidade de São Paulo - USP. São Paulo, p. 143. 2000.

CHAVES, J. R. F. **Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados**. Universidade de Brasília. Brasília. 2009.

CHÁVEZ, E. S. **Análise Estrutural de Edifício Alto Submetido às Pressões Flutuantes Induzidas pela Ação do Vento**. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2006.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. Third Edition. ed. Berkeley: Computer and Structures Inc., 1995.

CUNHA J., B. F. R. D. **Contribuição ao Estudo dos Efeitos do Vento em Edifícios Altos: Estudo de Caso na Cidade de Goiânia**. Universidade Federal de Goiás. Goiânia. 2012.

DLUBAL RSTAB, versão 8.04.0024: **Programa de análise estrutural para pórticos planos e espaciais**. Dlubal Software GmbH, 2015. Download do manual em: <https://www.dlubal.com/pt/manuais-para-a-categoria-estruturas-reticuladas.aspx>

FRANCO, M. Direct along wind dynamic analysis of tall structures. **Boletim técnico**, São Paulo, EPUSP, BT/PEF/9303, 1993.

FRANCO, M. O “Vento Sintético” e a Análise Dinâmica das Estruturas de Grande Altura no Domínio do Tempo. **Boletim Técnico BT/PEF/0302 da Escola Politécnica da USP**, São Paulo, 2003.

FRANCO, M.; ISYUMOV, N. Overview of Procedures for Evaluating the Effects of Wind on Tall Buildings. **2nd International Conference, C.T.B.U.H., High Technology Buildings**, São Paulo, 1997.

FRANCO, M.; MEDEIROS, S. R. P. O método do “vento sintético” - Novas considerações. **TQS News**, São Paulo/ SP, Agosto 2011. 38-46.

GROEHS, A. G. **Mecânica Vibratória**. 2a. edição. ed. São Leopoldo, RS: Unisinos, 2005.

GUIMARÃES, M. J. R. **Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes**. Universidade de Brasília - UnB. Brasília, p. 256. 2000.

HOLMES, J. D. Along-wind response of lattice towers II. Aerodynamic damping and deflections. **Engineering Structures**, Clayton, Australia, v. 18, p. 483-488, 1996.

HOLMES, J. D. Effective Static Load Distributions in Wind Engineering. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, n. 90, p. 91-109, 2002.

ISYUMOV, N. Alan G. Davenport's mark on wind engineering. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Ontário, Canada, Maio 2012.

KAMINSKI, J. **Incertezas de Modelo da Análise de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre, p. 362. 2007.

LAZANHA, E. C. **Análise Dinâmica Elasto-plástica de Estruturas Metálicas sob Excitação Aleatória de Vento - Dissertação de Mestrado**. Universidade de São Paulo - USP. São Paulo / SP, p. 160. 2003.

LÉGERON, F.; GANI, F. Dynamic Response of Transmission Lines Guyed Towers under Wind Loading. **NRC Research Press**, p. 450-464, March 2010.

LOREDO-SOUZA, A. M.; DAVENPORT, A. G. A Novel Approach for Wind Tunnel Modelling of Transmission Lines. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, n. 89, p. 1017–1029, 2001.

MACHADO, A. C. **Caracterização das Propriedades Aerodinâmicas de Torres Metálicas para Determinação da Resposta Devida ao Vento**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre - RS, p. 154. 2003.

MENIN, Renato César Gavazza, **Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Estaiadas 2002**. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

MERCE, R. N. **Análise Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes sob a Ação do Vento - dissertação de mestrado**. Universidade de Brasília - UnB. Brasília, p. 134. 2003.

MILANI, A. S. **Análise de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão Considerando a Iteração solo-Estrutura - Dissertação de Mestrado**. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria / RS, p. 66. 2012.

MONBET, V.; ALLIOT, P.; PREVOSTO, M. Survey of Stochastic Models for Wind and Sea State Time Series. **Probabilistic Engineering Mechanics**, n. 22, p. 113–126, 2007.

MORAIS, V. C. **Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2014.

OKAMURA, T. et al. Wind Response Analysis of a Transmission Tower in a Mountainous Area. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, n. 91, p. 53-63, 2003.

OLIVEIRA, M. I. R. D. **Análise Estrutural de Torres de Transmissão de Energia Submetidas aos Efeitos Dinâmicos Induzidos pelo Vento - Dissertação de mestrado**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 130. 2006.

PENGYUN, L. et al. Dynamic Response of Power Transmission Towers under Wind Load. **Energy Procedia**, n. 17, p. 1124 – 1131, 2012.

POLICANI, M. N., **Comportamento Estrutural de Torres Metálicas**, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF , Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000.

PTC MATHCAD PRIME, versão (estudantil) 3.0: **Engineering Calculations Software**. PTC Product and Service Advantage, 2014. Download do manual em: <http://www.ptc.com/>

PUGLIA, V. B. ; L. F. F.; M. I. I. **Análise Dinâmica de uma Torre Estaiada Submetida à Tormenta EPS**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2010.

RIPPEL, L. I. **Estudo em Túnel de Vento do Arrasto Aerodinâmico sobre Torres Treliçadas de Linhas de Transmissão**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre - RS, p. 129. 2005.

ROHIT KAUL, B. E. **Dynamic Analysis Of Guyed Towers Subjected To Wind Loads Incorporating Nonlinearity Of The Guys**. Texas Tech University. Texas. 1999.

SILVA, J.G.S. da, VELLASCO, P.C.G. da S., ANDRADE, S.A.L. de, OLIVEIRA, M.I.R. de, **Structural Assessment of Current Steel Design Models for Transmission and Telecommunication Towers**, Journal of Constructional Steel Research, vol. 61, p.1108-1134, 2005.

SILVA FILHO, G., **Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento**, Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia – UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

SIMIU, E.; H., S. R. **Wind Effects on Structures**. 3rd. ed. New York / NY: [s.n.], 1996.

SHINOZUKA, M. e JAN, C. M. (1972). **Digital simulation of random process and its applications**, Journal of Sound and Vibration, Vol. 25, No. 1, pp. 111-118.

VENANZI, I.; MATERAZZI, A. L. Multi-objective Optimization of Wind-excited Structures. **Engineering Structures**, n. 29, p. 983–990, 2007.

VICENTE BERGAMINI PUGLIA, L. F. F. M. I. I. **Análise Dinâmica de uma Torre Estaiada Submetida à Tormenta EPS**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2010.

YASUI, H. et al. Study on Evaluation Time in Typhoon Simulation based on Monte Carlo Method. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, n. 90, p. 1529–1540, 2002.



## APÊNDICE A – ALGORÍTMO PARA O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO

Memória de cálculo - carregamento para o Método do vento sintético

- 1 -

12/04/2015

### 1) Dados do vento

$$v0 := 42 \quad S1 := 1 \quad S3 := 1.1$$

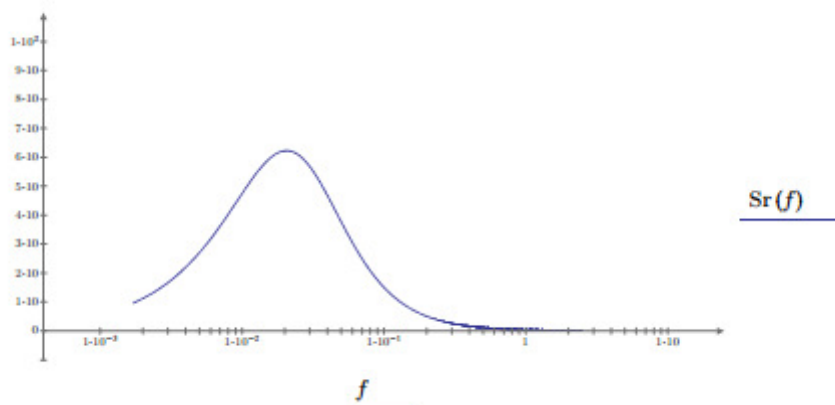
1.1) Velocidade de projeto (velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de categoria II, é obtida pelo produto)

$$u0 := 0.69 \cdot S1 \cdot S3 \cdot v0 \quad u0 = 31.878$$

### 2) Espectro da velocidade do vento

$$f := 0.0017, 0.0020 \dots 2.5$$

$$x(f) := \frac{(1200 \cdot f)}{u0} \quad Sr(f) := 4 \cdot \frac{x(f)^2}{(1 + x(f)^2)^{\frac{4}{3}}} \cdot f$$



Espectro de potência de Davenport

### 3) Dados da torre - coeficientes aerodinâmicos

$$r := 2.35 \quad \text{Frequência fundamental}$$

$$j := 1, 2 \dots 68 \quad \text{Quantidade de divisões (nós) das torres}$$

38	0.12827	23.44	2.7			
37	0.141351	23.51	2.7			
36	0.124206	22.57	2.7			
35	0.124968	22.59	2.7			
34	0.033528	21.66	3.15			
33	0.209042	21.66	3.15			

$$A_j = \begin{bmatrix} 0.068 \\ 0.164 \\ 0.139 \\ 0.14 \\ 0.147 \\ 0.113 \\ 0.123 \\ 0.058 \\ 0.108 \\ 0.128 \\ 0.174 \\ 0.202 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad z_j = \begin{bmatrix} \vdots \\ 31.88 \\ 31.88 \\ 30.95 \\ 30.95 \\ 30 \\ 30 \\ 29.1 \\ 28.45 \\ 28.37 \\ 27.82 \\ 27.64 \\ 26.94 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad Ca_j = \begin{bmatrix} 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

## 4) Decomposição das pressões flutuantes

$$k := 1, 2, \dots, 12$$

$$R := 3$$

$$f_k := \frac{r}{2^{k-R}} \quad T_k := \frac{1}{f_k} \quad fa_k := \frac{r}{2^{(k-0.5-R)}} \quad fp_k := \frac{r}{2^{(k+0.5-R)}}$$

Valores de fak e fpk



$$f\alpha_k = \begin{bmatrix} 13.294 \\ 6.647 \\ 3.323 \\ 1.662 \\ 0.831 \\ 0.415 \\ 0.208 \\ 0.104 \\ 0.052 \\ 0.026 \\ 0.013 \\ 0.006 \end{bmatrix} \quad fP_k = \begin{bmatrix} 6.647 \\ 3.323 \\ 1.662 \\ 0.831 \\ 0.415 \\ 0.208 \\ 0.104 \\ 0.052 \\ 0.026 \\ 0.013 \\ 0.006 \\ 0.003 \end{bmatrix}$$

$$C_k := \sqrt{2 \cdot \int_{fP_k}^{f\alpha_k} Sr(f) df} \quad c_k := \frac{C_k}{\sum_k C_k} \quad \sum_k C_k = 10.717$$

Valores Ck e ck

$$C_k = \begin{bmatrix} 0.334 \\ 0.421 \\ 0.531 \\ 0.669 \\ 0.841 \\ 1.055 \\ 1.306 \\ 1.539 \\ 1.579 \\ 1.256 \\ 0.773 \\ 0.413 \end{bmatrix} \quad c_k = \begin{bmatrix} 0.031 \\ 0.039 \\ 0.05 \\ 0.062 \\ 0.079 \\ 0.098 \\ 0.122 \\ 0.144 \\ 0.147 \\ 0.117 \\ 0.072 \\ 0.039 \end{bmatrix} \quad \sum_k c_k = 1$$

4.1) Angulos de fase gerados aleatoriamente de 0 a  $2\pi$ 

$$\theta_k := \text{rnd}(2 \cdot \pi)$$

$$\theta_k = \begin{bmatrix} 0.056 \\ 3.341 \\ 3.781 \\ 1.045 \\ 2.832 \\ 0.358 \\ 4.922 \\ \dots \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 5.504 \\ 6.006 \\ 3.389 \\ 2.903 \end{bmatrix}$$

## 4.2) Vinte séries de números aleatórios

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3.61	1.26	4.55	1.34	0.20	4.84	4.95	2.33	3.36	2.77	2.71	4.47	3.96	3.78
3.94	4.28	4.36	3.05	5.39	5.47	4.49	1.46	0.34	2.22	1.52	4.87	3.72	1.09
0.31	2.31	4.11	2.76	2.53	4.56	0.51	1.46	1.63	2.69	4.11	3.90	3.18	2.09

$\theta := \text{excel}_{02:013}$

 $t := 0, 0.1 \dots 600$  tempo

$$P(t, k) := \cos\left(2 \cdot \frac{\pi}{T_R \cdot 2^{k-R}} \cdot t - \theta_k\right) \quad \text{Harmônicos}$$

$$r_{X_k} := \frac{T_k}{T_R} \quad cc_k := c_k \quad cc_R := \frac{c_R}{2} \quad cc_{R-1} := c_{R-1} + \frac{c_R}{4} \quad cc_{R+1} := c_{R+1} + \frac{c_R}{4}$$

$k =$	$r_{X_k} =$	$cc_k =$	$c_k =$	$f_k =$	$T_k =$
[ 1 ]	[ 0.25 ]	[ 0.031 ]	[ 0.031 ]	[ 9.4 ]	[ 0.106 ]
[ 2 ]	[ 0.5 ]	[ 0.052 ]	[ 0.039 ]	[ 4.7 ]	[ 0.213 ]
[ 3 ]	[ 1 ]	[ 0.025 ]	[ 0.05 ]	[ 2.35 ]	[ 0.426 ]
[ 4 ]	[ 2 ]	[ 0.075 ]	[ 0.062 ]	[ 1.175 ]	[ 0.851 ]
[ 5 ]	[ 4 ]	[ 0.079 ]	[ 0.079 ]	[ 0.588 ]	[ 1.702 ]
[ 6 ]	[ 8 ]	[ 0.098 ]	[ 0.098 ]	[ 0.294 ]	[ 3.404 ]
[ 7 ]	[ 16 ]	[ 0.122 ]	[ 0.122 ]	[ 0.147 ]	[ 6.809 ]
[ 8 ]	[ 32 ]	[ 0.144 ]	[ 0.144 ]	[ 0.073 ]	[ 13.617 ]
[ 9 ]	[ 64 ]	[ 0.147 ]	[ 0.147 ]	[ 0.037 ]	[ 27.234 ]
[ 10 ]	[ 128 ]	[ 0.117 ]	[ 0.117 ]	[ 0.018 ]	[ 54.468 ]
[ 11 ]	[ 256 ]	[ 0.072 ]	[ 0.072 ]	[ 0.009 ]	[ 108.936 ]
[ 12 ]	[ 512 ]	[ 0.039 ]	[ 0.039 ]	[ 0.005 ]	[ 217.872 ]

## 1) Dados do vento

$$v0 := 42 \quad S1 := 1 \quad S3 := 1.1$$

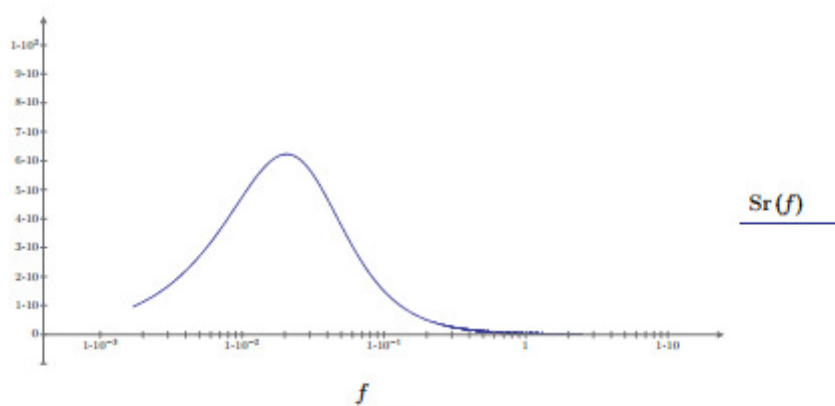
1.1) Velocidade de projeto (velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de categoria II, é obtida pelo produto)

$$u0 := 0.69 \cdot S1 \cdot S3 \cdot v0 \quad u0 = 31.878$$

## 2) Espectro da velocidade do vento

$$f := 0.0017, 0.0020 \dots 2.5$$

$$x(f) := \frac{(1200 \cdot f)}{u0} \quad Sr(f) := 4 \cdot \frac{x(f)^2}{(1 + x(f)^2)^{\frac{4}{3}}} \cdot f$$



Espectro de potência de Davenport

## 3) Dados da torre - coeficientes aerodinâmicos

$$r := 2.35 \quad \text{Frequência fundamental}$$

$$j := 1, 2 \dots 68 \quad \text{Quantidade de divisões (nós) das torres}$$

1.0000	fak	fpk	Ck	ck	rxk	cck	fk	Tk		
2.0000	13.1200	6.5600	0.3360	0.0310	0.2500	0.0310	9.2800	0.1080		
3.0000	6.5600	0.5331	0.4230	0.5331	0.5000	0.0520	4.6400	0.2160		
4.0000	3.2800	1.6400	0.5330	0.0500	1.0000	0.0250	2.3200	0.4310		
5.0000	1.6400	0.8200	0.6710	0.0630	2.0000	0.0750	1.1600	0.8620		
6.0000	0.8200	0.4100	0.8450	0.0790	4.0000	0.0790	0.5800	1.7240		

$$Pp(t, k) = P(t, k) \cdot cc_k$$

Harmônicos corrigidos conforme o espectro de vento

$$\sum_k c_k = 1$$

### 5) Correlação espacial

$$\Delta z_0_k := \frac{u_0}{7 \cdot f_k}$$

Tamanho da rajada equivalente

$$\Delta z_0_k = \begin{bmatrix} 0.484 \\ 0.969 \\ 1.938 \\ 3.876 \\ 7.751 \\ 15.503 \\ 31.006 \\ 62.012 \\ 124.024 \\ 248.048 \\ 496.095 \\ 992.191 \end{bmatrix} \quad \frac{-1}{\Delta z_0_k} = \begin{bmatrix} -2.064 \\ -1.032 \\ -0.516 \\ -0.258 \\ -0.129 \\ -0.065 \\ -0.032 \\ -0.016 \\ -0.008 \\ -0.004 \\ -0.002 \\ -0.001 \end{bmatrix} \quad \frac{1}{\Delta z_0_k} = \begin{bmatrix} 2.064 \\ 1.032 \\ 0.516 \\ 0.258 \\ 0.129 \\ 0.065 \\ 0.032 \\ 0.016 \\ 0.008 \\ 0.004 \\ 0.002 \\ 0.001 \end{bmatrix}$$

$$L_k := 2 \cdot \Delta z_0_k$$

$$z_1 = 33.94 \quad L_3 = 3.876 \quad \frac{L_3}{2} = 1.938 \quad \Delta z_3 = 1.938$$

$$Gc := z_1 - \frac{L_R}{2}$$

$$Gc = 32.002$$

$$Gc := 27$$

Adotado (posição do centro de rajada)

## 5.1) Coeficiente de redução das pressões flutuantes

$$Cr(j, k) := \begin{cases} \text{if } Gc \leq z_j \leq Gc + \Delta z_k \\ \left\| \frac{1}{\Delta z_k} \cdot (Gc - z_j) + 1 \right\| \\ \text{else if } Gc - \Delta z_k \leq z_j \leq Gc \\ \left\| \frac{-1}{\Delta z_k} \cdot (Gc - z_j) + 1 \right\| \\ \text{else} \\ 0 \end{cases}$$

## 6) Harmônicos de força nos nós da torre

categoria III, 600s:  $Vm_j := 0.5934 \cdot v_0 \cdot \left(\frac{z_j}{10}\right)^{0.185}$  Velocidade média

categoria III, 3600s:  $Vm_{3600_j} := 0.5525 \cdot v_0 \cdot \left(\frac{z_j}{10}\right)^{0.20}$  Velocidade média - verificar possibilidades de usar essa

categoria III, 3s:  $V_j := 0.94 \cdot v_0 \cdot \left(\frac{z_j}{10}\right)^{0.1}$  Velocidade de pico

$q_j := 0.613 \cdot (V_j)^2$  em  $\frac{N}{m^2}$  Pressão de pico

$qest_j := 0.613 \cdot (Vm_j)^2$   $Fest_j := Ca_j \cdot A_j \cdot qest_j$  Carregamento estático

$qf_j := q_j - qest_j$  Pressão flutuante

Memória de cálculo - carregamento para o Método do vento sintético

- 7 -

12/04/2015

Harmônicos  $k=1$  a  $m$  ( $m$  é o número de harmônicos)

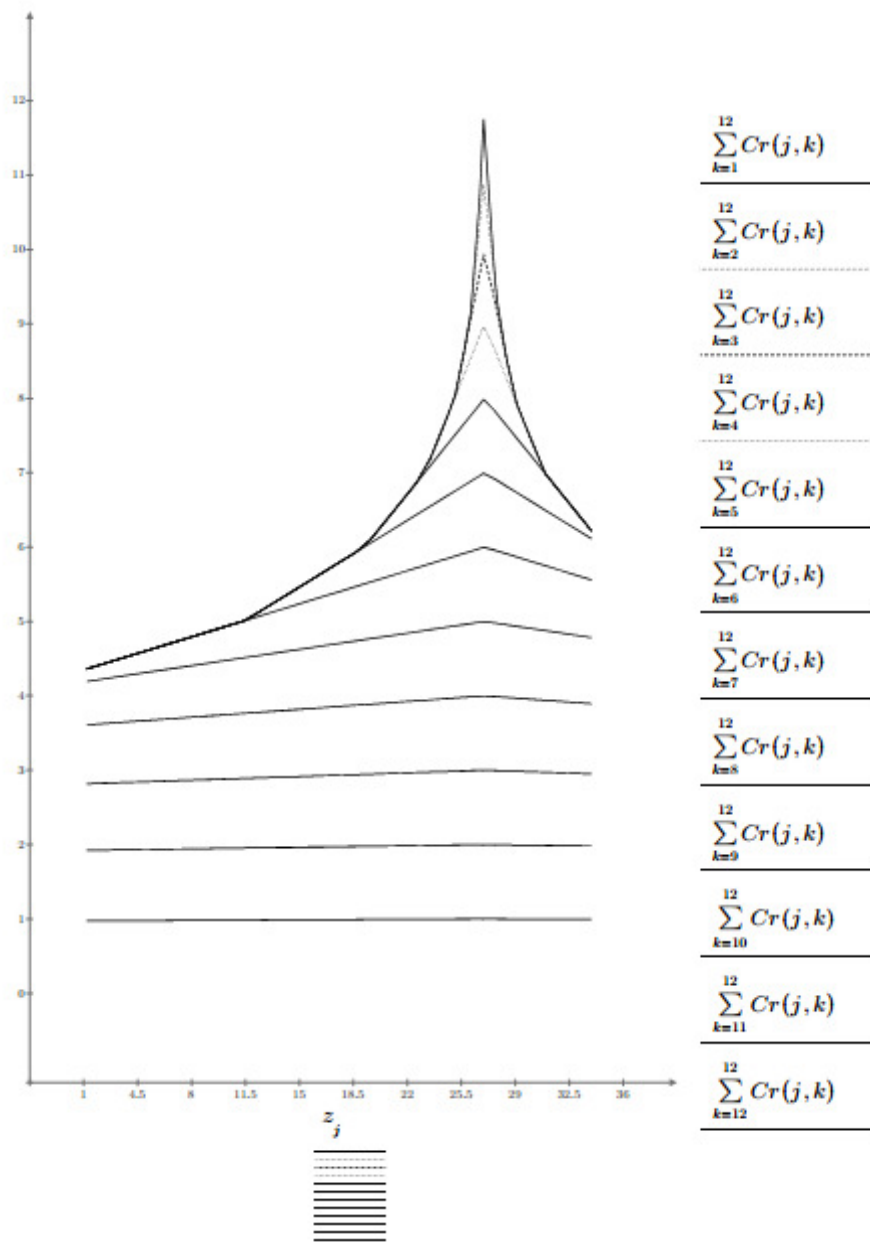
$$Q(t, j, k) := qf_j \cdot Cr(j, k) \cdot Pp(t, k)$$

$$Ff(t, j, k) := Ca_j \cdot A_j \cdot Q(t, j, k)$$

Harmônicos flutuantes

$$Pdin(t, j) := \sum_k Ff(t, j, k)$$

Série temporal dos harmônicos para cada coordenada da torre



Correlação espacial das rajadas

$$\sum_{k=12}^{12} Cr(j, k) = \begin{bmatrix} 0.993 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

7) Gravação das séries temporais para serem utilizados pelo SAP2000 - Saídas em N

$l := 1, 2, \dots, 6000$

$$\begin{array}{ll}
 P1_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 1\right) & Ftotal1 := P1 + Fest_1 \\
 P2_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 2\right) & Ftotal2 := P2 + Fest_2 \\
 P3_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 3\right) & Ftotal3 := P3 + Fest_3 \\
 P4_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 4\right) & Ftotal4 := P4 + Fest_4 \\
 P5_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 5\right) & Ftotal5 := P5 + Fest_5 \\
 P6_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 6\right) & Ftotal6 := P6 + Fest_6 \\
 P7_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 7\right) & Ftotal7 := P7 + Fest_7 \\
 P8_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 8\right) & Ftotal8 := P8 + Fest_8 \\
 P9_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 9\right) & Ftotal9 := P9 + Fest_9 \\
 P10_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 10\right) & Ftotal10 := P10 + Fest_{10} \\
 P11_l := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 11\right) & Ftotal11 := P11 + Fest_{11} \\
 \dots & \dots
 \end{array}$$



$$\begin{aligned}
 P12_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 12\right) & Ftotal12 &:= P12 + Fest_{12} \\
 P13_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 13\right) & Ftotal13 &:= P13 + Fest_{13} \\
 P14_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 14\right) & Ftotal14 &:= P14 + Fest_{14} \\
 P15_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 15\right) & Ftotal15 &:= P15 + Fest_{15} \\
 P16_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 16\right) & Ftotal16 &:= P16 + Fest_{16} \\
 P17_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 17\right) & Ftotal17 &:= P17 + Fest_{17} \\
 P18_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 18\right) & Ftotal18 &:= P18 + Fest_{18} \\
 P19_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 19\right) & Ftotal19 &:= P19 + Fest_{19} \\
 P20_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 20\right) & Ftotal20 &:= P20 + Fest_{20} \\
 P20_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 20\right) & Ftotal20 &:= P20 + Fest_{20} \\
 P21_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 21\right) & Ftotal21 &:= P21 + Fest_{21} \\
 P22_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 22\right) & Ftotal22 &:= P22 + Fest_{22} \\
 P23_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 23\right) & Ftotal23 &:= P23 + Fest_{23} \\
 P24_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 24\right) & Ftotal24 &:= P24 + Fest_{24} \\
 P25_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 25\right) & Ftotal25 &:= P25 + Fest_{25} \\
 P26_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 26\right) & Ftotal26 &:= P26 + Fest_{26} \\
 P27_t &:= Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 27\right) & Ftotal27 &:= P27 + Fest_{27}
 \end{aligned}$$

## Memória de cálculo - carregamento para o Método do vento sintético

- 11 -  
12/04/2015

$P_{28_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 28\right)$	$Ftotal28 := P28 + Fest_{28}$
$P_{29_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 29\right)$	$Ftotal29 := P29 + Fest_{29}$
$P_{30_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 30\right)$	$Ftotal30 := P30 + Fest_{30}$
$P_{31_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 31\right)$	$Ftotal31 := P31 + Fest_{31}$
$P_{32_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 32\right)$	$Ftotal32 := P32 + Fest_{32}$
$P_{33_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 33\right)$	$Ftotal33 := P33 + Fest_{33}$
$P_{34_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 34\right)$	$Ftotal34 := P34 + Fest_{34}$
$P_{35_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 35\right)$	$Ftotal35 := P35 + Fest_{35}$
$P_{36_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 36\right)$	$Ftotal36 := P36 + Fest_{36}$
$P_{37_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 37\right)$	$Ftotal37 := P37 + Fest_{37}$
$P_{38_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 38\right)$	$Ftotal38 := P38 + Fest_{38}$
$P_{39_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 39\right)$	$Ftotal39 := P39 + Fest_{39}$
$P_{39_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 39\right)$	$Ftotal39 := P39 + Fest_{39}$
$P_{40_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 40\right)$	$Ftotal40 := P40 + Fest_{40}$
$P_{41_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 41\right)$	$Ftotal41 := P41 + Fest_{41}$
$P_{42_t} := Pdin\left(\frac{(l-1)}{10}, 42\right)$	$Ftotal42 := P42 + Fest_{42}$

$$P_{43} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 43 \right) \quad F_{total43} := P_{43} + F_{est}_{43}$$

$$P_{44} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 44 \right) \quad F_{total44} := P_{44} + F_{est}_{44}$$

$$P_{45} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 45 \right) \quad F_{total45} := P_{45} + F_{est}_{45}$$

$$P_{46} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 46 \right) \quad F_{total46} := P_{46} + F_{est}_{46}$$

$$P_{47} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 47 \right) \quad F_{total47} := P_{47} + F_{est}_{47}$$

$$P_{48} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 48 \right) \quad F_{total48} := P_{48} + F_{est}_{48}$$

$$P_{49} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 49 \right) \quad F_{total49} := P_{49} + F_{est}_{49}$$

$$P_{50} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 50 \right) \quad F_{total50} := P_{50} + F_{est}_{50}$$

$$P_{51} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 51 \right) \quad F_{total51} := P_{51} + F_{est}_{51}$$

$$P_{52} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 52 \right) \quad F_{total52} := P_{52} + F_{est}_{52}$$

$$P_{53} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 53 \right) \quad F_{total53} := P_{53} + F_{est}_{53}$$

$$P_{54} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 54 \right) \quad F_{total54} := P_{54} + F_{est}_{54}$$

$$P_{55} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 55 \right) \quad F_{total55} := P_{55} + F_{est}_{55}$$

$$P_{56} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 56 \right) \quad F_{total56} := P_{56} + F_{est}_{56}$$

$$P_{57} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 57 \right) \quad F_{total57} := P_{57} + F_{est}_{57}$$

$$P_{58} := P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 58 \right) \quad F_{total58} := P_{58} + F_{est}_{58}$$

Memória de cálculo - carregamento para o Método do vento sintético

- 13 -  
12/04/2015

$$\begin{aligned}
 P_{59}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 59 \right) & F_{total59} &:= P_{59} + F_{est}_{59} \\
 P_{60}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 60 \right) & F_{total60} &:= P_{60} + F_{est}_{60} \\
 P_{61}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 61 \right) & F_{total61} &:= P_{61} + F_{est}_{61} \\
 P_{61}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 61 \right) & F_{total61} &:= P_{61} + F_{est}_{61} \\
 P_{62}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 62 \right) & F_{total62} &:= P_{62} + F_{est}_{62} \\
 P_{63}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 63 \right) & F_{total63} &:= P_{63} + F_{est}_{63} \\
 P_{64}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 64 \right) & F_{total64} &:= P_{64} + F_{est}_{64} \\
 P_{65}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 65 \right) & F_{total65} &:= P_{65} + F_{est}_{65} \\
 P_{66}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 66 \right) & F_{total66} &:= P_{66} + F_{est}_{66} \\
 P_{67}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 67 \right) & F_{total67} &:= P_{67} + F_{est}_{67} \\
 P_{68}_t &:= P_{din} \left( \frac{(l-1)}{10}, 68 \right) & F_{total68} &:= P_{68} + F_{est}_{68}
 \end{aligned}$$

PRNPRECISION:= 6      Escolha da precisão a ser alcançada

$$\begin{aligned}
 Ft1 &:= \text{WRITEPRN} ("ft1.txt", F_{total1}) & F_{est}_1 &= 101.082 \\
 Ft2 &:= \text{WRITEPRN} ("ft2.txt", F_{total2}) & F_{est}_2 &= 242.502 \\
 Ft3 &:= \text{WRITEPRN} ("ft3.txt", F_{total3}) & F_{est}_3 &= 205.77 \\
 Ft4 &:= \text{WRITEPRN} ("ft4.txt", F_{total4}) & F_{est}_4 &= 206.801 \\
 Ft5 &:= \text{WRITEPRN} ("ft5.txt", F_{total5}) & F_{est}_5 &= 217.389 \\
 Ft6 &:= \text{WRITEPRN} ("ft6.txt", F_{total6}) & F_{est}_6 &= 166.041
 \end{aligned}$$

## Memória de cálculo - carregamento para o Método do vento sintético

- 14 -  
12/04/2015

<i>Ft7</i> := WRITEPRN ("ft7.txt", <i>Ftotal7</i> )	<i>Fest</i> <sub>7</sub> = 181.309
<i>Ft8</i> := WRITEPRN ("ft8.txt", <i>Ftotal8</i> )	<i>Fest</i> <sub>8</sub> = 85.4
<i>Ft9</i> := WRITEPRN ("ft9.txt", <i>Ftotal9</i> )	<i>Fest</i> <sub>9</sub> = 157.804
<i>Ft10</i> := WRITEPRN ("ft10.txt", <i>Ftotal10</i> )	<i>Fest</i> <sub>10</sub> = 186.487
<i>Ft11</i> := WRITEPRN ("ft11.txt", <i>Ftotal11</i> )	<i>Fest</i> <sub>11</sub> = 254.9
<i>Ft12</i> := WRITEPRN ("ft12.txt", <i>Ftotal12</i> )	<i>Fest</i> <sub>12</sub> = 295.001
<i>Ft13</i> := WRITEPRN ("ft13.txt", <i>Ftotal13</i> )	<i>Fest</i> <sub>13</sub> = 146.665
<i>Ft14</i> := WRITEPRN ("ft14.txt", <i>Ftotal14</i> )	<i>Fest</i> <sub>14</sub> = 124.201
<i>Ft15</i> := WRITEPRN ("ft15.txt", <i>Ftotal15</i> )	<i>Fest</i> <sub>15</sub> = 132.03
<i>Ft16</i> := WRITEPRN ("ft16.txt", <i>Ftotal16</i> )	<i>Fest</i> <sub>16</sub> = 158.656
<i>Ft17</i> := WRITEPRN ("ft17.txt", <i>Ftotal17</i> )	<i>Fest</i> <sub>17</sub> = 72.246
<i>Ft18</i> := WRITEPRN ("ft18.txt", <i>Ftotal18</i> )	<i>Fest</i> <sub>18</sub> = 121.984
<i>Ft19</i> := WRITEPRN ("ft19.txt", <i>Ftotal19</i> )	<i>Fest</i> <sub>19</sub> = 183.574
<i>Ft20</i> := WRITEPRN ("ft20.txt", <i>Ftotal20</i> )	<i>Fest</i> <sub>20</sub> = 95.348
<i>Ft21</i> := WRITEPRN ("ft21.txt", <i>Ftotal21</i> )	<i>Fest</i> <sub>21</sub> = 94.481
<i>Ft22</i> := WRITEPRN ("ft22.txt", <i>Ftotal22</i> )	<i>Fest</i> <sub>22</sub> = 121.062
<i>Ft23</i> := WRITEPRN ("ft23.txt", <i>Ftotal23</i> )	<i>Fest</i> <sub>23</sub> = 144.355
<i>Ft24</i> := WRITEPRN ("ft24.txt", <i>Ftotal24</i> )	<i>Fest</i> <sub>24</sub> = 142.803
<i>Ft25</i> := WRITEPRN ("ft25.txt", <i>Ftotal25</i> )	<i>Fest</i> <sub>25</sub> = 171.764
<i>Ft26</i> := WRITEPRN ("ft26.txt", <i>Ftotal26</i> )	<i>Fest</i> <sub>26</sub> = 163.297
<i>Ft27</i> := WRITEPRN ("ft27.txt", <i>Ftotal27</i> )	<i>Fest</i> <sub>27</sub> = 185.562
<i>Ft28</i> := WRITEPRN ("ft28.txt", <i>Ftotal28</i> )	<i>Fest</i> <sub>28</sub> = 185.757
<i>Ft29</i> := WRITEPRN ("ft29.txt", <i>Ftotal29</i> )	<i>Fest</i> <sub>29</sub> = 204.999
<i>Ft30</i> := WRITEPRN ("ft30.txt", <i>Ftotal30</i> )	<i>Fest</i> <sub>30</sub> = 221.713

## Memória de cálculo - carregamento para o Método do vento sintético

- 15 -  
12/04/2015

$Ft_{31} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft31.txt"}, Ft_{total31})$	$Fest_{31} = 180.729$
$Ft_{32} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft32.txt"}, Ft_{total32})$	$Fest_{32} = 199.379$
$Ft_{33} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft33.txt"}, Ft_{total33})$	$Fest_{33} = 172.571$
$Ft_{34} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft34.txt"}, Ft_{total34})$	$Fest_{34} = 173.686$
$Ft_{35} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft35.txt"}, Ft_{total35})$	$Fest_{35} = 53.526$
$Ft_{36} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft36.txt"}, Ft_{total36})$	$Fest_{36} = 333.727$
$Ft_{37} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft37.txt"}, Ft_{total37})$	$Fest_{37} = 106.107$
$Ft_{38} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft38.txt"}, Ft_{total38})$	$Fest_{38} = 348.578$
$Ft_{39} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft39.txt"}, Ft_{total39})$	$Fest_{39} = 224.34$
$Ft_{40} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft40.txt"}, Ft_{total40})$	$Fest_{40} = 367.67$
$Ft_{41} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft41.txt"}, Ft_{total41})$	$Fest_{41} = 211.389$
$Ft_{42} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft42.txt"}, Ft_{total42})$	$Fest_{42} = 370.705$
$Ft_{43} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft43.txt"}, Ft_{total43})$	$Fest_{43} = 284.847$
$Ft_{44} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft44.txt"}, Ft_{total44})$	$Fest_{44} = 161.015$
$Ft_{45} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft45.txt"}, Ft_{total45})$	$Fest_{45} = 360.646$
$Ft_{46} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft46.txt"}, Ft_{total46})$	$Fest_{46} = 294.572$
$Ft_{47} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft47.txt"}, Ft_{total47})$	$Fest_{47} = 145.648$
$Ft_{48} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft48.txt"}, Ft_{total48})$	$Fest_{48} = 152.15$
$Ft_{49} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft49.txt"}, Ft_{total49})$	$Fest_{49} = 203.984$
$Ft_{50} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft50.txt"}, Ft_{total50})$	$Fest_{50} = 97.462$
$Ft_{51} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft51.txt"}, Ft_{total51})$	$Fest_{51} = 147.322$
$Ft_{52} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft52.txt"}, Ft_{total52})$	$Fest_{52} = 149.233$
$Ft_{53} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft53.txt"}, Ft_{total53})$	$Fest_{53} = 186.759$
$Ft_{54} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft54.txt"}, Ft_{total54})$	$Fest_{54} = 133.2$
$Ft_{55} := \text{WRITEPRN}(\text{"ft55.txt"}, Ft_{total55})$	$Fest_{55} = 104.133$

## Memória de cálculo - carregamento para o Método do vento sintético

- 16 -  
12/04/2015

<i>Ft56</i> := WRITEPRN ("ft56.txt", <i>Ftotal56</i> )	<i>Fest</i> <sub>56</sub> = 144.45
<i>Ft57</i> := WRITEPRN ("ft57.txt", <i>Ftotal57</i> )	<i>Fest</i> <sub>57</sub> = 97.504
<i>Ft58</i> := WRITEPRN ("ft58.txt", <i>Ftotal58</i> )	<i>Fest</i> <sub>58</sub> = 66.794
<i>Ft59</i> := WRITEPRN ("ft59.txt", <i>Ftotal59</i> )	<i>Fest</i> <sub>59</sub> = 144.8
<i>Ft60</i> := WRITEPRN ("ft60.txt", <i>Ftotal60</i> )	<i>Fest</i> <sub>60</sub> = 117.735
<i>Ft61</i> := WRITEPRN ("ft61.txt", <i>Ftotal61</i> )	<i>Fest</i> <sub>61</sub> = 77.889
<i>Ft62</i> := WRITEPRN ("ft62.txt", <i>Ftotal62</i> )	<i>Fest</i> <sub>62</sub> = 87.257
<i>Ft63</i> := WRITEPRN ("ft63.txt", <i>Ftotal63</i> )	<i>Fest</i> <sub>63</sub> = 65.55
<i>Ft64</i> := WRITEPRN ("ft64.txt", <i>Ftotal64</i> )	<i>Fest</i> <sub>64</sub> = 75.225
<i>Ft65</i> := WRITEPRN ("ft65.txt", <i>Ftotal65</i> )	<i>Fest</i> <sub>65</sub> = 52.349
<i>Ft66</i> := WRITEPRN ("ft66.txt", <i>Ftotal66</i> )	<i>Fest</i> <sub>66</sub> = 62.356
<i>Ft67</i> := WRITEPRN ("ft67.txt", <i>Ftotal67</i> )	<i>Fest</i> <sub>67</sub> = 58.176
<i>Ft68</i> := WRITEPRN ("ft68.txt", <i>Ftotal68</i> )	<i>Fest</i> <sub>68</sub> = 59.628