

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS E DESEMPENHO DE
ESTRUTURAS PARA TELECOMUNICAÇÕES VISANDO O
PROJETO DE NOVO MODELO DE TORRE
AUTOPORTANTE**

Ivan Zampiron

Porto Alegre
Setembro de 2008

IVAN ZAMPIRON

**AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS E DESEMPENHO DE
ESTRUTURAS PARA TELECOMUNICAÇÕES VISANDO O
PROJETO DE NOVO MODELO DE TORRE
AUTOPORTANTE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Orientador: Jorge Daniel Riera

Porto Alegre
Setembro de 2008

Z26a

Zampiron, Ivan

Avaliação das características e desempenho de estruturas para telecomunicações visando o projeto de novo modelo de torre autoportante / Ivan Zampiron. – 2008.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2008.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Daniel Riera

1. Vento – Estruturas. 2. Análise dinâmica. 3. Torres autoportantes. I. Riera, Jorge Daniel, orient. II. Título.

CDU-624.042.4(043)

IVAN ZAMPIRON

**AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS E DESEMPENHO DE
ESTRUTURAS PARA TELECOMUNICAÇÕES VISANDO O
PROJETO DE NOVO MODELO DE TORRE
AUTOPORTANTE**

Esta dissertação de mestrado foi considerada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 11 de setembro de 2008

Prof. Jorge Daniel Riera
Ph.D. pela Princeton University, EUA
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. techn. pela Universität Innsbruck, Áustria

Prof. Ignácio Iturrioz
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Michèle Schubert Pfeil
Dra. pela UFRJ

A todas as pessoas que abandonam o comum espírito ganancioso materialista, compartilham seu conhecimento e contribuem na ampliação do nosso campo visual além-umbigo.

Aos amigos que não puderam concluir esta longa jornada de estudos: Maria Luiza e Eduardo.

AGRADECIMENTOS

Expresso meu agradecimento ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade de realização deste trabalho, pela formação e pela sua excelência.

Agradeço ao Professor Jorge Daniel Riera pelo brilhante tema, pela orientação, incentivo e paciência.

A todos os professores do PPGEC pelo primoroso conteúdo ministrado nas disciplinas deste curso.

Aos amigos e colegas, pela partilha de problemas, de soluções, de descontentamentos, de alegrias e de tristezas.

À minha família que, mesmo distante, sempre torceu e em nenhum instante hesitou de sua confiança.

Ao CNPq e à CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO

ZAMPIRON, I. Avaliação das características e desempenho de estruturas para telecomunicações visando o projeto de novo modelo de torre autoportante. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Durante a implantação do sistema de telefonia celular no Brasil, milhares de torres foram projetadas por profissionais que utilizaram modelos inadequados para a consideração dos efeitos dinâmicos do vento. Devido a este fato, problemas estruturais têm sido freqüentes.

Este trabalho é motivado pela falta de material na literatura para auxiliar o projetista a especificar as características geométricas e mecânicas deste tipo de estrutura. São abordados todos os aspectos envolvidos no projeto de uma torre de telecomunicações: normas, características de cada tipo de torre, de aço ou de concreto, além de uma pesquisa junto a empresas fabricantes com o objetivo de levantar dados sobre o peso dos diferentes tipos de torre. Este tipo de informação é de grande valia para a avaliação da viabilidade de projetos ou para o desenvolvimento de novos tipos de estruturas.

Diante das vantagens e desvantagens das soluções existentes, este trabalho apresenta um modelo de torre que une a alta relação momento de inércia – área de seção transversal das torres em treliças ao baixo carregamento devido ao vento dos postes, para alturas de 40 m e 70 m. A viabilidade destes projetos é indicada pela comparação de seu peso com o de estruturas pesquisadas.

Após descrever natureza do vento e as formas de obter e aplicar as forças dinâmicas associadas, além da obtenção de resposta de estruturas a estas excitações, é proposto um código numérico para a realização deste tipo de análise. Neste código, o processo de integração numérica é executado tanto pelo método de Newmark, como por Diferenças Finitas. Pode ser considerada não-linearidade geométrica pelo efeito do esforço axial e da variação das coordenadas nodais sobre a matriz de rigidez.

São ainda avaliados por este algoritmo incertezas de modelo inseridas pela forma de determinação do vento turbulento e pela consideração da flexibilidade das fundações. A inclusão de amortecedores de atrito à estrutura é, da mesma forma, analisada.

Palavras-chave: torres autoportantes de telecomunicações; análise dinâmica; forças devidas ao vento; turbulência

ABSTRACT

ZAMPIRON, I. Characteristics and performance evaluation of of telecommunications structures for the project of a new model of self-supported tower. 2008. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Post-Graduation Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

During the implantation of cellular telephony in Brazil, thousands of towers were designed by professionals who used models unsuitable for the consideration of wind dynamic effects. Because of this, structural problems have been frequent.

This work is motivated by data lack in literature to help the designer to specify geometric and mechanical characteristics of this structure category. It is discussed every aspect involved in telecommunications tower design: standards, characteristics, materials and a search in the manufacturers to obtain data about weight of the different types of towers. These informations are important to evaluate the project feasibility or to develop new models of structures.

Front advantages and disadvantages of existing solutions, this work presents a tower project that adjoins the ratio moment of inertia - cross section area from truss towers and the low wind loading from the poles, to 40 and 70 m towers height . The viability of these projects is estimated by comparing its weight with data searched.

After describing nature of the wind and how to obtain and apply the dynamic forces involved, how to obtaining response of structures to these excitation, it is proposed a numerical code to carrying out this analysis. In this code, the integration process is performed by the Newmark and finite differences numerical methods. It can be considered the geometrical non-linearity considering on the stiffness matrix the axial stress effect and nodal coordinates variation.

Uncertainties inserted by turbulent wind determining and the foundations flexibility consideration are also evaluated by this algorithm. Friction dampers inclusion is, similarly, examined.

Keywords: self-supported telecommunication towers; dynamic analysis; wind forces; turbulence

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	22
2. TORRES AUTOPORTANTES PARA TELECOMUNICAÇÕES	25
2.1. TIPOS	25
2.1.1. Torre em treliça.....	26
2.1.2. Poste.....	26
2.1.3. Torre aportricada	28
2.1.4. Torre direcional.....	29
2.1.5. Torre autoportante mista	29
2.2. ANTENAS UTILIZADAS.....	29
2.2.1. Torre e poste auto-suportados pesados	30
2.2.2. Torre e poste auto-suportados leves	30
2.2.3. Torre e poste auto-suportados leves celular	30
2.2.4. Torre e poste auto-suportados leves rural	30
2.3. ALTURAS.....	30
2.4. MATERIAIS	31
2.4.1. Aço	31
2.4.2. Concreto armado.....	31
2.4.3. Madeira	32
2.4.4. Estrutura mista de aço e concreto	33
2.5. CUSTOS.....	34
2.5.1. Postes de concreto armado	34
2.5.2. Torres de aço	36
3. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO	39
3.1. NORMAS	39
3.2. ESTADOS LIMITES	40
3.2.1. ELS de deformações angulares máximas.....	40
3.3. AÇÕES	41
3.3.1. Ações permanentes.....	41
3.3.2. Ações variáveis	42
3.3.3. Ações excepcionais	42
3.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	42
3.4.1. Combinações de ações últimas	43

3.4.2.	Combinações de ações de serviço	43
3.5.	FORÇAS DEVIDAS AO VENTO.....	43
3.5.1.	Coefficientes de arrasto	43
3.5.2.	Método Discreto	47
3.5.3.	Desprendimento cadenciado de vórtices	47
3.6.	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	48
3.6.1.	Solicitações	49
3.6.2.	Verificação das barras de aço	49
3.6.3.	Verificação dos elementos mistos de aço e concreto	51
3.6.4.	Verificação dos estais	52
3.7.	UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES	52
3.7.1.	Amortecedores de vibrações por atrito	53
4.	MODELO PROPOSTO	54
4.1.	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA PROPOSTA.....	54
4.1.1.	Materiais utilizados	54
4.1.2.	Seções utilizadas	56
4.1.3.	Condições de contorno	57
4.1.4.	Geometria	57
4.2.	CRITÉRIOS DE PROJETO ADOTADOS	57
4.2.1.	Combinações últimas normais de ações	57
4.2.2.	Ação do vento	58
4.3.	OTIMIZAÇÃO DO PROJETO	59
4.3.1.	Torre de 70m	62
4.3.2.	Torre de 40m	63
5.	VERIFICAÇÃO DO PROJETO: DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA AO VENTO TURBULENTO	66
5.1.	PROPRIEDADES DO VENTO	67
5.1.1.	Processo de formação	67
5.1.2.	A engenharia do vento	70
5.1.3.	Velocidade média	70
5.1.4.	Velocidade flutuante	73
5.2.	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO VENTO TURBULENTO	81
5.2.1.	Discretização da velocidade	82
5.2.2.	Simulação de campo de velocidades espacialmente correlacionadas	84

5.2.3.	Determinação das forças devidas ao vento	84
5.3.	FORÇAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES	85
5.3.1.	Contexto histórico	86
5.3.2.	Processo da norma brasileira	87
5.4.	DETERMINAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA DA ESTRUTURA.....	95
5.4.1.	Conceitos básicos	95
5.4.2.	Método das Diferenças Finitas Centrais	98
5.4.3.	Método de Newmark.....	99
5.4.4.	Estabilidade elástica de barras retas	100
5.4.5.	Matriz de rigidez	101
5.4.6.	Matriz de massa.....	104
5.4.7.	Matriz de amortecimento	105
5.4.8.	Programa DYNAMIKOS	105
5.5.	RESULTADOS – ANÁLISE LINEAR	110
5.5.1.	Incerteza de modelo: o espectro de Harris	111
5.5.2.	Incerteza de modelo: o espectro de Kármán	113
5.5.3.	Influência da flexibilidade das fundações	116
5.5.4.	Introdução de amortecedores de atrito	120
6.	CONCLUSÃO.....	124
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIAS	126

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de: a) torre estaiada; b) torre autoportante (WIKIPEDIA, 2007b). c) torre mista (STRUCTURAE, 2008c).....	24
Figura 2 – Ligação por flanges e pelo método “ <i>Slip Joint</i> ”.....	27
Figura 3 – Exemplo de: a) torre em treliça de perfil tubular; b) poste de aço (STRUCTURAE, 2008a); c) torre aperticada, d) torre direcional (MAPPP, 2007) e e) torre autoportante mista (SOUZA, 1999).	28
Figura 4 – a) Exemplo de acidente ocorrido na região da ligação de poste de concreto (SOUZA 2005) b) alternativa de reforço de torres de concreto.	32
Figura 5 – Relação entre peso e altura de postes de concreto para diferentes velocidades de projeto (SOUZA, 2005).....	36
Figura 6 – Variação do peso de postes metálicos, torres em treliça de perfil cantoneira “L” e tubular “O” com a altura.....	37
Figura 7 – a) Visualização da estrutura proposta. b) Modelo em elementos finitos de barra. .	55
Figura 8 – Forma de consideração das forças devidas ao vento no conjunto de braços: revestimento realizado (alaranjado) e esquema adotado para a determinação do coeficiente de arrasto (verde).....	59
Figura 9 – Vista superior e vista frontal de quatro alternativas de geometria, com NCB igual a dez (relações H/L iguais a 16, 13 e 10) e com NCB igual a cinco (H/L igual a 13).	60
Figura 10 – Vista superior de três possibilidades de projeto, com seis ou com oito cabos, além de uma possibilidade com oito cabos na base e quatro cabos no topo.	61
Figura 11 – Comparação dos pesos obtidos para diferentes alternativas com o peso de uma torre em treliça de DAEMON (2007), para a torre de 70 m.....	63
Figura 12 – Comparação dos pesos obtidos para as diferentes alternativas com o peso de um poste metálico de DAEMON (2007), para a torre de 40 m.	65

Figura 13 – Visualização de Tormenta TS, por NASA (2008)	69
Figura 14 – Escala espacial da turbulência, L_{ij}	77
Figura 15 – Escala lateral e vertical da turbulência em função da altura (MIGUEL et al, 2007)	78
Figura 16 – Escala longitudinal da turbulência em função da altura.....	78
Figura 17 – Espectros de potência de Davenport, Harris e das três componentes de Kármán. 81	
Figura 18 – Amostras obtidas por simulação da componente flutuante longitudinal (v_1) da velocidade do vento utilizando os espectros de potência de Davenport e Harris e de duas componentes (v_1, v_2) do espectro de Kármán.	83
Figura 19 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). (NBR 6.123/1988)	89
Figura 20 – Representação esquemática de um sistema massa-mola-amortecedor com um grau de liberdade.	96
Figura 21 – Função de admitância dinâmica em função da razão entre as frequências de excitação e natural, para diferentes razões de amortecimento crítico.	97
Figura 22 – Variação do valor das funções de estabilidade com o esforço axial: tração à esquerda e compressão à direita.	103
Figura 23 – Sistema de coordenadas locais e numeração dos graus de liberdade do elemento de barra de pórtico espacial	103
Figura 24 – Comparação do resultado obtido pelo método de Newmark e Diferenças Finitas com o obtido pelo programa SAP2000.	108
Figura 25 – Comparação do deslocamento no topo da torre obtido nos primeiros 20s de simulação linear, em comparação à não-linear.....	109
Figura 26 – Deslocamento absoluto do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Harris, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 40m.	111

Figura 27 – Deslocamento absoluto do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Harris, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 70m.	112
Figura 28 – Resposta do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Kármán, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 40m.	114
Figura 29 – Resposta do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Kármán, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 70m.	115
Figura 30 – Variação da frequência do modo fundamental de vibração da torre de 70m, em função da flexibilidade rotacional da fundação.	117
Figura 31 – Comparação da resposta da estrutura ao vento turbulento obtida com e sem a consideração da rigidez das fundações, para a torre de 40m.	118
Figura 28 – Comparação da resposta da estrutura ao vento turbulento obtida com e sem a consideração da rigidez das fundações, para a torre de 70m.	119
Figura 29 – Localização dos amortecedores de atrito (a). Direção da força aplicada pelos amortecedores sobre os braços (alaranjado) e os cabos (vermelho), para a deformada da estrutura (b).	120
Figura 34 – Variação do amortecimento da estrutura com a variação da relação entre a força de atrito e a força de protensão dos cabos da torre de 70m.	121
Figura 35 – Variação do deslocamento do topo da torre com a inclusão de amortecedores de atrito com força igual a 4% da protensão.	122
Figura 36 – Variação do amortecimento da estrutura com a variação da relação entre a força de atrito e a força de protensão dos cabos, para a torre de 40m.	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Pesos de torres e postes de concreto.....	35
Tabela 2 – Pesos de torres e postes de aço levantados.....	38
Tabela 3 – Deflexões máximas de acordo com a utilização da torre	40
Tabela 4 – Coeficiente de arrasto para barras cilíndricas de seção circular e comprimento infinito.....	44
Tabela 5 – Valores para o fator de redução para barras de seção circular e comprimento finito.....	44
Tabela 6 – Coeficiente de arrasto para fios e cabos, para $l/D > 60$	45
Tabela 7 – Coeficiente de arrasto para prismas de seção circular ou poligonal com vento incidindo como indicado entre parênteses; em função da esbeltez.....	46
Tabela 8 – Número de Strouhal para cilindros de seção circular.....	48
Tabela 9 –Peso e frequência do modo fundamental em função da relação altura-largura (H/L), do número de conjunto de braços (NCB), do número de cabos, perfis dos braços e dos materiais utilizados, para altura de 70 m.....	62
Tabela 10 –Peso e frequência do modo fundamental em função dos parâmetros de projeto, para altura de 40 m.....	64
Tabela 11 – Parâmetros de rugosidade para diferentes categorias de terreno.....	73
Tabela 12 – Valores do Fator de Rajada para vários períodos de tempo, para a Categoria II.....	88
Tabela 13 – Matriz de rigidez de elemento finito de barra de pórtico espacial, para os seis primeiros graus de liberdade.....	104
Tabela 14 – Matriz de massa diagonal para elemento finito de barra de pórtico espacial, para os seis primeiros graus de liberdade.....	105

Tabela 15 – Comparação dos dados da simulação linear e não-linear.	109
Tabela 16 – Deslocamentos absolutos simulações utilizando o espectro de Harris (m).	113
Tabela 17 – Deslocamentos absolutos simulações utilizando o espectro de Kármán (m).	115

LISTA DE SIMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A: Área.

[C]: matriz de amortecimento.

C_a : Coeficiente de arrasto.

C_R : Coeficiente de ajuste de resistência de cordoalhas para estais.

D: Diâmetro.

E: Módulo de elasticidade.

$\hat{F}(t)$ Parcela flutuante da força estática equivalente devida ao vento.

$\{F(t)\}$: vetor coluna das forças

F_a : Força de atrito.

$F_i(t)$: Componente i da força devida ao vento no tempo t.

\bar{F}_i : Parcela média na coordenada i da força estática equivalente devida ao vento.

F_R : Fator de rajada.

G: Módulo de cisalhamento;

H: Altura.

$H(\omega)$: Fator de admitância mecânica.

I_1 : Intensidade local de turbulência.

K: Coeficiente de redução para barras de comprimento finito.

Coeficiente de flambagem por flexão.

$[K]$: matriz de rigidez.

K_x : Coeficiente de rigidez horizontal.

K_ϕ : Coeficiente de rigidez rotacional.

L : Largura.

L_{ij} : Escala espacial da turbulência.

$[M]$: matriz de massa.

M_{Rd} : Momento fletor resistente de cálculo.

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo.

N : Força normal.

NCB: Número de conjunto de braços.

$N_{c,Rd}$ Força axial de compressão resistente de cálculo.

$N_{c,Sd}$: Força axial de compressão solicitante de cálculo.

$N_{t,Rd}$ Força axial de tração resistente de cálculo.

$N_{t,Sd}$: Força axial de tração solicitante de cálculo.

P : Peso.

P_E : Carga de Euler.

Re: Número de Reynolds.

R_{at} : Razão entre a força de atrito e a força da protensão.

R_{ij} : Função de correlação cruzada

R_u : Resistência última de cordoalhas para estais.

S_1 : Fator topográfico, dado pela NBR6123/1988.

S_3 : Fator probabilístico.

$S_i(f, z)$: Espectro de potência da componente i da turbulência.

St : Número de Strouhal.

\bar{V} : Velocidade média do local.

V_0 : Velocidade básica do vento, dada pela NBR6123/1988.

\bar{V}_{cr} : Velocidade crítica do vento.

V_k : Velocidade característica do vento, dada pela NBR6123/1988.

V_{op} : Velocidade operacional dada pelo código SDT-240-410-600/1997.

V_{Sa} : Força cortante solicitante de cálculo.

V_{Rd} : Força cortante resistente de cálculo.

$\bar{V}_t(z)$: Velocidade média do vento sobre t segundos, a z metros de altura sobre o terreno.

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

c : Fator de amortecimento viscoso.

Coeficiente de indução de momento.

c_{as} : Coeficiente de arrasto superficial.

f : Frequência.

f_1 : Frequência do modo fundamental.

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto.

f_y : Tensão de escoamento.

f_u : Tensão de ruptura.

g : Fator de pico.

k : Constante de Kármán.

Rigidez da mola.

l : Comprimento.

m : Massa.

p : Expoente da Lei Potencial de velocidade média do vento.

q_i : Pressão dinâmica do vento para a direção i .

r' : Raio dos fios que formam um cabo de aço.

s : Fator de rigidez rotacional.

t : Tempo.

u_0^* : Velocidade de fricção junto à superfície.

$v_i(t, z)$: Componente i da parcela flutuante da velocidade a uma altura z no tempo t .

v_s : Velocidade de propagação de onda cisalhante.

$\{x(t)\}$: vetor coluna dos deslocamentos de cada grau de liberdade.

$\{\dot{x}(t)\}$: vetor coluna das velocidades de cada grau de liberdade.

$\{\ddot{x}(t)\}$: vetor coluna das acelerações de cada grau de liberdade.

x_i : Frequência adimensional para o espectro da componente i da turbulência.

$\{x_r\}$: modo de vibração de ordem r do sistema não amortecido.

z : Cota.

z_0 : Comprimento de rugosidade.

z_g : Altura gradiente

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δf_j : Intervalo de discretização da frequência.

Δt : Intervalo de tempo de integração.

\emptyset_R : Fator de minoração da resistência limite de cordoalhas para estais.

$[\emptyset]$: matriz modal.

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

γ : Peso específico.

γ^2 : Coeficiente de amplificação dinâmica.

γ_g : Coeficiente de ponderação de ações permanentes.

γ_q : Coeficiente de ponderação de ações variáveis.

ζ : Razão de amortecimento crítico

$\{\eta(t)\}$: vetor coluna das coordenadas normais, no instante t .

κ : Fator de flexibilidade ao corte.

μ : Coeficiente de atrito.

Parâmetro de flexo-corte.

μ_s : Coeficiente de atrito estático.

μ_k : Coeficiente de atrito cinético.

ν : Coeficiente de Poisson.

ρ : Massa específica.

σ_i : Desvio padrão da componente i da velocidade flutuante.

φ_j : Ângulo de fase.

ω : frequência natural.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, com a utilização de materiais cada vez mais resistentes, têm-se observado a construção de estruturas cada vez mais esbeltas e, conseqüentemente, mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos e não lineares dos carregamentos. Infelizmente a maioria dos cursos de engenharia civil do Brasil não acompanhou esta mudança e esta carência na formação dos engenheiros ainda é observada.

BRASIL, SILVA (2006) cita que milhares de torres autoportantes para telecomunicações foram construídas durante a implantação dos serviços de telefonia celular no Brasil, entre 1991 e 2001. Por haver poucas empresas capacitadas a realizar estes projetos, muitos profissionais migraram para essa área e adaptaram seus modelos matemáticos a estas estruturas. Porém, estes modelos levavam em conta, na determinação dos esforços provocados pelo vento, apenas efeitos estáticos. Devido a isso, problemas como deformações excessivas, deformações residuais, acidentes, além de ruídos devido a vibrações (PINHEIRO, 2004) têm sido freqüentes.

GUIMARÃES e BRITO (2000) já enfatizavam a falta de material disponível no sentido de auxiliar os projetistas a especificar as características específicas para torres de telecomunicações, assim como avaliar a influência destas características no desempenho dos sistemas de radiodifusão. Hoje, este problema se reflete na ausência de estudos que façam uma avaliação crítica das diferentes opções de projeto, entre os diferentes tipos estruturais utilizados: poste monotubular ou torre formada por treliça de perfil tubular ou de perfil cantoneira; ou materiais: aço, concreto armado ou misto tampouco existem estudos comparativos sobre pesos usuais de torres de diferentes alturas. Estes dados seriam de grande valia no projeto deste tipo de estrutura e, em especial, no desenvolvimento de novas alternativas para estas aplicações.

Antes da privatização do Sistema Telebrás, os projetos de torres para telecomunicações eram baseados em procedimentos da própria estatal, tais como SDT-240-410-600/1997 e SDT-240-400-702/1997, além de normas internacionais como a estadunidense TIA/EIA-222/1996. Hoje, cada empresa de telecomunicações desenvolveu seus próprios critérios de projeto, baseados nos primeiros, porém adaptados para as suas necessidades particulares.

Existe uma rigorosa padronização dos processos construtivos e de projeto exigido pelas empresas de telecomunicações. No entanto, entre estas empresas, ainda observa-se uma relativa diferença.

As torres utilizadas para telecomunicações podem ser divididas em estaiadas, autoportantes e mistas. As primeiras são compostas por um mastro dividido em módulos de aproximadamente 3m, geralmente formado por treliça, extremamente esbelto, contido lateralmente por estais em vários níveis. As torres autoportantes são formadas apenas por um mastro, de treliça ou tubular, que resiste a todos os carregamentos. As torres mistas são torres compostas por segmentos estaiados e segmentos autoportantes, porém, esta categoria é pouco utilizada (Figura 1).

No Capítulo 2 deste trabalho é mostrada uma ampla descrição do tipo autoportante das torres para telecomunicações. São avaliadas as diferentes formas de concepção estrutural, os diferentes materiais utilizados na sua construção, além de um estudo sobre a influência da altura da estrutura no seu custo.

No Capítulo 3 são abordados todos os critérios envolvidos no projeto deste tipo de estrutura: normas para o dimensionamento, ações e combinações, formas de carregamentos e dimensionamento.

No Capítulo 4 é proposto um modelo alternativo de torre autoportante para telecomunicações com uma grande rigidez flexional e relativamente baixos carregamentos devido ao vento. A viabilidade desta estrutura é estimada pela comparação do peso obtido no processo de dimensionamento com o peso de estruturas reais projetadas para resistir a carregamentos semelhantes.

Já no Capítulo 5, é realizada uma descrição do vento turbulento, formas de simulação das componentes de sua velocidade, e da resposta de estruturas à sua ação seja por métodos estáticos equivalentes ou dinâmicos. São investigadas incertezas de modelo inseridas pela escolha da forma de obtenção da velocidade flutuante do vento, pela consideração da flexibilidade das fundações, para o modelo de torre proposto. Finalmente é mostrada uma tentativa de redução dos deslocamentos da estrutura com a utilização de amortecedores de atrito.



Figura 1 – Exemplo de: a) torre estaiada; b) torre autoportante (WIKIPEDIA, 2007b). c) torre mista (STRUCTURAE, 2008c).

2. TORRES AUTOPORTANTES PARA TELECOMUNICAÇÕES

As torres autoportantes são formadas por uma única estrutura, usualmente modeladas como viga em balanço. São geralmente susceptíveis aos efeitos dinâmicos do vento, com comportamento altamente dependente do amortecimento.

A vantagem deste tipo de estrutura sobre as torres estaiadas é a menor necessidade de área para instalação e menores custos de manutenção devidos, por exemplo, ao retencionamento freqüente dos estais e ao alto custo despendido no caso de necessidade de reforço deste outro tipo de torre. Outra vantagem é a sua maior confiabilidade, que se reflete na menor freqüência de acidentes. No caso de torres estaiadas, muitos são os relatos de acidentes na literatura: 62 dos 76 colapsos de torres ocorridos desde 1912, citados por WIKIPÉDIA (2007c), e 139 de 140 acidentes citados por MULHERIN (1998) envolvem torres estaiadas. Outros exemplos são mostrados por BLESSMANN (1986) e OSHA (1991) *apud* ABDALLA (2002).

As torres autoportantes são usualmente utilizadas entre baixas e médias alturas, até 120m (ABDALLA, 2002). Porém, o custo de fabricação das torres autoportantes é maior. A torre autoportante com maior altura existente é a *CN Tower*, com 553m, em Toronto, Canadá, construída em 1976 em concreto, porém está prevista para 2009 a conclusão da *Guangzhou TV and Sightsseeing Tower*, em Guangzhou, China, com 609 m. (ZHU et al., 2007; WIKIPÉDIA, 2007a).

Nesta seção serão abordados temas, inerentes às torres autoportantes para telecomunicações, tais como tipos, usos, alturas, materiais e custos.

2.1. TIPOS

Muitas são as formas de conceber uma estrutura para atender a determinadas exigências. A determinação da forma ideal é uma importante etapa de um projeto e exerce decisiva influência no resultado final. A seguir são mostradas as principais formas de concepção estrutural de torres autoportantes para telecomunicações.

2.1.1. Torre em treliça

A treliça é a forma estrutural mais utilizada. Ela provê baixa resistência aerodinâmica e economia no uso de materiais. É formada por uma parte tronco-piramidal, junto ao solo, e outra parte reta, na qual são fixadas as antenas. Sua seção transversal é usualmente triangular ou quadrada. Por apresentar maior economia na execução das ligações e ser menos suscetível aos efeitos da corrosão, o perfil cantoneira é o mais utilizado, entretanto elementos formados por tubos são também empregados com frequência. As alturas usuais deste tipo de estrutura variam entre 30 e 120 m. Um exemplo de torre treliçada com perfis tubulares é mostrado na Figura 3a.

Ao contrário das torres estaiadas, que geralmente apresentam seção transversal constante, torres autoportantes em treliça usualmente apresentam seção variável ao longo da altura. Esta medida gera uma grande economia na fabricação da torre e na execução das fundações – tipicamente, uma redução de 20% na área de exposição ao vento ao longo da altura gera uma redução de 14% no momento na base da torre (HARITOS, STEVENS, 1983).

Este tipo de estrutura é mais econômico para torres altas. Não é utilizado em grande escala em meios urbanos devido a motivos estéticos – certas cidades até restringem a sua utilização.

Outra vantagem deste tipo de estrutura sobre outros tipos tais como os postes metálicos é o alto valor da componente aerodinâmica do amortecimento – devido à grande distribuição da sua massa. Esta componente geralmente é maior que a componente estrutural do amortecimento (HOLMES, 1996a).

A forma como estruturas treliçadas são modeladas também é muito variada entre os projetistas. A estrutura pode ser modelada através de elementos de treliça espacial - com a utilização de elementos fictícios com rigidez desprezível para aumentar o grau de hiperestaticidade da estrutura – ou diretamente com elementos de pórtico espacial.

2.1.2. Poste

Os postes são constituídos por um único elemento vertical que pode ser de concreto armado ou formado por tubos circulares (ou poligonais) de aço (Figura 3b). São geralmente utilizados

para alturas menores, geralmente entre 20 e 60 m. Uma grande vantagem frente às torres formadas por treliças é a agilidade de instalação. Segundo KINDLEIN (2007), enquanto uma torre demora entre uma e duas semanas para ser montada, um poste pode ser montado em menos de três dias.

Este tipo de torre é formado por segmentos de seção variável que usualmente não ultrapassam seis metros de comprimento. A forma de ligação mais comum é por flanges, no entanto existem alternativas de união tais como o método denominado “*Slip Joint*” (Figura 2). Este método é constituído por um encaixe que promove um transpasse entre os segmentos, resultando em uma estrutura com paredes duplas na região da união. Tem como vantagem, o aumento da rigidez e do amortecimento nesta região.

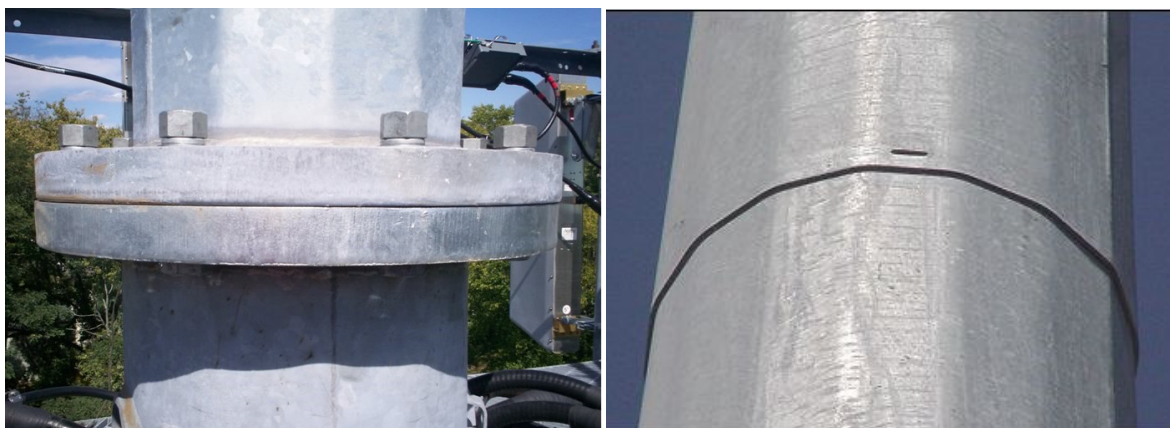


Figura 2 – Ligação por flanges e pelo método “*Slip Joint*”.

Por não se ter acesso ao interior dos tubos, esta estrutura tem maior custo de manutenção, podendo apresentar problemas de corrosão interna.

Como exigem uma menor área de implantação, este tipo de torre é amplamente utilizado em áreas urbanas. A título de exemplo, SAKIYAMA (2005) compara a área necessária para a implantação de uma torre para telecomunicações de 60 m de altura: Enquanto um poste usa uma base com dimensão de apenas 2 ou 3 m de lado, uma torre autoportante em treliça necessita de 225 m² (15 m x 15 m) e uma estaiada, 5000 m² (80 m de diâmetro).

2.1.3. Torre aporticada

Geralmente construído por elementos de concreto armado, este tipo não apresenta grande eficiência, com menor difusão que o poste. Sua seção transversal pode ser quadrada ou triangular, como mostrado na Figura 3c.



Figura 3 – Exemplo de: a) torre em treliça de perfil tubular; b) poste de aço (STRUCTURAE, 2008a); c) torre aporticada, d) torre direcional (MAPPP, 2007) e e) torre autoportante mista (SOUZA, 1999).

2.1.4. Torre direcional

Este tipo de torre, patenteado pela empresa francesa MAPPP, usa três cabos verticais para manter os suportes das antenas permanentemente horizontais, mesmo quando a torre flexiona. A vantagem deste sistema é uma redução do peso da estrutura devido à menor necessidade de rigidez da estrutura para manter as antenas direcionadas. Foi usado pela primeira vez em 2004, na Itália, com postes de suporte de radares. (MAPPP, 2007)

2.1.5. Torre autoportante mista

Como citado por SOUZA (1999), a torre mista é composta por um trecho circular cilíndrico de concreto, uniforme na base e vazado em um trecho intermediário, e por um trecho treliçado de aço (Figura 3e). Já é construída a mais de 30 anos no Brasil e apresenta custo menor de construção para alturas acima de 80m, quando comparada com outras alternativas. SOUZA (1999) cita dois exemplos onde este tipo de torre foi construído, na Bahia e no Espírito Santo, nos quais a economia média foi de 25%, comparando com estruturas metálicas, e de 23%, com estruturas de concreto. Estas torres apresentam altura de 115 e 105m.

A desvantagem deste tipo de estrutura, como indicada nesta mesma referência, está relacionada ao tempo necessário para a sua construção.

2.2. ANTENAS UTILIZADAS

A especificação SDT-240-410-600/1997 classifica as torres autoportantes e os postes, de acordo com o tipo de antenas suportadas e o tipo de sinal transmitido. A partir desta classificação são definidos alguns critérios de projeto tais como altura e as deflexões máximas que as torres podem apresentar.

2.2.1. Torre e poste auto-suportados pesados

São estruturas com grande capacidade de suporte estrutural, geralmente utilizadas para suporte de antenas na frequência SHF (*Super High Frequency*), sistema que utiliza antenas parabólicas cheias.

2.2.2. Torre e poste auto-suportados leves

São estruturas com média ou baixa capacidade de suporte estrutural, utilizadas geralmente para suporte de antenas na frequência UHF (*Ultra High Frequency*), sistema de transmissão que pode utilizar antenas helicoidais, log-periódicas, parabólicas vazadas, yagi, omnidirecionais ou setorizadas ou VHF (*Very High Frequency*), sistema de transmissão de baixa capacidade que utiliza antenas yagi ou log-periódicas.

2.2.3. Torre e poste auto-suportados leves celular

São estruturas para suporte de antenas do Sistema Móvel Celular (SMC), sistema de rádio de conexão com os aparelhos celulares. Geralmente utiliza antenas setoriais ou omnizadas.

2.2.4. Torre e poste auto-suportados leves rural

São estruturas para suporte de antenas na frequência VHF.

2.3. ALTURAS

Definida pelo projetista dos enlaces de microondas, este parâmetro deve respeitar algumas regulamentações de outros setores, por exemplo, do Comando Aéreo Regional – COMAR, que restringe a altura de construções no cone de aproximação de aeronaves a pistas de pouso. Este órgão também estabelece condições para a necessidade de sinalização noturna ou pintura. Devem também ser verificadas possíveis restrições por parte da legislação municipal.

As alturas adotadas na construção de torres para telefonia celular apresentam pequenas variações entre as empresas de telefonia. A empresa TIM Celular adota 40 m para os postes e 70 m para as torres autoportantes formadas por treliças. A empresa VIVO mantém esta mesma altura para os postes, mas permite, além dos 70 m, a possibilidade de construir torres com 100 m, para alguns tipos de usos.

2.4. MATERIAIS

A escolha do material para a construção de uma torre apresenta grande influência no seu comportamento estrutural, no seu peso, na forma de montagem e, conseqüentemente, no seu custo. Quatro alternativas são mostradas a seguir.

2.4.1. Aço

O aço é o material mais utilizado, apresentando como grande vantagem a facilidade de transporte e instalação. Porém, por ser um material com elevada resistência, sua utilização gera torres mais leves e com menor taxa de amortecimento crítico, devido a isto, vibrações fortes e freqüentes o suficiente para causar acúmulo de danos à estrutura ao longo do tempo ou a interrupção das comunicações, não são raras.

Este material apresenta maior sensibilidade aos fatores ambientais, sendo indispensável a utilização de algum tipo de tratamento superficial. A especificação da Telebrás SDT-240-410-600/1997 recomenda que todos os componentes das torres de telecomunicações devem passar por um processo de zincagem por imersão a quente. A espessura de zinco necessária depende do ambiente ao qual a torre será exposta. Valores usuais se limitam por 50 e 160 μm .

2.4.2. Concreto armado

Torres de concreto armado apresentam um maior custo de construção, mas também maior rigidez. As alturas destas torres se encontram na faixa entre 20 e 60 m e os diâmetros externos, entre 30 e 100 cm. No Brasil este tipo de torre está em desuso devido à grande

quantidade de acidentes ocorridos e por apresentarem freqüentes problemas de execução (LEHMANN, 2007). SOUZA (2005) mostra uma série de problemas apresentados por este tipo de estrutura, provocados, principalmente, por falhas de projeto e execução na região das emendas (Figura 4a). Na Figura 4b é possível observar uma alternativa usual de reforço de postes de concreto.

Uma fração considerável, 2.000 das 10.000 torres de telecomunicações instaladas no Brasil entre 1991 e 2001, é de concreto armado (BRASIL, SILVA, 2006).



Figura 4 – a) Exemplo de acidente ocorrido na região da ligação de poste de concreto (SOUZA 2005) b) alternativa de reforço de torres de concreto.

2.4.3. Madeira

Torres de telecomunicações de madeira eram usualmente construídas para transmissão de ondas médias na Alemanha pré-segunda-guerra ou na Inglaterra durante a Segunda Guerra

Mundial devido à escassez de aço na época. A maioria dessas torres já foi substituída. Uma lista de torres deste tipo construídas entre 1901 e 2002 como a Gliwice Radio Tower (Gliwice, Polônia) de 1935, com 111 m de altura, é mostrada por STRUCTURAE (2008b).

2.4.4. Estrutura mista de aço e concreto

Não se tem notícias na literatura do uso conjunto destes materiais em torres de telecomunicações. Porém, segundo GRIFFIS (1994) apud NARDIN (1999), a primeira utilização em pontes e edifícios data de 1894 e os primeiros métodos de dimensionamento foram estabelecidos ainda na década de 30. No Brasil, este material começou a ser utilizado na década de 50, mas de forma restrita devido à preferência dos construtores e projetistas por estruturas de concreto.

Este tipo de estrutura pode ser composto de elementos de aço preenchidos ou revestidos por concreto.

Para o primeiro caso, NARDIN (1999) e MARQUES e MARQUES (2000) citam como vantagens das estruturas de aço preenchidas por concreto o menor custo com materiais e mão-de-obra devido à ausência de fôrmas além da proteção do perfil à corrosão e, no caso de edifícios, maior resistência ao fogo. UY e PATIL (1996) apud NARDIN (1999) indicam uma economia de 30% na etapa construtiva em relação a pilares convencionais de aço.

Do ponto de vista estrutural o aço confina lateralmente o concreto estabelecendo-se, assim, um estado triaxial de tensões, por outro lado, o concreto minimiza a ocorrência de flambagem local do elemento metálico. Estes trabalhos – assim como FERNANDES e AGOSTINI (2000) – apontaram um significativo aumento da ductilidade do concreto devido ao confinamento do aço. Esses autores citam uma ampla lista de trabalhos experimentais e analíticos, assim como normas internacionais que contemplam este tema. Um completo levantamento do estado da arte de colunas deste tipo pode ser encontrado em SHANMUGAN e LAKSHMI (2001).

O projeto de norma NBR 8.800/2007 apresenta, em seu Anexo R, um método simplificado de projeto de pilares mistos com seções transversais formadas por elementos de aço total ou parcialmente revestidos com concreto ou elementos preenchidos por este material.

2.5. CUSTOS

No projeto de torres para telecomunicações (especialmente torres metálicas), a viabilidade econômica de um modelo de estrutura é usualmente avaliado através do seu peso. A seguir, são mostrados pesos usuais de torres de aço e postes de concreto armado, em função da altura, da velocidade básica do vento e do tipo de estrutura.

2.5.1. Postes de concreto armado

SOUZA (2005) apresenta uma extensa lista de pesos de postes de concreto armado construídos para a empresa VIVO entre 1996 e 2002, em função da altura, da velocidade de projeto, $V_0 S_1$ (onde V_0 é a velocidade básica do vento e S_1 é o fator topográfico), para terrenos com categorias de rugosidade três e quatro, fatores da norma NBR6123/1988 (Tabela 1). Entretanto, vale ressaltar que várias destas estruturas apresentaram problemas estruturais devido a um inadequado dimensionamento de suas ligações.

A representação gráfica desses dados é mostrada na Figura 5. Pode-se observar uma considerável dispersão nos dados. Esta dispersão pode se justificada pela não consideração no estudo de outros critérios de projeto, tais como a forma de consideração dos acessórios e antenas, além dos limites de deformação. Outro fator contribuinte para a dispersão é o fato de estes postes serem concebidos por diferentes projetistas, com diferentes formas de avaliar a estrutura.

Tabela 1 – Pesos de torres e postes de concreto.

TIPO	V_0S_1 (m/s)	H (m)	S_2	P (tonf)	
Poste de concreto	35	40	4	27,2	
		50	4	44,1	
		50	4	50,8	
	40	40	20	4	7,2
			30	4	10,7
			30	4	21,1
			40	4	16,9
			40	4	35,3
			15	4	6,7
	45	45	20	4	8,1
			25	4	10,9
			30	3	11,0
			30	3	11,0
			35	4	13,0
			45	4	21,3
			50	4	29,2
			60	4	61,9
	50	50	20	4	10,2
			25	3	10,6
			30	4	16,8
30			3	17,0	
35			3	20,0	
35			4	24,0	

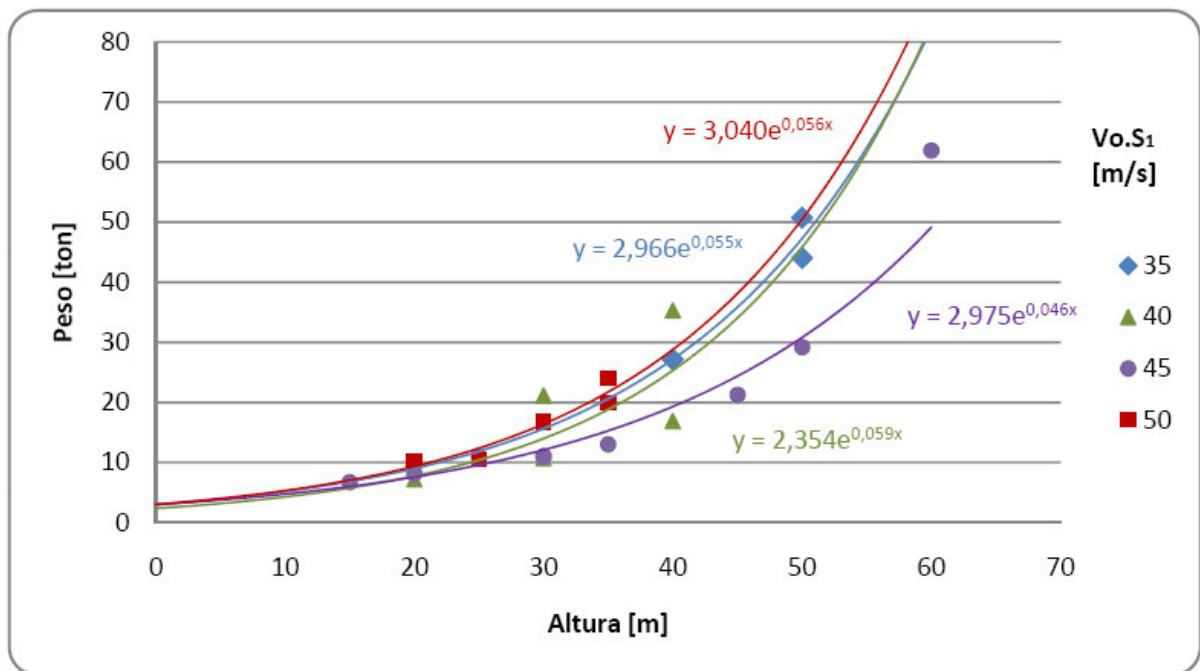


Figura 5 – Relação entre peso e altura de postes de concreto para diferentes velocidades de projeto (SOUZA, 2005).

2.5.2. Torres de aço

Foi realizada uma pesquisa junto a empresas fabricantes de torres de telecomunicações e publicações sobre o tema com o intuito de compilar um banco de dados de pesos usuais de torres de telecomunicações, em função da altura e do produto $V_0 S_1$ para postes monotubulares, torres treliçadas com perfil cantoneira (Torre “L”) e com perfil tubular (Torre “O”). Entretanto o fornecimento deste tipo de dados não é comum e na literatura, os dados encontrados são, geralmente, incompletos.

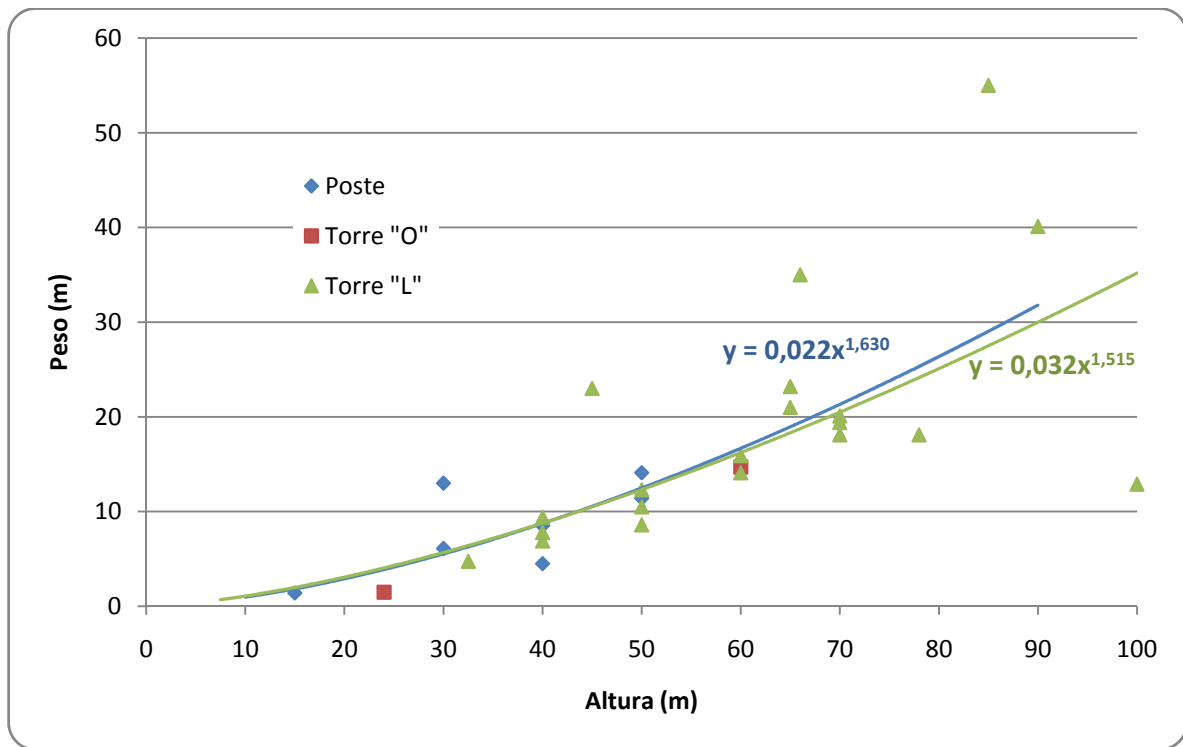


Figura 6 – Variação do peso de postes metálicos, torres em treliça de perfil cantoneira "L" e tubular "O" com a altura.

Os dados estão mostrados na Tabela 2, e a representação gráfica da variação do peso com a altura pode ser observada na Figura 6. Como os dados obtidos correspondem a torres de diferentes empresas de telecomunicações, com diferentes critérios de projeto, observa-se uma considerável dispersão nos valores apresentados.

Tabela 2 – Pesos de torres e postes de aço levantados.

TIPO	V_0S_1 (m/s)	H (m)	P (tonf)	Referência	
Poste monotubular	35	30	6,1	DAEMON (2007)	
		40	8,5		
		50	11,4		
	40	40	5,0	PINHEIRO (2004)	
		15	1,4	BERTOLINO, MARMO e RODRIGUES (2000)	
		30	13,0		
		45	50	14,1	DAEMON (2007)
	N/I	40	8,6	PRAUCHNER (2007)	
Torre perfil “L”	35	40	7,8	DAEMON (2007)	
		50	10,5		
		60	14,1		
		70	18,1	SILVA <i>et al</i> (2000)	
		40	6,9		
		50	8,6		
	40	70	19,4	GUIMARÃES (2000)	
		90	40,1		
		40	9,4		DAEMON (2007)
		50	12,3		
		60	15,9		
		45	70	20,1	CARRIL (2000)
			100	12,9	
			33	4,8	
			65	21,0	
45	23,0		ALMEIDA, C (2007)		
65	35,0				
78	18,0				
N/I	85	55,0	MENEZES (2007)		
	65	23,2	JASIN, GALEB (2002)		
Torre perfil “O”	35	24	1,5	ALMEIDA, P. (2007)	
	N/I	60	14,7	SAKIYAMA (2005)	

3. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Nesta seção serão abordados todos os critérios que devem ser observados no projeto de uma torre de telecomunicações.

3.1. NORMAS

Foram identificadas as seguintes normas específicas para o projeto de torres de telecomunicações:

- **SDT-240-410-600/1997** – Procedimentos de Projeto para Torres Metálicas Autoportantes, Estaiadas e Postes Metálicos. (Revisão de Nov/96) - Sistema de documentação Telebrás
- **SDT-240-400-702/1997** – Especificações gerais para adoção de parâmetros básicos e apresentação de memorial de cálculo para torres e postes metálicos.
- **ANSI/EIA/TIA-222-F** - Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures, 1996
- **EUROCODE 3 – Part 3.1:** Towers, masts and chimneys – Towers and masts, 2004.
- **CAN/CSA-S37-M86** – Canadian Standard Association. Antennas, towers and antenna-supporting structures
- **BS-8100** – British Standards Institution – Lattice Towers and masts, Part 1: Code of practice of loading, 1986
- **AS-3995** – Standards Australia – Design of steel lattice towers and masts. 1991
- **MIR-** Ministry of Indian Railways. Indian Railway Standard for the Design of Self supported Microwave Towers, 1985

3.2. ESTADOS LIMITES

O projeto de norma NBR 8.800/2007, utilizada no projeto de estruturas metálicas, determina que o projeto de uma estrutura deva considerar tanto os estados limites últimos (ELU), referentes à segurança da estrutura às mais desfavoráveis combinações de ações ao longo de toda a vida útil da estrutura, além dos estados limites de serviço (ELS), que são relacionados ao desempenho da estrutura submetida a condições normais de utilização.

3.2.1. ELS de deformações angulares máximas

A deformação da estrutura é de vital importância para a continuidade das transmissões das torres de telecomunicações. Um pequeno giro do ponto de instalação das antenas resulta na perda da orientação na direção da torre subsequente.

Dependem do tipo, da potência e das distâncias entre as antenas suportadas pela torre. Os valores máximos admissíveis são definidos pela empresa de telecomunicações ou por normas específicas, tais como a TIA/EIA-222/1996 e a SDT-240-410-600/1997, de acordo com o uso da torre (Tabela 3).

Tabela 3 – Deflexões máximas de acordo com a utilização da torre

USO	DEFLEXÃO MÁXIMA
Torre ou poste auto-suportado pesado	0° 30'
Torre ou poste auto-suportado leve	1° 40'
Torre ou poste auto-suportado leve celular	1° 40' ¹
Torre ou poste auto-suportado leve rural	4° 00'

(fonte: SDT-240-410-600/1997)

Para a verificação deste estado limite de serviço, a prática SDT-240-410-600/1997 recomenda a utilização de uma velocidade de vento operacional, calculada como abaixo:

¹ Adotado como 4° 00' nos critérios de projeto da empresa VIVO.

$$V_{op} = 0,55V_k \quad (1)$$

Alternativamente, SOUZA (2000) recomenda a obtenção da deformação devida ao vento operacional como sendo 30% daquela obtida com a velocidade característica V_k .

Nenhuma das referências supracitadas limita os deslocamentos horizontais que as torres podem apresentar, as limitações observadas são sempre em relação ao giro máximo que a torre pode apresentar.

Observa-se uma necessidade de avanços no estudo dos Estados Limites de Serviço para este tipo de estruturas, dada a importância destas limitações para as operadoras.

3.3. AÇÕES

O projeto NBR 8.800/2007 indica que, levando em conta tanto os estados limites últimos como de serviço, todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura em uma análise estrutural devem ser consideradas. A norma NBR 8.681/2003 classifica as ações em permanentes, variáveis e excepcionais.

3.3.1. Ações permanentes

Ações permanentes são as que, ao longo da vida útil da estrutura apresentam um valor que se mantém constante ou que tende a um valor constante. Estas ações podem, ainda, ser classificadas em diretas (se forem constituídas pelo peso próprio da estrutura ou de elementos fixos) ou indiretas (para o caso de deformações impostas ou imperfeições geométricas).

Para torres de telecomunicações, o documento SDT-240-410-600/1997 recomenda a consideração do peso próprio da estrutura, dos equipamentos e das antenas, além da pré-tensão dos estais, como ações permanentes.

3.3.2. Ações variáveis

Essa classificação incide sobre as ações que apresentam variações significativas ao longo da vida útil. São constituídas pelas cargas acidentais devidas ao uso da estrutura, pelo efeito do vento e de gradientes de temperatura ou pela possibilidade de fadiga.

Para o projeto de torres e postes autoportantes para telecomunicações, a especificação SDT-240-410-600/1997 recomenda a consideração de uma carga acidental devida ao peso dos operários da manutenção (quatro pessoas de 70 kgf) e seus equipamentos (150 kgf), além de uma variação de temperatura, uniforme ao longo da estrutura, de 15°C a 20°C, acima e abaixo da temperatura média.

3.3.3. Ações excepcionais

Estas ações apresentam duração muito curta e probabilidade muito baixa de ocorrência na vida útil da estrutura, mas podem, ser de consideração necessária no projeto. São exemplos efeitos de explosões, sismos, enchentes ou incêndios.

Estando o Brasil localizado em uma região com baixa ocorrência de sismos de intensidade significativa, ações sísmicas não são consideradas no projeto de torres autoportantes para telecomunicações na maior parte do território nacional, mas podem ser requeridas em outras regiões.

3.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A norma NBR 8.681/2003 define como carregamento um conjunto de ações que têm probabilidade não desprezível de ocorrer durante um período pré-estabelecido.

A combinação é feita determinando os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Para a verificação dos estados limites últimos e de serviço, estas combinações são divididas respectivamente em últimas e de serviço.

3.4.1. Combinações de ações últimas

De acordo com a intensidade e a duração das ações, estas combinações são classificadas em normais, especiais e de construção. Cada combinação é composta pelas ações permanentes, pela ação variável principal, com seus respectivos valores característicos de ponderação, e pelas demais ações variáveis acompanhadas por seus valores reduzidos de combinações.

3.4.2. Combinações de ações de serviço

Essas combinações são classificadas, de acordo com a permanência na estrutura, em: quase permanentes, freqüentes e raras. São compostas pelas ações permanentes além das ações variáveis que podem ser tomadas com seus valores quase permanentes, freqüentes ou característicos.

3.5. FORÇAS DEVIDAS AO VENTO

Não existem normas brasileiras específicas para projeto de torres autoportantes para telecomunicações. A norma NBR 6.123/1988 fornece meios para a determinação dos carregamentos de estruturas submetidas aos efeitos do vento, sejam eles estáticos ou dinâmicos.

A seguir serão descritos os parâmetros que precisam ser considerados para uma correta determinação destas forças.

3.5.1. Coeficientes de arrasto

Por ser proporcional ao valor das forças aplicadas, a correta determinação deste coeficiente é de grande importância para o dimensionamento de uma estrutura submetida aos efeitos do vento. Este coeficiente avalia a influência do formato do corpo e do regime do escoamento sobre estas forças. Adicionalmente, pode ser necessária a consideração dos efeitos tridimensionais do escoamento, através de um fator de redução, como mostrado a seguir.

Tubo

Segundo o item 7.3 da NBR 6.123/1988, a força de arrasto sobre uma barra prismática de seção circular é calculada a partir da determinação de dois coeficientes:

O primeiro, C_a , é o coeficiente de arrasto para barras de comprimento infinito – determinado de acordo com a Tabela 4, em função do número de Reynolds (Re). O segundo, K , é o fator de redução para barras de comprimento finito (Tabela 5), determinado em função da relação entre o comprimento (l) e o diâmetro (D).

Tabela 4 – Coeficiente de arrasto para barras cilíndricas de seção circular e comprimento infinito.

REGIME DE FLUXO	Re	C_a
Subcrítico	$Re < 4,2 \cdot 10^5$	1,2
Acima do crítico	$4,2 \cdot 10^5 \leq Re < 8,4 \cdot 10^5$	0,6
	$8,4 \cdot 10^5 \leq Re < 2,3 \cdot 10^6$	0,7
	$Re \geq 2,3 \cdot 10^6$	0,8

(fonte: NBR 6.123/1988)

Tabela 5 – Valores para o fator de redução para barras de seção circular e comprimento finito.

l / D	2	5	10	20	40	50	100	∞
Regime subcrítico	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,00
Regime acima do crítico	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,00	1,00

(fonte: NBR 6.123/1988)

O número de Reynolds (Re) é o parâmetro que estabelece uma relação entre as forças inerciais e viscosas atuantes em um escoamento. É determinado, com V_k dado em m/s e D , em m, pela equação abaixo, de acordo com a NBR 6.123/1988:

$$Re = 70000V_k D \quad (2)$$

Para o projeto de torres de telefonia celular, SOUZA (2000) recomenda a não utilização de coeficientes de arrasto menores de 0,60, para perfis circulares, 0,70, para perfis dodecagonais e 1,10, para octogonais.

Cabos

Para fios e cabos, a norma brasileira de forças devidas ao vento em edificações indica, para a determinação da força de arrasto, a utilização do valor do coeficiente dado na Tabela 6. Este coeficiente depende do número de Reynolds e pode ser utilizado para elementos com razão entre comprimento e diâmetro maior que 60. Para cabos torcidos, este valor depende também do raio de cada fio (r').

Tabela 6 – Coeficiente de arrasto para fios e cabos, para $l/D > 60$.

Re	Fio liso	Fio moderadamente liso	Cabos torcidos de fios finos $r'/D \leq 1/30$	Cabos torcidos de fios grossos $r'/D \geq 1/25$
$Re \leq 2,5 \cdot 10^4$			1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \cdot 10^4$			0,9	1,1
$Re \leq 2,5 \cdot 10^5$	1,2	1,2		
$Re \geq 4,2 \cdot 10^5$	0,5	0,7		

(fonte: NBR 6.123/1988)

Em muitos casos o escoamento em torno de um corpo pode ser influenciado pelo efeito das vizinhanças. Podem surgir modificações nos coeficientes aerodinâmicos ou na frequência de desprendimento de vórtices. Isto é comum em aplicações nas quais cabos são mantidos próximos.

Como citado por LEE, LEE e PARK (2004), o arrasto em torno de um cilindro diminui quando sua esteira experimenta uma transição de escoamento laminar para turbulento. Os primeiros estudos sobre o escoamento em torno de dois cilindros e os efeitos mútuos foram desenvolvidos por ZDRAVKOVICH (1977) que sugeriu um método de redução do arrasto em torno de um cilindro usando um obstáculo a barlavento ou a sotavento para provocar uma

modificação no escoamento. Fato que foi comprovado por muitos autores. Modificações no escoamento assim como nas forças aerodinâmicas provocadas por dois cilindros com diferentes relações entre diâmetros, a diferentes arranjos geométricos, com distintos números de Reynolds são mostradas por LESAGE e GARTSHONE (1987), BOUAK e LEMAY (1998), TSUTSUI e IGARASHI (2002), ALAM, SAKAMOTO e MORIYA (2003), LEE, LEE e PARK (2004), ZHAO et al. (2005), WANG et al. (2006), ZHANG, WANG e HUAN (2006), ZHAO et al. (2007).

Disco

Para a consideração das forças que o vento, incidindo perpendicularmente ao seu eixo, exerce sobre este tipo de estrutura, é mostrado na Tabela 7 o coeficiente de arrasto de prismas de diferentes seções e esbeltez (razão entre sua altura e seu diâmetro).

Tabela 7 – Coeficiente de arrasto para prismas de seção circular ou poligonal com vento incidindo como indicado entre parênteses; em função da esbeltez.

SEÇÃO	ESBELTEZ (H/D)						
	0,5	1	2	5	10	20	∞
Circular liso ($Re > 4,2 \times 10^5$) ^b	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
Hexagonal (aresta) ^a			1,01				1,54
Octagonal (face) ^b	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4

(Fonte: ^a PRIS (1961) *apud* BLESSMANN (1990a); ^b NBR 6.123/1988)

Antenas

As forças devidas ao vento provocadas pela presença de antenas na estrutura assim como o efeito de proteção existente tem sido alvo de muitos estudos (WHITBREAD, 1981; ESDU 81028, 1990; HOLMES, BANKS e ROBERTS, 1993; CARRIL, 2000).

Na prática, as operadoras de telefonia possuem procedimentos próprios para a determinação destes carregamentos, sejam eles devido ao peso próprio ou ao efeito do vento. Esses documentos simplesmente informam uma área de obstrução e um coeficiente de arrasto, para cada tipo de antena, que deverão ser considerado a uma determinada altura da torre, não levando em conta efeitos de proteção ou direcionais do vento.

Acessórios

As forças devidas ao vento em estruturas adicionais como escadas, plataformas, tubulações e suportes de antenas devem, também, ser consideradas. A presença de escadas fechadas acopladas à estrutura pode causar um grande aumento nos valores do coeficiente de arrasto e de sustentação, de acordo com o ângulo de incidência do vento, como mostrado por GAKSWORTHY e VICKERY, 2001 *apud* PINHEIRO, 2004. Porém, a norma brasileira NBR 6.123/1988 não especifica como estas forças devem ser determinadas quando estas estruturas estão sofrendo e causando interferência no escoamento de todo o conjunto da torre. A especificação SDT-240-400-702/1997, assim como SOUZA (2000) consideram a presença da esteira vertical de cabos através da adição de uma área de $0,3 \text{ m}^2/\text{m}$ com um coeficiente de arrasto de 1,2 ao longo da altura da torre.

3.5.2. Método Discreto

Em estruturas com período fundamental maior ou igual a 1s, a NBR 6.123/1988 recomenda a consideração dos efeitos dinâmicos da turbulência atmosférica. O Método Discreto dado por esta norma é descrito na Seção 5.3.2.

3.5.3. Desprendimento cadenciado de vórtices

Escoamento em torno de corpos rombudos, a certos números de Reynolds, desenvolvem o fenômeno de desprendimento alternado de vórtices, chamados de vórtices de Kármán. Este efeito gera forças periódicas de sustentação - na direção transversal - além de variações da força de arrasto - na direção do vento. As primeiras apresentam oscilações com frequência

igual à de desprendimento de cada par de vórtices e grandes amplitudes. Já as últimas apresentam variações com periodicidade igual à de desprendimento de cada vórtice e amplitudes menores.

Quando a frequência de variação das forças de sustentação coincidir com uma das frequências naturais da estrutura, podem ser induzidas vibrações direção transversal do vento. A norma NBR 6.123/1988 indica a possibilidade de ocorrência deste efeito quando a velocidade média do local da estrutura (\bar{V} - calculada sobre um intervalo entre 30 e 60 s) for maior ou igual a uma velocidade do vento denominada crítica, dada por:

$$\bar{V}_{cr} = \frac{f_n D}{St} \quad (3)$$

Na qual, f_n é uma das frequências naturais da estrutura, D é uma dimensão característica da estrutura em torno da qual está se verificando o efeito dos desprendimentos de vórtices (geralmente o diâmetro) e St , o número de Strouhal.

O número de Strouhal é uma forma adimensional de representar a frequência de desprendimento de vórtices. A norma NBR 6.123/1988 fornece este parâmetro, para cilindros de seção circular, em função do número de Reynolds (Tabela 8).

Tabela 8 – Número de Strouhal para cilindros de seção circular.

Re	St
$1,0 \cdot 10^3 \leq Re < 2,0 \cdot 10^5$	0,20
$Re \geq 1,0 \cdot 10^6$	0,28

(fonte: NBR 6.123/1988)

3.6. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Após a determinação dos carregamentos, inicia-se um processo iterativo de determinação das solicitações sobre cada elemento, verificação e readequação das seções adotadas.

3.6.1. Solicitações

Para a determinação da solicitação que cada carregamento estático produz sobre os elementos da estrutura, utilizou-se um programa de elementos finitos com elementos de barra tipo pórtico espacial. Este tipo de elemento possui doze graus de liberdade (seis por nó: três rotacionais e três translacionais) e permite a determinação de doze solicitações por elemento: dois esforços normais, quatro cortantes, dois momentos torçores e quatro fletores.

3.6.2. Verificação das barras de aço

Para o processo de verificação dos elementos da estrutura estudada foram verificadas as condições abaixo indicadas, de acordo com o projeto NBR 8.800/2007.

Para o dimensionamento de uma barra prismática submetida à força axial de tração, a seguinte condição deve ser atendida:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (4)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo.

$N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo, levando em conta tanto o escoamento da seção líquida quanto a ruptura da seção bruta.

A verificação de um elemento submetido a esforços axiais de compressão se dá através da seguinte fórmula:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (5)$$

Na qual:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante.

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente, considerando tanto os estados limites últimos de instabilidade por flexão, torção ou flexo-torção quanto os efeitos de instabilidade local (da mesa e da alma, para o caso de seção “I” e “H” ou da parede, para seção tubular).

No caso de barras prismáticas submetidas a momento fletor, deve ser verificada a seguinte inequação:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (6)$$

Sendo:

M_{Sd} , o momento fletor solicitante de cálculo.

M_{Rd} , o momento fletor resistente de cálculo, considerando tanto os estados limites últimos de flambagem local com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA), para seções tipo “I” e “H” quanto de flambagem local da parede do tubo (FLP), para seções tubulares.

Já para barras prismáticas submetidas a esforço cortante, a fórmula que deve ser utilizada é a seguinte:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (7)$$

Onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo.

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo.

No caso de atuação simultânea de força axial de compressão ou tração e momentos fletores, deve-se considerar, adicionalmente, uma das seguintes inequações:

$$\text{a) Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (8)$$

b) Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (9)$$

Nestas expressões,

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ são o momento fletor solicitante de cálculo na direção x e y, respectivamente.

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ são o momento fletor resistente de cálculo na direção x e y, respectivamente.

Para o dimensionamento das ligações, a prática SDT-240-410-600/1997 recomenda que todas devam ser feitas com parafusos de diâmetro maior que 12,7mm. Uniões soldadas só podem ser utilizadas na composição dos módulos (com comprimento máximo de 6m) de torres estaiadas e postes metálicos.

3.6.3. Verificação dos elementos mistos de aço e concreto

O dimensionamento de pilares mistos é abordado de diferentes formas pelas diferentes normas internacionais. Como descrito por NARDIN (1999), algumas normas consideram estes pilares como elementos de aço com capacidade estrutural maximizada pela presença do concreto (norma estadunidense AISC-LRFD, 1994; canadense CAN/CSA-S16.1, 1989; e a norma britânica BS5400-part 5, 1979). Alternativamente, alguns documentos normativos consideram os elementos mistos como pilares de concreto armado cuja armadura é composta pelo perfil metálico (ACI 318R-92, 1992). Uma terceira forma de abordar este problema é o adotado pela norma EUROCODE 4 (1994), que combina os dois raciocínios supracitados.

A forma de verificação de pilares mistos, do Modelo de cálculo II do Anexo R da NBR 8.800/2007 se dá através das seguintes equações:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (10)$$

$$\frac{M_{Sd} + \mu_x M_{d,x}}{M_{d,x}} + \frac{M_{Sd} + \mu_y M_{d,y}}{M_{d,y}} \leq 1,0 \quad (11)$$

3.6.4. Verificação dos estais

O dimensionamento de estais para torres de transmissão de energia é tratado pela norma NBR8850/2007, através das seguintes equações:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (12)$$

com

$$N_{t,Rd} = \phi_R C_R R_u \quad (13)$$

onde

ϕ_R é o fator de minoração da resistência limite (igual a 0,85);

C_R é o coeficiente de ajuste de resistência de cordoalhas (igual a 0,75);

R_u é a resistência última da cordoalha.

3.7. UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES

O desenvolvimento de materiais cada vez mais resistentes permitiu a construção de estruturas mais esbeltas e mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos dos carregamentos. Este fato motivou um avanço no estudo deste fenômeno, desde uma melhor representação dos carregamentos, formas de determinar a resposta das estruturas, até meios de controlar os efeitos destas cargas.

Uma maneira muito comum de controlar ou remediar problema de vibrações, principalmente em edifícios altos, pontes, estádios e torres de transmissão e de telecomunicações, é a utilização de amortecedores.

A utilização de amortecedores traz como grande vantagem o fato de absorver parte da energia mecânica da estrutura e a converter em calor, diminuindo, assim, os deslocamentos máximos da estrutura. Podem ser divididos em amortecedores ativos – os que necessitam de informações sobre o comportamento da estrutura e de energia externa, como o Amortecedor de Massa Ativo (AMD) –; amortecedores semiativos – os que precisam somente de informações sobre o comportamento da estrutura – além dos amortecedores passivos, tais como os Amortecedores Viscosos, de Massas Sintonizadas e de Atrito. A aplicação deste conceito no controle de vibrações e fadiga de torres para telecomunicações é mostrado por BATISTA et al (2006) e BATISTA et al (2007).

3.7.1. Amortecedores de vibrações por atrito

Uma completa descrição física o fenômeno do atrito, assim como desenvolvimento e aplicações de amortecedores de atrito são apresentados por MIGUEL (2002), como será parcialmente mostrado a seguir.

A maioria dos trabalhos publicados sobre amortecedores de atrito são baseados no conceito de Atrito de Coulomb, a partir das seguintes hipóteses:

- A força total de atrito (F_a) que pode ser desenvolvida é proporcional à força normal total na interface (N), independe da área de contato e age com sentido contrário ao movimento (Equação 14) $F_a = \mu N \text{sign}(\dot{x})$ (14);
- Para o caso de deslizamento com baixa velocidade relativa, a força total de atrito é independente desta velocidade.

$$F_a = \mu N \text{sign}(\dot{x}) \quad (14)$$

Na qual μ é o denominado coeficiente de atrito. Fator que depende, além dos materiais em deslizamento, mas também das condições presentes na interface;

$\text{sign}(\dot{x})$ é uma função que representa o sinal do valor de \dot{x} : é igual a -1, para $\dot{x} < 0$; igual a 0, para $\dot{x} = 0$ e a 1, para $\dot{x} > 0$.

A partir de experimentos físicos, observa-se que este coeficiente apresenta valores diferentes antes e depois do início do deslizamento, podendo ser separado em coeficiente de atrito estático (μ_s) e cinético (μ_k)

Como citado por MIGUEL (2002), uma solução para vibrações de um sistema massa-mola com amortecimento de Coulomb foi dada por LORENTZ (1924), que mostrou que as amplitudes decaem de forma linear, ao contrário de sistemas com amortecedor viscoso.

Análises utilizando amortecimento por atrito costumam ser representadas adicionando a Equação 14 à equação diferencial do sistema massa-mola-amortecedor. Alternativamente, MOSTAGHEL e DAVIS (1997) sugeriram a substituição desta equação por funções contínuas, eliminando, assim, a descontinuidade junto à velocidade nula. MIGUEL (2002) comprovou a aplicabilidade dessa medida sem perda considerável de precisão.

4. MODELO PROPOSTO

Diante das vantagens e desvantagens das soluções existentes no projeto de torres de telecomunicações, será apresentado, neste capítulo, um modelo de torre que une a alta relação momento de inércia – área de seção transversal das torres em treliças ao baixo carregamento devido ao vento dos postes. Serão mostrados todos os critérios de projeto utilizados e todas as etapas de otimização da estrutura.

4.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA PROPOSTA

A estrutura proposta é mostrada na Figura 7a e o modelo em elementos finitos adotado, na Figura 7b. Esta estrutura é composta por um mastro de seção tubular circular de seção variável ao longo da altura (elementos em azul na Figura 7b) circunscrito por uma série de cabos a ele paralelos (em preto). A ligação entre o mastro e os cabos é efetuada por braços horizontais (em vermelho) em número igual ao número de cabos. Estes braços são reunidos em grupos igualmente espaçados ao longo do mastro.

Este esquema provê uma alta rigidez à flexão, devido ao grande afastamento entre os cabos e o mastro, com um pequeno carregamento devido ao vento.

Na análise da estrutura, as forças laterais devidas ao vento provocam compressão em alguns cabos. Este problema é solucionado através de sua pré-tensão de tal forma que todos elementos permaneçam sob tração. Esta pré-tensão é variável em cada trecho compreendido entre os conjuntos de braços, ao longo da altura da torre.

Com o intuito de aumentar a estabilidade dos braços, suas extremidades foram ligadas por uma barra de estabilização (elementos em verde na Figura 7b).

4.1.1. Materiais utilizados

Para as barras, foi utilizado, de acordo com a NBR 8.800/2007, o aço MR250, com tensão de escoamento $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$ e tensão de ruptura $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$. O módulo de elasticidade

indicado por esta mesma norma é $E = 20.500 \text{ kN/cm}^2$, o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$ e o peso específico, $\gamma = 77 \text{ kN/m}^3$.

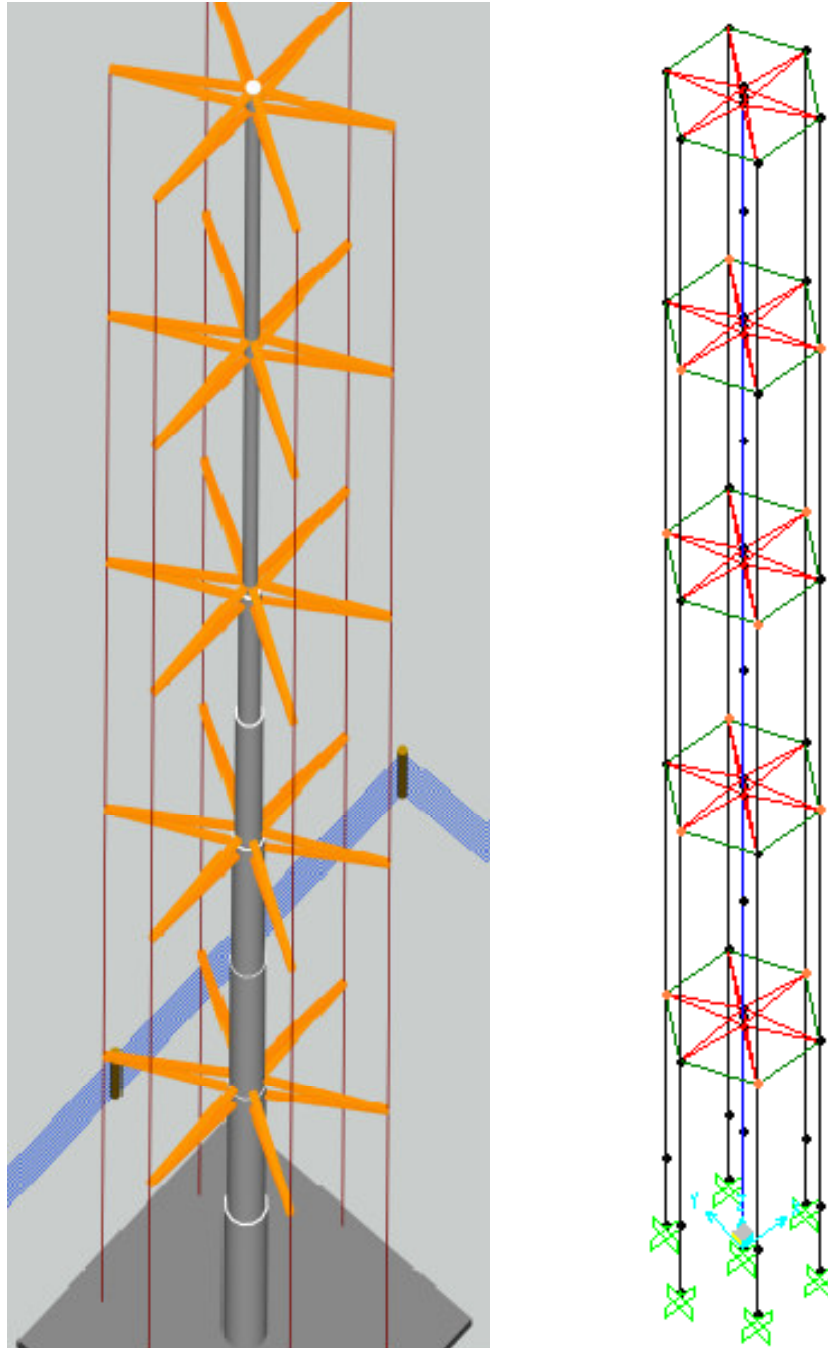


Figura 7 – a) Visualização da estrutura proposta. b) Modelo em elementos finitos de barra.

Foi previsto, também, a utilização, no mastro, de um elemento misto de aço e concreto, este com resistência característica à compressão $f_{ck} = 5 \text{ kN/cm}^2$.

Já para os cabos, foram utilizadas cordoalhas para pontes estaiadas, com aço de baixa relaxação de $f_y = 176 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 190 \text{ kN/cm}^2$ e módulo de elasticidade $E = 19.500 \text{ kN/cm}^2$.

4.1.2. Seções utilizadas

Para o projeto do mastro utilizou-se, previamente, uma seção tubular de aço, com costura. O mastro é composto por módulos compreendidos entre cada conjunto de braços com dimensões (diâmetro externo e espessura) variáveis ao longo da altura. Além disso, utilizou-se um elemento misto formado por um perfil tubular circular de aço preenchido com concreto.

Nas etapas do dimensionamento deste mastro, preferiu-se, como forma de otimização da estrutura, utilizar tubos com maiores diâmetros e menores espessuras de parede (estruturalmente mais eficazes) próximo à base da torre e perfis com menores diâmetros e maiores espessuras (com menores forças devidas ao vento) próximo ao topo.

Para os braços, foi estudada a utilização de perfis laminados “I” ou “H” ou perfil tubular. Cada conjunto de braços prevê a utilização de somente dois tipos de perfis, em cada conjunto de braços: um para o elemento superior que compõe cada braço (constantemente tracionado) e outro para o elemento inferior (constantemente comprimido). Entretanto, apresentando variação entre cada conjunto ao longo da torre.

No dimensionamento dos elementos comprimidos dos braços, foi adotado coeficiente de flambagem por flexão (K), da NBR 8.800/2007, igual a um, para flambagem em torno dos dois eixos principais. Considerou-se que a extremidade do elemento comprimido de cada braço está contida lateralmente nas duas direções.

Os cabos foram projetados como um grupo de cordoalhas. Cada cordoalha possui um diâmetro nominal de 1,57 cm e área mínima de 1,47 cm² e o número de cordoalhas de cada cabo varia ao longo de cada trecho entre conjuntos de braços.

4.1.3. Condições de contorno

As condições aplicadas no modelo de elementos finitos se deram através do engaste da base do mastro e dos cabos à fundação.

4.1.4. Geometria

Neste trabalho, foram adotadas duas alternativas de alturas: 40 m, para fazer frente aos postes e 70 m, às torres.

O comprimento dos braços adotados deste trabalho foram tais que a relação entre a altura e a largura da torre se mantivesse entre 10 e 16. Sendo assim, o comprimento dos braços da torre de 40 m, está compreendido entre 1,25 e 2 m e, para o caso da torre de 70 m, entre 2,2 e 3,5 m.

Com o intuito de aumentar a simetria axial da torre sem comprometer a sua competitividade, foi adotado, um número de seis cabos ao longo de toda a altura da estrutura e, alternativamente, um modelo com oito e outro com oito na metade inferior da torre e quatro cabos na metade superior.

4.2. CRITÉRIOS DE PROJETO ADOTADOS

As decisões tomadas na definição das ações de projeto assim como suas combinações serão, nesta seção, abordadas.

4.2.1. Combinações últimas normais de ações

Para a estrutura em estudo, existe somente uma ação permanente direta (peso próprio da estrutura que, quando não a favor da segurança, é ponderado pelo coeficiente $\gamma_g = 1,25$, para as estruturas de aço e $\gamma_g = 1,40$ para as mistas) e uma ação variável (ação do vento, multiplicando o coeficiente de ponderação de ações $\gamma_q = 1,40$). A estas ações é, ainda, adicionado o termo referente à protensão dos cabos.

Observou-se, no projeto das torres que serviram de comparação neste trabalho, uma grande dispersão na forma de consideração das cargas devido ao peso próprio das antenas e cargas acidentais devidas à manutenção da estrutura

Neste estudo não foram considerados os efeitos do peso próprio das antenas e das cargas acidentais devidas à manutenção da estrutura. As justificativas são a pequena influência deste parâmetro no peso total da estrutura e o fato de esta consideração ter sido feita de diferentes formas nas torres que serviram de comparação ao modelo proposto.

4.2.2. Ação do vento

Para a determinação da pressão dinâmica do vento, foi utilizado o Método Discreto da norma NBR 6.123/1988. Para o emprego deste método foram considerados os mesmos parâmetros das torres que serviram de comparação à torre projetada. A razão de amortecimento crítico ζ adotada foi 0,8%, de acordo com a Tabela 19 da mesma norma.

Foi considerado apenas o primeiro modo de vibração, mas foi incluído o efeito que as flutuações da velocidade provocam na direção transversal ao vento.

As modificações do escoamento em torno do mastro provocadas pela presença dos cabos não foram consideradas por este apresentar escoamento em regime crítico ou supercrítico. Para esta mesma configuração geométrica, TSUTSUI e IGARASHI (2002) e ZHANG, WANG e HUAN (2006) comprovaram uma redução no coeficiente de arrasto, para regime subcrítico.

Já para a geometria do conjunto de braços, não foram encontrados na literatura valores do coeficiente de arrasto. A solução adotada foi revestir este conjunto de tal forma a transformá-lo em um disco com altura variável ao longo do raio (Figura 8, em alaranjado). A favor da segurança, utilizou-se o coeficiente de arrasto dado pela NBR 6.123/1988 para um prisma de seção circular (parcialmente mostrado em verde na Figura 8) com altura tal que a área de sombra fosse a mesma do disco original (parcialmente mostrado em alaranjado, na mesma figura).

A presença dos acessórios na estrutura foi levada em conta através da adição de uma área de obstrução no cálculo dos esforços devidos ao vento. Para as antenas, foi adicionada 12m² no

topo da estrutura, medida adotada no projeto da maioria das torres cujos dados servem de comparação para este estudo. Para os demais acessórios, tais como esteiras verticais e escadas, foi acrescida uma área de $0,36 \text{ m}^2/\text{m}$ ao longo da altura, como indicado na especificação SDT-240-400-702/1997 e SOUZA (2000). Vale salientar que estas áreas já contemplam os respectivos coeficientes de arrasto.

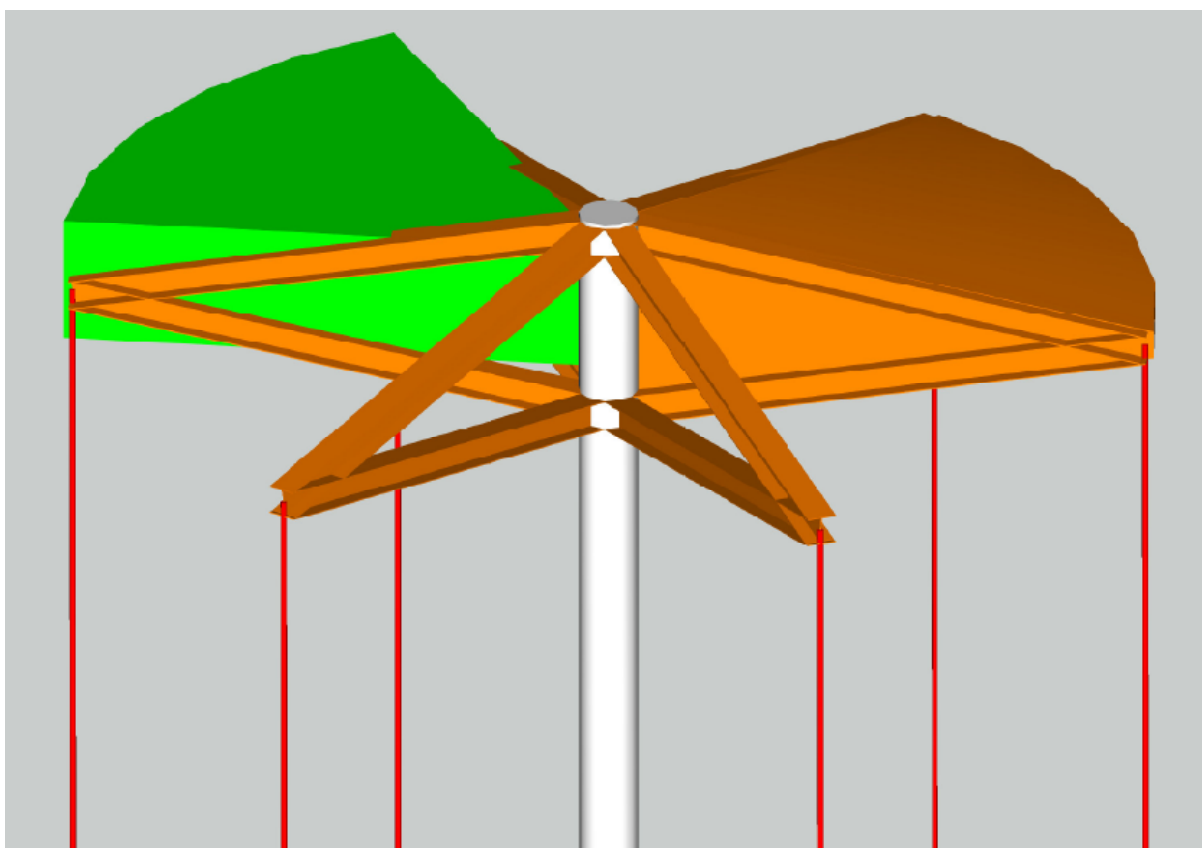


Figura 8 – Forma de consideração das forças devidas ao vento no conjunto de braços: revestimento realizado (alaranjado) e esquema adotado para a determinação do coeficiente de arrasto (verde).

4.3. OTIMIZAÇÃO DO PROJETO

Como processo de otimização, uma série de modificações na geometria e nos materiais utilizados no projeto das torres foram avaliadas de acordo com sua influência sobre o peso. A

viabilidade das torres foi estimada pela comparação do seu peso com dados de torres e postes projetados, sob mesmas condições, pelas empresas consultadas.

O primeiro parâmetro modificado foi o número de conjuntos de braços (NCB). Foram previstas uma geometria com dez conjuntos de braços ao longo da altura e uma segunda alternativa com somente cinco conjuntos. Parte do corte longitudinal de torres com estas duas alternativas pode ser observada na Figura 9.

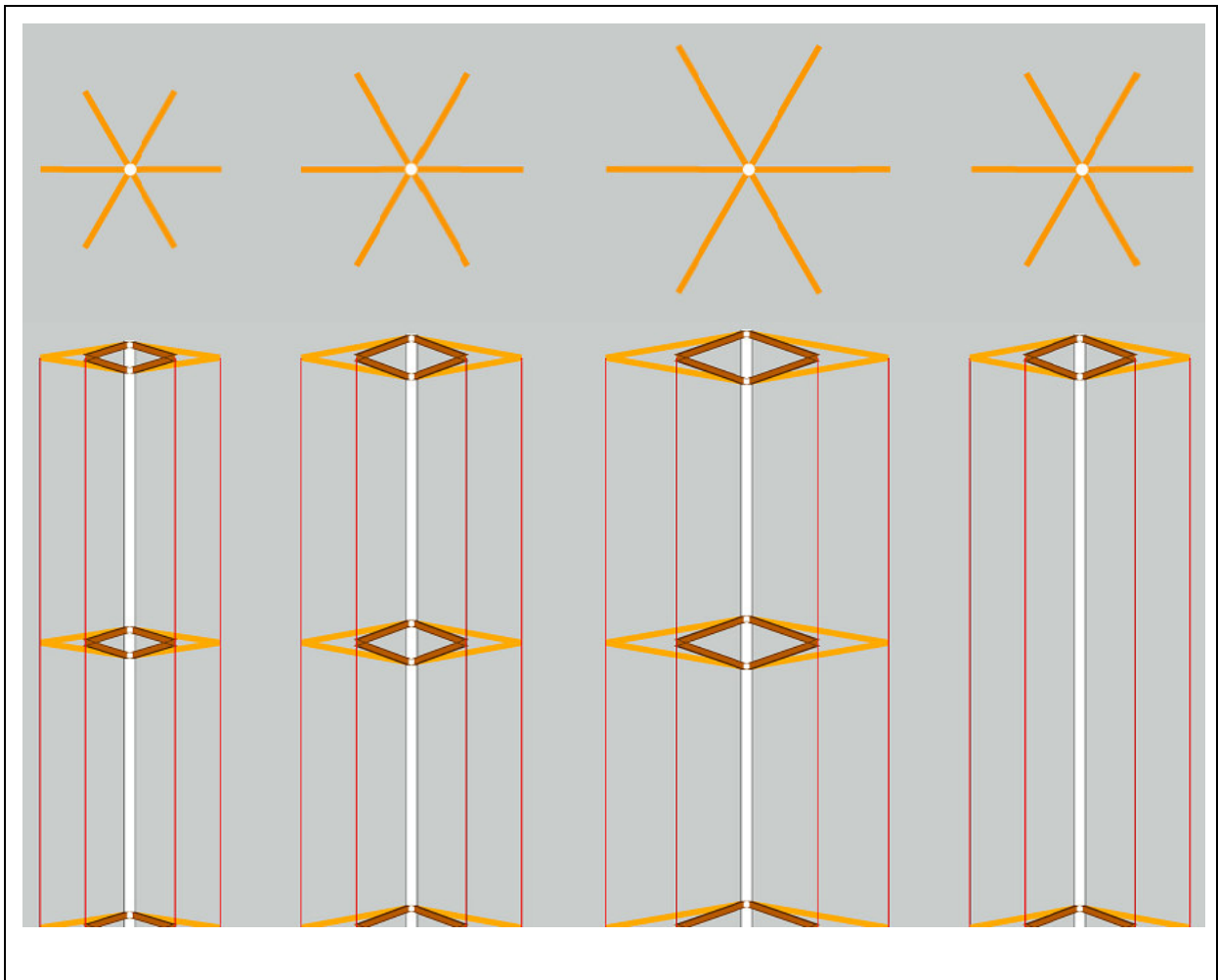


Figura 9 – Vista superior e vista frontal de quatro alternativas de geometria, com NCB igual a dez (relações H/L iguais a 16, 13 e 10) e com NCB igual a cinco (H/L igual a 13).

A segunda modificação estudada foi a variação da quantidade de cabos paralelos ao mastro. As alternativas estudadas prevêem a utilização de seis ou oito cabos, além de uma forma

alternativa com oito cabos na metade inferior da torre e somente quatro na metade superior. As seções transversais das torres com estas três opções podem ser observadas na Figura 10.

A próxima alteração analisada foi a modificação dos perfis utilizados no projeto dos braços da torre. Adicionalmente aos perfis “T” e “H”, primeiramente concebidos, foi previsto a utilização de perfis tubulares.

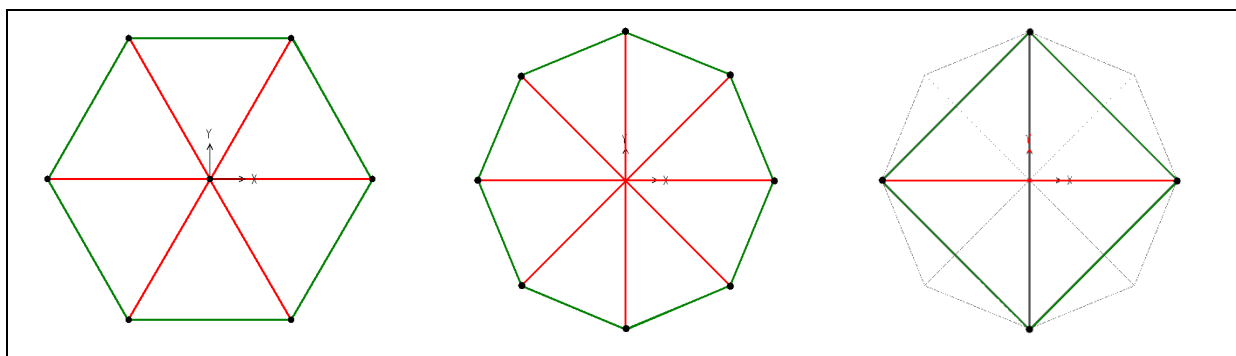


Figura 10 – Vista superior de três possibilidades de projeto, com seis ou com oito cabos, além de uma possibilidade com oito cabos na base e quatro cabos no topo.

No dimensionamento do mastro foi previsto, também, a utilização de um elemento misto composto por um tubo de aço preenchido por concreto. Para a comparação do peso desta estrutura mista com uma estrutura composta unicamente por perfis de aço, foi utilizada uma relação entre o custo do concreto e o custo do aço igual a 1/66, valor estimado a partir de fabricantes. Isto é: a quantidade de concreto utilizado em cada torre foi multiplicada por esta razão para resultar em uma quantidade de aço equivalente, com o mesmo custo de utilização.

A última variável estudada foi a relação entre a altura e a largura (H/L), através da variação o comprimento dos braços. Para cada uma das diferentes alternativas propostas, foram concebidas estruturas com o valor desta relação compreendido entre 10 e 16. As modificações na geometria das torres desencadeadas por essas alterações podem ser observadas na Figura 9.

A seguir são mostradas as modificações sobre os pesos e as frequências do modo fundamental observadas no processo de otimização.

4.3.1. Torre de 70m

A variação do peso da estrutura, assim como o valor da frequência do modo fundamental, para diferentes configurações da geometria, para a torre de 70 m, é mostrada na Tabela 9.

Tabela 9 –Peso e frequência do modo fundamental em função da relação altura-largura (H/L), do número de conjunto de braços (NCB), do número de cabos, perfis dos braços e dos materiais utilizados, para altura de 70 m.

PROJETO	MATERIAL	NCB	CABOS	BRAÇOS	H/L	f ₁ (Hz)	PESO (tonf)
A-5-6-I	AÇO	5	6	“T”	13	0,38	21,1
	AÇO	10	6	“T”	10	0,51	20,7
A-10-6-I	AÇO	10	6	“T”	13	0,48	19,2
	AÇO	10	6	“T”	16	0,44	18,8
	AÇO	10	6	“O”	10	0,62	18,1
A-10-6-O	AÇO	10	6	“O”	13	0,58	19,1
	AÇO	10	6	“O”	16	0,50	18,5
	AÇO	10	8	“O”	10	0,63	18,9
A-10-8-O	AÇO	10	8	“O”	16	0,50	18,3
A-10-4/8-O	AÇO	10	4 - 8	“O”	10	0,64	16,2
A/C-10-6-O	AÇO- CONCRETO	10	6	“O”	10	0,56	13,8

Uma comparação entre o peso desta estrutura e o peso de uma torre em treliça formada por perfis cantoneiras, obtida a partir de DAEMON (2007), é mostrada na Figura 11. Em algumas soluções estudadas, para esta altura de torre, os pesos determinados se mostraram maiores que os da referência. Esta é uma característica compartilhada por postes metálicos, cuja aplicação usualmente resulta economicamente viável apenas para alturas menores de 60 m.

Já o projeto A-10-4/8-O: torre de aço, com dez conjuntos de braços de perfil tubular, ligados a 8 cabos na base e 4 cabos no topo; assim como o projeto A/C-10-6-O: torre formada por

mastro misto de aço e concreto, também com dez conjuntos de seis braços apresentaram pesos menores que os indicados pela referência, sendo o segundo com uma redução de 34% do peso.

Apesar de dependerem da representatividade dos dados que servem como comparação, os resultados apresentados são indicativos da viabilidade da estrutura proposta para esta altura.

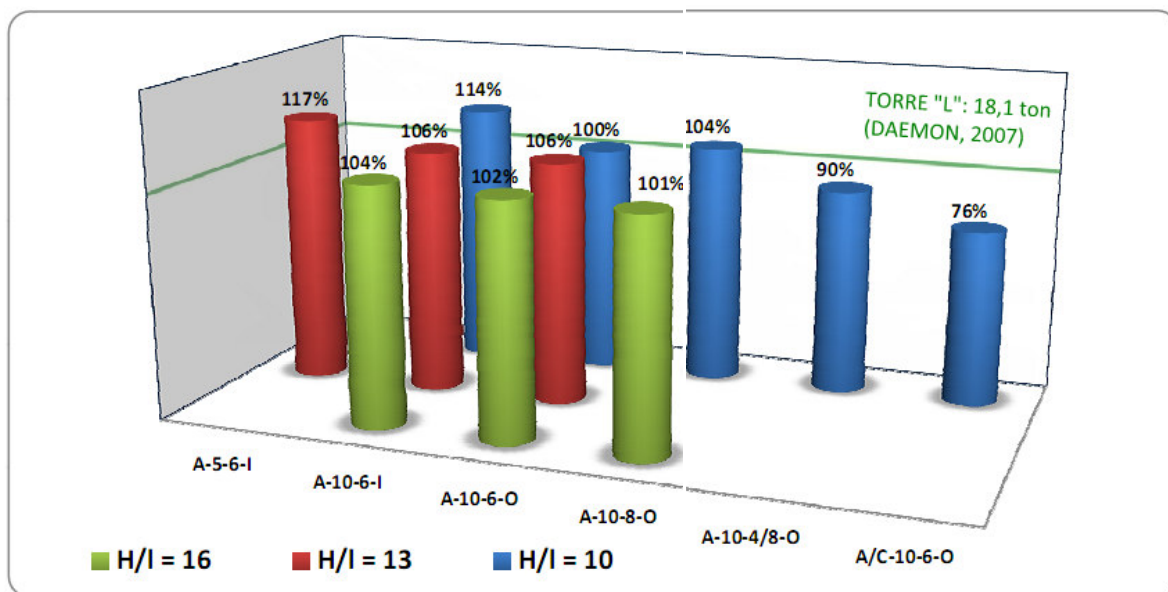


Figura 11 – Comparação dos pesos obtidos para diferentes alternativas com o peso de uma torre em treliça de DAEMON (2007), para a torre de 70 m.

4.3.2. Torre de 40m

Para a torre de 40m, o efeito sobre o peso e a frequência do primeiro modo de vibração que as variações da geometria provocaram é mostrado na Tabela 10. O peso obtido foi comparado com dados de postes metálicos obtidos a partir de DAEMON (2007), como mostrado na Figura 12.

Para torres de alturas menores, observou-se uma redução de peso em todas as etapas do processo de otimização e, no caso da torre com mastro misto de concreto e aço, chegou à ordem de 44%. Este resultado é um forte indicativo da viabilidade deste tipo de estrutura.

Tabela 10 –Peso e frequência do modo fundamental em função dos parâmetros de projeto, para altura de 40 m.

PROJETO	MATERIAL	NCB	CABOS	BRAÇOS	H/l	f ₁ (Hz)	PESO (ton)
A-5-6-I	AÇO	5	6	“I”	10	0,79	7,3
	AÇO	5	6	“I”	13	0,75	6,9
	AÇO	5	6	“I”	16	0,67	7,0
A-10-6-I	AÇO	10	6	“I”	10	0,86	7,0
	AÇO	10	6	“I”	13	0,75	6,9
	AÇO	10	6	“I”	16	0,73	6,9
A-10-6-O	AÇO	10	6	“O”	10	1,12	6,0
	AÇO	10	6	“O”	13	1,00	6,2
	AÇO	10	6	“O”	16	0,87	6,4
A-10-8-O	AÇO	10	8	“O”	10	1,12	6,4
	AÇO	10	8	“O”	16	0,89	6,6
A-10-4/8-O	AÇO	10	4 - 8	“O”	10	1,20	5,9
A/C-10-6-O	AÇO- CONCRETO	10	6	“O”	10	1,05	4,8

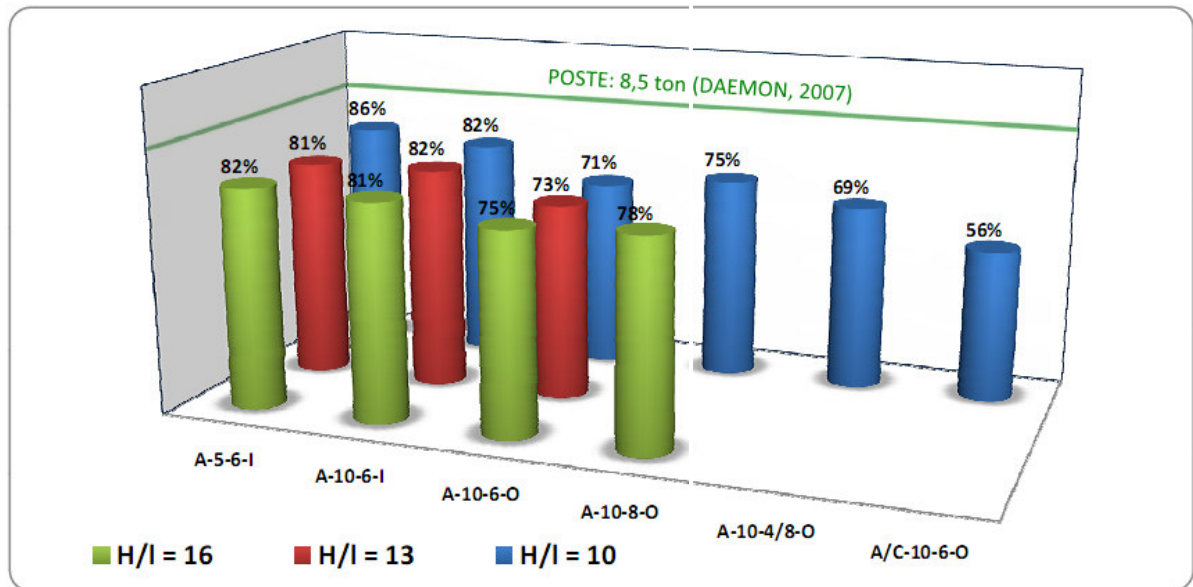


Figura 12 – Comparação dos pesos obtidos para as diferentes alternativas com o peso de um poste metálico de DAEMON (2007), para a torre de 40 m.

5. VERIFICAÇÃO DO PROJETO: DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA AO VENTO TURBULENTO

Estudos sobre a resposta de torres de telecomunicações a efeitos dinâmicos são apresentados por HOLMES (1994, 1996a, 1996b) e SOLARI e PAGNINI (1999). CARRIL (2000) faz uma comparação entre o método desenvolvido por DAVENPORT (1993), o Modelo Discreto da NBR 6.123/1988 e o método do Vento Sintético desenvolvido por FRANCO (1993) na determinação das solicitações de uma torre autoportante em treliça para telecomunicações. Este método consiste na solução por simulação do Monte Carlo do problema, empregando um esquema simples para representar vento turbulento.

NASCIMENTO (2002) faz uma extensa descrição dos processos utilizados para a determinação das ações do vento, além de uma comparação entre a resposta de duas torres treliçadas aos diferentes métodos (Estático, Simplificado e Discreto) da NBR 6.123/1988, comparação também estudada – para três diferentes alturas – por GUIMARÃES (2000).

Já, a influência da direção do vento na determinação da confiabilidade ou das ações de projeto, ainda não considerada na norma brasileira, foi inicialmente estudada por DAVENPORT (1977), SIMIU e FILLIBEN (1981) e WEN (1983). Esta consideração aplicada a torres autoportantes para telecomunicações é mostrada por DEOLIYA e DATTA (2000), BATISTA et al (2006) e por BATISTA et al (2007). Um modelo probabilístico das velocidades do vento para diferentes orientações foi proposto por RIERA, VIEGAS e SANTOS (1989).

Neste capítulo serão abordadas as conceituações físicas e matemáticas de todos os processos envolvidos no dimensionamento de estruturas aos esforços devidos ao vento, desde a sua geração, passando pela sua conceituação física e matemática, até a forma de determinar como variam as solicitações provocadas sobre cada elemento de uma estrutura ao longo do tempo por simulação numérica da velocidade do vento ou determinando uma força estática equivalente à primeira.

5.1. PROPRIEDADES DO VENTO

Nesta seção serão abordados os conceitos fundamentais para a descrição do vento, todo o processo de transferência de energia desde a formação do vento até a sua dissipação em energia térmica em minúsculos turbilhões.

5.1.1. Processo de formação

Definido como o movimento de ar sobre a superfície terrestre, o vento tem como principal causa diferenças de pressão atmosférica devida principalmente a gradientes de temperatura do ar. Esta diferença de pressão promove o movimento de grandes parcelas de ar de zonas com maior para zonas com menor pressão.

Excluindo os ventos provenientes da circulação geral da atmosfera – tais como alísios e monções – e os ventos regionais, com características peculiares por influência do relevo de uma determinada região – como o minuano –, BLESSMANN (1995) classifica os tipos de vento como:

Ciclones extratropicais

São movimentos circulatórios do ar em torno de centros de baixa pressão, originados ou pela ação mecânica de cadeias de montanhas de grandes dimensões ou pela ação interação de massas de ar ao longo de frentes. Quando em estado de desenvolvimento completo, são conhecidas como “sistemas de pressão plenamente desenvolvidos”, ou simplesmente Tormentas EPS. São caracterizadas por manter uma velocidade média razoavelmente constante por até algumas dezenas de horas e seu diâmetro pode variar de centenas a alguns milhares de quilômetros.

Ciclones tropicais

São semelhantes aos primeiros na forma, porém são mais intensos e localizados. Formam-se a partir do ar úmido e quente existente sobre grandes extensões de água, com temperatura acima

de 27 °C, em regiões tropicais do oceano, entre as latitudes 5° e 30°. O seu centro é uma zona de baixa pressão e sua energia provém do calor latente liberado pela condensação do vapor de água que, a partir do seu centro é forçado a subir, expandir-se e esfriar. Ao atingirem zonas mais frias ou ao entrarem nos continentes, a fonte de energia cessa fazendo com que eles se desfaçam.

Devido às altas velocidades – que podem passar dos 70 m/s – assim como às violentas chuvas que o acompanham, este tipo de tormenta tem uma considerável ação destrutiva, principalmente próximo ao seu centro.

Quando apresentam velocidade de ventos próximos à superfície acima de 120 km/h são chamados, dependendo da região, por furacão, tufão, “willy-willy” ou “baguio”.

Tormentas elétricas

Mundialmente conhecidas como Tormentas TS, são caracterizadas por um alto gradiente térmico vertical, com violentos movimentos verticais de ar, com formação de nuvens a grandes alturas.

Desenvolvem-se a partir da formação de uma nuvem cumulus, pela elevação do ar quente e úmido até uma altura de aproximadamente 8 km. Esta nuvem se transforma em uma cumulonimbus, com altura podendo passar de 12 km. As baixas temperaturas a esta altura existentes condensam ou congelam o vapor de água que começam a precipitar. Chuva, neve e gelo, ao caírem, esfriam o ar ascendente e a precipitação é aumentada. A fricção destes elementos com o ar origina correntes descendentes, além de diferenças de potencial entre as nuvens, ou entre nuvem e solo, resultando em descargas elétricas. Este processo se mantém até que a corrente descendente aumente a ponto de tomar conta de toda a nuvem, impedindo a elevação do ar quente e úmido que alimenta a tormenta.

A visualização de uma tormenta deste tipo em desenvolvimento é mostrada na figura abaixo.



Figura 13 – Visualização de Tormenta TS, por NASA (2008)

Linhas de tormentas

As linhas de tormenta são linhas de instabilidade de grande extensão na direção transversal à direção de movimento de uma frente fria, com combinação das Tormentas EPS e Tormentas TS. Podem ocorrer entre os paralelos 20° e 50° e apresentam ventos excepcionalmente fortes.

Tornados

Tornados são movimentos ciclônicos que concentram uma grande quantidade de energia em uma pequena região. Desenvolvem-se, na maioria das vezes, a partir de trovoadas muito violentas, principalmente nas originadas em frentes frias. Seu diâmetro geralmente situa-se entre 100 e 3000 m, com velocidades tangenciais que podem ultrapassar 400 km/h. além das altas velocidades, este tipo de evento climático é altamente destrutivo pela grande variação de pressão existente em seu núcleo – devido à grande força centrífuga – e pela grande quantidade de objetos que ele carrega.

5.1.2. A engenharia do vento

As normas de projeto estrutural assumem que a velocidade média incidente é paralela à superfície, sendo uma simplificação válida para os ventos causados por tormentas tropicais ou extratropicais (EPS). Porém efeitos do vento devido a fenômenos tais como tormentas elétricas (TS) e linhas de tormentas não são ainda considerados (PONTE, RIERA; 2007). Esta mesma referência indica que as tormentas TS são responsáveis por mais de 80% dos acidentes em torres de linhas de transmissão provocados por vento.

Na engenharia estrutural a velocidade do vento é decomposta em uma parcela média e uma flutuante. As análises são feitas sobre ciclones extratropicais, porém, com aproximação aceitável, são adotados para o caso dos extratropicais. A velocidade média se mantém razoavelmente constante por dezenas de minutos e a velocidade flutuante é quase totalmente causada por agitação mecânica do ar – pela existência de rugosidades naturais e artificiais na superfície terrestre –, gerando um grande número de turbilhões. Estes turbilhões são formados em uma vasta gama de dimensões: os maiores, da ordem de grandeza da camada limite atmosférica, até os menores da ordem de grandeza do milímetro. A energia cinética, que passa do escoamento médio para os maiores turbilhões, é transmitida até os menores, terminando por se transformar em energia térmica, pela viscosidade do ar.

Os turbilhões originam as rajadas de vento, que ocorrem aleatoriamente com diferentes frequências e intensidades. As mais fortes representam as de menor duração, porém agem sobre uma pequena região.

5.1.3. Velocidade média

Para alturas menores que a altura gradiente – altura da camada limite –, a velocidade média é influenciada pela superfície. Tal influência faz com que o seu valor seja reduzido da velocidade gradiente até zero, próximo à superfície. Quanto maior a rugosidade do terreno, maior será a agitação do ar e maior será o intercâmbio turbulento, alterando tanto o perfil de velocidade média como o valor da altura gradiente.

Outro fator influente na determinação da velocidade média é o intervalo de tempo utilizado na sua determinação. Quanto menor for este tempo, menor será a dimensão dos turbilhões medidos, menor o seu tempo de atuação e mais velozes serão as rajadas. Sendo assim, quanto maior o tempo utilizado, menor será o valor médio. A relação entre velocidades calculadas com diferentes tempos será abordada na Seção 5.3.2.

O perfil vertical de velocidade média pode ser tratado por diferentes equacionamentos, avaliando a influência da rugosidade superficial através de diferentes parâmetros, como será abordado a seguir.

Lei Logarítmica

A lei logarítmica (de Prandtl ou da parede) é baseada nas hipóteses das tensões deslizando constantes e no comprimento de mistura proporcional à altura sobre o terreno. BLESSMANN (1995) e SIMIU e SCANLAN (1985) indicam que esta lei é aplicável até cerca de 100m de altura:

$$\frac{\bar{V}(z)}{u_0^*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (15)$$

Sendo $k \approx 0,4$, a constante de Kármán.

Velocidade de Fricção

A Velocidade de Fricção u^* foi proposta por Prandtl em 1957 e depende tanto da rugosidade superficial como do gradiente da velocidade média do escoamento. Na maioria das aplicações, trabalha-se com a velocidade de fricção junto à superfície: u_0^* . Este parâmetro é obtido por MIGUEL et al (2007) substituindo na Equação 15 o conhecido valor da velocidade de referência: $\bar{V}(z) = \bar{V}(z_{ref})$, além do valor desta cota: $z = z_{ref}$, explicitando o valor de u_0^* :

$$u_0^* = \frac{\bar{V}(z_{ref})k}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (16)$$

Comprimento de Rugosidade

O Comprimento de Rugosidade z_0 , presente na Equação 15, é dependente da altura dos obstáculos que formam a rugosidade da superfície e seu valor, para as diferentes categorias de rugosidade da norma NBR 6123/1988, é dado na Tabela 11.

Coefficiente de Arrasto Superficial

Outro parâmetro de rugosidade constantemente utilizado em simulação numérica da velocidade do vento é o Coeficiente de Arrasto Superficial. Este parâmetro foi exaustivamente estudado no escoamento em torno de placas e sobre asas de aviões e relaciona pressões dinâmicas e tensões de cisalhamento sobre a parede (BLESSMANN, 1995). Valores deste coeficiente, para diferentes categorias de terreno são dados na Tabela 11. Este parâmetro pode ainda ser relacionado com a velocidade de fricção através da seguinte equação:

$$c_{as} = \left(\frac{u_0^*}{\bar{v}(z_{ref})} \right)^2 \quad (17)$$

Substituindo a Equação 16 na Equação 17:

$$c_{as} = \left(\frac{k}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \right)^2 \quad (18)$$

Lei Potencial

Historicamente, a primeira representação de um perfil de velocidade média foi proposta, seguindo uma lei potencial, por Hellman em 1916 (SIMIU e SCANLAN, 1985) e, apesar de ser cientificamente menos correta, a lei potencial de velocidades médias é amplamente utilizada na engenharia estrutural por ser de fácil aplicação e por ser aplicável a pequenos intervalos de tempo. Sua expressão é mostrada abaixo.

$$\frac{\bar{V}_t(z)}{\bar{V}_t(10)} = \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (19)$$

Sendo $\bar{V}_t(z)$ a velocidade média sobre t segundos, a uma altura z sobre o solo;

$\bar{V}_t(10)$, a velocidade média sobre t segundos, a 10m de altura sobre o terreno;

O expoente p é função da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo adotado. Na Tabela 11 é mostrado, para as cinco categorias de rugosidade, o valor deste parâmetro para intervalo de cálculo de 10 min, tempo adotado para a determinação da resposta dinâmica de estruturas pela NBR 6123/1988.

Tabela 11 – Parâmetros de rugosidade para diferentes categorias de terreno

Categoria	I	II	III	IV	V
z_0 (m)	0,005	0,07	0,30	1,00	2,50
p (t = 10min)	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b (t = 10min)	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50
β	6,50	6,00	5,25	4,85	4,00
c_{as}	0,0028	0,0065	0,015	0,0226	0,0527
z_g (m)	250	300	350	420	500

(fonte: BLESSMANN, 1995 e SIMIU e SCANLAN, 1985)

5.1.4. Velocidade flutuante

Como anteriormente citado, o vento pode ser decomposto em uma parcela média e uma flutuante. A primeira resulta em solicitações estáticas à estrutura, já a segunda impõem solicitações dinâmicas, que dependem da energia cinética contida nas flutuações e como esta energia varia ao longo das várias frequências com as quais a velocidade varia.

Durante muito tempo modelos da turbulência foram inteiramente empíricos. Segundo BLESSMANN (1995) o seu estudo matemático parece ter sido iniciado por Theodore Von Kármán, que definiu a turbulência como “*flutuações irregulares da velocidade, governadas por equilíbrio estático*”.

A irregularidade das flutuações impede um tratamento determinístico e conduz a um estudo por meio da teoria da probabilidade e de médias estatísticas. O cálculo da resposta dinâmica de estruturas às rajadas do vento parte da determinação das propriedades da turbulência, como será mostrado a seguir.

Distribuição de Probabilidade

A distribuição de probabilidade fornece a frequência relativa de ocorrência das velocidades. BLESSMANN (1995) cita vários autores que realizaram estudos sobre esta distribuição, mostrando que esta concorda razoavelmente bem com a distribuição normal. Esta consideração apresenta a vantagem de poder representar a distribuição através de apenas dois valores: a velocidade média e o desvio padrão.

Intensidade da Turbulência

A intensidade da turbulência é definida pela razão entre o desvio padrão de cada componente da flutuação da velocidade e uma velocidade que pode ser de uma altura de referência (intensidade normalizada de turbulência: I_{10}) ou pode ser a velocidade do ponto de determinação do desvio padrão (intensidade local de turbulência: I_1). BLESSMANN (1995), a partir de trabalhos de HARRIS (1970) e de DAVENPORT (1961b), apresenta expressões para o desvio padrão:

$$\sigma_1(z) = 2,58\sqrt{c_{as}}\bar{V}(10) \quad (20)$$

Sendo $\bar{V}(10)$, a velocidade média sobre uma hora a 10 m de altura. Dividindo esta expressão por $\bar{V}(z)$, observando a Equação 19, temos:

$$I_1(z) = 2,58\sqrt{c_{as}}\left(\frac{10}{z}\right)^p \quad (21)$$

Onde c_{as} é obtido a partir da Equação 18 e p , dado na Tabela 11, é adotado para um intervalo de 10 min.

SIMIU e SCANLAN (1985) citam uma expressão baseada em um grande número de observações, extraída de BIÉTRY, SACRÉ e SIMIU (1978) para o desvio padrão da componente longitudinal da velocidade flutuante:

$$\sigma_1 = \beta u_0^{*2} \quad (22)$$

Onde, β é função do comprimento de rugosidade e seu valor é mostrado na Tabela 11. Essa referência recomenda a utilização, para a determinação da intensidade de turbulência, valores de velocidade média calculados sobre valores de tempo compreendidos entre 10 min e 1 hora: duração dos mais fortes ventos em uma tormenta.

Os valores das demais componentes da intensidade da turbulência podem ser obtidos através de equações que relacionam o desvio padrão da componente longitudinal: σ_1 com o desvio das demais componentes: σ_2 e σ_3 , dadas por COOK (1985) apud BLESSMANN (1995):

$$\frac{\sigma_2(z)}{\sigma_1(z)} = 1 - 0,32 \left(1 - \frac{z}{z_g}\right)^2 \quad (23)$$

$$\frac{\sigma_3(z)}{\sigma_1(z)} = 1 - 0,55 \left(1 - \frac{z}{z_g}\right)^2 \quad (24)$$

Sendo z_g a altura gradiente que, para cada categoria de terreno, é dada na Tabela 11.

Funções de Correlação

As Funções de Correlação são uma forma alternativa de descrever as características espaciais da turbulência como um todo. Estas são divididas em Correlação Temporal, que permite o estudo da natureza repetitiva da turbulência, e Correlação Espacial, o estudo da não uniformidade espacial da ação das rajadas.

As funções de autocorrelação (correlação temporal) descrevem a dependência entre o valor de uma componente da flutuação em um instante t e o valor desta componente em um instante $t + \tau$. Para o caso do vento horizontalmente uniforme, esta função é determinada por:

$$R_i(z, \tau) = \overline{v_i(z, t) \cdot v_i(z, t + \tau)} \quad (25)$$

As funções de correlação cruzada (correlação espacial) apresentam a dependência entre a componente i do sinal obtido em um ponto r e a componente j do sinal obtidos em um ponto r' , com defasagem temporal τ :

$$R_{ij}(rr', \tau) = \overline{v_i(r, t) \cdot v_j(r', t + \tau)} \quad (26)$$

Na pratica, são comparadas as mesmas componentes da flutuação $i = j$, sem defasagem de tempo e com pontos alinhados em uma mesma direção, com afastamento s_i .

Considerando a componente longitudinal da turbulência: $i = j = 1$, temos correlação cruzada longitudinal, lateral e vertical dadas respectivamente por:

$$R_{11}(s_1) = \overline{v_1(x, t) \cdot v_1(x + s_1, t)} \quad (27)$$

$$R_{11}(s_2) = \overline{v_1(y, t) \cdot v_1(y + s_2, t)} \quad (28)$$

$$R_{11}(s_3) = \overline{v_1(z, t) \cdot v_1(z + s_3, t)} \quad (29)$$

Observa-se que, tomando o valor da autocorrelação para τ igual à zero ou tomando o valor da correlação cruzada para s_i igual à zero, o resultado é igual ao valor da variância:

$$R_i(z, 0) = R_{ii}(0) = \overline{v_i^2} = \sigma_i^2 \quad (30)$$

Escalas da Turbulência

As Escalas Espaciais da Turbulência ou simplesmente Escalas da Turbulência são definidas pela largura do retângulo de mesma área do gráfico da correlação espacial ou, alternativamente, pela área do gráfico da correlação espacial dividida pela variância, como mostrado na figura abaixo e apresentado na Equação (31).

$$L_{ij} = \frac{A}{\sigma_i^2} = \frac{1}{\sigma_i^2} \int_0^\infty R_{ii}(s_j) ds_j \quad (31)$$

A exemplo da correlação espacial, comparando apenas a componente longitudinal da turbulência ($i = 1$), temos as escalas longitudinal (L_{11}), lateral (L_{12}) e vertical (L_{13}).

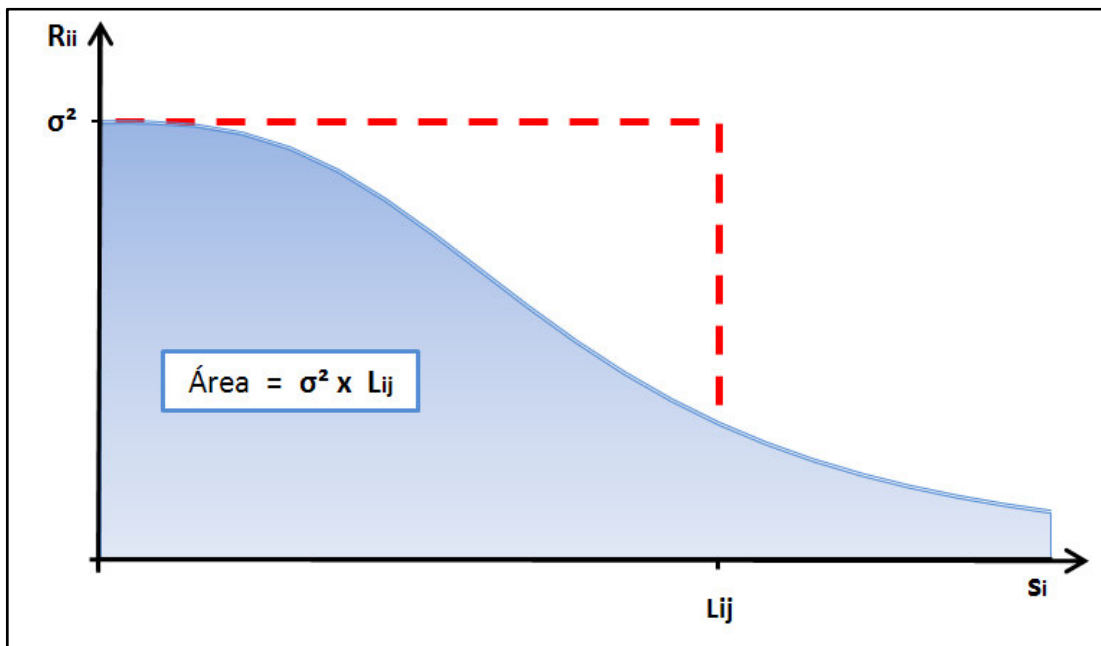


Figura 14 – Escala espacial da turbulência, L_{ij}

A escala longitudinal pode, ainda, ser relacionada com a escala temporal através da Hipótese de Taylor desde que se tome $s_1 = \bar{V}(z)\tau$. Isto é, separações no espaço podem ser substituídas por separações no tempo, desde que seja levada em conta a velocidade média do escoamento. Para um exemplo de um vento com velocidade média de 40 m/s, uma correlação espacial de 10m é equivalente a uma correlação temporal de $\tau = 10/40 = 0,25$ s.

As escalas espaciais da turbulência são um indicativo da distância limite abaixo da qual ainda existe relação entre as velocidades registradas: se $s_j < L_{ij}$, as medidas do sinal ainda dão informações razoáveis sobre o valor medido a uma distância s_j . Caso contrário, pequena ou nenhuma informação é relacionada.

O valor das escalas de turbulência foi determinado por dezenas de autores para diferentes alturas. Porém, observa-se uma considerável dispersão dos resultados. MIGUEL et al (2007), a partir de trabalhos citados por BLESSMANN (1995) para várias alturas e condições de rugosidade, ajustaram expressões para o valor da escala lateral e vertical:

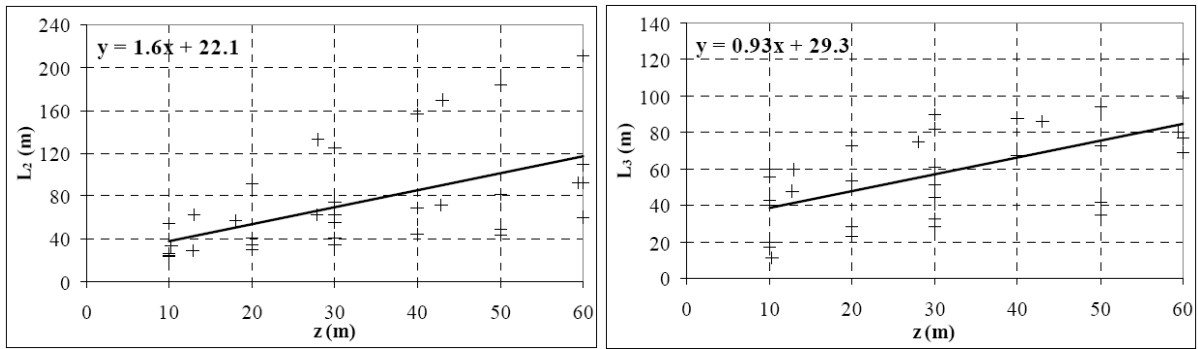


Figura 15 – Escala lateral e vertical da turbulência em função da altura (MIGUEL et al, 2007)

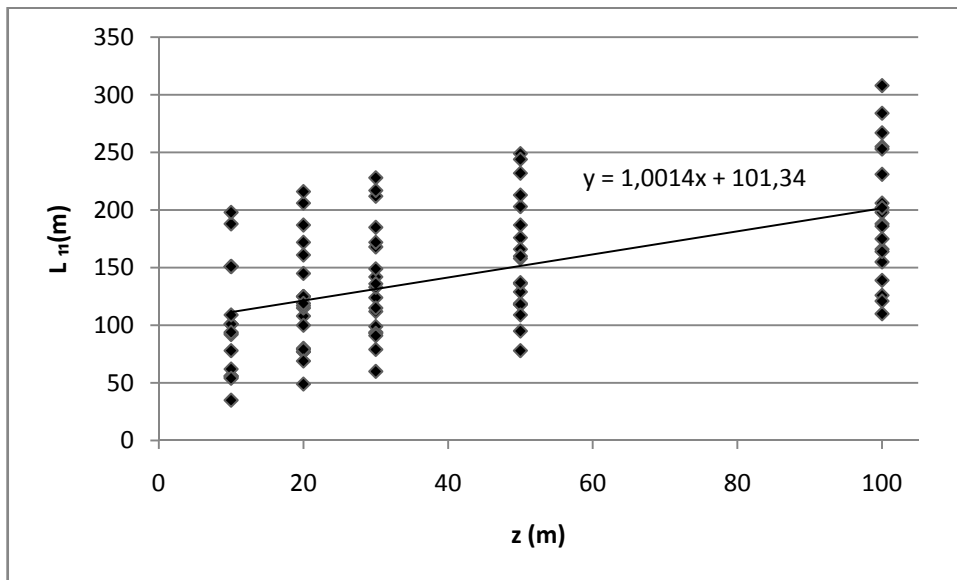


Figura 16 – Escala longitudinal da turbulência em função da altura

Já para a componente longitudinal, os dados citados por BLESSMANN (1995) podem ser observados na Figura 16.

Espectro de Potência

O espectro de potência ou densidade espectral de potência representa a energia cinética contida em cada faixa de frequência df em torno de uma frequência central f , de tal forma que a área contida sob o gráfico deste espectro é igual ao valor da variância do sinal.

A representação gráfica do espectro de potência de uma componente da velocidade do vento apresenta uma distribuição contínua de frequências. Sua função forma um par de transformadas de Fourier com a função de autocorrelação.

Este espectro tem por unidade $(m/s)^2/Hz$ e costuma ser normalizado pela literatura principalmente de duas formas: $fS_1(f)/u_0^{*2}$ ou $fS_1(f)/\sigma_1^2$.

Expressões para o espectro das componentes da turbulência foram determinadas em muitos trabalhos, com diferentes graus de refinamentos. A seguir serão mostrados três exemplos extraídos de BLESSMANN (1995) e SIMIU e SCANLAN (1985).

O espectro de DAVENPORT (1961b), apresentado na Equação (32), foi baseado em medidas feitas em terrenos de diversas rugosidades, em alturas que variam entre 18 m e 151 m, porém é independente da altura sobre o terreno.

$$\frac{fS_1(f)}{u_0^{*2}} = \frac{4x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}} \quad (32)$$

Sendo $S_1(f)$: espectro de potência da componente longitudinal da turbulência;

f : frequência, em Hertz;

x_1 : frequência adimensional dada por: $x_1 = fL/\bar{V}(10)$, com $L = 1200m$.

Desta equação pode-se, ainda, obter por integração a seguinte relação, que permite transformar esta função para a forma $fS_1(f)/\sigma_1^2$:

$$\sigma_1^2 = 6u_0^{*2} \quad (33)$$

A Equação (32) é indicada pela norma estadunidense ANSI A58.1/1982 e pela canadense NBCC/1995.

HARRIS (1968) apresenta a seguinte expressão para o espectro de potência:

$$\frac{fS_1(f)}{u_0^{*2}} = \frac{4x_1}{(2+x_1^2)^{5/6}} \quad (34)$$

Sendo x_1 : frequência adimensional dada por: $x_1 = fL/\bar{V}(10)$, com $L = 1800m$.

Obtendo-se, por integração a relação:

$$\sigma_2^2 = 6,66u_0^{*2} \quad (35)$$

Da mesma forma que o anterior, esta equação não reflete a variação do espectro com a altura. Esta é utilizada na formulação do Método Discreto da NBR 6123/1988.

TEUNISSEN (1970) apresenta o espectro deduzido inicialmente por KÁRMÁN (1948) da seguinte forma:

$$\frac{fS_1(f)}{\sigma_1^2} = \frac{4x_1}{(1+70,78x_1^2)^{5/6}} \quad (36)$$

Sendo x_1 : frequência adimensional dada por: $x_1 = fL_{11}/\bar{V}(10)$.

$L_{11}(z) = 25z^{0,35}z_0^{-0,063}$, escala longitudinal da turbulência, dada por COOK (1985).

Esta equação aparece no manual ESDU (1975) que não recomenda a sua utilização para valores de x_1 menores que 0,1.

Este mesmo manual apresenta expressões para determinar os espectros das componentes lateral e vertical da turbulência, também baseados no espectro de Von Kármán, com a consideração de expressões para a escala lateral e vertical da turbulência:

$$\frac{fS_2(f)}{\sigma_2^2} = \frac{4x_2(1+755x_2^2)}{(1+283x_2^2)^{11/6}} \quad (37)$$

$$\frac{fS_3(f)}{\sigma_3^2} = \frac{4x_3(1+755x_3^2)}{(1+283x_3^2)^{11/6}} \quad (38)$$

Sendo:

$$x_2 = fL_{21}/\bar{V}(z) \text{ com } L_{21} = 5,1z^{0,48}z_0^{-0,086} \quad (39)$$

$$x_3 = fL_{31}/\bar{V}(z) \text{ com } L_{31} = 0,35z \quad (40)$$

Da mesma forma que os espectros anteriormente indicados por este código, estes não apresentam resultados confiáveis para x_i menor de 0,1 e para alturas maiores que 500 m.

A representação gráfica destes cinco espectros, para $\bar{V}(10) = 25$ m/s, $z = 50$ m e Categoria II de rugosidade, pode ser observada na figura abaixo.

A grande diferença entre os diversos modelos propostos para a turbulência mostra a relevância, neste problema, da incerteza de modelo na avaliação da resposta ao efeito do vento em estruturas.

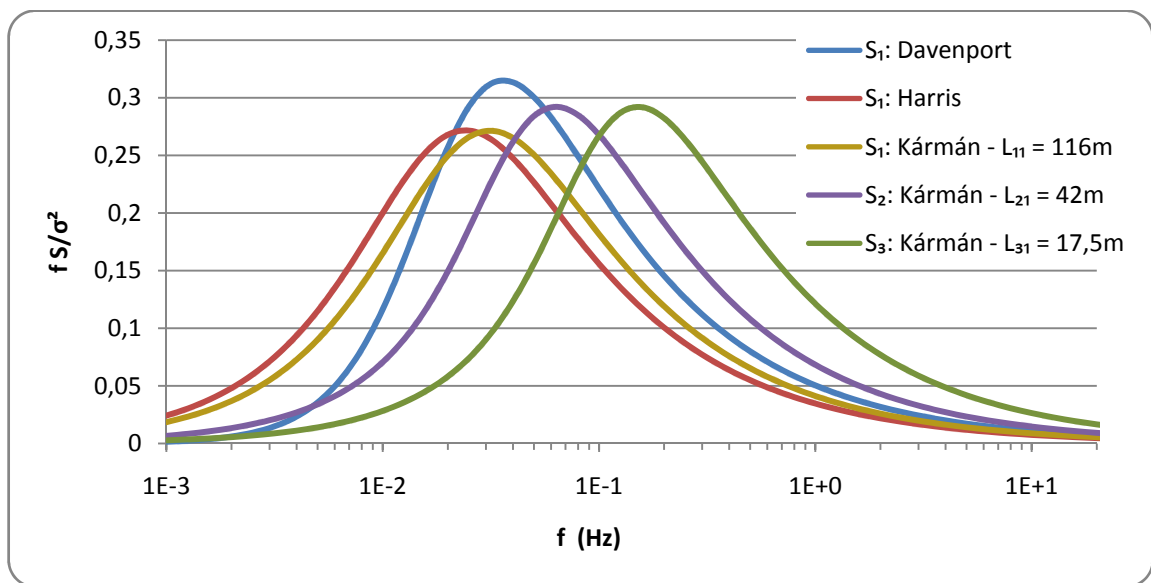


Figura 17 – Espectros de potência de Davenport, Harris e das três componentes de Kármán.

5.2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO VENTO TURBULENTO

Nesta seção será mostrada uma forma de, a partir da determinação das propriedades do vento médio e turbulento, determinar a variação temporal dos valores da velocidade em cada ponto da estrutura. Este procedimento foi utilizado por MIGUEL et al (2007) em torres de transmissão de eletricidade. Para torres autoportantes para telecomunicações, GUIMARÃES e BRITO (2000) apresentam uma análise dinâmica pelo Método de Monte Carlo. Estes dois trabalhos utilizaram o espectro de Davenport para a determinação da componente longitudinal da velocidade flutuante.

5.2.1. Discretização da velocidade

A velocidade do vento em um ponto a uma altura z é simulada a partir da adição de duas parcelas: a velocidade média correspondente a esta altura e a parcela flutuante simulada.

A primeira é obtida a partir da lei logarítmica (Equação 15), com a velocidade de fricção determinada de acordo com a Equação (16) e o comprimento de rugosidade obtido de acordo com a categoria de rugosidade do terreno (Tabela 11).

A segunda é determinada a partir de um procedimento mostrado por SHINOZUKA e JAN (1972) que consiste na superposição de funções harmônicas de amplitudes variando com a frequência de acordo com o espectro de potência utilizado como na equação abaixo:

$$v_i(t, z) = \sum_{j=1}^N \sqrt{2S_i(f_j, z)\Delta f_j} \cos(2\pi f_j t + \varphi_j) \quad (41)$$

Para a utilização desta equação, a faixa de frequências de interesse é dividida em N intervalos, sendo $\Delta f_j = f_{j+1} - f_j$.

φ_j é o ângulo de fase, de valor aleatório com uma função de distribuição de probabilidade uniforme e valores compreendidos entre 0 e 2π .

$S_i(f_j, z)$ é o espectro de potência da componente i da velocidade flutuante.

A simulação de um período de 70s da velocidade flutuante do vento para $\bar{V}(10) = 25$ m/s, em um ponto de cota 50m em um terreno de Categoria II de rugosidade, utilizando os espectros de potência de Davenport, Harris e das componentes S_1 e S_2 do espectro de Kármán podem ser visualizados na figura abaixo.

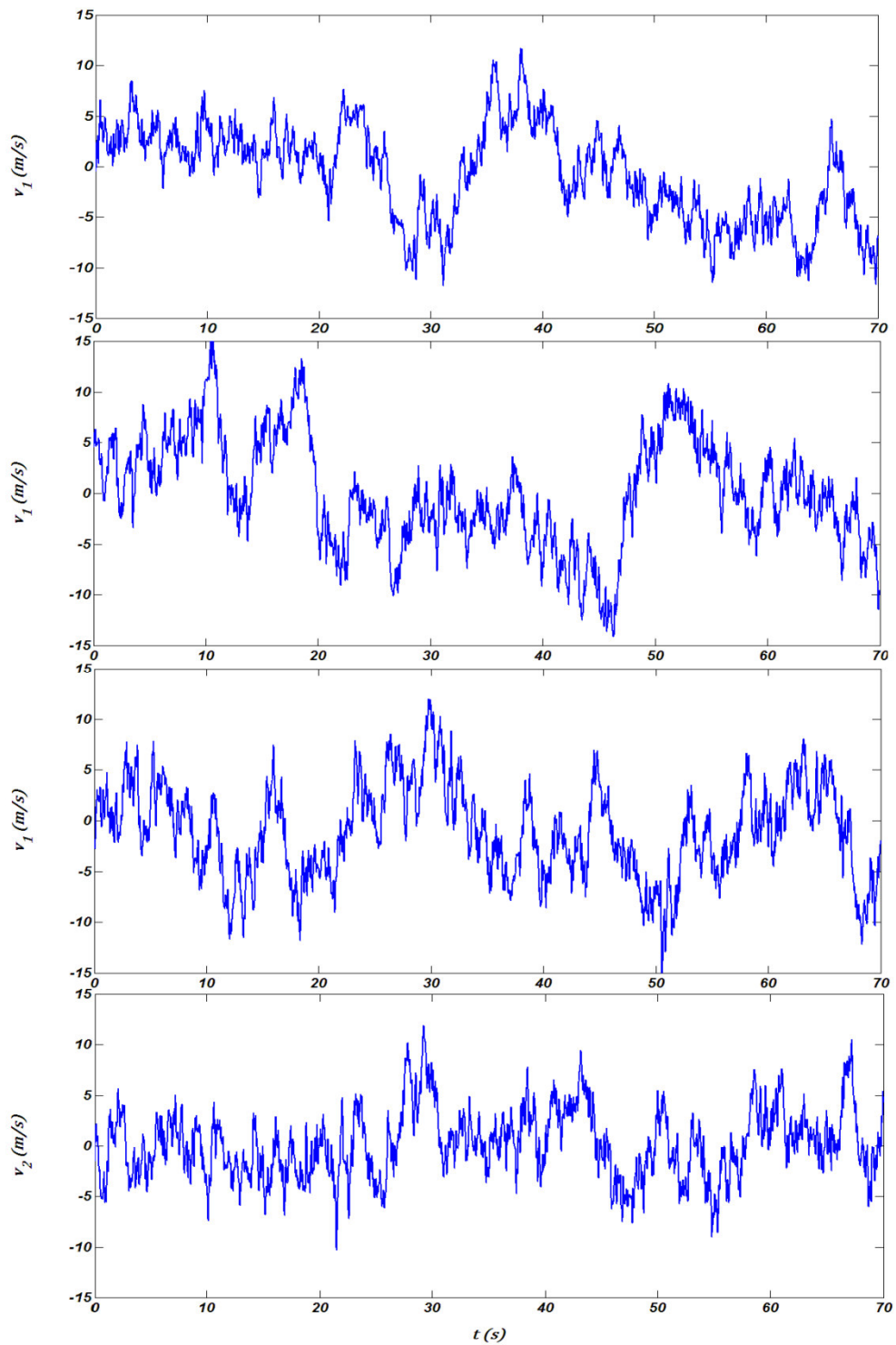


Figura 18 – Amostras obtidas por simulação da componente flutuante longitudinal (v_1) da velocidade do vento utilizando os espectros de potência de Davenport e Harris e de duas componentes (v_1 , v_2) do espectro de Kármán.

5.2.2. Simulação de campo de velocidades espacialmente correlacionadas

A simulação da velocidade, para a determinação das forças devidas ao vento, em cada nó da estrutura de forma independente produziria esforços menores que os reais. Na verdade, a velocidade flutuante se mantém aproximadamente constante a uma distância proporcional ao comprimento de correlação espacial da direção considerada, agindo de forma similar em todos os nós envolvidos nesta área.

RIERA e AMBROSINI (1992) propuseram um esquema para gerar um campo de velocidades para análise de estruturas baseado na adoção de uma função de correlação espacial triangular. MIGUEL et al (2007) comentam que este método se ajusta a dados experimentais disponíveis na literatura melhor que nenhum outro.

Este procedimento consiste na simulação da velocidade flutuante do vento de forma independente em pontos com espaçamento, na direção j , igual ao valor da escala de turbulência L_{ij} e na posterior interpolação linear da velocidade nos nós intermediários.

Se em um instante t a velocidade flutuante em um ponto localizado na cota 10 m for -5 m/s e em outro ponto na cota 50 m (com afastamento igual à escala vertical de turbulência do local: $L_{31} = 40$ m) for de 15 m/s, esta velocidade em um ponto intermediário localizado na cota 30 m será determinado por interpolação linear: igual a 5 m/s e em um ponto a 40 m do solo será 10 m/s.

Este esquema pode ainda ser expandido a campos bi e tridimensionais de velocidade, aplicáveis a estruturas com largura e/ou profundidade proporcional ao valor da escala de turbulência nas respectivas direções.

5.2.3. Determinação das forças devidas ao vento

A determinação das forças devidas ao vento em um instante t consiste em, para cada elemento j da estrutura, localizado em uma cota z_j , determinar a velocidade média e as parcelas longitudinal e transversais da velocidade flutuante, como descrito nos itens supracitados.

A partir destas velocidades, são determinados os valores da pressão dinâmica, obtida a partir da Equação de Bernoulli, para cada direção (Equações 42 e 43). Para condições normais de pressão (1atm) e de temperatura (15°C), o valor da massa específica do ar dada pela NBR 6.123/1988 é $\rho = 1,226 \text{ Kg/m}^3$.

$$q_1(t, z_j) = \frac{\rho}{2} \left(\bar{v}(z_j) + v_1(t, z_j) \right)^2 \quad (42)$$

$$q_2(t, z_j) = \frac{\rho}{2} \left(v_2(t, z_j) \right)^2 \quad (43)$$

Sendo $\bar{v}(z_j)$, a velocidade média na cota z_j ;

$v_1(t, z_j)$ e $v_2(t, z_j)$, as componentes da velocidade flutuante na direção x e y para a altura z_j ;

Para a determinação das forças devidas ao vento, estas pressões são multiplicadas pela área de obstrução do elemento e por dois coeficientes: pelo coeficiente de arrasto, que avalia a influência do formato do corpo e do regime do escoamento sobre as forças e pelo fator de redução para barras de comprimento finito que leva em conta os efeitos tridimensionais do escoamento, não avaliados pelo primeiro coeficiente:

$$F_{ij}(t) = q_i(t, z_j) A_j C_{aj} K_j \quad (44)$$

Onde: A_j é a área de obstrução do elemento j ;

C_{aj} , o coeficiente de arrasto para o elemento j ;

K_j , o fator de redução para barras de comprimento finito.

5.3. FORÇAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Uma forma mais simples de determinar os efeitos dinâmicos que as rajadas provocam em uma estrutura flexível é determinar uma carga estática com grandeza tal que provoque deslocamentos similares aos máximos valores observados quando os efeitos dinâmicos são considerados.

5.3.1. Contexto histórico

Segundo BLESSMANN (1998) e ŽURÁŇSKI (2003), o primeiro método racional para determinar os efeitos das rajadas do vento foi apresentado ainda na década de 30 por RAUSCH (1933), a partir de estudos estatísticos de Föppl.

SIMIU e SCANLAN (1985) citam que a resposta estrutural a forças induzidas pela turbulência atmosférica foi inicialmente estudada por LIEPMANN (1952). A aplicação dos conceitos introduzidos por Liepmann necessitou o desenvolvimento de modelos que representassem o vento turbulento próximo ao solo. Estes modelos foram propostos por DAVENPORT (1961a).

Um método para estimar a resposta na direção do vento de estruturas altas foi determinado por DAVENPORT (1967) que foi base para um procedimento do Manual de Projeto Estrutural Canadense, de 1975. Subseqüentemente, é apresentado por VICKERY (1971) um método similar ao apresentado por Davenport porem com maior flexibilidade na escolha de certos parâmetros meteorológicos. Estes dois trabalhos ainda não previam a variação das características metrológicas com a altura. Estas considerações foram apresentadas independentemente, a partir de programas computacionais, por SIMIU (1980) e SOLARI (1982).

Hoje, segundo Carril (2000), normas internacionais empregam os mesmos procedimentos introduzidos por Davenport ou o fazem com algumas modificações. Alguns exemplos são a norma canadense NBCC (1995), americana ASCE 7-95 9 (1995), britânica BS8100 (1986), australiana AS 1179.2 (1989) e européia EUROCODE 1 (1991).

A norma brasileira segue estes mesmos fundamentos, determinando uma ação estática equivalente do vento, porém com algumas modificações na determinação dos parâmetros, além de avaliar a vibração dos seus modos em torno da deformada devida à velocidade média do vento, conforme RIERA e BLESSMANN (1979), RIERA e GALINDEZ (1979), GALINDEZ (1979), RIERA, GALINDEZ e BLESSMANN (1980a) e RIERA, GALINDEZ e BLESSMANN (1980b).

5.3.2. Processo da norma brasileira

Nesta seção será apresentada a formulação para a determinação de uma força estática equivalente aos efeitos dinâmicos do vento de acordo com Método Discreto da norma NBR 6.123/1988, conforme desenvolvimento de BLESSMANN (1998).

Primeiramente a estrutura é discretizada em N partes, cada qual com seu respectivo coeficiente de arrasto C_{ai} , área frontal A_i , massa m_i , deslocamento x_i e ações F_i . A ação total do vento, na direção da velocidade média, em cada uma destas partes é dada por uma parcela média e uma flutuante:

$$\bar{F}_{i\ max}(t) = \bar{F}_i + \hat{F}(t) \quad (45)$$

A velocidade na coordenada i será:

$$V_i(t) = \bar{V}_i + v_i(t) \quad (46)$$

E a pressão dinâmica correspondente a esta velocidade (Equação 44):

$$q_i(t) = \frac{\rho}{2}(V_i(t))^2 = \frac{\rho}{2}(\bar{V}_i + v_i(t))^2 \approx \frac{\rho}{2}\bar{V}_i^2 + \rho(\bar{V}_i v_i(t)) \quad (47)$$

Na qual foi desprezado o termo $(v_i(t))^2$, pois $v_i \ll V_i$. As forças correspondentes a estas pressões em cada uma das partes são dadas por:

$$F_i(t) = q_i(t)C_{ai}A_i \quad (48)$$

Substituindo a equação de $q_i(t)$, temos:

$$\bar{F}_i(t) = \frac{\rho}{2}\bar{V}_i^2 C_{ai}A_i \quad (49)$$

$$\hat{F}(t) = \rho(\bar{V}_i v_i(t))C_{ai}A_i \quad (50)$$

Componente média

A quantificação das forças estáticas devidas ao vento parte da determinação da velocidade de projeto, \bar{V}_p , que corresponde à velocidade média sobre 10min, a 10m acima de um terreno de Categoria de rugosidade II, dada por:

$$\bar{V}_p = F_R V_0 S_1 S_3 \quad (51)$$

Sendo, V_0 é a velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, excedida, em média, uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, sem discriminação da direção. Este valor pode ser obtido a partir das isopletras de velocidade básica, da NBR 6.123/1988, como mostrado na Figura 19.

O Fator de Rajada representa a relação entre a velocidade média calculada sobre t segundos e a velocidade de rajada de 3 s, para uma mesma categoria. Na equação acima, $F_R = 0,69$, que equivale para a categoria de rugosidade II, à velocidade do vento calculada sobre um período de 10min – tempo adotado nesta norma. Valores para outros tempos (ainda para a categoria II) são mostrados na tabela abaixo.

Tabela 12 – Valores do Fator de Rajada para vários períodos de tempo, para a Categoria II

t (s)	3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
F_R	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65

(fonte: BLESSMANN,1995)

O fator (S_1) quantifica a variação na velocidade básica do vento provocada pelas condições topográficas. É maior que a unidade quando, por efeito Venturi, a presença de morros ou taludes provocar uma aceleração do vento, igual à unidade para terrenos aproximadamente em nível e menor que a unidade nos raros casos de proteção topográfica (BLESSMANN, 1990b).

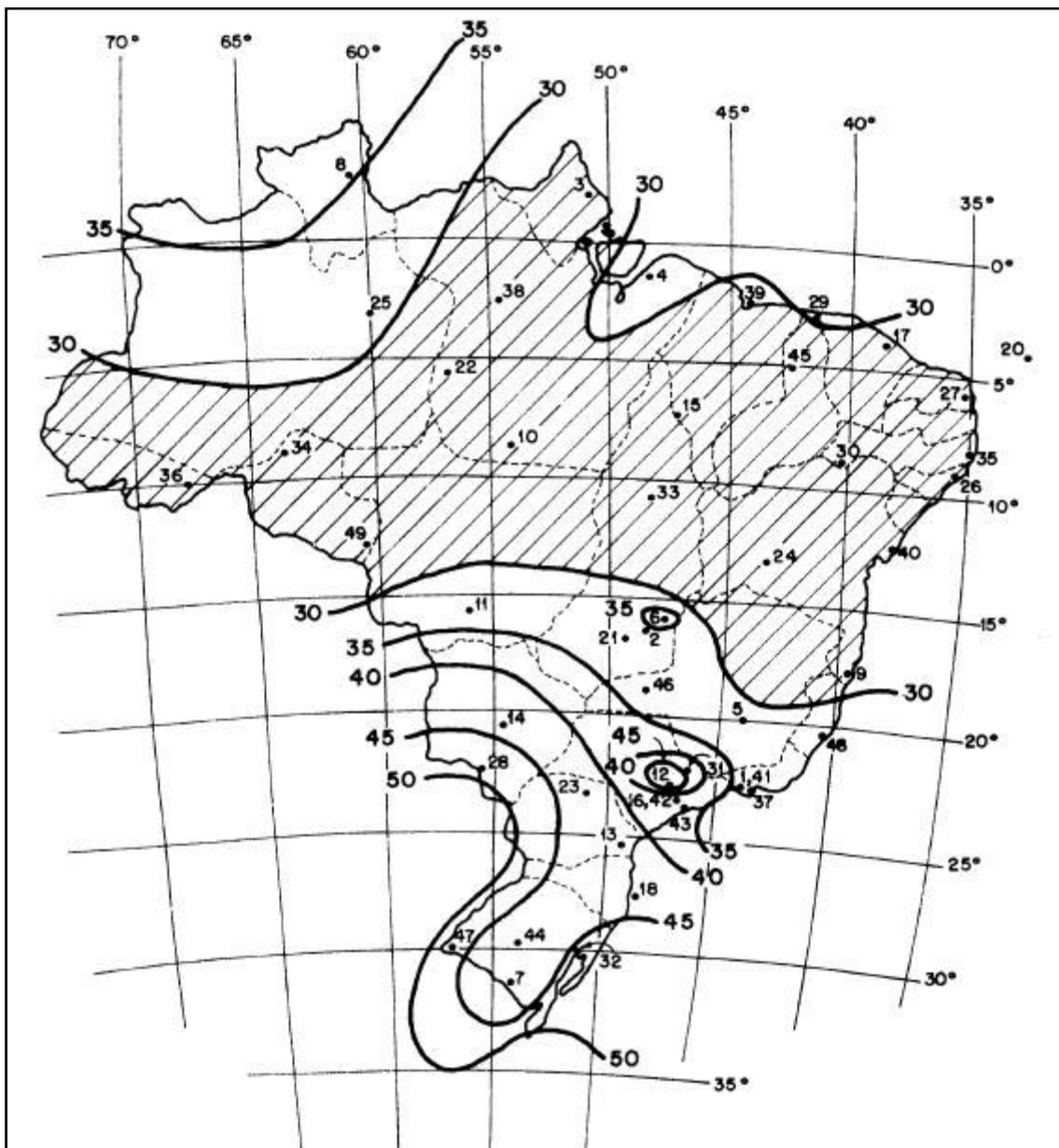


Figura 19 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). (NBR 6.123/1988)

Já o fator probabilístico (S_3) leva em conta o grau de segurança exigido para a estrutura, além da sua vida útil. É igual à unidade para 63% de probabilidade da velocidade ser excedida em um período de 50 anos.

A norma NBR 6.123/1988 divide os terrenos em quatro categorias: Categoria I - Superfícies lisas de grandes dimensões; Categoria II: Terrenos abertos aproximadamente em nível, com poucos obstáculos; Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos; Categoria

IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados; Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

A influência da categoria de rugosidade do terreno sobre a velocidade de projeto é levada em conta pela multiplicação da velocidade de projeto por um coeficiente b_i . Este coeficiente é definido como a relação entre a velocidade média sobre t segundos, a 10 m de altura, sobre um terreno de Categoria i , e a mesma velocidade sobre um terreno de Categoria II. Este coeficiente depende do tempo utilizado para a determinação da velocidade média. Para $t = 10$ min, este coeficiente é dado na Tabela 10.

A velocidade média do vento para a altura z_i é determinada de acordo com a Lei Potencial (Equação 19):

$$\bar{V}_i = \bar{V}_{ref} \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^p = b \bar{V}_p \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^p \quad (52)$$

Substituindo na Equação (49), considerando o valor de ρ dado no item 5.2.3:

$$\bar{F}_i(t) = 0,613(b\bar{V}_p)^2 \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^{2p} C_{ai} A_i \quad (53)$$

Componente flutuante

Para a determinação da ação dinâmica, deve-se, inicialmente, considerar o fato de o vento não atuar simultaneamente em toda a estrutura. A influência desta variação espacial de velocidade é determinada pela correlação espacial da componente longitudinal das rajadas em duas massas m_i e m_j . Através da transformada complexa de Fourier, pode-se relacionar a o espectro da componente longitudinal das rajadas do vento $S_1(f)$ e os espectros espaciais de força $S_F(f)$.

Conhecido o espectro das forças do vento, pode-se estudar como a estrutura responde a esta ação. A estrutura é considerada com comportamento elástico linear, com amortecimento viscoso, com N graus de liberdade. As equações do movimento da estrutura, em forma matricial são mostradas abaixo.

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{F(t)\} \quad (54)$$

Onde:

$[M]$: matriz diagonal de massa do sistema, de ordem $N \times N$;

$[C]$: matriz diagonal de amortecimento, de ordem $N \times N$;

$[K]$: matriz de rigidez, de ordem $N \times N$;

$\{x(t)\}$: vetor coluna dos deslocamentos das massas discretas, de ordem N , no instante t ;

$\{\dot{x}(t)\}$ e $\{\ddot{x}(t)\}$: vetores coluna das velocidades e acelerações das massas discretas, de ordem N , no instante t ;

$\{F(t)\}$: vetor coluna das forças do vento, de ordem N .

Fazendo a seguinte troca de variáveis:

$$\{x(t)\} = [\Phi]\{\eta(t)\} \quad (55)$$

Na qual:

$[\Phi]$: matriz modal;

$\{\eta(t)\}$: vetor coluna das coordenadas normais, no instante t .

A Equação $([M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = F(t)$ (54) resulta em:

$$[M]\{\ddot{\eta}(t)\} + [C]\{\dot{\eta}(t)\} + [K]\{\eta(t)\} = [\Phi]^T\{F(t)\} \quad (56)$$

Considerando apenas o modo de vibração r :

$$\ddot{\eta}_r(t) + 2\zeta_r\omega_r\dot{\eta}_r(t) + \omega_r^2\eta_r(t) = F_R^*(t) \quad (57)$$

Sendo:

ζ_r : razão de amortecimento crítico no modo r ;

ω_r : frequência natural do modo r ;

$F_R^*(t) = \{x_r\}^T\{F(t)\}/M_r^*$: força generalizada;

$\{x_r\}$: modo de vibração de ordem r do sistema não amortecido;

M_r^* : componente relativa ao modo r da matriz de massa generalizada dada por:

$$M^* = [\phi]^T [M] [\phi].$$

A partir do espectro da força generalizada, pode-se obter o espectro da coordenada modal η_r a partir da seguinte relação:

$$S\eta_r = |H(f)|^2 S_{F_r} \quad (58)$$

Onde

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{(2\pi f_r)^4} \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{f}{f_r}\right)^2\right)^2 + 4\zeta_r^2 \left(\frac{f}{f_r}\right)^2}: \text{fator de admitância mecânica.}$$

Este fator é definido como a relação entre a resposta e a excitação quando a um sistema é aplicado uma força harmônica.

Já o desvio padrão do espectro da coordenada modal pode ser obtido por:

$$\sigma_{\eta_r} = \sqrt{\int_0^{\infty} |H(f)|^2 S_{F_r} df} \quad (59)$$

O valor máximo provável é determinado a partir de:

$$\hat{\eta}_r = g\sigma_{\eta_r} \quad (60)$$

Sendo g , o fator de pico. Este fator é função da frequência natural fundamental da estrutura e do intervalo de tempo utilizado na determinação da velocidade média.

A resposta de pico pode ser determinada diretamente das coordenadas originais:

$$\{\hat{x}_r\} = g\sigma_{\eta_r} \{x_r\} \quad (61)$$

A força estática equivalente, que causa um deslocamento igual ao máximo que aparece no modo r de vibração será:

$$\{\hat{F}_r\} = g\sigma_{\eta_r} [K] \{x_r\} \quad (62)$$

Como $\{x_r\}$ satisfaz o problema linear de autovalores: $[K]\{x_r\} = \omega_r^2 [M]\{x_r\}$, pode-se escrever:

$$\{\hat{F}_r\} = g \sigma_{\eta r} \omega_r^2 [M]\{x_r\} \quad (63)$$

Sendo a matriz de massa $[M]$ diagonal, para cada massa m_i pode-se escrever, considerando apenas um modo de vibração:

$$\hat{F}_i = g \sigma_{\eta} \omega^2 m_i x_i, \text{ ou}$$

$$\hat{F}_i = (g m_0 \sigma_r \omega^2) (m_i / m_0) x_i \quad (64)$$

Onde m_0 é uma massa escolhida como referência.

A partir da Equação (58), considerando as relações matemáticas entre:

As funções de correlação espacial da componente longitudinal das rajadas v_i e das forças em dois pontos i e j .

As densidades espectrais correspondentes, obtidas a partir das anteriores por transformada de Fourier, chega-se a:

$$\sigma_{\eta} = \bar{q}_{ref} A_T \frac{\sum_{i=1}^N x_i \beta_i}{\sum_{i=1}^N x_i^2 m_i} \gamma \quad (65)$$

Na qual:

$A_T = \sum_{i=1}^N A_i$: área frontal total;

$$\beta_i = C_{ai} \left[\frac{A_i}{A_T} \right] \left[\frac{z_i}{z_{ref}} \right]^p; \quad (66)$$

$$\gamma^2 = 4 \int_0^{\infty} |H(f)|^2 \left[S_1(f) / \bar{V}_{ref}^2 \right] R_1(\Delta r, f) df: \text{coeficiente de amplificação dinâmica}; \quad (67)$$

$S_1(f)$: espectro de turbulência de Harris;

$R_1(\Delta r, f)$: coeficiente de correlação espacial, obtido por GALINDEZ (1979), dado por:

$$R_1(\Delta r, f) = \exp \left[\frac{-C_z^* f \Delta r}{\bar{V}_{ref}} \left[\frac{z_m}{z_{ref}} \right]^{-0,3} \right] \quad (68)$$

Δr : distância entre os pontos i e j medida em um plano perpendicular à velocidade média do vento;

$$z_m = 0,5(z_i + z_j);$$

$$C_z^* \approx 10.$$

O coeficiente de amplificação dinâmica (Equação 67) foi determinado por RIERA e GALINDEZ (1979). A integral foi calculada por integração numérica, usando parábolas cúbicas de interpolação.

Substituindo a Equação (65) na Equação (64), com:

$$\psi_i = m_i / m_0;$$

$\xi = g\omega_f^2 \gamma$: fator de amplificação dinâmica, chega-se a:

$$\hat{F}_i = F_H \psi_i x_i; \quad (69)$$

Com:

$$F_H = \bar{q}_{ref} A_T \frac{\sum_{i=1}^N x_i \beta_i}{\sum_{i=1}^N x_i^2 m_i} \xi \quad (70)$$

E β_i obtido da Equação (66).

Os fatores de amplificação dinâmica foram calculados por GALINDEZ (1979), admitindo um fator de pico $g = 4$ e uma forma modal $x(z) = z/h$. Além da forma modal, este fator é função do perfil de velocidades médias do vento, da rugosidade do terreno, da razão de amortecimento crítico da estrutura, das dimensões da superfície frontal da construção além da frequência do modo de vibração considerado e da velocidade do vento.

Quando mais de um modo de vibração é analisado, o efeito combinado pode ser determinado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados:

$$\hat{Q} = \sqrt{\sum_{j=1}^r [\hat{Q}_j]^2} \quad (71)$$

Sendo, r o número de modos combinados e \hat{Q}_j uma variável estática ou geométrica qualquer correspondente ao modo j .

Na direção transversal ao vento, as flutuações da velocidade instantânea induzem vibrações que podem ser aproximadas pela seguinte equação:

$$Y_i = \frac{x_i}{3} \quad (72)$$

5.4. DETERMINAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA DA ESTRUTURA

Nesta seção serão abordados todos os tópicos necessários para a construção de um programa de elementos finitos de pórtico espacial para avaliar os efeitos dinâmicos do vento sobre a estrutura, considerando efeitos de segunda ordem sobre a matriz de rigidez.

5.4.1. Conceitos básicos

Um sistema massa-mola-amortecedor de um grau de liberdade (Figura 20), submetido a uma força variável no tempo pode ser representado pela seguinte equação diferencial:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \quad (73)$$

Na qual: m é a massa do corpo em vibração;

k é a rigidez da mola;

c , o fator de amortecimento viscoso;

$f(t)$, a força excitadora;

$x(t)$, o deslocamento em relação à posição de equilíbrio estático, no instante t ;

$\dot{x}(t)$ e $\ddot{x}(t)$, a primeira e a segunda derivada do deslocamento em função do tempo.

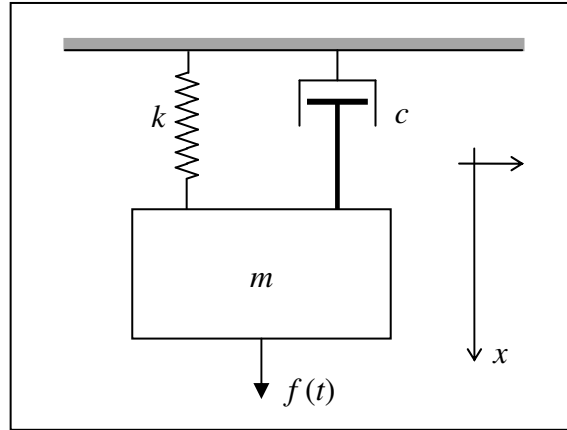


Figura 20 – Representação esquemática de um sistema massa-mola-amortecedor com um grau de liberdade.

A Equação (73) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega_1\dot{x}(t) + \omega_1^2x(t) = f(t)/m \quad (74)$$

Na qual $\omega_1 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ é a frequência natural do sistema não amortecido e:

$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}}$, é a razão de amortecimento crítico.

A quantidade $2\sqrt{km}$ é conhecida como coeficiente de amortecimento crítico, valor limitante para o sistema apresentar movimento vibratório. Sistemas com amortecimento maior que o crítico simplesmente alcançam o repouso, sem apresentar vibrações,

A resposta deste sistema a uma força harmônica:

$$f(t) = f_0 \cos(\omega t)$$

É dada por:

$$x(t) = f_0 H(\omega) \cos(\omega t - \phi), \text{ na qual:}$$

$$\phi = \text{tg}^{-1} \left(\frac{2\zeta\omega/\omega_1}{1-(\omega/\omega_1)^2} \right).$$

$H(\omega)$ é conhecido como Função de Admitância Mecânica (Figura 21), dado por:

$$H(\omega) = \frac{1}{k \sqrt{(1-(\omega/\omega_1)^2)^2 + 4\zeta^2(\omega/\omega_1)^2}} \quad (75)$$

Porém, quando este sistema é submetido a uma carga randômica estacionária de densidade espectral $S_F(\omega)$, a resposta é dada por:

$$S_x(\omega) = H(\omega)^2 S_F(\omega) \quad (76)$$

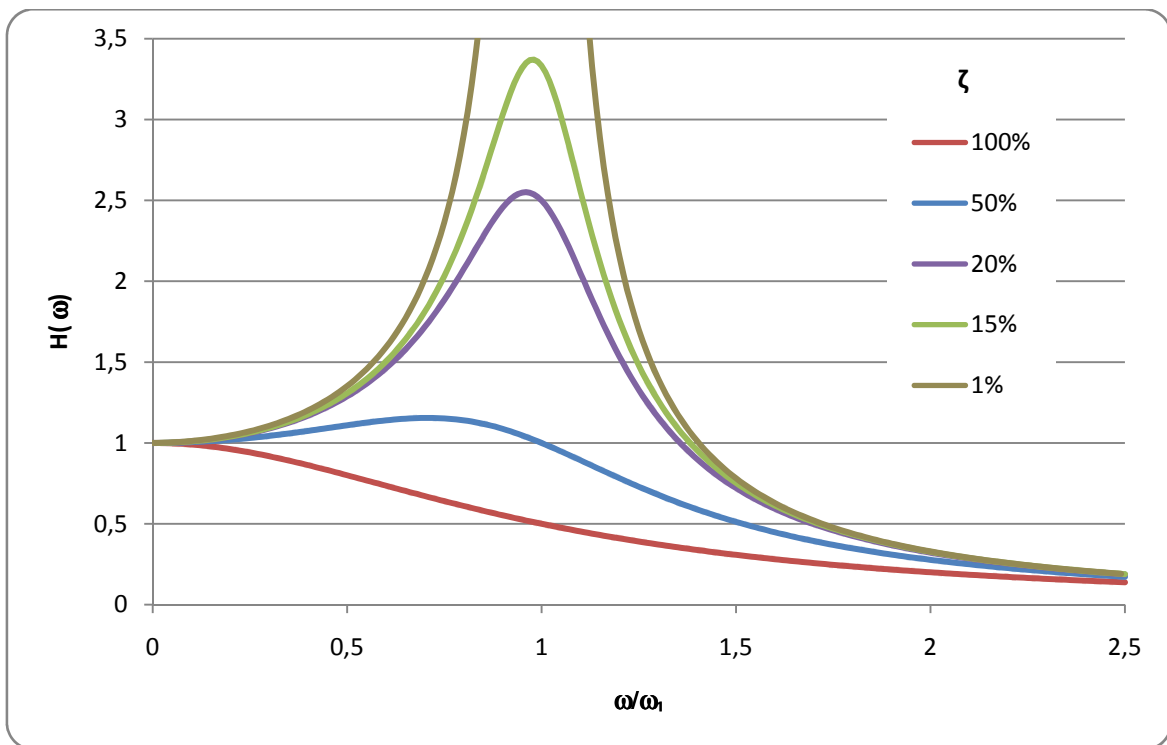


Figura 21 – Função de admitância dinâmica em função da razão entre as frequências de excitação e natural, para diferentes razões de amortecimento crítico.

Para um sistema com N graus de liberdade, temos da Equação (54):

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{F(t)\}.$$

Numericamente, esta equação pode ser resolvida por métodos explícitos ou implícitos de integração numérica. Os primeiros, a partir da escolha do valor do intervalo de tempo, determinam o estado do sistema no instante $t + \Delta t$ em função do estado do sistema nos passos de tempo anteriores t e $t - \Delta t$. Já os métodos implícitos necessitam da solução de um sistema de equações para a obtenção do estado no instante seguinte.

Os métodos explícitos apresentam um menor custo computacional para cada intervalo de integração, porém estes métodos costumam requerer intervalos de tempo muito menores que os métodos implícitos.

5.4.2. Método das Diferenças Finitas Centrais

Este método consiste na aproximação dos valores da primeira e da segunda derivada dos deslocamentos na Equação (73) e, de forma similar, na Equação (54) pelas equações de derivação numérica central de primeira e segunda ordem:

$$\dot{x}_t = \frac{x_{t+\Delta t} - x_{t-\Delta t}}{2\Delta t} \quad (77)$$

$$\ddot{x}_t = \frac{x_{t+\Delta t} + 2x_t - x_{t-\Delta t}}{\Delta t^2} \quad (78)$$

A Equação (54) resulta em:

$$\frac{1}{\Delta t^2} [M]\{x_{t+\Delta t} + 2x_t - x_{t-\Delta t}\} + \frac{1}{2\Delta t} [C]\{x_{t+\Delta t} - x_{t-\Delta t}\} + [K]\{x_t\} = \{F_t\}, \text{ ou:} \quad (79)$$

$$\left[\frac{1}{\Delta t^2} M + \frac{1}{2\Delta t} C \right] \{x_{t+\Delta t}\} = \{F_t\} - \left[K - \frac{2}{\Delta t^2} M \right] \{x_t\} - \left[\frac{1}{\Delta t^2} M - \frac{1}{2\Delta t} C \right] \{x_{t-\Delta t}\} \quad (80)$$

O vetor $\{x_{t+\Delta t}\}$ é determinado a partir de $\{x_t\}$ e $\{x_{t-\Delta t}\}$ pela solução de um sistema linear do tipo:

$$[A]\{x_{t+\Delta t}\} = \{b\} \quad (81)$$

Sendo necessário realizar a diagonalização da matriz $[A]$. Constituindo, assim, um método implícito de integração.

Porém, quando as matrizes de massa e de amortecimento são diagonais, esta matriz $[A]$ não precisa ser diagonalizada e a solução do sistema da Equação (81) pode ser obtida para cada grau de liberdade do sistema.

5.4.3. Método de Newmark

O Método de Newmark parte da hipótese da variação linear da aceleração entre os intervalos t e $t + \Delta t$. A partir desta hipótese, equações para a velocidade e o deslocamento podem ser desenvolvidas:

$$\dot{q}_{t+\Delta t} = \dot{q}_t + [(1 - \delta)\ddot{q}_t + \delta\ddot{q}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (82)$$

$$q_{t+\Delta t} = q_t + \dot{q}_t\Delta t + [(0,5 - \alpha)\ddot{q}_t + \alpha\ddot{q}_{t+\Delta t}]\Delta t^2 \quad (83)$$

Em análises lineares, pode-se demonstrar que este método é incondicionalmente estável se os parâmetros α e δ satisfizerem as seguintes condições:

$$1 > \delta \geq 0,5 \quad (84)$$

$$1 > \alpha \geq 0,25(0,5 + \delta)^2 \quad (85)$$

A partir da Equação (83), explicitando-se a aceleração no instante $t + \Delta t$:

$$\ddot{q}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\alpha\Delta t^2}(q_{t+\Delta t} - q_t - \dot{q}_t\Delta t) - \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right)\ddot{q}_t \quad (86)$$

Substituindo as Equações 82 e 86 na Equação (54), pode-se obter uma equação do tipo:

$$A q_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (87)$$

Assim, o deslocamento no instante $t + \Delta t$ pode ser calculado, de forma implícita, a partir das forças externas no instante $t + \Delta t$ e do deslocamento, velocidade e aceleração no instante t .

A seguir serão estudadas as formas de montagem das matrizes de massa e de amortecimento, assim como da matriz de rigidez considerando efeitos de 2ª ordem.

5.4.4. Estabilidade elástica de barras retas

Na teoria elementar de flexão, aplicável nos casos em que a mudança da geometria não altera os carregamentos, as tensões e deformações em barras são diretamente proporcionais aos carregamentos externos e o princípio da superposição das ações é válido.

Esta teoria não considera o efeito das deformações devido ao esforço cortante sobre a estabilidade dos elementos. Consideração que pode ser importante em peças pouco esbeltas ou em barras reticuladas. Além disso, em determinados tipos de carregamentos, como na ação simultânea de forças laterais e axiais, as solicitações não serão proporcionais aos carregamentos. Desta forma, para essas situações, um diferente equacionamento deve ser considerado:

Equação da linha elástica

Os deslocamentos y apresentados na posição x de uma barra de comprimento L , solicitada em suas extremidades por esforços cortantes Q_{ij} e Q_{ji} e momentos fletores M_{ij} e M_{ji} , além de uma carga axial P podem ser obtidos a partir da seguinte equação diferencial:

$$\left(1 - \frac{P}{\kappa AG}\right) \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = \frac{1}{EI} \left((M_{ij} + M_{ji}) \frac{x}{L} - M_{ji} \right) \quad (88)$$

Na qual, A é a área da seção circular;

E é o módulo de elasticidade;

G é o módulo de cisalhamento;

κ é o fator de flexibilidade ao corte, dado por COWPER (1966), para elemento de seção circular e circular vazada, de acordo com as seguintes equações:

$$\kappa_{ch} = \frac{6(1+\nu)}{7+6\nu} \quad (89)$$

$$\kappa_{vz} = \frac{6(1+\nu)(1+m^2)^2}{(7+6\nu)(1+m^2)^2 + (20+12\nu)m^2} \quad (90)$$

Onde m é a razão entre o raio interno e o externo.

A Equação (88) apresenta diferentes soluções gerais dependendo do valor da carga axial. E a partir desta equação, pode-se determinar, da mesma forma que na teoria elementar da flexão, relações entre as solicitações e deslocamentos nodais, como será mostrado a seguir.

5.4.5. Matriz de rigidez

Em todo o equacionamento abordado nesta seção, a influência do esforço axial sobre os coeficientes da matriz de rigidez serão avaliados em função de um parâmetro ρ : relação entre o esforço axial e a carga de Euler:

$$\rho = \frac{P}{P_E} \quad (91)$$

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (92)$$

Já a influência das deformações devidas ao esforço cortante é considerada através da relação entre a rigidez por flexão e a rigidez por corte, denominada parâmetro de flexo-corte:

$$\mu = \frac{EI/L^2}{\kappa AG} \quad (93)$$

Funções de estabilidade

As funções de estabilidade aplicam as modificações devidas ao esforço normal e à deformação por esforço cortante na matriz de rigidez, como mostrado a seguir.

O Fator de Rigidez Rotacional (s) avalia as modificações sobre a rigidez à flexão da barra.

O Coeficiente de Indução de Momento (c) mostra a variação da relação entre os momentos atuantes nas extremidades das barras: $c = M_{ji}/M_{ij}$.

A função (m) é utilizada para determinar o esforço cortante em uma extremidade devido a um deslocamento unitário na outra.

Para barras submetidas a compressão, tração ou para barras sem esforço axial, estas funções são dadas por:

Compressão:

$$s = \frac{(1+\pi^2\rho\mu) \operatorname{sen}(\beta) - \beta \cos(\beta)}{2(1+\pi^2\rho\mu)(1-\cos(\beta)) - \beta \operatorname{sen}(\beta)} \beta \quad (94)$$

$$c = \frac{\beta - (1+\pi^2\rho\mu) \operatorname{sen}(\beta)}{(1+\pi^2\rho\mu) \operatorname{sen}(\beta) - \beta \cos(\beta)} \quad (95)$$

$$m = \frac{2s(1+c)}{2s(1+c) - \pi^2\rho} \quad (96)$$

Onde $\beta = \pi\sqrt{\rho}$

Tração:

$$s = \frac{(1+\pi^2\rho\mu) \operatorname{senh}(\beta_1) - \beta_1 \cosh(\beta_1)}{2(1-\pi^2\rho\mu)(\cosh(\beta_1)-1) - \beta_1 \operatorname{senh}(\beta_1)} \beta_1 \quad (97)$$

$$c = \frac{\beta_1 - (1+\pi^2\rho\mu) \operatorname{senh}(\beta_1)}{(1+\pi^2\rho\mu) \operatorname{senh}(\beta_1) - \beta_1 \cosh(\beta_1)} \quad (98)$$

$$m = \frac{2s(1+c)}{2s(1+c) + \pi^2\rho} \quad (99)$$

Onde $\beta_1 = \pi \sqrt{\frac{\rho}{1+\pi^2\rho\mu}}$

Sem esforços axiais:

$$s = 4 \frac{1+3\mu}{1+12\mu} \quad (100)$$

$$c = \frac{1-6\mu}{2(1+3\mu)} \quad (101)$$

Como, neste caso, o valor de ρ é igual a zero, a função m resulta igual à unidade (Figura 22).

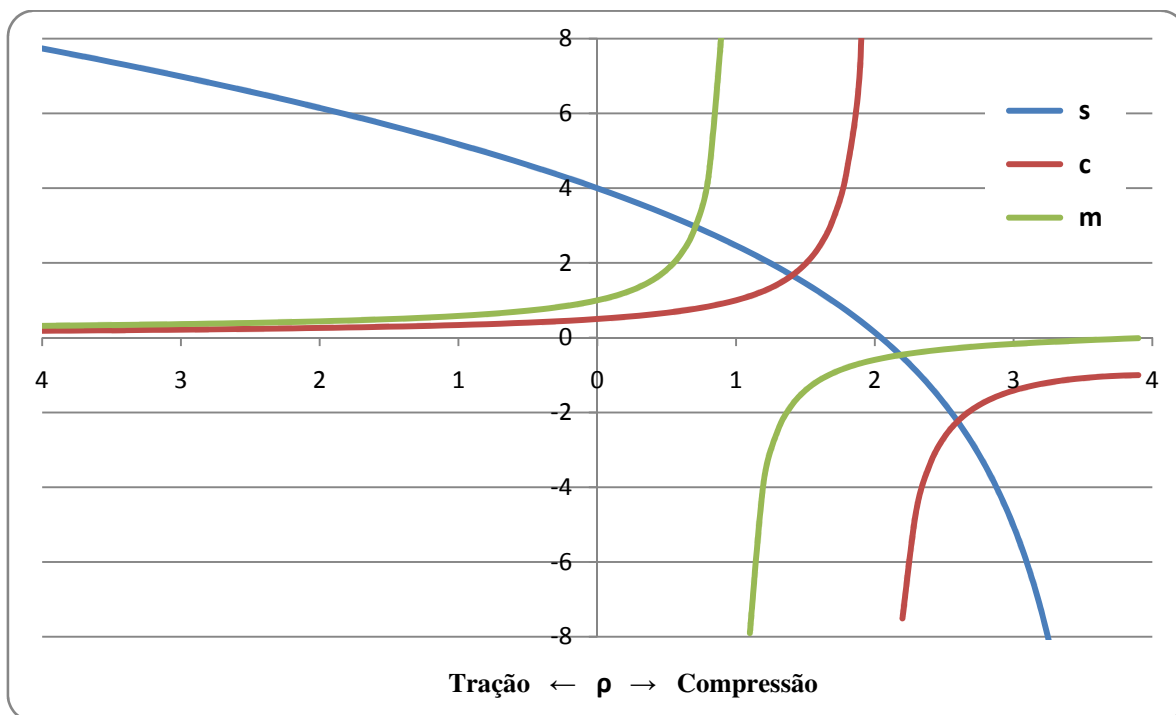


Figura 22 – Variação do valor das funções de estabilidade com o esforço axial: tração à esquerda e compressão à direita.

Matriz de rigidez de um elemento

A numeração dos graus de liberdade de um elemento típico utilizado nas simulações, formado pelos nós i e j , com a indicação de seus eixos locais é mostrado na Figura 23.

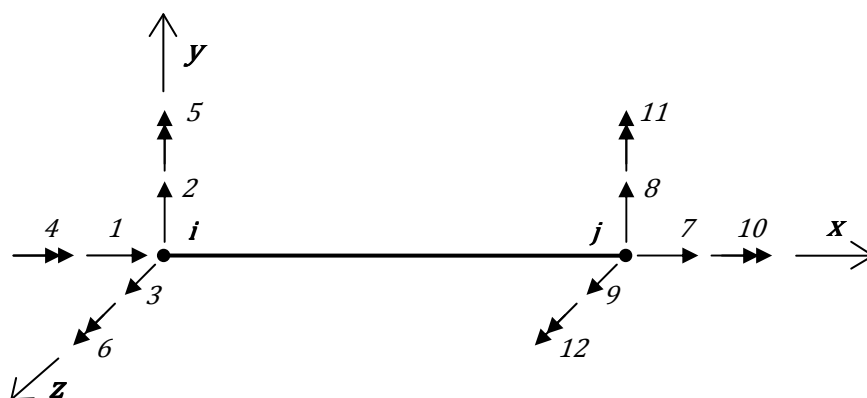


Figura 23 – Sistema de coordenadas locais e numeração dos graus de liberdade do elemento de barra de pórtico espacial

A quarta parte da matriz de rigidez considerando a influência do esforço axial e das deformações devidas ao cortante sobre a rigidez flexional, de acordo a numeração acima é mostrada abaixo:

Tabela 13 – Matriz de rigidez de elemento finito de barra de pórtico espacial, para os seis primeiros graus de liberdade.

$$\begin{array}{cccc}
 A_t l^2 & & & \\
 \frac{2s_z I_z(1+c_z)}{m_z} & & & -s_z I_z(1+c_z)l \\
 & \frac{2s_y I_y(1+c_y)}{m_y} & & -s_y I_y(1+c_y)l \\
 & & GI_x l^2/E & \\
 & -s_y I_y(1+c_y)l & & s_y I_y l^2 \\
 -s_z I_z(1+c_z)l & & & s_z I_z l^2
 \end{array} \quad \frac{E}{l^3}$$

5.4.6. Matriz de massa

As duas principais formas de considerar a massa dos elementos em uma análise dinâmica são através da matriz de massa consistente ou matriz de massa diagonal.

A primeira é obtida a partir das mesmas funções de interpolação utilizadas na determinação da matriz de rigidez. Esta matriz não é diagonal, mas também é positivo-definida. Análises por elementos finitos apresentam, em geral, soluções mais precisas quando utilizado este tipo de matriz. A matriz consistente consegue representar melhor a inércia rotacional dos elementos.

Porém, quando a estrutura é discretizada em menores elementos, a influência da inércia translacional é usualmente muito maior, o que viabiliza a utilização da matriz diagonal, devido à grande vantagem computacional que esta proporciona. A matriz de massa diagonal para os seis primeiros graus de liberdade de um elemento de pórtico espacial é mostrada abaixo.

Tabela 14 – Matriz de massa diagonal para elemento finito de barra de pórtico espacial, para os seis primeiros graus de liberdade.

$m/2$					
	$m/2$				
		$m/2$			
			$\frac{m I_x}{2A_t}$		
				$m \left(\frac{l^2}{420} + \frac{I_y}{10A_t} \right)$	
					$m \left(\frac{l^2}{420} + \frac{I_y}{10A_t} \right)$

5.4.7. Matriz de amortecimento

Em análises por diferenças finitas centrais explícitas com matriz de massa diagonal, uma forma conveniente de considerar o amortecimento da estrutura é considerar a matriz de amortecimento proporcional à matriz de massa:

$$[C] = \alpha_{10}[M], \quad (102)$$

Onde α_{10} é dado por:

$$\alpha_{10} = 2\zeta\omega \quad (103)$$

5.4.8. Programa DYNAMIKOS

Com o intuito de simular numericamente as forças devidas à turbulência atmosférica e a resposta da estrutura proposta a este tipo de solicitações, um programa de elementos finitos de barra de pórtico espacial para análise dinâmica por diferenças finitas centrais ou pelo método

de Newmark foi proposto. O efeito das cargas axiais, da variação das coordenadas dos nós e das deformações devidas ao esforço cortante sobre a matriz de rigidez pode ser considerado.

Este código permite ainda verificar a influência da rigidez das fundações, da presença de amortecedores de atrito e de cargas térmicas sobre a resposta da estrutura.

Etapas de cálculo

Após a leitura dos dados de entrada o programa cria a simulação da velocidade do vento em cada um dos pontos de discretização da velocidade. Para esta simulação, foram adotados os parâmetros de rugosidade correspondentes à Categoria II da NBR 6123. Esta etapa realiza a simulação de 70s da velocidade turbulenta do vento, com um passo de tempo dez vezes menor que o período correspondente à maior frequência estudada.

Para a componente longitudinal da velocidade flutuante, este código utiliza espectro de potência de Harris ou de Kármán. Para a transversal, ou utiliza a velocidade do vento obtida da mesma forma da NBR 6123/1988: terça parte do resultado obtido com a utilização do espectro de Harris ou utiliza o espectro de velocidade transversal de Kármán, indicado por ESDU (1975). Em ambos os casos este código considera apenas o trecho compreendido entre 0,01 e 10Hz e utiliza um incremento de 0,01Hz.

Na seqüência, as propriedades das seções transversais dos elementos são calculadas, e as matrizes, montadas. O peso próprio da estrutura, as forças devidas ao vento em cada instante de tempo assim como as cargas térmicas (simulando o efeito da protensão dos cabos) são considerados no vetor de forças.

Após a aplicação das condições de contorno às matrizes de massa, amortecimento e de rigidez, além de o vetor de forças, inicia o procedimento de integração numérica temporal.

A integração numérica foi realizada com a utilização de dois métodos distintos: Diferenças Finitas Centrais e Método de Newmark.

Para o primeiro método, em cada intervalo de tempo os deslocamentos de todos os graus de liberdade, para o próximo passo de tempo, são calculados de forma explícita. No segundo, a

solução de um sistema de equações lineares é necessária. O valor das forças devidas ao vento é atualizado a cada intervalo de tempo dependente da maior frequência utilizada na simulação da velocidade flutuante, como supracitado.

A consideração dos efeitos da não-linearidade geométrica foi realizada em algumas análises através da atualização dos esforços axiais na extremidade dos elementos, das coordenadas nodais e da matriz de rigidez a cada passo de tempo.

Este código simula o efeito da protensão através da aplicação de cargas térmicas ao longo dos cabos.

Validação – Análise linear

Com o intuito de validar o código proposto, na Figura 24 é mostrado o deslocamento absoluto do topo da estrutura, para três simulações realizadas com a utilização dos métodos de Diferenças Finitas (linha azul) e Newmark (verde), em comparação com o resultado deste último método obtido pelo programa comercial ,

SAP2000 (vermelha).

Este modelo apresenta as mesmas características do modelo A-10-6-O, utilizado no processo de otimização estrutural, formado por um mastro de aço ligado a dez conjuntos de braços conectados a seis cabos. O modelo numérico é composto por 157 nós unidos por 330 elementos.

Esta simulação é constituída pela aplicação, no instante inicial, das forças de protensão, das cargas gravitacionais e metade da carga determinada pela NBR6123/1988, para a torre de 70m. Não sendo considerados os efeitos não-lineares da análise.

Para o método de Diferenças Finitas, foi utilizado um incremento temporal de 0,0002s. Já para o método de Newmark, 0,01s, com coeficientes $\alpha = 0,25$ e $\delta = 0,5$. Em todas as simulações a matriz de amortecimento foi obtida a partir da matriz de massa, a partir de uma razão de amortecimento crítico de 0,8%.

Nessa figura, observa-se uma perfeita sobreposição dos resultados obtidos pelo código proposto, não revelando influência do método de análise no resultado da simulação, para o caso linear. A resposta obtida pelo programa comercial apresenta deslocamento médio levemente menor e uma pequena variação no valor da frequência natural da estrutura.

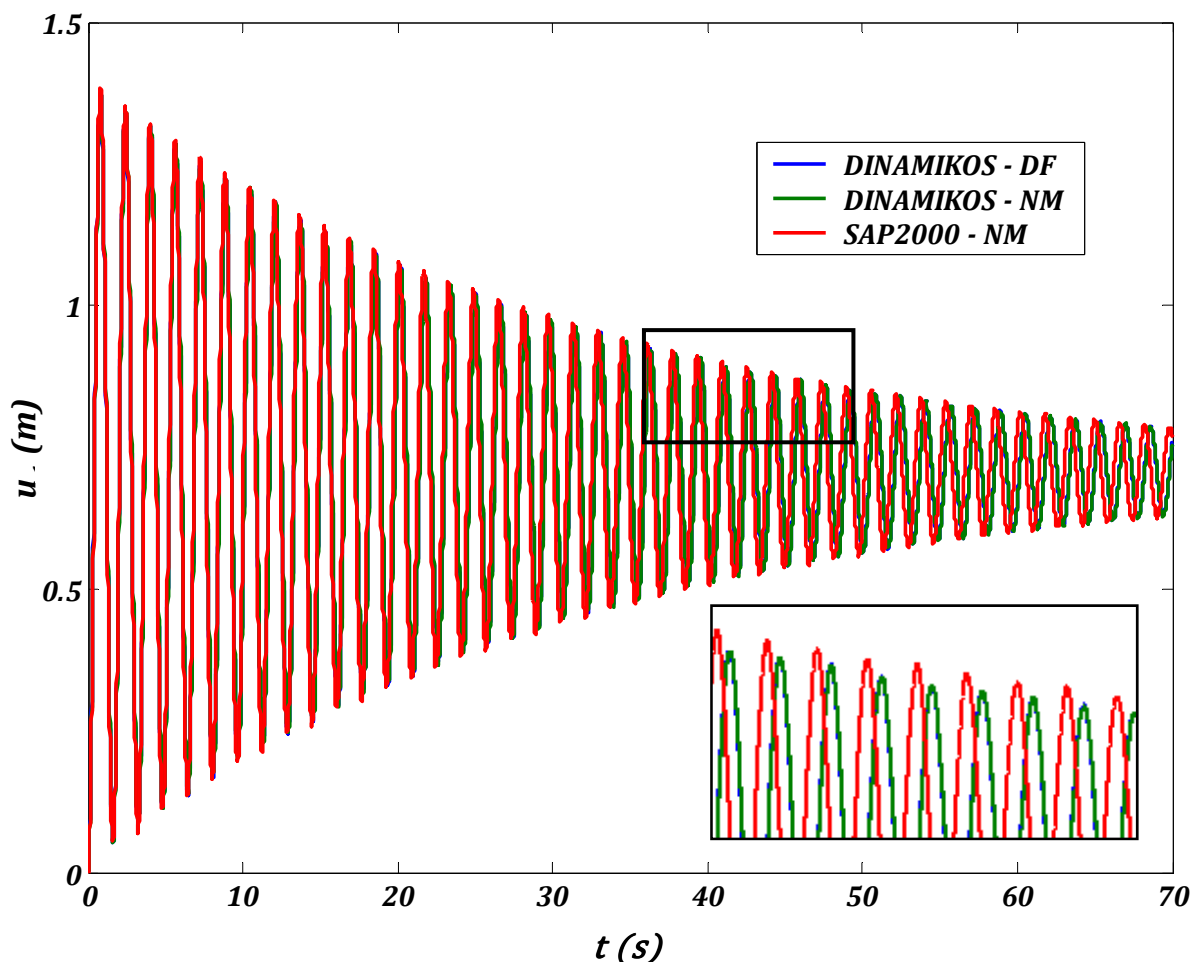


Figura 24 – Comparação do resultado obtido pelo método de Newmark e Diferenças Finitas com o obtido pelo programa SAP2000.

Validação – Análise Não-Linear

A influência da consideração dos efeitos não-lineares foi investigada através da comparação do deslocamento no topo da torre obtido por análise linear e por análise não linear, considerando os efeitos na atualização das coordenadas nodais e do esforço axial sobre a matriz de rigidez. Esta comparação pode ser observada na Figura 25.

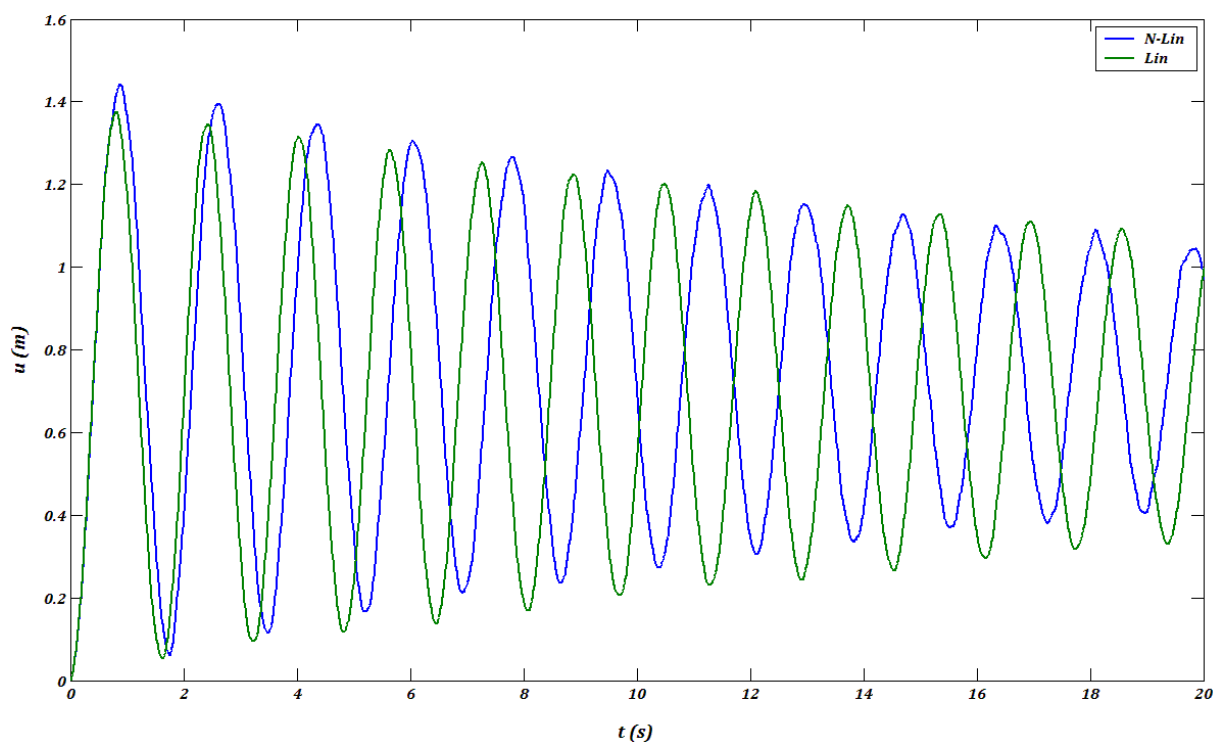


Figura 25 – Comparação do deslocamento no topo da torre obtido nos primeiros 20s de simulação linear, em comparação à não-linear.

Tabela 15 – Comparação dos dados da simulação linear e não-linear.

Parâmetro	Linear	Não-linear	Diferença
Média (m)	0,706	0,756	6,6%
Desvio Padrão (m)	0,351	0,340	3,2%
Deslocamento máximo (m)	1,442	1,375	4,9%
Frequência (Hz)	0,619	0,582	6,4%

A diferença entre as duas simulações é quantificada na Tabela 15. Observa-se uma maior diferença nos deslocamentos devido à velocidade média – representados pelos valores médios das simulações. Diferenças na ordem de 6 ou 7% podem ser um indicativo da importância da consideração dos efeitos não-lineares do modelo. Usualmente a diferença encontrada entre modelos lineares e não-lineares, para análises dinâmicas, são da ordem de 5%.

Devido à não decisiva necessidade de consideração dos efeitos não-lineares, associada ao alto custo computacional envolvido, assim como possibilidade de ocorrência de instabilidades numéricas, optou-se em computar os resultados utilizando apenas análises lineares.

5.5. RESULTADOS – ANÁLISE LINEAR

Nesta seção serão mostradas variações da resposta de projetos de torres desenvolvidos no presente trabalho, para diferentes formas de avaliação das forças devidas ao vento turbulento e para a consideração da flexibilidade da fundação, visando fornecer dados sobre a influência da incerteza de modelo no problema em consideração. Adicionalmente, é estudada a eficiência de um sistema de amortecedores por atrito na união dos cabos com os braços.

Nas oportunidades nas quais os deslocamentos obtidos por simulação são comparados com os resultantes das cargas dadas pela norma brasileira, avaliou-se o máximo valor esperado para a simulação através da consideração do fator de pico:

$$X_{Máx} = \mu_X + g\sigma_X \quad (104)$$

Sendo $X_{Máx}$, o máximo valor esperado para a variável “X”;

μ_X , a média aritmética de “X”;

σ_X , seu desvio padrão;

g , fator de pico, dependente do período de tempo analisado e da probabilidade de ultrapassagem.

O fator de pico, aplicado a turbulência, foi inicialmente estudado por DAVENPORT (1964) e, para a dedução do Método Discreto da norma brasileira, foi adotado um valor igual a quatro, mesmo valor que será utilizado para as comparações deste trabalho.

5.5.1. Incerteza de modelo: o espectro de Harris

A resposta das estruturas de 40m e 70m a três simulações distintas realizadas com a utilização do espectro de Harris para a determinação da componente turbulenta do vento pode ser comparada com o máximo valor esperado e com o deslocamento absoluto previsto pela NBR6123/1988 nas figuras abaixo.

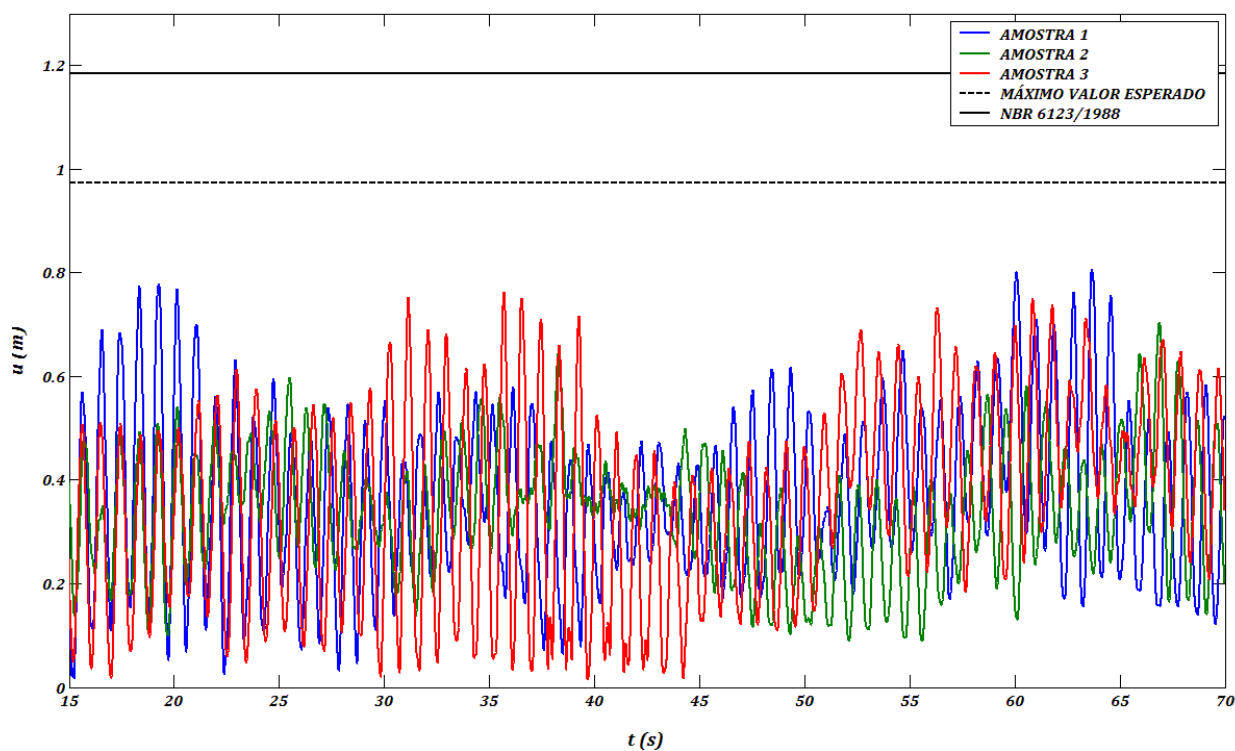


Figura 26 – Deslocamento absoluto do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Harris, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 40m.

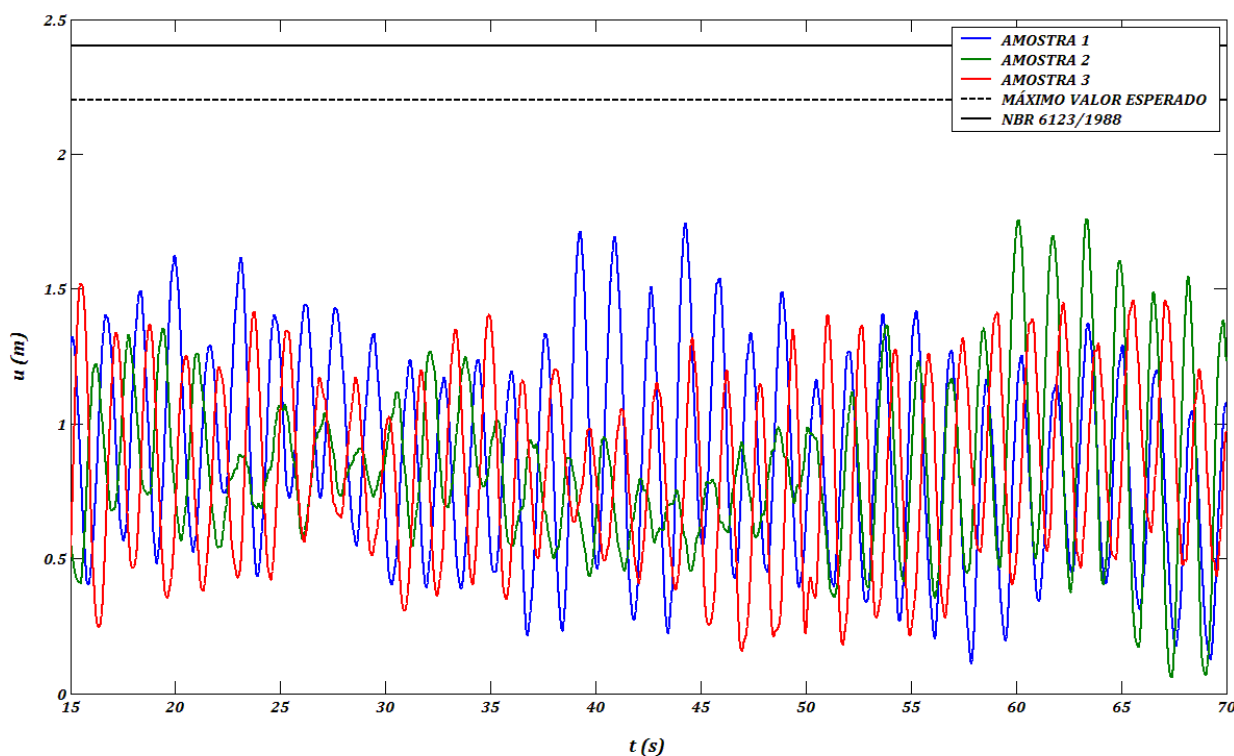


Figura 27 – Deslocamento absoluto do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Harris, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 70m.

Nestes resultados, optou-se em desprezar os primeiros 15s de resultados a fim de desconsiderar perturbações devidas ao fato da simulação iniciar a partir do estado indeformado da estrutura.

Os valores numéricos dos máximos deslocamentos observados para cada simulação, em comparação aos obtidos com a utilização do documento normativo são mostrados na tabela abaixo.

Tabela 16 – Deslocamentos absolutos simulações utilizando o espectro de Harris (m).

Estrutura	Amostra	Deslocamento médio	Desvio Padrão	Máx. valor esperado	NBR6123
Torre 40m	1	0,363	0,185	0,974	1,185
	2	0,323	0,117		
	3	0,367	0,160		
Torre 70m	1	0,830	0,334	2,200	2,396
	2	0,836	0,303		
	3	0,880	0,375		

Os deslocamentos máximos esperados para a torre de 40m se mostraram relativamente menores que os previstos pela norma.

Já os resultados obtidos para a torre de 70m se mostraram mais próximos aos previstos. Quando as frequências naturais são menores de 1 Hz os efeitos da turbulência atmosférica se mostram mais acentuados. Acentuam-se, também as diferenças entre as formas de avaliar este efeito. Este fato poderia explicar esta amplificação nos deslocamentos máximos esperados para a torre com maior altura.

5.5.2. Incerteza de modelo: o espectro de Kármán

As respostas das torres propostas ao vento turbulento calculado a partir do espectro de Kármán – dado por ESDU (1975) – são mostradas abaixo.

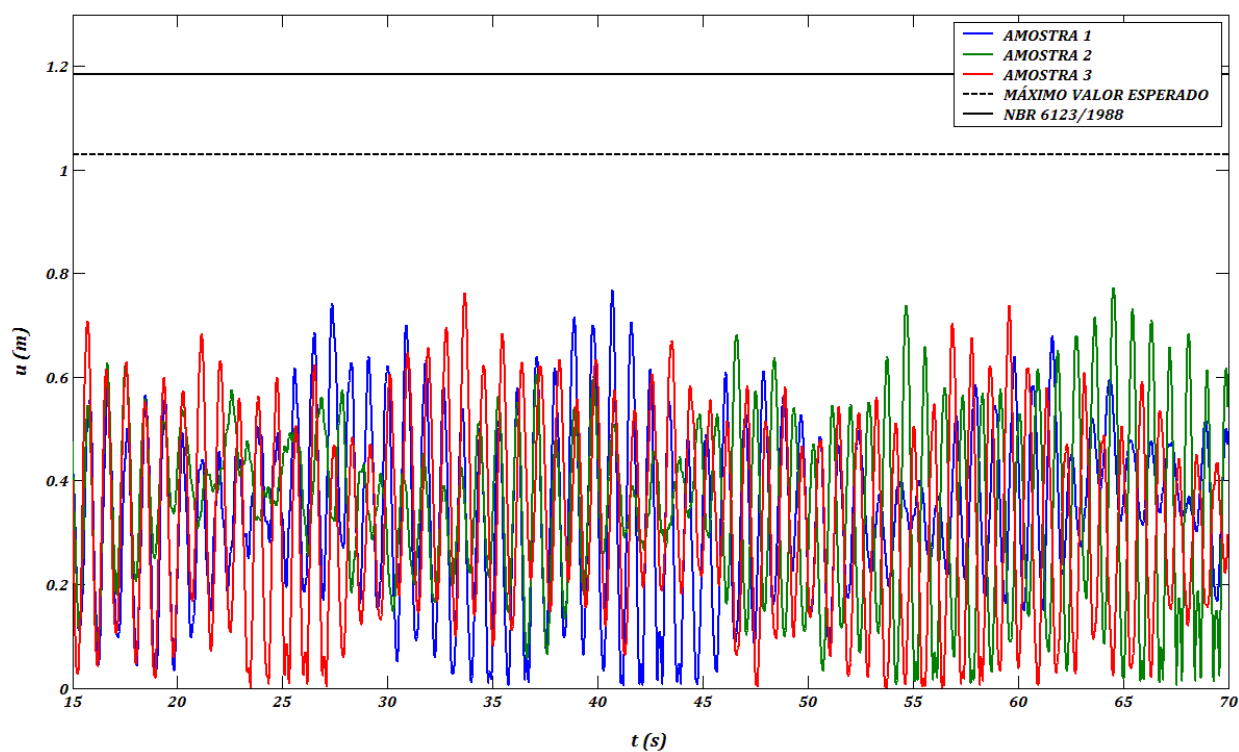


Figura 28 – Resposta do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Kármán, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 40m.

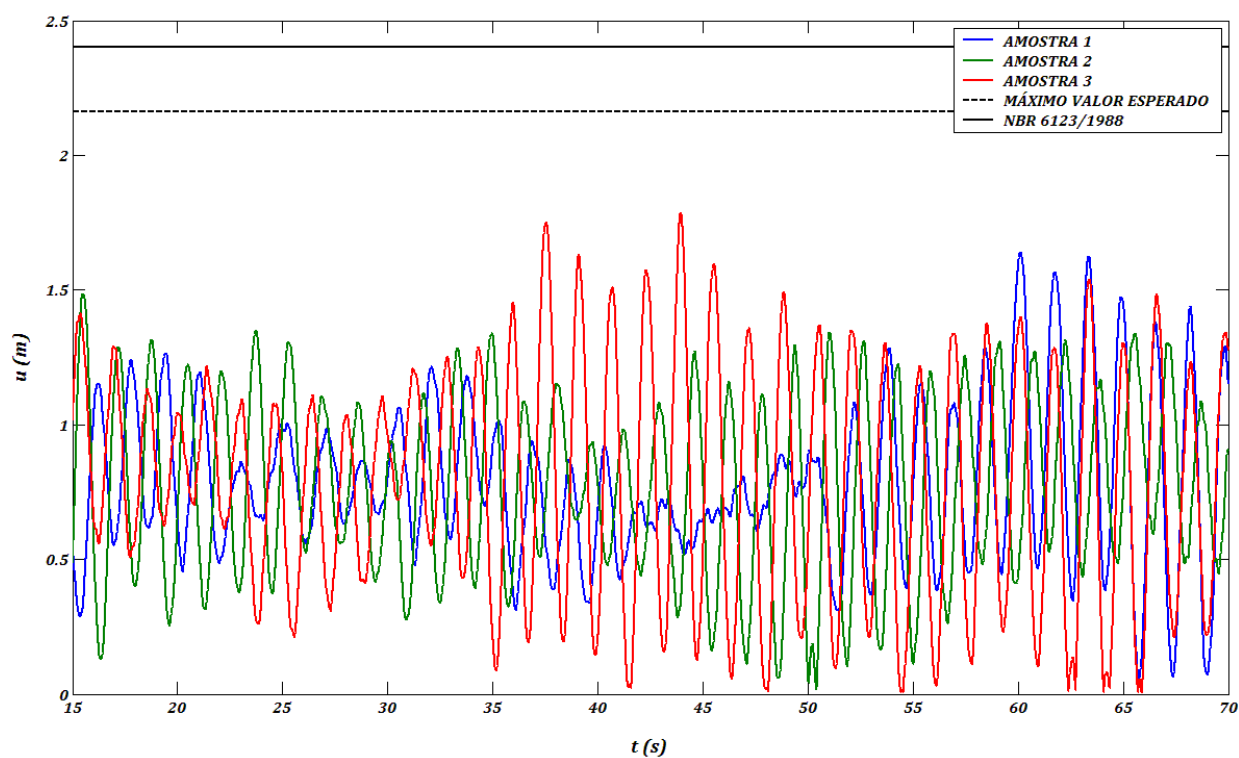


Figura 29 – Resposta do topo da estrutura ao vento turbulento obtido pelo Espectro de Kármán, em comparação com o máximo valor esperado e com o método estático equivalente da NBR6123/1988, para a torre de 70m.

Os valores máximos observados nestas simulações são mostrados na tabela abaixo.

Tabela 17 – Deslocamentos absolutos simulações utilizando o espectro de Kármán (m).

Estrutura	Amostra	Deslocamento médio	Desvio Padrão	Máx. valor esperado	NBR6123
Torre 40m	1	0,328	0,186	1,030	1,185
	2	0,356	0,162		
	3	0,346	0,165		
Torre 70m	1	0,788	0,422	2,160	2,396
	2	0,779	0,327		
	3	0,782	0,287		

A torre de 40m apresentou resultados dentro do esperado pela NBR 6123/1888, apesar de este documento normativo ser deduzido com a utilização do espectro de potência de Harris.

Da mesma forma que nas simulações obtidas com a utilização do espectro de Harris, o deslocamento máximo previsto para a torre de 70m se mostrou mais próximo ao esperado. Contudo, não foram observadas grandes diferenças entre a forma de representar os espectros de potência.

5.5.3. Influência da flexibilidade das fundações

A influência da flexibilidade das fundações no comportamento da torre foi investigada através da substituição do engaste na base por vínculos elásticos. Para tal, considerou-se a torre apoiada sobre um bloco de fundação rígido tipo sapata circular, com raio igual ao comprimento dos braços. Os coeficientes de rigidez horizontal e rotacional adotados foram extraídos, respectivamente, de BYCROFT (1956) e BOROWICKA (1943):

$$K_x = \frac{32(1-\nu)Gr}{7-8\nu} \quad (105)$$

$$K_\phi = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \quad (106)$$

A validação da implementação desta consideração no código numérico é analisada através da variação da frequência do primeiro modo de vibração dado pelo programa, para a torre de 70m de altura, em função da flexibilidade rotacional da base (Figura 30). Nesta figura, observam-se dois comportamentos assintóticos: a frequência natural tendendo ao valor de base engastada, para baixos valores de flexibilidade e o valor da frequência natural tendendo a zero, para altos valores de flexibilidade.

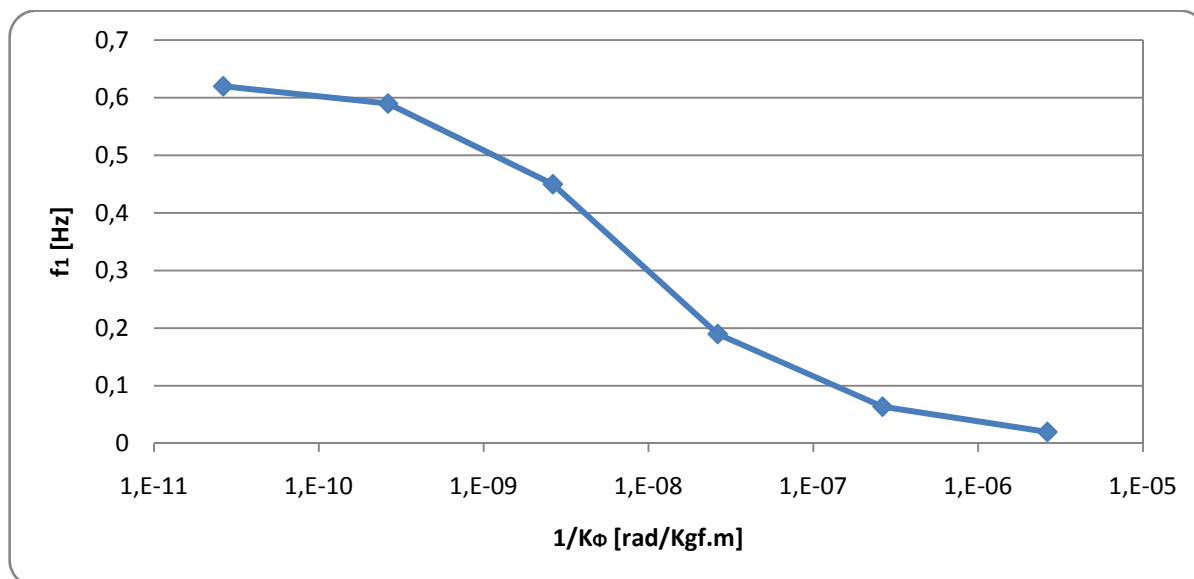


Figura 30 – Variação da frequência do modo fundamental de vibração da torre de 70m, em função da flexibilidade rotacional da fundação.

As simulações foram realizadas supondo a torre sobre um solo de rigidez mediana:

Módulo de Poisson: $\nu = 0,35$ e módulo cisalhante: $G = 27 \text{ MPa}$ (equivalente a um solo de densidade $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$ e velocidade de propagação de onda cisalhante no solo $v_s = 130 \text{ m/s}$).

Para este solo, o deslocamento deste modelo às forças devidas ao vento determinado a partir do espectro de Harris, em comparação à torre engastada na base pode ser observado nas figuras abaixo.

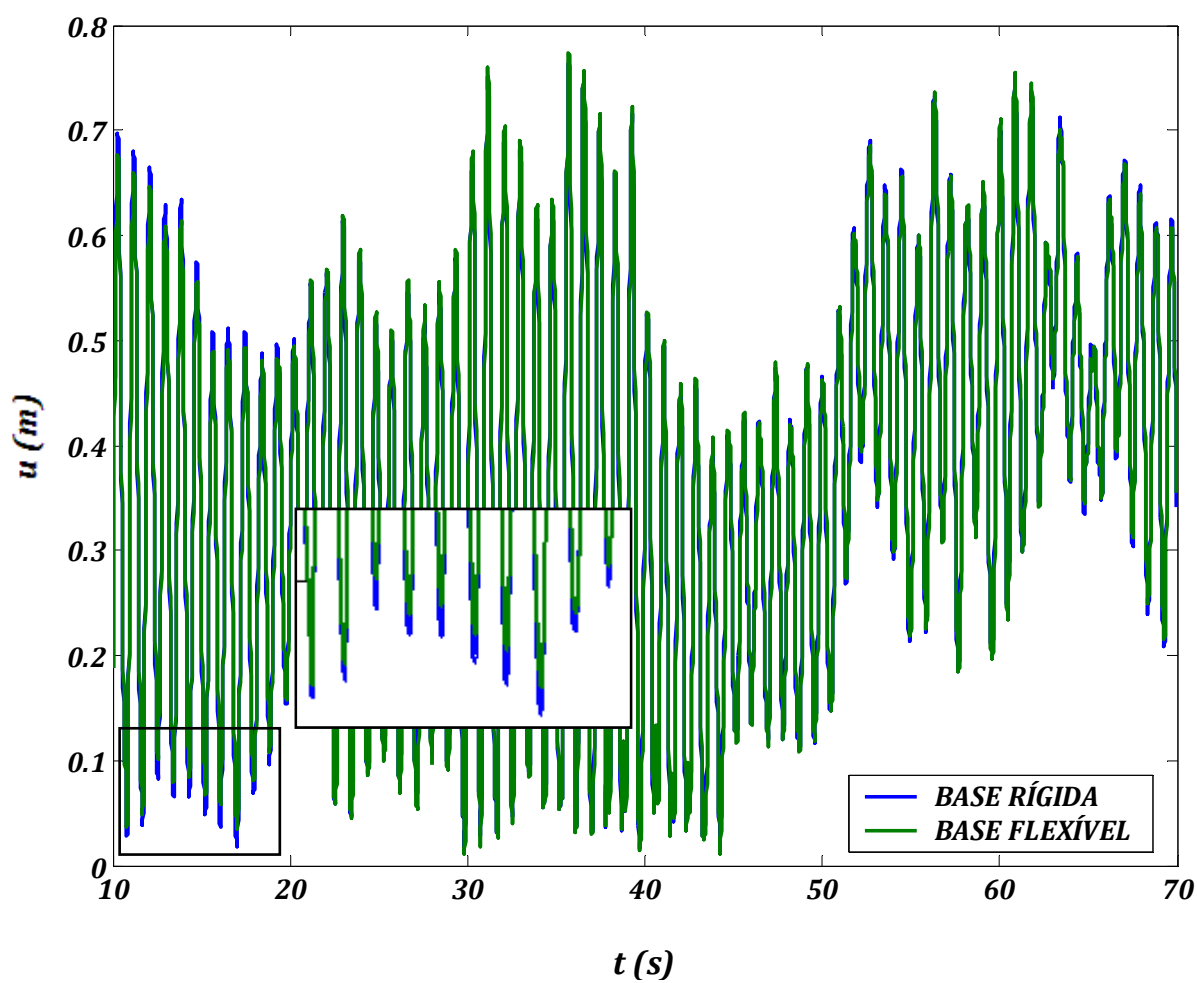


Figura 31 – Comparação da resposta da estrutura ao vento turbulento obtida com e sem a consideração da rigidez das fundações, para a torre de 40m.

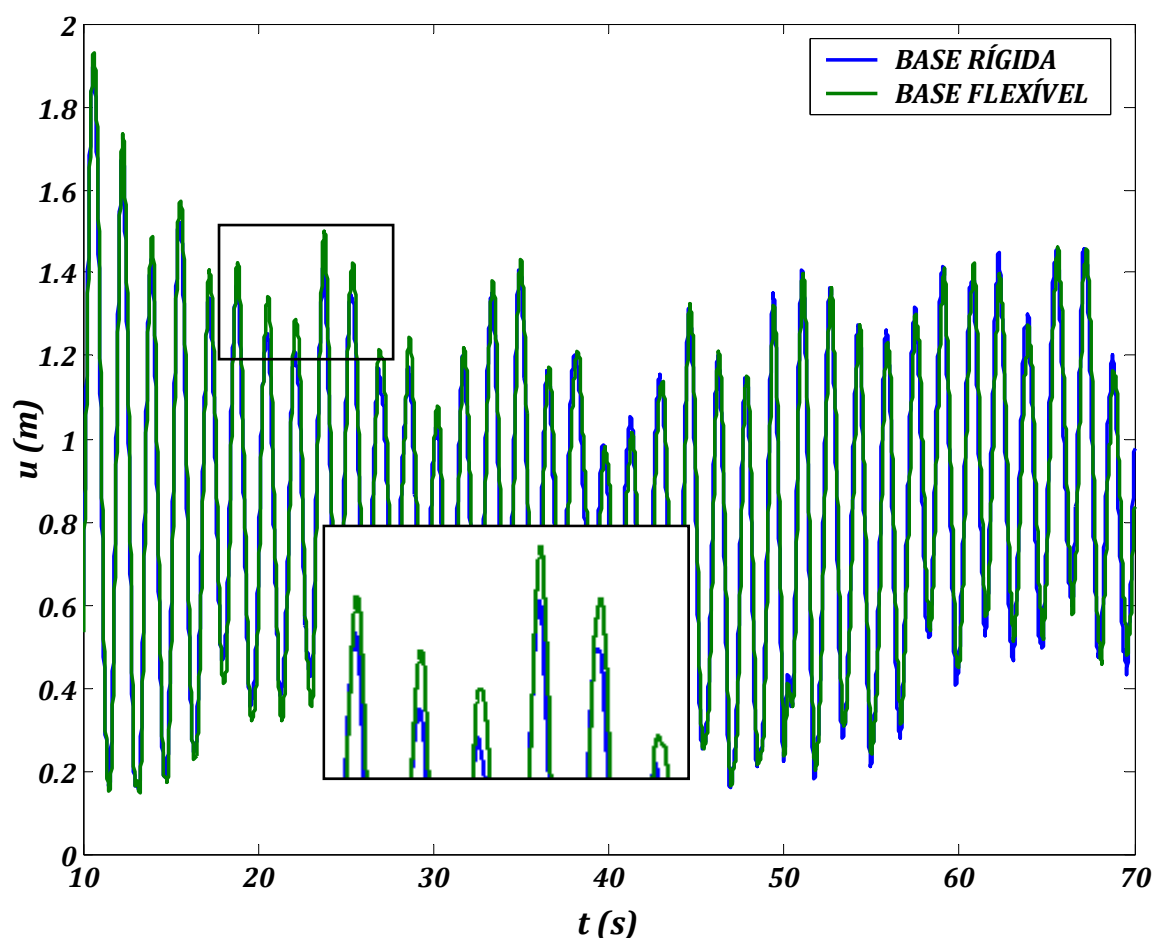


Figura 32 – Comparação da resposta da estrutura ao vento turbulento obtida com e sem a consideração da rigidez das fundações, para a torre de 70m.

A influência da consideração da rigidez da fundação não se mostrou significativa para este solo. Pode-se observar, para os dois modelos de torres estudados, uma pequena variação no deslocamento máximo, além de uma pequena variação no valor da frequência do modo fundamental.

A fraca relação entre a rigidez das fundações e os deslocamentos no topo da estrutura pode ser devida à combinação de dois fatores: o baixo valor das forças devidas ao vento para este tipo de estrutura – fato que reduz o valor das reações na base das torres – com o grande diâmetro das fundações – fator que eleva a sua rigidez para qualquer tipo de solo. Observa-se que, quando não é explicitamente levada em conta no projeto, a influência da flexibilidade da fundação faz parte da denominada incerteza de modelo.

5.5.4. Introdução de amortecedores de atrito

Devido ao baixo valor da razão de amortecimento apresentado por estruturas metálicas em geral, os esforços devidos aos efeitos das cargas dinâmicas são maiores que em estruturas compostas por outros materiais. Uma forma de contornar este problema é inserir dispositivos que absorvam parte da energia aplicada sobre a estrutura, aumentando, assim, o amortecimento e reduzindo o valor dos deslocamentos máximos e das solicitações que a estrutura experimenta.

Desta forma foi proposto um sistema de amortecedores como mostrado na figura abaixo.

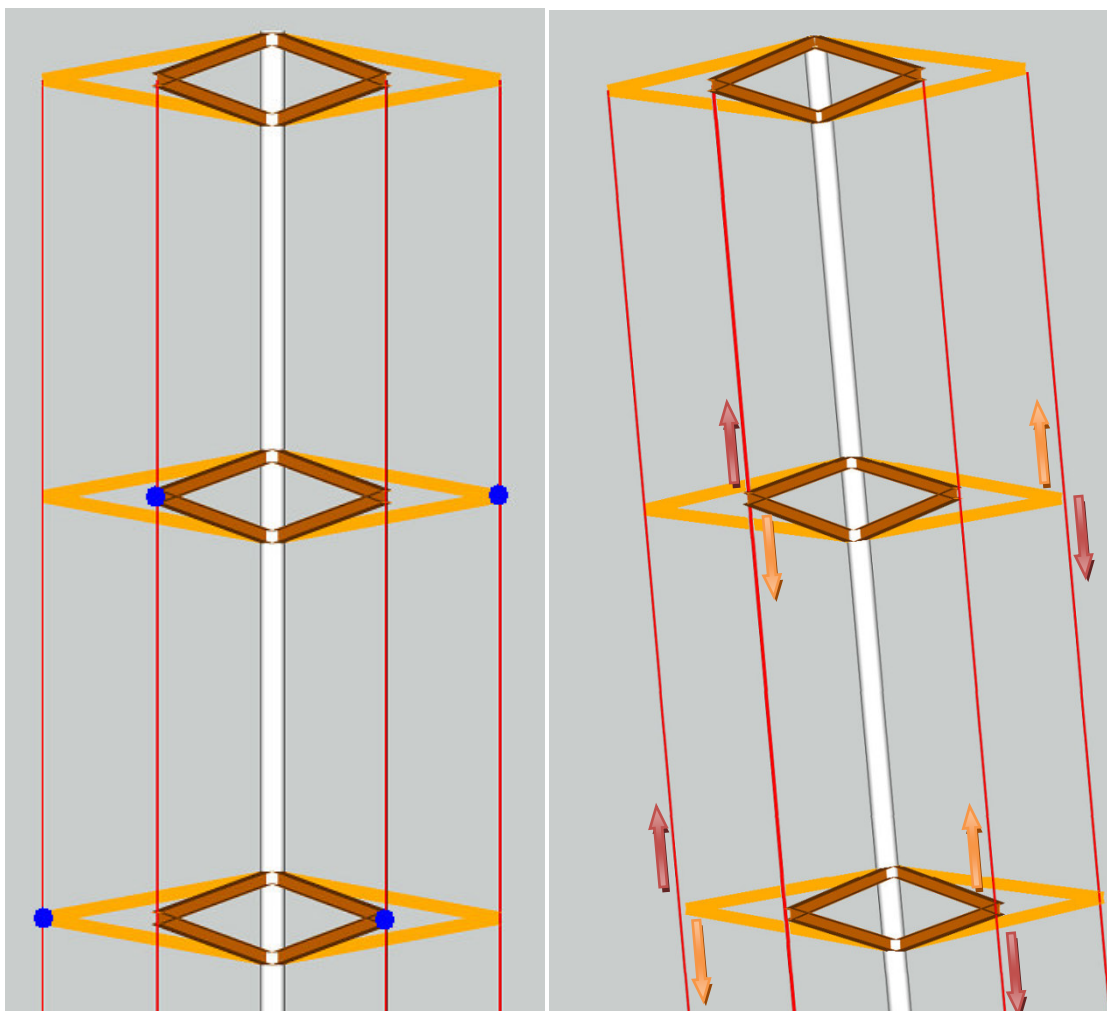


Figura 33 – Localização dos amortecedores de atrito (a). Direção da força aplicada pelos amortecedores sobre os braços (alaranjado) e os cabos (vermelho), para a deformada da estrutura (b).

Nos pontos de inclusão dos amortecedores (marcados pelos círculos azuis), a conexão entre o cabo e o braço passa a não mais ser rígida: o amortecedor permite um deslocamento relativo entre estes dois elementos, porém este deslocamento relativo promove a fricção em um amortecedor aplicado entre o cabo e o braço.

Para forçar esta diferença de deslocamento entre a extremidade do braço e o cabo, os amortecedores são intercalados (Figura 33a). O sentido dos esforços que surgem sobre a estrutura deformada é mostrado na Figura 33b.

A magnitude da força de atrito aplicada pelos amortecedores foi considerada igual a uma fração (R_{at}) da força de protensão aplicada aos cabos a estes ligados. No código proposto, esta força foi inserida no vetor de cargas nodais e atualizado a cada passo de tempo, em função dos deslocamentos da estrutura. A alteração do amortecimento obtido com a modificação dessa fração R_{at} pode ser observada na figura abaixo, para a torre de 70m.

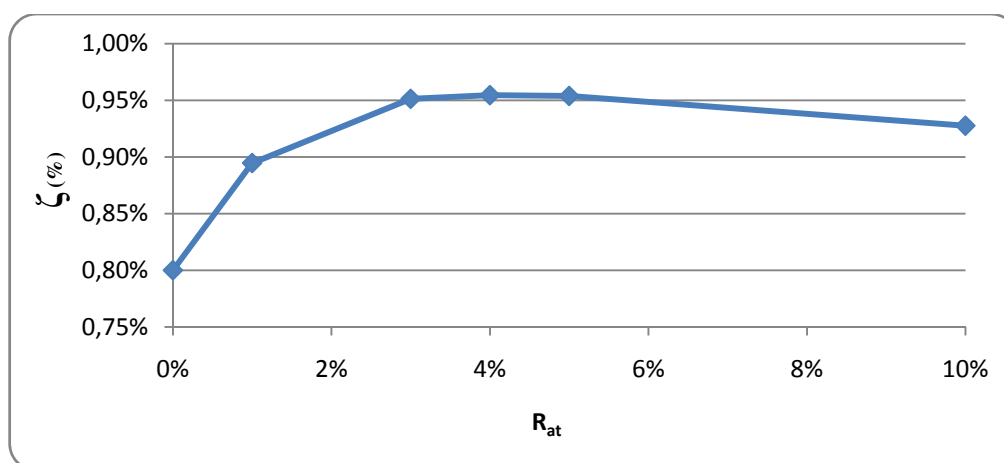


Figura 34 – Variação do amortecimento da estrutura com a variação da relação entre a força de atrito e a força de protensão dos cabos da torre de 70m.

Pode-se observar que o amortecimento não é simplesmente proporcional à força de atrito aplicada. Este experimenta um rápido acréscimo, mas, para valores maiores da relação entre a força de atrito e a de protensão dos cabos, passa a não mais ser dependente da força de atrito. Este comportamento se adapta perfeitamente ao mostrado em estudos anteriores, fato que serve como validação da implementação dos amortecedores no código numérico proposto.

Na figura abaixo se pode observar a resposta da torre de 70m à carga de vento obtida a partir do espectro de Harris, com a introdução de amortecedores de atrito, com força igual a 4% da força de protensão.

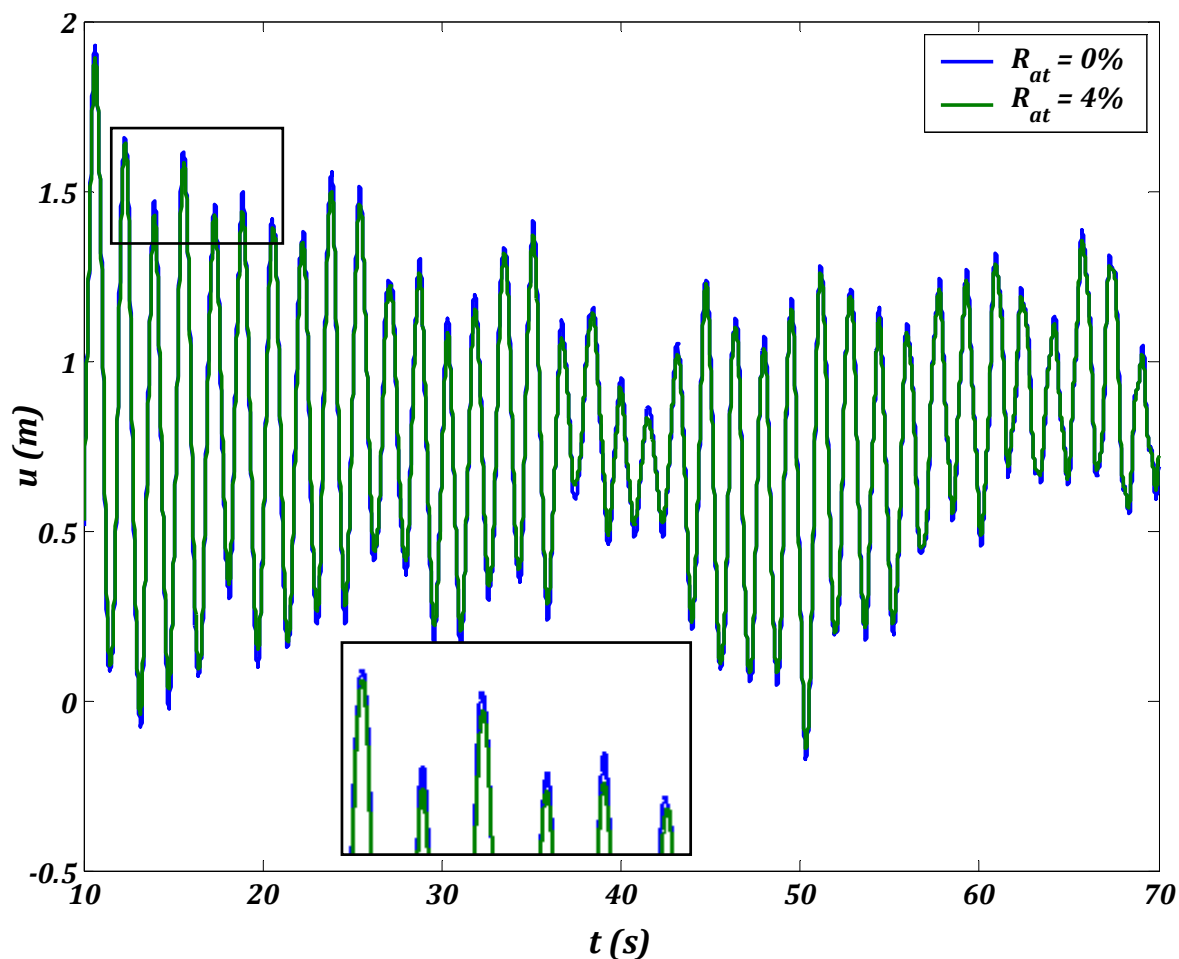


Figura 35 – Variação do deslocamento do topo da torre com a inclusão de amortecedores de atrito com força igual a 4% da protensão.

A ação dos amortecedores de atrito sobre o modelo de 40m de altura se mostrou menos efetiva. Na Figura 36 pode-se observar a influência da força de atrito sobre a razão de amortecimento crítico para esta torre.

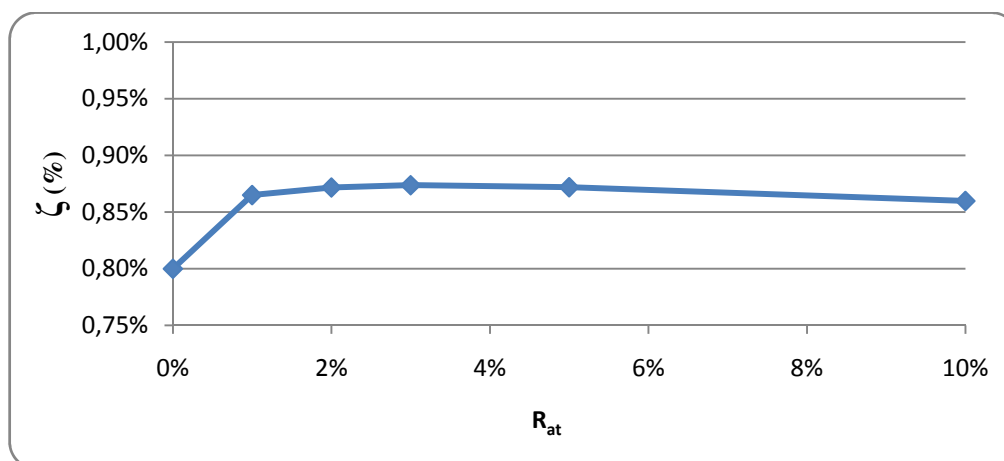


Figura 36 – Variação do amortecimento da estrutura com a variação da relação entre a força de atrito e a força de protensão dos cabos, para a torre de 40m.

Como mostrado nas figuras anteriores, o esquema adotado para a inclusão de amortecedores de atrito não se mostrou eficiente para este tipo de estrutura. Por possuir uma elevada rigidez flexional, uma fração considerável dos deslocamentos globais da estrutura são provenientes de deformações devidas ao esforço cortante sobre o tubo central. Desta forma, um estudo sobre a inclusão de amortecedores dependentes da deformação horizontal, tais como amortecedores de massa sintonizada, poderia maximizar a redução dos deslocamentos.

6. CONCLUSÃO

Motivado pela deficiência de material disponível na literatura, foi elaborada uma descrição do estado da arte do projeto de torres autoportantes para telecomunicações.

O estado da arte inclui dados referentes à influência de vários parâmetros de projeto sobre o peso deste tipo de torre os quais podem ser de grande utilidade na avaliação da viabilidade de fabricação de modelos alternativos. São também resumidas recomendações de normas em vigor para a determinação das solicitações devidas ao vento nesse tipo de estrutura e descritos métodos modernos de análise.

Levando-se em conta estas informações, é proposto um esquema estrutural ainda não utilizado para torres de telecomunicações, formado por um tubo central provido de cabos protendidos periféricos.

O processo de otimização de projeto aplicado ao modelo proposto indicou uma considerável redução no custo de fabricação da torre quando o mastro, elemento resistente aos esforços axiais, é moldado com um elemento misto de aço e concreto, para ambas as alturas estudadas.

A elaboração de um programa específico de elementos finitos de barra para simulação numérica da resposta dos projetos em estudo aos efeitos do vento apresentou como principal vantagem, sobre a utilização de programas comerciais, a possibilidade de controlar todos os parâmetros envolvidos ao longo da simulação e inserir certos dispositivos (como amortecedores de atrito) que muitos programas não permitem.

Foram gerados dados adicionais sobre a influência da incerteza de modelo na análise dinâmica de torres autoportantes sob ação de vento turbulento, através da comparação de resultados obtidos por simulação para os espectros da componente flutuante da velocidade do vento sugeridos por Harris e Von Karman, com as previsões da norma NBR 6123. Em todas as comparações realizadas, o resultado máximo esperado se mostrou menor que o previsto pela norma brasileira, porém esta diferença se mostrou maior para a torre de 40m (entre 8 e 10%), em comparação com os resultados obtidos para a torre de 70m (13 a 18%). Esses valores são compatíveis com conclusões de estudos anteriores sobre o tema, confirmando a

importância do tópico no projeto de estruturas sob ações dinâmicas. Contudo não se verificou diferenças decisivas entre os resultados obtidos a partir dos espectros de Harris e de Kármán.

A consideração da flexibilidade das fundações não mostrou considerável influência sobre o deslocamento do topo da estrutura. Isto pode ser devido ao fato de este tipo de torre não transmitir grandes solicitações às fundações e as fundações utilizadas apresentarem grande rigidez, para o tipo de solo estudado. Estudos mais aprofundados considerando solos com menores resistências poderiam ainda ser necessários, porém solos com resistências muito baixas inviabilizariam fundações tipo sapata.

A tentativa de redução dos deslocamentos através da introdução de amortecedores de atrito entre os braços e os cabos não apresentaram grande eficiência – especialmente para o modelo de torre de 40 m de altura. Alternativas que restrinjam os deslocamentos horizontais – provocados pelo esforço cortante sobre o mastro – tais como amortecedores de massa sintonizada poderiam ser mais eficientes.

O esquema estrutural estudado na Dissertação mostra-se competitivo com opções usuais no mercado para alturas na ordem de 40m. Considera-se que a introdução de amortecedores de massa sintonizada, cuja tecnologia é amplamente conhecida, pode aumentar consideravelmente a faixa de utilização do projeto.

Reitera-se a necessidade de expansão dos cursos de engenharia civil no Brasil de tal forma a abordar temas – como engenharia do vento e dinâmica das estruturas – que se mostram cada vez mais importantes, mas são ainda desconhecidos pela maioria dos profissionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDALLA, H. A. Assessment of damages and repair of antenna tower concrete foundations. **Construction and Building Materials**, v. 16 p. 527-534, 2002.
- ALAM, M. M.; SAKAMOTO, H.; MORIYA, M. Reduction of fluid forces acting on a single circular cylinder and two circular cylinders by using tripping rods, **Journal of Fluids and Structures**, v. 18, p. 347-366, 2003.
- ALMEIDA, C. Dados de projetos da empresa Engmet Engenharia, fornecidos pessoalmente. 2007.
- ALMEIDA, P. Informação fornecida pessoalmente, 2007.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318R-92**: Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, 1992.
- AMERICAN NATIONAL STANDARD INSTITUTE. **ANSI A58.1-1982**: Standard Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures, New York, 1982.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AIS-LRFD**: Load and resistance factor design. Chicago, 1994.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 7-95**: Minimum design loads for buildings and structure New York, 1995.
- ARISPE, R. A. **Monitoramento e análise numérica para obtenção de frequências naturais de uma torre de telecomunicações**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 8.681**: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 8.800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (projeto de norma. Versão Janeiro/2007). Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 8.850**: Execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão. Rio de Janeiro, 2007.
- BATISTA, R. C.; OLIVEIRA, T. J. L.; ALVARIÑO, L. A. R.; CARVALHO, E. M. L.; SANTOS, E. F. dos; CORREA, W. L.; PFEIL, M. S. Controle dinâmico ativo para aumento da vida útil de uma torre metálica sob ação do vento. **Proceedings of the XXVII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering**. Belém, PA, Brazil, September, 2006.

BATISTA, R. C.; CARVALHO, E. M. L.; PFEIL, M. S.; VARELA, W. D. Estimativa da vida útil à fadiga de uma torre metálica sob a ação do vento. **Revista da Escola de Minas**, v. 60(2). Pg. 401-408. Ouro Preto. 2007.

BERTOLINO, R. Jr.; MARMO, C. R.; RODRIGUES, R. O. Análise e dimensionamento estrutural de torres circulares de aço. In: XXIX JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2000, Punta del Este, Uruguay. **Anales...**, (CD-ROM), 2000.

BIÉTRY, J.; SACRÉ, C.; SIMIU, E. Mean wind profiles and changes of terrain roughness. **Journal of Structural Division: American Society of Civil Engineering**, v. 104, p. 1585-1593, Oct. 1978.

BLESSMANN, J. **Acidentes causados pelos ventos** - 4.ed. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 2001.

_____. **Aerodinâmica das construções** – 2.ed. Porto Alegre : Sagra, 1990a.

_____. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1998.

_____. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

_____. **Tópicos de normas de vento** – 2.ed. Porto Alegre : Editora da Universidade/UFRGS, 1990b.

BRASIL, R. M. L. R. F.; SILVA, M. A. RC large displacements: Optimization applied to experimental results. **Computers and Structures**, v. 84, p. 1164–1171, 2006.

BRITISH STANDARD. BS 8100: Lattice towers and masts - Part 1. Code of practice for loading. London, 1986.

BRITISH STANDARD. BS 5400: Steel, concrete and composite bridges - Part 1. Code of practice for design of composite bridges. London, 1979.

BOROWICKA, H. "Über ausmittig belastete starre Platten auf elastischisotropem Untergrund," **Ingenieur-Archiv**, v. 1, pp. 1-8. 1943.

BOUAK, F.; LEMAY, J. Passive control of the aerodynamic forces acting on a circular cylinder. **Experimental Thermal and Fluid Science**, v. 19, p. 112-121, 1998.

BYRCOFT, G. N. Forced vibrations of a rigid circular plate on a semi-infinite elastic stratum. **Philosophical Transactions of the Royal Society**, Ser. A, v. 248, pp. 327-368. 1956.

CARRIL Jr, C. F. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN/CSA-S16.1-M89**: Limit states design of steel structures. Toronto, 1989.

COOK, N. J. **The designer's guide to wind loading of building structures**. Part 1. Butterworths, Londres, 1985.

COWPER, G. R. The shear coefficient in Timoshenko's beam theory. **Journal of Applied Mechanics**, v.33, s. E, n. 2, jun. 1966.

DAEMON, C. Dados de projetos da empresa Armco Staco S/A, fornecidos pessoalmente. 2007.

DAVENPORT, A. G. The application of statistical concepts to the wind loading of structures. **Proceedings/Institution of Civil Engineers**, v.19, p. 449-472, aug. 1961a.

_____. Note on the Distribution of the Largest Value of Randon Function with Aplication to Gust Loading. **Proceedings Institution of Civil Engineers**. Vol. 28, paper 2739, pp. 187–196. 1964.

_____. Gust loading factors. **Journal of Structural Division: American Society of Civil Engineering**, v. 93, p. 11-34, 1967.

_____. The prediction of risk under wind loading. **Proceedings of the Second International Conference in Structural Safety and Reliability**. Munich, West Germany, p. 511–538, sep. 1977.

_____. The response of slender structures to wind. In: WIND CLIMATE IN CITIES, 1993, Waldbronn. **Proceedings of NATO Advances Study Institute**. sL, 2nd.ed., 1993.

_____. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. **Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society**. London, v. 87, n. 372 p. 194–211, apr. 1961b.

DEOLIYA, R., DATTA, T.K. Reliability analysis of a microwave tower for fluctuating mean wind with directional effect. **Reliability Engineering and System Safety**, v. 67, p. 257–267, 2000.

ENGINEERING SCIECE DATA UNIT Mean fluid forces on tower-like space frames. In: _____ **Item 81028: Lattice structures**, London, 1990. Part 1.

_____. Characteristics of Atmospheric Turbulence near Ground, Part II: Single Point. Data for Strong Winds. In: _____ **Item 74031: Wind Engineering Data Sheet**, London, 1974.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Actions on structures – wind actions In: _____ **EUROCODE 1: Basis of design and actions on structures**, 1995. Part 2-4.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. General rules and rules for buildings. In: _____ **EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures**, 1994. Part 1-1.

FERNANDES, J. F.; AGOSTINI, L.R.S. Estudo comparativo entre pilares de concreto de alta resistência armado usualmente e confinado com tubo de aço. In: XXIX JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2000, Punta del Este, Uruguay. **Anales...**, (CD-ROM), 2000.

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

GAKSWORTHY, J. K.; VICKERY, B. J., Wind Load on Chimneys with Surface Mounted Appurtenances. In: **Americas Conference on Wind Engineering**. p. 1-1. 2001.

GALINDEZ, E. E. **Resposta dinâmica de estruturas na direção da velocidade média do vento**. 1979. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre.

GRIFFIS, L. G., The T. R. High lecture: Composite frame construction. In: NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, Pittsburgh, Pennsylvania, 18-20 may, 1994. **Proceedings**. New York, AISC. v. 01, p. 1.1-1.72.

GUIMARÃES, M. J. R. **Análise estática e dinâmica de torres metálicas autoportantes**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UNB, Brasília.

GUIMARÃES, M. J. R., de BRITO, J. L. V.; Análise estática e dinâmica de torres metálicas autoportantes. In: CILAMCE, 2000, Cordoba, Argentina. CD-ROM.

HARRIS, R. I. Measurements of wind structures at heights up to 598ft above ground level. In: SYMPOSIUM ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, Loughborough, Loughborough University of Technology, 1968, paper 1.

HARRIS, R. I. The nature of the wind. In: THE MODERN DESIGN OF WIND SENSITIVE STRUCTURES, London, Construction Industry Research and Information Association, 1970, Paper 3, p. 29-55.

HARITOS, N.; STEVENS, L. K. The assessment of response of tall free-standing towers to along-wind loading. **Journal of wind engineering and industry aerodynamics**, v. 14, p. 331-344, 1983.

HOLMES, J. D.; BANKS, R. W.; ROBERTS, G. Drag and aerodynamic interference on microwave dish antennas and their supporting towers. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 50, p. 263-270, 1993.

HOLMES, J. D. Along-wind response of lattice towers: part I – Derivation of expressions for gust response factors, **Engineering Structures**, v. 16, n. 4, p 287-292, 1994

_____. Along-wind response of lattice towers: part II – Aerodynamic damping and deflections, **Engineering Structures**, v. 18, n. 7, p. 483-488, 1996a

_____. Along-wind response of lattice towers: part III – Effective load distributions, **Engineering Structures**, v. 18, n. 7, p. 489-494, 1996b

JASIN, N. A.; GALEB, A. C. Optimum design of square free-standing communication towers. **Journal of Construction Steel Research**, v. 58, p. 413-425, 2002.

KÁRMÁN, T. von. Progress in the statistical theory of turbulence. **Proc. Natural Academy of Science**, Washington D. C., v. 34, p. 530-539, 1948.

KINDLEIN, C. A. **Área de implantação de infra-estrutura da empresa VIVO**. Informação fornecida pessoalmente, 2007.

LEE, S. J.; LEE, S. I.; PARK, C. W. Reducing the drag on a circular cylinder by upstream installation of a small control rod, **Fluid Dynamics Research**, v. 34, p. 233-250, 2004.

LEHMANN, V. Informação fornecida pessoalmente, 2007.

LESAGE, F.; GARTSHONE, I. S. A method of reducing drag and fluctuating side force on bluff bodies. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 25, p. 229-245, 1987.

LIEPMANN, H. W. On the application of statistical concepts to the buffeting problem. **Journal of the Aeronautical Sciences.**, v. 19, p. 793-800, Dec. 1952.

LORENTZ, H. **Lehrbuch der technischen physik erster band: Technische mechanik starrer gebilde**. Verlag von Julius Springer, Berlin, 1924.

MAPPP. Targeting tower. In: **MaP3 SAREL**. Disponível em: < <http://map3.net/mappp/>>. Acesso em 09/02/2007. 2007.

MARQUES, S. P. C.; MARQUES D. C. S. C., Análise não linear de colunas tubulares de aço com núcleo de concreto de alto desempenho. In: XXIX JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2000, Punta del Este, Uruguay. **Anales...**, (CD-ROM), 2000.

MENEZES, R. C. R. M. Informação fornecida pessoalmente, 2007.

MIGUEL, L. F. F. **Estudo teórico e experimental de amortecedores de vibração por atrito**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre.

MIGUEL, LETÍCIA. F. F.; RIERA, J. D.; KAMINSKI Jr, J.; MIGUEL, LEANDRO. F. F.; MENEZES, R. C. R. M., Model uncertainty in the definition of EPS wind loads in transmission line design. In: 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING, 2007, Cairns, Australia. **Anals...**, CD-ROM, 2007.

MOSTAGHEL, N.; DAVIS, T. Representations of Coulomb friction for dynamic analysis. **Earthquake engineering and structural dynamics**, v. 26, n. 5, p. 541-548, 1997.

MULHERIN, N. D. Atmospheric icing and communication tower failure in the United States. **Cold Regions Science and Technology**, v.27, p. 91-104. 1998.

NARDIN, S. D. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) –Universidade de São Paulo. São Carlos.

NASA. Flying into a Thunderstorm. In: **National Aeronautics and Space Administration**. Disponível em: < http://science.nasa.gov/headlines/y2007/18jul_tc4.htm?friend>. Acesso em 02/06/2008. 2008.

NASCIMENTO, F. O. D. A. **Análise de estruturas metálicas de torres autoportantes para telecomunicações**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) –Universidade Estadual de Campinas. Campinas.

NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA. **Live loads due to wind**. Ontario, NRCC/Canadian Commission on Buildings and Fire Codes, 1995.

OSHA - OCCUPATIONAL SAFETY HEALTH ADMINISTRATION. Communication tower guy anchor corrosion. **OSHA hazard information bulletins**. US Department of Labor, 1991.

PINHEIRO, M. A. S. **Vibrações aeroelásticas em torres esbeltas**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE / Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

PONTE Jr, J.; RIERA, J. D. Wind velocity field during thunderstorms. **Wind and Structures**, v. 10, p. 287-300, 2007.

PRAUCHNER, M. **Coordenador de engenharia de aplicação da empresa Metasa S/A**. Informação fornecida pessoalmente, 2007.

PRIS, M. R. Études aérodynamiques In: **Annales de l'institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**. Paris, 1960-1967. cap. 3-10, n. 155, 163, 164, 170, 181, 186, 202, 226, 240.

RAUSCH, E. Einwirkung von Windstößen auf hohe Bauwerke. **Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure**, n. 17, April 1933.

RIERA, J. D.; AMBROSINI, R. D. Analysis of structures subjected to random loading using the transfer matrix or numerical integration methods, **Engineering Structures**, Elsevier, v. 14, n. 3, 1992.

RIERA, J. D.; VIEGAS, F. B.; SANTOS, M. L. W. Probabilistic assessment of wind loading for structural analysis. In: 5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL SAFETY AND REABILITY, San Francisco, USA, 1989.

RIERA, J. D.; GALINDEZ, E. E. Determinación de la acción dinámica del viento. In: XX JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 1979, Córdoba, Argentina. **Anales...**, v. 2, p. B8.1-B8.23, 1979.

_____. Determinación de la acción dinámica del viento en normas sobre cargas en las construcciones. In: XX JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 1979, Cordoba, Argentina. **Anales...**, v. 3, p. B20.1-B20.25, 1979.

RIERA, J. D.; GALINDEZ, E. E.; BLESSMANN, J. A low wind dynamic response of structures subjected to turbulent wind action. **Relatório do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS**. Porto Alegre, 1980a.

RIERA, J. D.; GALINDEZ, E. E.; BLESSMANN, J. A code-oriented approach to the along-wind dynamic response of structures. **Relatório do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS**. Porto Alegre, 1980b.

SAKIYAMA, M. Torres e postes metálicos transmitem energia e informação. **Construção Metálica**, v. 69, p. 14-15. 2005.

SHANMUGAN, N. E. and LAKSHMI, B. State of the art report on steel-concrete composite columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 57, p. 1041-1080, 2001.

SILVA, J. G. S.; VELLASCO, P. C. G. S.; ANDRADE, S. A. L.; ESTRELLA Jr., L. F.; POLICANI, M. N. Comportamento estrutural de torres metálicas de telecomunicações. In: CILAMCE, 2000, Cordoba, Argentina. CD-ROM.

SIMIUI, E. Revised procedure for estimating along-wind response. **Journal of Structural Division. American Society of Civil Engineering**, v. 106, p. 1-10, 1980.

SIMIUI, E.; FILLIBEN J. J. Wind direction effect on cladding and structural loads. **Journal of Engineering Structures**, v. 3, p.181-186, 1981.

SIMIUI, E.; SCANLAN, R. H. **Wind effects on structures**. 2.ed. NY: John Wiley & Sons, 1985.

SOLARI, G. Along-wind response estimation: closed form solution. **Journal of Structural Division. American Society of Civil Engineering**, v. 108, p. 225-244, 1982.

SOLARI, G.; PAGNINI, L.C. Gust buffeting and aeroelastic behavior of poles and monotubular towers, **Journal of Fluids and Structures**, v. 13, p. 877-905, 1999.

SOUZA, T. J. M. Torres mistas para telecomunicações. In: 41º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, 1999, Salvador. **Apresentação...**

SOUZA, T. J. M. Procedimento de projeto das torres da telefonia celular. In: CININTEL 2000 - III International Telecommunications Infrastructure Congress, 2000, Florianópolis. **Records of the ...**, 2000. v. 1.

SOUZA, T. J. M. Análise de estabilidade dos postes de concreto armado da VIVO. In: CONGRESSO DE PONTES E ESTRUTURAS – ABPE, 10-12/10/2005, Rio de Janeiro, 2005

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. Wind loads In: _____ **AS1170.2: Minimum design loads on structures (SSA loading code)**. Sidney, 1989. Part 2.

STRUCTURAE. Marckolsheim Transmission Tower. In: **Structurae, International database and gallery of structures**. Disponível em: < <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0029157>>. Acesso em 20/02/2008. 2008a.

STRUCTURAE. Wooden Truss Towers. In: **Structurae, International database and gallery of structures**. Disponível em: < <http://en.structurae.de/structures/stype/index.cfm?ID=4060>>. Acesso em 20/02/2008. 2008b.

STRUCTURAE. Collserola Tower. In: **Structurae, International database and gallery of structures**. Disponível em: < <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0000347>>. Acesso em 20/02/2008. 2008c.

SISTEMA DE DOCUMENTAÇÃO TELEBRÁS. **SDT-240-410-600**: Procedimentos de projeto para torres metálicas auto-suportadas, estaiadas e postes metálicos. 1997.

_____. **SDT-240-400-702**: Especificações gerais para adoção de parâmetros básicos e apresentação de memorial de cálculo para torres e postes metálicos. 1997.

TELECOMMUNICATION INDUSTRY ASSOCIATION. STRUCTURAL. **TIA/EIA-222-F**: Standards for steel antenna tower and antenna supporting structures. Arlington, 1996.

TEUNISSEN, H. W. Characteristics of the mean wind and turbulence in the planetary boundary layer. **UTIAS Review**, n. 32, Institute for Aerospace Studies. University of Toronto. Oct. 1970. 57p.

TSUTSUI, T.; IGARASHI, T. Drag reduction of a circular cylinder in an air-stream. **Journal of wind engineering and industry aerodynamics**, v. 90, p. 527-541, 2002.

VICKERY, B. J. On the reliability of gust loading factors. **Civil Engineering Transactions, I.E. Australia**, v. 13, p. 1-9. 1971.

WANG, J. J.; ZHANG, P. F.; LU, S. F.; WU, K., Drag Reduction of a Circular Cylinder Using an Upstream Rod. **Flow, Turbulence and Combustion**, v. 76, p. 83–101. 2006.

WEN Y. K. Wind direction and structural reliability. **Journal of Structural Engineering – ASCE**, v. 109(4), p. 1028–1041. 1983.

WHITBREAD, R. E. The influence of shielding on the wind forces experienced by arrays of lattice frames. **National Maritime Institute - NMI R113**. Teddington, 1981.

WIKIPÉDIA. List of tallest structures in the world. In: **Wikipedia, The Free Encyclopedia**. Disponível em: < http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_tallest_structures_in_the_world>. Acesso em 09/02/2007. 2007a.

WIKIPÉDIA. Radio masts and towers. In: **Wikipedia, The Free Encyclopedia**. Disponível em: < http://en.wikipedia.org/wiki/Radio_masts_and_towers>. Acesso em 09/02/2007. 2007b.

WIKIPÉDIA. Radio masts and towers - catastrophic collapses. In: **Wikipedia, The Free Encyclopedia**. Disponível em: < http://en.wikipedia.org/wiki/Radio_masts_and_towers_-_catastrophic_collapses>. Acesso em 09/02/2007. 2007c.

ZDRAVKOVICH, M.M., Review of flow interference between two circular cylinders in various arrangements. **Trans. ASME Journal of Fluids Engineering**, v. 99, p. 618–633. 1977.

ZHANG, P. F.; WANG, J. J.; HUANG, L. X., Numerical simulation of flow around cylinder with an upstream rod in tandem at low Reynolds numbers. **Applied Ocean Research**, v. 28, p. 183–192. 2006.

ZHAO, M.; CHENG, L.; TENG, B.; LIANG, D., Numerical simulation of viscous flow past two circular cylinders of different diameters. **Applied Ocean Research**, v. 27, p. 39–55. 2005.

ZHAO, M.; CHENG, L.; TENG, B.; DONG, G., Hydrodynamic forces on dual cylinders of different diameters in steady currents. **Journal of Fluids and Structures**, v. 23, p. 59–83. 2007.

ZHU, L. D.; DING, Q. S.; TAN, X.; WEN, S. B., Aeroelastic model Test of a 610m-high TV Tower in Guangzhou City of China. In: 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING, 2007, Cairns, Australia. **Anal...**, CD-ROM, 2007.

ŻURAŃSKI, J. A., A 100 years of some wind loading provisions in Central and Eastern Europe. **Journal of wind engineering and industry aerodynamics**, v. 91, p. 1873-1899. 2003.