

EDUARDO HENRIQUE GUIMARÃES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE TORRES DE AÇO
ESTAIADAS SOB A AÇÃO DO VENTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA MECÂNICA**.

Área de Concentração: Mecânica dos Sólidos e Vibrações.

Orientadora: Prof^a. Dra. Sonia A. G. Oliveira

Coorientador: Prof. Dr. Antonio Pedro Clapis

UBERLÂNDIA-MG

2008

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

- G963a Guimarães, Eduardo Henrique, 1983-
 Análise do comportamento de torres de aço estaiadas sob a ação do
 vento / Eduardo Henrique Guimarães. - 2008.
 189 f. : il.
- Orientadora: Sonia A. G. Oliveira.
 Co-orientador: Antonio Pedro Clapis.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Progra-
 ma de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica.
 Inclui bibliografia.
1. Aço - Estruturas - Teses. 2. Teoria das estruturas - Teses. 3. Ele-
 mentos finitos - Análise modal - Teses. I. Oliveira, Sonia Aparecida
 Goulart de, 1959- II. Clapis, Antonio Pedro. III. Universidade Federal de
 Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica. IV.
 Título.

CDU: 624.014.2

EDUARDO HENRIQUE GUIMARÃES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE TORRES DE AÇO
ESTAIADAS SOB A AÇÃO DO VENTO**

Dissertação **APROVADA** pelo Programa
de Pós-graduação em Engenharia Mecânica
da Universidade Federal de Uberlândia.

Área de Concentração: Mecânica dos
Sólidos e Vibrações.

Banca Examinadora:

Prof. Dra. Sonia A. Goulart de Oliveira – UFU – Orientadora

Prof. Dr. Antonio Pedro Clapis – UFU – Co-orientador

Prof. Dr. Domingos Alves Rade – UFU

Prof. Dr. Marcelo Greco – CEFET/MG

Uberlândia, 14 de Agosto de 2008.

DEDICATÓRIA

A todos os meus familiares pelo amor e compreensão, em especial aos meus pais Naim e Vera pelo apoio e amor incondicional.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos Professores Sonia A. G. Oliveira e Antonio Pedro Clapis, pela orientação, atenção e sugestões apresentadas;

Aos meus pais, pelo apoio incondicional, por fazer desse sonho os seus.

Aos meus avós Fernando, Maria e Leonina pelo amor e compreensão a mim dedicados;

À minha irmã Lívia pela amizade e companheirismo.

À minha namorada Naiara, pelo incentivo e carinho;

Aos colegas da sala FEMEC/CIMNE pelos momentos de descontração;

Ao CNPq que viabilizou a realização deste trabalho com a concessão da bolsa de estudo;

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica pela oportunidade de realização do mestrado na instituição.

GUIMARÃES, E. H. **Análise do Comportamento de Torres de Aço Estaiadas sob a Ação do Vento**. 2008.189f Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.

Resumo

Este trabalho tem por objetivo analisar o comportamento de torres estaiadas de diferentes alturas. Estas estão sujeitas as solicitações de vento, peso próprio e pré-tensão nos estais. Foi feito um estudo com a finalidade de conhecer a influência de determinados parâmetros na resposta estática e dinâmica dessas estruturas. Torres estaiadas são estruturas utilizadas em diversas aplicações, como por exemplo, em torres de transmissão. Além, de determinar a quantidade, disposição e ângulo de inclinação ótimos dos estais para esses sistemas, verificou-se ainda, a influência dos modelos de cálculo das solicitações de vento, sugeridos pela NBR 6123/1988, nas tensões de Von Mises, esforços nos estais e deslocamentos resultantes nas estruturas. Os mastros das torres foram dimensionados utilizando o método das tensões admissíveis. As solicitações advindas da atuação do vento nas torres foram obtidas através de algoritmos implementados em MATLAB[®], utilizando os vários modelos de cálculo apresentados na norma brasileira. Para modelagem tridimensional em elementos finitos e realização das análises, foram elaboradas rotinas em linguagem APDLs (ANSYS Parametric Design Language) para os sistemas estruturais, de maneira a parametrizar os modelos e otimizar o tempo gasto na modelagem. Foi realizada uma análise para avaliar a sensibilidade de determinadas variáveis de projeto tais como, quantidade, posicionamento e ângulo de inclinação dos estais, em termos de tensões de Von Mises, esforços nos estais e deslocamentos resultantes. Ademais, foram realizadas análises modais para verificar a influência das condições de contorno da base do mastro sobre as frequências naturais da estrutura. Os resultados obtidos mostraram que o ângulo de inclinação dos estais com relação ao mastro pode ser reduzido, propiciando uma redução da área ocupada pela torre. Observou-se também, que os deslocamentos resultantes dessas estruturas são mais sensíveis aos parâmetros estudados do que as tensões e os esforços nos estais. Os estudos realizados e os resultados obtidos levam a uma melhor compreensão do comportamento estrutural e dinâmico desse tipo de estrutura.

Palavras Chave: Estruturas de aço estaiadas. Análise estrutural. Elementos finitos. Análise modal. Torres de transmissão.

GUIMARÃES, E. H. **Analysis of the Behavior of Steel Guyed Towers under the Action of Wind.** 2008.189f. M. Sc. Dissertation, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.

Abstract

The main objective of this work is to analyze the behavior of guyed towers of different heights, subject to the following solicitations: wind loads, dead weight, and prestress of the stays. The study was done in order to better understand the influence of some static and dynamic parameters in these structures. Guyed towers are structures that are utilized in several applications, such as, for instance, transmission towers. Besides determining the best quantity, disposition, and inclination angle of the stays for these systems, it was verified the influence of different methods used to calculate wind loads in the following results: Von Mises' stresses, forces on the stays, and the resulting displacement. The methods used were the ones mentioned in the Brazilian Standards NBR6123/1988, and in order to calculate the wind loads acting on the tower, algorithms in MATLAB[®] were implemented. The tower masts were designed using the admissible stress method. For the three-dimensional models in finite elements and their analysis, were elaborated APDLs (ANSYS Parametric Design Language) the structural systems, in such away to optimize the time spent on the modeling and to reduce possible source of uncertainty. The results analysis consists in evaluating the sensitivity of the design variables in terms of: Von Mises' stresses, forces on the stays, and resulting displacements. Also, modal analyses were done to verify the influence of the support conditions on the base of the mast on the natural frequencies of the structure. The obtained results showed that the inclination angle of the stays with respect to the mast can be reduced, propitiating an area reduction occupied by the tower. It was also observed, that the resulting displacements of these structures are more sensitive to the studied parameters than the stresses and the forces on the stays. The studies done and the obtained results show a better understanding of the structural and the dynamic behaviors of this type of structure.

Keywords: Steel guyed structures. Structural analyze. Finite elements. Modal analyze. Transmission towers.

Lista de figuras.

Figura 1.1: Torre estaiada de 102m.	3
Figura 2.1: Torres em diversos materiais e configurações. (a) Torre auto-portante em madeira ¹ ; (b) Poste estaiado em concreto (wireless) ²	7
Figura 2.2: Mastros estaiados em aço ³	8
Figura 2.3: Diversas aplicações de torres. (a) Turbina de Vento ⁴ ; (b) Poço de petróleo ⁵	8
Figura 2. 4: Diversas aplicações de torres: (a)Torre de transmissão ⁶ ; (b) Torre para transmissão de ondas eletromagnéticas.	9
Figura 2. 5: Torres com diferentes tipos de base ⁷	10
Figura 2. 6: Torre estaiada.	11
Figura 2. 7: Disposição dos estais: (a) Cabos em leque com origem nos pontos de fundação do solo; (b) Cabos em leque com origem na torre ⁸ ; (c) Cabos em paralelo ⁹ ..	12
Figura 2. 8: Nomenclatura das hastes.	13
Figura 2. 9: Diferentes configurações de torres treliçadas.	14
Figura 2. 10: Configuração de torre estaiada.	14
Figura 2. 11: Dispositivo anti-torção ¹⁰	15
Figura 2. 12: Exemplo de estai ¹¹	16
Figura 2. 13: Configurações de pontos de fundação lateral e terminações de cabos.	19
Figura 2. 14: Isolador.....	20
Figura 2. 15:Diagramas típicos de tensão-deformação de aços carbonos ¹⁵	21
Figura 2. 16: Resistência à corrosão de um aço patinável (ASTM A242) e de um aço carbono (ASTM A36) comum (PANNONI ²⁰).....	25
Figura 3. 1: Isopletas da velocidade básica V_o (m/s) ¹	36
Figura 3. 2: Coeficiente de arrasto para torres reticuladas ¹	41
Figura 3. 3: Coeficiente de arrasto $C_{a\alpha}$ ¹	41
Figura 3. 4: Fator de proteção, para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados ¹	43

Figura 3. 5: Coeficiente de amplificação dinâmica (NBR 6123/1988).	46
Figura 3. 6: Simbologia, sistema discreto (BLESSMAN, 2005).	47
Figura 3. 7: Esquema do modelo discreto (NBR 6123/1988).	57
Figura 6. 1: Fluxograma do modelo puramente estático.	80
Figura 6. 2: Fluxograma do modelo contínuo simplificado.	82
Figura 6. 3: Fluxograma do modelo discreto.	84
Figura 6. 4: Esquema de aquisição dos deslocamentos correspondentes a cada sub-módulo.	86
Figura 6. 5: Ângulo de inclinação entre a velocidade média do vento e uma das superfícies da torre.	87
Figura 6. 6: Disposição dos módulos e sub-módulos nos mastros das torres estaiadas.	89
Figura 6. 7: Fluxograma da sub-rotina implementada no programa ANSYS.	90
Figura 6. 8: Geometria e posicionamento dos nós do elemento BEAM 188.	93
Figura 6. 9: Características do elemento LINK 10. (Manual ANSYS®)	93
Figura 6. 10: Cantoneira de abas iguais. (a) haste real, (b) haste modelada.	94
Figura 6. 11: Teste de malha, torre de 56m.	95
Figura 6. 12: Teste de malha. (a) torre de 105m; (b) torre de 210 m.	96
Figura 6. 13: Configuração da malha adotada.	97
Figura 6. 14: Detalhe das condições de contorno dos estais. (a) no solo; (b) no mastro.	98
Figura 6. 15: Detalhes das condições de contorno das bases nas torres modeladas. (a) base engastada; (b) base rotulada (articulada).	98
Figura 6. 16: Carregamento de vento.	99
Figura 7. 1: Variáveis geométricas de projeto.	105
Figura 7. 2: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 56m com um único dispositivo anti-torção e diversas configurações de estais.	109
Figura 7. 3: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 56m com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.	109
Figura 7. 4: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 105m com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.	110

Figura 7. 5: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 210m com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.....	111
Figura 7. 6: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 56 metros com um único dispositivo anti-torção e diversas configurações de estais.	113
Figura 7. 7: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 56 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.	113
Figura 7. 8: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 105 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.	114
Figura 7. 9: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 210 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.	114
Figura 7. 10: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 56 metros com um único dispositivo anti-torção e diversas configurações de estais.	116
Figura 7. 11: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 56 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.	117
Figura 7. 12: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 105 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.	117
Figura 7. 13: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 210 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.....	118
Figura 7. 14: Pontos de ancoragem dos estais no mastro.	120
Figura 7. 15: Tensões de Von Mises nas varias configurações devido à variação do ângulo de inclinação dos estais.....	122
Figura 7. 16: Deslocamentos resultantes máximos nas varias configurações devido à variação do ângulo de inclinação dos estais.	123
Figura 7. 17: Esforços nos estais nas diferentes configurações resultante da variação do ângulo de inclinação dos estais.	124
Figura 7. 18: Variação do valor de TETAV com a intensidade das funções resposta e terreno ocupado pela estrutura, em termos de porcentagem relativa ao modelo cujo TETAV vale 30° (torre de 210 m de altura).	125
Figura 7. 19: Deslocamentos resultantes máximos, para os vários ângulos de inclinação dos estais; porcentagem relativa ao modelo que possui TETAV igual a 30°.	126
Figura 7. 20: Configuração estrutural da torre de 105m.....	129
Figura 7. 21: Configurações da base do mastro. (a) BE; (b) BR.....	129

Figura 7. 22: Dois primeiros modos de vibrar, para as duas configurações de base do mastro da torre de 105 m.	131
Figura 7. 23: Frequência fundamental para as duas configurações de mastro da torre de 105m.....	132
Figura 7. 24: Comparação dos vinte primeiros modos de vibração da torre estaiada com bases engastada e rotulada.	133
Figura 7. 25: Tensões de Von Mises máxima e na base da torre (Pa). (a) BR; (b) BE.....	134
Figura 7. 26: Deslocamentos resultantes (metros). (a) BR; (b) BE.....	134
Figura 7. 27: Esforços nos estais (kN). (a) BR; (b) BE.....	135
Figura 7. 28: Solicitações nos pontos de fundação da estrutura.....	136
Figura 7. 29: Tensões de Von Mises máxima e na base da torre (Pa). (a) Vento a 45°; (b) Vento a 90°.	137
Figura 7. 30: Deslocamento resultante (m). (a) Vento a 45°; (b) Vento a 90°....	138
Figura 7. 31: Esforços nos estais (N). (a) Vento a 45°; (b) Vento a 90°.....	138
Figura 7. 32: Tensões de Von Mises máximas (Pa). (a) $t = 10s$; (b) $t = 20,8s$..	139
Figura 7. 33: Deslocamento resultante (m). (a) $t = 10s$; (b) $t = 20,8s$	140
Figura 7. 34: Esforços nos estais (kN). (a) $t = 10s$; (b) $t = 20,8s$	141
Figura 7. 35: Tensões de Von Mises máximas (Pa). (a) f_1 através do MEF; (b) f_1 através da eq. 3. 10.	142
Figura 7. 36: Deslocamentos resultantes (m). (a) f_1 através do MEF; (b) f_1 através da eq. 3. 10.	142
Figura 7. 37: Esforços nos estais (kN). (a) f_1 através do MEF; (b) f_1 através da eq. 3. 10.	143
Figura 7. 38: Tensões de Von Mises máxima e na base da torre (Pa). (a) Modelo Discreto; (b) Modelo Contínuo Simplificado.....	144
Figura 7. 39: Deslocamentos resultantes (m). (a) Modelo Discreto; (b) Modelo Contínuo Simplificado.....	144
Figura 7. 40: Esforços nos estais (kN). (a) Modelo Discreto; (b) Modelo Contínuo Simplificado.	145
Figura VII. 1: Diferenças percentuais. (a) Torre de 56 com 1DAT; (b) Torre de 56 com 2DAT; (c) Torre de 105 m; (d) Torre de 210 m.	180

Figura VIII. 1: Intensidade das funções resposta e quantidade de terreno ocupada pela estrutura, com a variação de TETAV. (a) Torre de 56 com 1DAT; (b) Torre de 56 com 2DAT; (c) Torre de 105 m; (d) Torre de 210 m. 182

Figura IX. 1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m. . 183

Lista de tabelas

Tabela 2. 1: Tipos de torres segundo o Padrão Telebrás.	9
Tabela 2. 2: Fator de multiplicação F, Fonte: CIMAF.	18
Tabela 2. 3: Modulo de elasticidade de cordoalhas galvanizadas, Fonte: CIMAF.	18
Tabela 2. 4: Propriedades mecânicas dos aços carbono ^{16, 17 e 18}	22
Tabela 2. 5: Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga ^{16, 17 e 18}	22
Tabela 2. 6: Aços patináveis produzidos no Brasil ²¹	27
Tabela 3.1: Parâmetros b, p e F_r ¹	39
Tabela 3.2: Valores mínimos de S_3 ¹	39
Tabela 3. 3: Componentes das forças de arrasto na face da torre de seção quadrada ¹	42
Tabela 3.4: Expoente p e coeficiente q (NBR 6123/1988).	45
Tabela 4. 1: Coeficientes de ponderação ⁴	64
Tabela 4. 2: Fatores de combinação ⁴	64
Tabela 4. 3: Valores máximos recomendados para deformações ⁴	66
Tabela 4. 4: Limite de esbeltez para peças tracionadas ⁴	67
Tabela 6. 1: Posicionamento dos dispositivos anti-torção.	88
Tabela 6. 2: Números de elementos adotados para os sistemas.	95
Tabela 6. 3: Teste da influência na malha do grau de interpolação.	97
Tabela 7. 1: Análises realizadas.	103
Tabela 7. 2: Número de configurações investigadas.	107
Tabela 7. 3: Tensões de Von Mises para diferentes alturas de mastro.	108
Tabela 7. 4: Deslocamentos resultantes máximos para diferentes alturas de mastro.	111
Tabela 7. 5: Esforços nos estais para diferentes alturas de mastro.	115
Tabela 7. 6: Máximos esforços nas torres, nas configurações “ótimas”.	119

Tabela 7. 7: Comprimento entre pontos de ancoragem sucessivos.	121
Tabela 7. 8: Configurações utilizadas na análise da variação de TETAV.	121
Tabela 7. 9: Resultados obtidos com a variação de TETAV.	127
Tabela 7. 10: Configuração ótima para torre estaiada de 105 metros de altura.	129
Tabela 7. 11: Comparações finais.	146
Tabela I. 1: Perfis utilizados nos mastros das torres estaiadas (Fonte: www.gerdau.com.br).	163
Tabela I. 2: Cordoalha utilizada nos estais das torres estaiadas.	164
Tabela I. 3: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 56m com dois dispositivos anti-torção.	164
Tabela I. 4: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 56m com um dispositivos anti-torção.	165
Tabela I. 5: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 105m.	165
Tabela I. 6: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 210m.	166
Tabela II. 1: Configurações dos estais utilizada nos testes de malha.	167
Tabela III. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 56m, que possui apenas um dispositivo anti-torção.	169
Tabela IV. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 56m, com dois dispositivos anti-torção.	171
Tabela V. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 105m, com dois dispositivos anti-torção.	173
Tabela VI. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 210m, com dois dispositivos anti-torção.	177

Lista de Símbolos

▪ Letras romanas maiúsculas

$[A]$	matriz de área de influência
A_o	área de referencia
A_{ef}	área frontal efetiva de uma das faces da torre reticulada
A_e	área líquida efetiva, (dimensionamento de barra)
A_f	área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado
A_i	área de influência correspondente à coordenada i
A_g	área bruta da seção. (dimensionamento de barra)
A_{gu}	área da seção transversal da cordoalha
A_n	área líquida. (dimensionamento de barra)
A_T	área frontal total.
AG	aceleração da gravidade
$[C]$	dos coeficientes de amortecimento, de ordem $N \times N$
$[C_a]$	matriz de coeficientes de arrasto
$[C_{a\alpha}]$	matriz de coeficientes de arrasto para o vento incidindo com um ângulo α
C_a	coeficiente de arrasto
C_{ai}	coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i
$C_{a\alpha}$	coeficientes de arrasto para o vento incidindo com um ângulo α
CAT	categoria de rugosidade do terreno
CAD	opção correspondente à aquisição do coeficiente de amplificação dinâmica
CLA	classe da edificação
CP	altura/largura do sub-módulo
CRA	opção correspondente à aquisição da razão de amortecimento crítico
CRE	constantes dos estais
DA	diâmetro da cordoalha
DAT_1	dispositivo anti-torção situado no topo do mastro

DAT_2	dispositivo anti-torção situado entre o DAT_1 e a base do mastro
DEN	densidade do material do mastro
E	módulo de elasticidade
EE	módulo de elasticidade dos estais
EF	fator construtivo da cordoalha
EM	módulo de elasticidade do mastro
EMC	massa por unidade de comprimento dos estais
ESAISNUM	número de sub-módulos entre pontos consecutivos de ancoragem no mastro
F	fator de multiplicação, referente ao tipo de construção do cabo de aço
$\{F(t)\}$	vetor de forças do vento, de ordem $N \times 1$ (vetor coluna)
$\hat{F}(t)$	componente flutuante da ação total do vento na direção da velocidade média
F_a	força de arrasto
F_e	tensão de flambagem elástica ou inelástica, já levando em conta a interação flambagem loca/flambagem global
$[F_H]$	matriz de F_H
F_i	força total devido ao vento na parte i da estrutura
$\bar{F}_i$	força média (temporal) na parte i da estrutura discretizada
$\hat{F}_i$	valor de pico da força devida à componente flutuante (rajada)
F_r	fator de rajada
$\hat{F}_r$	força estática equivalente
$F_R^*(t)$	força generalizada
[FREQ]	vetor de frequências naturais
FV	carregamento devido à atuação do vento na estrutura
G	carga permanente
G_T	módulo de elasticidade transversal
$ H(f) $	impedância mecânica
HSM	altura do sub-modulo
[K]	matriz de rigidez, de ordem $N \times N$
L	altura ou largura da superfície frontal da edificação ou parte de edificação
L_c	dimensão característica ($L_c = 1800$ m) utilizada na determinação do coeficiente de amplificação dinâmica

L_1	largura da estrutura
L_{gu}	comprimento do cabo
$[M]$	matriz de massa, de ordem $N \times N$
M_r^*	massa generalizada no modo de vibrar r
N	número de partes que a estrutura foi discretizada
N_z	número de pontos que se deseja obter a pressão dinâmica do vento
NDT	número de dispositivos anti-torção
NM	número de módulos
NMOD	número de sub-módulos entre dois travamentos horizontais
NPFE	número de pontos de fundação
NSUB	número de sub-módulos em um mesmo módulo
NSM	número de sub-módulos
$[NSMDT]$	vetor com a posição dos dispositivos anti-torção
NUMESB	número de estais entre a base e o dispositivo anti-torção do meio do mastro
NUMEST	número de estais entre os dois dispositivos anti-torção
P	carga aplicada
PD	densidade dos perfis que formam o mastro
PE	coeficiente de Poisson dos estais
PF	opção correspondente à aquisição da frequência fundamental
$[PERFIL]$	matriz com os dados referentes aos perfis utilizados no mastro
PERFILM	disposição das hastes no mastro (tipo de perfil e posição)
PES	pré-tensão nos estais
PM	propriedades dos materiais do mastro e dos estais
PMC	coeficiente de Poisson do mastro
Q	indica a posição dos dispositivos anti-torção no mastro (APDL)
Q_v	ação variável
$\hat{Q}_j$	variável estática ou geométrica
$[Q_c]$	matriz de combinação das contribuições modais
QEPF	quantidade de estais por ponto de fundação
$R_1(\Delta r, f)$	coeficiente de correlação
R_d	resistência de cálculo

R_n	resistência nominal
RA	razão de amortecimento crítico
S_1	fator topográfico
$S_1(f)$	espectro de turbulência de Harris
S_2	fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação, e de sua altura sobre o terreno
S_3	fator baseado em conceitos probabilísticos
S_d	esforço solicitante de projeto
SI	sistema internacional de unidades
STB	seções transversais das barras do mastro e suas propriedades
T	período
T_1	período fundamental
TETAC	ângulo de inclinação dos estais no plano X-Y ou Z-Y
TETAH	ângulo de inclinação dos estais no plano X-Z
TP	tipo de edificação
TP_1	tipo de elemento do mastro
TP_2	tipo de elemento dos estais
$[U_{res}]$	matriz de deslocamentos nodais resultantes
$[U_x]$ e $[U_z]$	matriz de deslocamentos nodais
$\bar{V}$	velocidade média
V_o	velocidade básica do vento
$\bar{V}_i$	velocidade média na coordenada i
$V_i(t)$	velocidade do vento na coordenada i
V_k	velocidade característica do vento
$\bar{V}_p$	velocidade de projeto
$\bar{V}_{ref}$	velocidade média na altura de referencia
$V_t(h)$	velocidade média do vento sobre t segundos, no topo da edificação em estudo
$[X]$	matriz de força devido ao vento e na direção deste
$[\bar{X}]$	matriz com as componentes média

$[\hat{X}]$	matriz com as componentes flutuantes
$[Y]$	matriz das forças na direção transversal ao vento
Y	resposta dinâmica transversal ao vento
$[Z]$	vetor das alturas onde se deseja obter a pressão dinâmica do vento

▪ *Letras romanas minúsculas*

b	parâmetro meteorológico utilizado na determinação de S_2
d	diâmetro nominal do cabo de aço ou cordoalha
f	frequência natural
f_1	frequência fundamental
f_u	limite de resistência
f_y	limite de escoamento
g	fator de pico
h	altura da estrutura
h_{sb}	altura do sub-módulo
k	coeficiente adimensional que depende da rugosidade superficial (constante de Kármán, igual a 0,4)
l_1	largura ou diâmetro da edificação
$[m]$	matriz de massa
m_o	massa discreta de referência
m_i	massa discreta correspondente à coordenada i
n	dimensão do vetor $FREQ$
n	nó onde se adquiriu os dados
nb	nó da base do mastro
nbr	deslocamentos no centro de gravidade da base do mastro
n_f	componente perpendicular a face
n_g	número de graus de liberdade
nr	deslocamentos no centro de gravidade de cada sub-módulo
n_w	número de ondas
p	expoente da lei potencial de variação de S_2

q	pressão dinâmica do vento
$q(z)$	variação da pressão dinâmica com a altura
$\bar{q}$	pressão dinâmica média do vento
$q_i(t)$	Pressão dinâmica correspondente a $V_i(t)$
$\bar{q}_p$	pressão dinâmica de projeto
q_r	pressão dinâmica correspondente às rajadas
$\bar{q}_{ref}$	pressão dinâmica relativa à velocidade média do vento, na altura de referencia
	z_{ref}
t	intervalo de tempo para a determinação da velocidade média do vento
t_f	componente paralela a face
$v_1(t)$	componente flutuante na direção da velocidade média do vento
$v_i(t)$	velocidade da componente longitudinal das rajadas
x	deslocamento correspondente a h
$\{x\}$	vetor deslocamento, de ordem $N \times 1$ (vetor coluna)
$\{x'\}$	vetor velocidade, de ordem $N \times 1$ (vetor coluna)
$\{x''\}$	vetor aceleração, de ordem $N \times 1$ (vetor coluna)
x_i	deslocamento correspondente à coordenada i
$\{x_r\}$	modo de vibrar de ordem r do sistema não amortecido
z	cota acima do terreno
z_i	altura do elemento i sobre o nível do terreno
z_r	altura de referencia, $z_r = 10m$
z_{ref}	altura de referencia

▪ *Letras gregas maiúsculas*

ΔL_{gu}	alongamento
Δr	distância entre dois pontos i e j , medidas em um plano perpendicular à velocidade média do vento
ϕ	índice de área exposta
$[\phi]$	matriz dos índices de área exposta

ϕ_c	coeficiente de minoração da resistência a compressão
ϕ_t	coeficiente de minoração da resistência a tração

▪ *Letras gregas minúsculas*

α	ângulo de incidência do vento
β	coeficiente de dilatação térmica do aço
$[\beta]$	matriz β , relativa a determinação dos esforços de vento (modelo discreto)
γ	coeficiente de amplificação dinâmica
γ_c	coeficiente de amplificação dinâmica
γ_e	coeficiente de segurança externo
γ_g	coeficiente de ponderação das ações permanentes
γ_i	coeficiente de segurança interno
γ_q	coeficiente de ponderação das ações variáveis
γ_m	forma modal
γ_s	coeficiente de segurança
ζ	razão de amortecimento
ζ_r	razão de amortecimento crítico no modo de vibrar r
η	fator de proteção, em reticulados paralelos
$\{\eta\}$	vetor coluna correspondente as coordenadas normais
η_r	coordenada normal no modo r de vibração
$\hat{\eta}_r$	valor de pico de η_r
θ	ângulo de inclinação dos estais
$[\kappa]$	matriz modal
λ	comprimento de onda
λ_f	índice de esbeltez
ν	coeficiente de Poisson
ξ	coeficiente de amplificação dinâmica
$\bar{\sigma}$	tensão admissível

$\sigma_{\max}$	tensão máxima, gerada pelo carregamento
$\sigma_{\eta r}$	desvio padrão da coordenada modal no modo r de vibração
σ_{η}	desvio padrão da coordenada modal
ρ	massa específica do ar
ρ_f	coeficiente que leva em conta a flambagem
Ψ	fatores de combinação (dimensionamento de hastes)
ω_r	frequência natural em rad/s, pertencente ao modo de vibrar r

Lista de Siglas

APDL	ANSYS Parametric Design Language
EHS	extra high strength
HS	high strength
SHF	sistemas de transmissão que utilizam antenas parabólicas cheias, na faixa de frequência de 3000 a 30000 MHz
UHF	sistemas de transmissão que utilizam antenas helicoidais, log-periódicas, parabólicas vazadas, yagi, onidirecionais e ou setorizadas, na faixa de frequência de 300 a 3000 MHz
VHF	sistemas de transmissão que utiliza antenas yagi e/ou log-periodicas, na faixa de frequência de 30 a 300 MHz

SUMÁRIO

Resumo	v
Abstract.....	vi
Lista de figuras.	vii
Lista de tabelas	xii
Lista de Símbolos	xiv
Lista de Siglas.....	xxii
SUMÁRIO.....	xxiii
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO II.....	7
ASPECTOS GERAIS DAS TORRES	7
2.1. Introdução	7
2.2. Modelos de torres	9
2.3. Torres estaiadas	10
2.3.1. Configurações usuais de torres estaiadas	12
2.3.2. Mastro.....	13
2.3.3. Estais.....	16
2.4. Materiais Usados na Fabricação de Torres.....	20
2.4.1. Aço-carbono	21
2.4.2. Aço de baixa liga	22
2.4.3. Aços com tratamento térmico.....	23
2.5. O mecanismo de corrosão dos aços.....	23
2.5.1. Aço de alta resistência à corrosão atmosférica (aços patináveis ou acimáveis), PANNONI ²⁰	24
2.6. Levantamento do comportamento estrutural de torres.	27
CAPÍTULO III	29
ESFORÇOS EM TORRES ESTAIADAS	29
3.1. Introdução	29
3.2. Solicitações em torres.....	29
3.3. Cargas de vento em torres estaiadas.....	30

3.3.1.	Vibrações causadas pela energia cinética das rajadas	30
3.3.2.	Martelamento.....	31
3.3.3.	Vibrações por desprendimentos de vórtices	32
3.3.4.	Instabilidade aerodinâmica por galope e drapejamento	33
3.4.	Acidentes causados pelo vento	34
3.5.	Modelos de Cálculo das solicitações de vento (NBR 6123/1988)	35
3.5.1.	Modelo puramente estático.....	35
3.5.2.	Efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica	43
3.6.	Estudos realizados sobre a atuação do carregamento de vento.	60
CAPÍTULO IV		61
MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO		61
4.1.	Introdução.....	61
4.2.	Método das Tensões Admissíveis.....	62
4.3.	Método dos Estados Limites	63
4.4.	Coeficientes de segurança.	69
CAPÍTULO V.....		71
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS		71
5.1.	Introdução	71
5.2.	Etapas básicas de análise utilizando o método dos elementos finitos. ...	71
5.3.	Considerações a respeito do método dos elementos finitos	74
5.4.	Método dos elementos finitos aplicado a estruturas reticuladas	74
CAPÍTULO VI.....		77
METODOLOGIA.....		77
6.1.	Introdução	77
6.2.	Determinação dos esforços.....	78
6.2.1.	Cargas Permanentes.....	78
6.2.2.	Cargas Variáveis.....	79
6.3.	Dimensionamento.....	88
6.4.	Sub-rotina em linguagem APDL	89
6.5.	Simulação Numérica.....	92
6.6.	Descrição dos modelos	92
6.6.1.	Mastro	92
6.6.2.	Estais.....	93
6.7.	Hipóteses simplificadoras.....	94

6.8. Testes de malha	95
6.9. Condições de Contorno e Carregamento	97
6.10. Análise modal	99
6.11. Procedimentos de análise.....	100
CAPÍTULO VII.....	103
RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	103
7.1. Introdução	103
7.2. Determinação da Configuração Ótima das Torres Estaiadas.	104
7.2.1. Análise da quantidade e disposição do estais.	106
7.2.2. Análise do ângulo de inclinação dos estais.	121
7.3. Análise de sensibilidade	128
7.3.1. Condições de contorno para a base do mastro da torre de 105m.	128
7.3.2. Esforços em torre estaiada para diferentes métodos de determinação de solicitações de vento.	136
CAPÍTULO VIII.....	147
CONCLUSÃO.....	147
CAPÍTULO IX	151
SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	151
REFERENCIAS	153
APÊNDICE I - Tabelas de perfis e cordoalhas utilizadas nas torres estaiadas ..	163
APÊNDICE II - Teste de malha	167
APÊNDICE III - Torre estaiada de 56m com um único dispositivo anti-torção.	169
APÊNDICE IV - Torre estaiada de 56m com dois dispositivos anti-torção.	171
APÊNDICE V - Torre estaiada de 105m com dois dispositivos anti-torção.....	173
APÊNDICE VI - Torre estaiada de 210m com dois dispositivos anti-torção. ...	177
APÊNDICE VII - Esforços em porcentagem para as torres.....	179
APÊNDICE VIII - Intensidade das funções resposta com a variação de TETAV.	181
APÊNDICE IX - Autovalores e autovetores, devido às alterações na base do mastro da torre estaiada de 105m.	183

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A evolução do setor de telecomunicação no Brasil, acompanhada por inúmeros investimentos, acarretou um aumento na demanda por torres treliçadas estaiadas mais altas e confiáveis. “As radiofrequências usadas na radiodifusão e nos demais serviços de telecomunicações são um bem escasso e de capital importância para os povos porque a sua utilização permite a ‘comunicação’ entre pessoas e máquinas eletrônicas, sendo inimaginável, no estágio atual de nossa civilização, a convivência envolvendo seres humanos, sem a sua presença em todos os minutos da vida moderna” (Ministério das Comunicações¹).

No entanto, apesar da grande importância do setor de telecomunicações, inúmeros incidentes com torres treliçadas, devido à atuação do vento sobre estas estruturas são relatados por BLESSMAN (2001):

- Em 1970 a torre estaiada da rádio Farroupilha, de Porto Alegre, RS, com 190 metros de altura e base rotulada, desmoronou. A torre dobrou exatamente nos pontos de fixação dos estais, com um único ponto de ruptura completa, separando-se em duas partes na secção dos estais centrais;

- Destruição da torre de microondas da Companhia Riograndense de Comunicações em Pinheiro Machado. Após um forte temporal em Janeiro de 1975, ruiu completamente sem se desligar das fundações;

¹<http://www.mc.gov.br/>

▪ Em 1999 a cidade de Horizontina, no Rio Grande do Sul, foi atingida por uma tempestade com velocidade do vento de até 36 m/s, causando o desabamento da torre de comunicação do aeroporto. Além disso, a antena da estação de rádio da cidade foi destruída.

Segundo Savory et. al. (2001) a maioria das falhas em linhas de transmissão e torres no mundo é atribuída a grandes intensidades de ventos (HIW) associados com tornados e micro-explosões (microbursts). A ocorrência de casos de colapso de torres estaiadas devido à ação do vento sugere a necessidade de se compreender o comportamento de estruturas submetidas a este tipo de solicitação.

Torres estaiadas constituem um importante subsistema estrutural, utilizado na comunicação móvel (wireless), por microondas e satélite. Ultimamente estas torres estão sendo utilizadas como suporte para coletores de energia solar e em estruturas off-shore (EL-GHAZALY e AL-KHAIAT, 1995), conforme Figura 1.1. Estas estruturas suportam uma grande variedade de antenas, sistemas de transmissão em grandes altitudes ou podem ser o próprio sistema irradiante utilizado para transmitir os sinais de rádio, televisão e telefonia a longas distâncias. Este tipo de estrutura constitui uma solução econômica e eficiente para torres acima de 150 m, quando comparadas às estruturas auto-portantes (AMIRI, 2002).

Estas torres possuem comportamento não-linear sob condições de trabalho, devido a variações na rigidez dos estais, promovida por alterações na força de tração nas cordoalhas. Existe uma relação não-linear entre força e deformação na estrutura, e devido também aos grandes deslocamentos que ocorrem no sistema, mesmo sob cargas normais de projeto (WAHBA et al, 1998-a).

Torres estaiadas são estruturas que estão sujeitas a vários tipos de solicitações, dentre eles temos: peso próprio, sobrecarga, vento, terremoto, gelo e ruptura de cabos. O vento no Brasil é o principal responsável pela flexão e vibração excessiva nestas estruturas, já que este provoca um comportamento dinâmico não linear em estruturas esbeltas. No caso de torres metálicas, que no geral são leves e com baixo amortecimento, as vibrações são fortes e frequentes o suficiente para causar acúmulo de danos à estrutura ao longo do tempo, reduzindo sua vida útil por fadiga (PINHEIRO, 2004).



Figura 1.1: Torre estaiada de 102m.

De uma forma geral todas as estruturas reais apresentam um grau de amortecimento estrutural, sendo este maior ou menor dependendo da estrutura. O Manual 74 (ASCE 1991¹, apud HENSLEY, 2005) apresenta o valor médio do amortecimento estrutural para vibração de torres de transmissão, sendo que este pode variar de 4 a 8%.

Os modos de vibrar das torres estaiadas são fortemente influenciados pela configuração dos estais e pela rigidez lateral dos vários níveis de estais (AMIRI, 1997). As 15 primeiras frequências naturais de torres estaiadas ocorrem normalmente até 3 Hz (MADUGULA, 2002). No entanto, TAYLO (1970², apud CARRIL JÚNIOR, 2000) diz que nas estruturas treliçadas, em sua maioria, estão na faixa de 0,5 Hz a 5 Hz. A resposta ressonante de estruturas esbeltas se torna importante apenas quando essas estruturas têm frequências naturais de vibração menores que 1 Hz ou períodos fundamentais maiores que 1 segundo. É nessa faixa de frequências que a energia das rajadas de vento é maior (CARRIL JÚNIOR, 2000).

¹ASCE (1991). Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading.

²TAYLO, A. The Relevance to a Constructor the Modern Design of Wind-Sensitive Structures.

Estruturas altas e esbeltas do tipo colunas e mastros, sob a atuação de carregamento, nem sempre defletem no mesmo plano. A não simetria da seção transversal ou imperfeições do material trazem uma resposta combinada no espaço. Ocorrendo a torção, esta pode ser amparada pelos estais de suporte, se as forças nos cabos de barlavento e sotavento no suporte forem diferentes (PIRNER e FISCHER, 1996). Tais estruturas, quando sofrem deflexões excessivas ou vibram, podem interferir na comunicação e no sistema de controle, resultando em falhas de serviço (MILITANO, 2000).

A análise estrutural de torres estaiadas é complexa, sendo que um dos seus principais problemas concentra-se nos estais. As solicitações a que estas estruturas estão sujeitas não são bem definidas, o que acarreta uma maior incerteza nestas análises quando comparadas com as realizadas em outras estruturas (GERSTOFT e DAVENPORT, 1986).

Este trabalho tem por objetivo estudar o comportamento de torres estaiadas de diferentes alturas, sujeitas às solicitações de vento, peso próprio e pré-tensão dos estais, visando:

- Verificar a melhor distribuição dos estais e o ângulo de inclinação dos mesmos, com objetivo de reduzir a quantidade de terreno utilizado para a instalação da estrutura e o número de estais, de tal maneira que se reduzam as interferências nos sinais transmitidos pelas antenas;
- Conhecer a influência das condições de fixação do mastro, na resposta em deslocamento, tensão, esforços nos estais, frequências e modos naturais de vibração;
- Verificar os modelos de cálculo das ações de vento sugeridos pela norma brasileira para dimensionamento de torres estaiadas, com o intuito de constatar qual o modelo que fornece resultados mais adequados.

Para a realização deste estudo foram dimensionadas torres estaiadas de 56 m, 105 m e 210 m de altura, utilizando para isso o método das tensões admissíveis. Os esforços gerados pela atuação do vento na estrutura foram obtidos através da implementação de algoritmos no programa MATLAB®.

Posteriormente criaram-se algoritmos no programa comercial de elementos finitos ANSYS® para análise do comportamento mecânico dessas estruturas em termos de tensão de Von Mises, deslocamentos resultantes, esforços nos estais, frequências e modos naturais de vibração.

Por meio das análises realizadas concluiu-se que o ângulo de inclinação dos estais com o mastro pode ser reduzido, propiciando uma diminuição na área ocupada pela torre. Observou-se também, que essas estruturas são mais sensíveis a deslocamentos resultantes do que a tensão de Von Mises e esforços nos estais, ao se realizar alterações nas variáveis de projeto como: número, inclinação e posicionamento dos estais.

Os resultados obtidos levam a uma melhor compreensão do comportamento estrutural e dinâmico dessas estruturas, além de fornecer subsídios para a realização de trabalhos futuros.

CAPÍTULO II

ASPECTOS GERAIS DAS TORRES

2.1. Introdução

Torres normalmente são estruturas esbeltas que podem ser construída com diversos tipos de materiais tais como concreto, madeira e metal. Estas podem possuir configuração geométrica diversificada, podendo ser desde um reticulado formado por barras prismáticas até uma estrutura contínua formada por cascas como um poste. As figuras 2.1 e 2.2 mostram alguns exemplos de torres feitas de diferentes materiais.



(a)



(b)

Figura 2.1: Torres em diversos materiais e configurações. (a) Torre auto-portante em madeira¹; (b) Poste estaiado em concreto (wireless)²

¹http://www.ecivilnet.com/images/art_radio_gliwice.jpg

² <http://www.wwclondon.com/PhotoView.php?Type=tower>



Figura 2.2: Mastros estaiados em aço³.

Este tipo de estrutura é construído para os mais diversos fins tais como: transmissão de ondas eletromagnéticas, transmissão de energia, geração de energia, miradouro, lançamento de mísseis e foguetes, perfuração de poços de petróleo e até mesmo para realçar a beleza arquitetônica de determinada obra. As figuras 2.3 e 2.4 mostram exemplos de aplicação.



(a)



(b)

Figura 2.3: Diversas aplicações de torres. (a) Turbina de Vento⁴; (b) Poço de petróleo⁵.

³<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=77163>

⁴ASHBY, M., SHERCLIFF, H., CEBON, D., 2007.

⁵www.azevedotravassos.com.br/obras.htm



(a)



(b)

Figura 2. 4: Diversas aplicações de torres: (a) Torre de transmissão⁶; (b) Torre para transmissão de ondas eletromagnéticas.

2.2. Modelos de torres

Segundo o padrão TELEBRÁS 240-410-600 existe uma classificação para as torres metálicas (tab. 2.1), que se norteia basicamente pela configuração de antenas que a estrutura suportará.

Tabela 2. 1: Tipos de torres segundo o Padrão Telebrás.

Configuração Estrutural	Antena
Torre e Poste Auto-Suportados Pesados	Frequência – SHF
Torre e Poste Auto-Suportados Leves	Frequência – UHF e/ ou VHF
Torre e Poste Auto-Suportados Leves Celulares	Sistema Móvel Celular
Torre e Poste Auto-Suportados Leves Rurais	Frequência VHF
Torre Estaiada Classe A	Frequência – SHF
Torre Estaiada Classe B	Frequência – UHF
Torre Estaiada Classe C	Frequência – VHF

O presente trabalho terá como foco principal a configuração estrutural de Torre Estaiada independente de sua classe, pois neste estudo não será considerado os efeitos produzidos pelas antenas.

⁶www.contel.com.br/produtos.html

2.3. Torres estaiadas

São estruturas muito esbeltas constituídas geralmente por um mastro central articulado na base (fig. 2.5), podendo ser treliçado ou tubular, na forma de poste ou aporticado, contando com cordoalhas ou cabos de aço ancorados em diferentes posições em seu comprimento e no solo para sua estabilização. As mesmas têm por finalidade servir de suporte para outros sistemas como antenas, arquibancadas e plataformas, ou ser o próprio sistema irradiante, sendo este suportado lateralmente por estais.



Figura 2. 5: Torres com diferentes tipos de base⁷.

⁷www.boralgroup.com/guye.php

Segundo PINHO (2005) este tipo de estrutura serve principalmente para locais com grande disponibilidade de espaço (fig. 2.6), pois os estais são ancorados distantes da estrutura, sendo a sua característica principal o baixo peso e por consequência a economia de material. Desde que suportem as solicitações, poderão ser verticalizadas com o auxílio de um guincho, basculante sobre a própria base, podendo ainda serem utilizados mastros para aumento do ângulo de içamento. No entanto os estais já devem estar previamente instalados à torre, mas ainda não ancorados às bases, sendo que os já instalados servirão de freio para a verticalização.



Figura 2. 6: Torre estaiada.

Torres estaiadas possuem um comportamento complexo, causado principalmente por suas não linearidades. Embora na maioria das estruturas estas não linearidades sejam desprezadas, elas influenciam muito o comportamento das torres estaiadas. Segundo AMIRI (2002) as principais causas deste comportamento complexo são:

- Tendência de curvatura dos estais (catenária);
- Interação dos estais com o mastro;
- Esbeltez e configuração do mastro.

2.3.1. Configurações usuais de torres estaiadas

Existem diversas configurações de torres estaiadas. Dentre elas podemos destacar dois subconjuntos: o que retrata a tipologia do mastro e o que descreve a disposição dos estais.

Com relação aos materiais utilizados na confecção do mastro tem-se normalmente, concreto armado, aço e madeira, com geometrias variadas, conforme a sua especificação de uso.

Já com relação à disposição dos estais no mastro PASQUETTI (2003) relata que existem duas configurações usuais: cabos em leque, podendo ter origem na torre ou no ponto de ancoragem no solo, e cabos em paralelo (fig. 2.7).



(a)



(b)



(c)

Figura 2. 7: Disposição dos estais: (a) Cabos em leque com origem nos pontos de fundação do solo; (b) Cabos em leque com origem na torre⁸; (c) Cabos em paralelo⁹.

⁸<http://www.noticiasculturais.com/images/foto02p.jpg>

⁹<http://www.panoramio.com/photo/709338>

Neste trabalho são analisadas torres estaiadas com mastro em aço galvanizado e seção transversal quadrada, sendo estes constituídos por perfis de arestas vivas. Os estais apresentam configuração em leque, com origem nos pontos de ancoragens no solo.

2.3.2. Mastro

Os mastros podem ser constituídos desde um simples poste até estruturas com alto grau de complexidade, tais sistemas são geralmente fabricados em aço galvanizado no intuito de reduzir os problemas de oxidação.

Quando idealizados como sendo uma estrutura treliçada, são constituídos por módulos e sub-módulos, e estes são formados por barras (perfis estruturais planos laminados) ou tubos de aço galvanizado, que formam a estrutura principal (barras verticais, barras horizontais e diagonais) ou barra secundária (contraventamentos) (fig. 2.8). Segundo MILITANO (2000) existem cinco (5) configurações de mastro treliçado, conforme mostra a fig. 2.9.

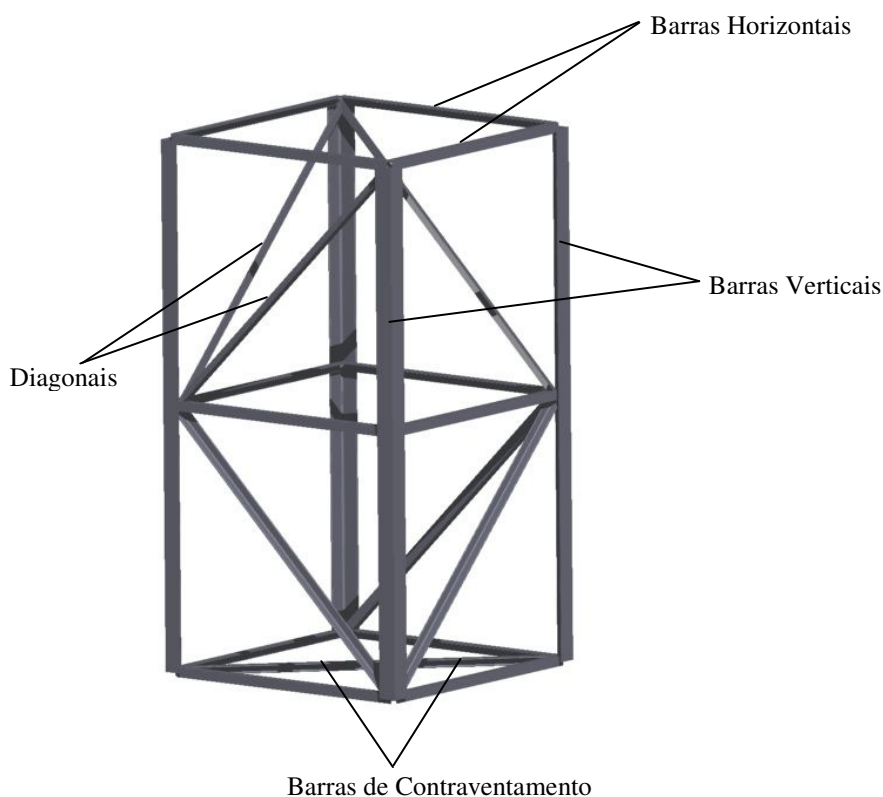


Figura 2. 8: Nomenclatura das hastes.

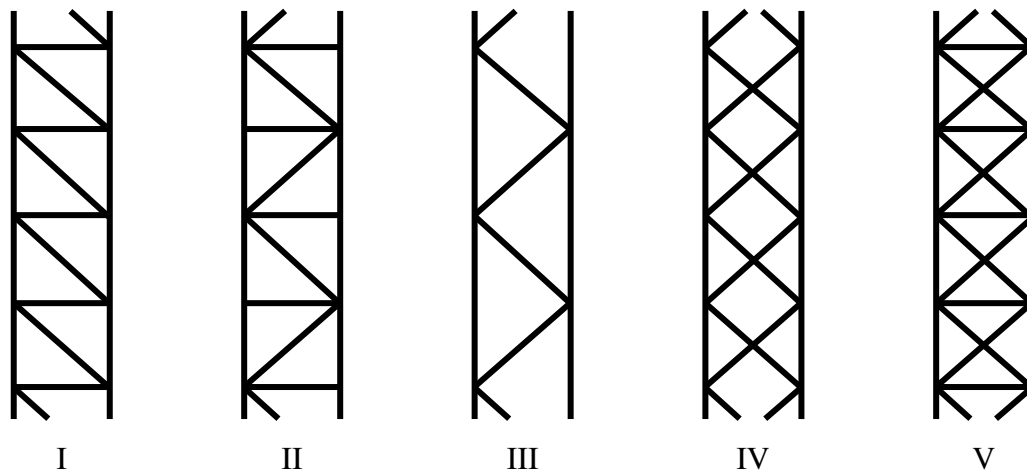


Figura 2. 9: Diferentes configurações de torres treliçadas.

Os módulos possuem comprimento que, em geral, variam de cinco a seis metros por motivos de transporte, e estes se dividem em sub-módulos que possuem propriedades constantes dentro de um mesmo módulo. Segundo MENIN (2002) no topo da estrutura, existe uma região denominada de vão livre destinada à colocação de antenas, cujo comprimento pode variar de 50 cm a 300 cm (fig. 2.10).

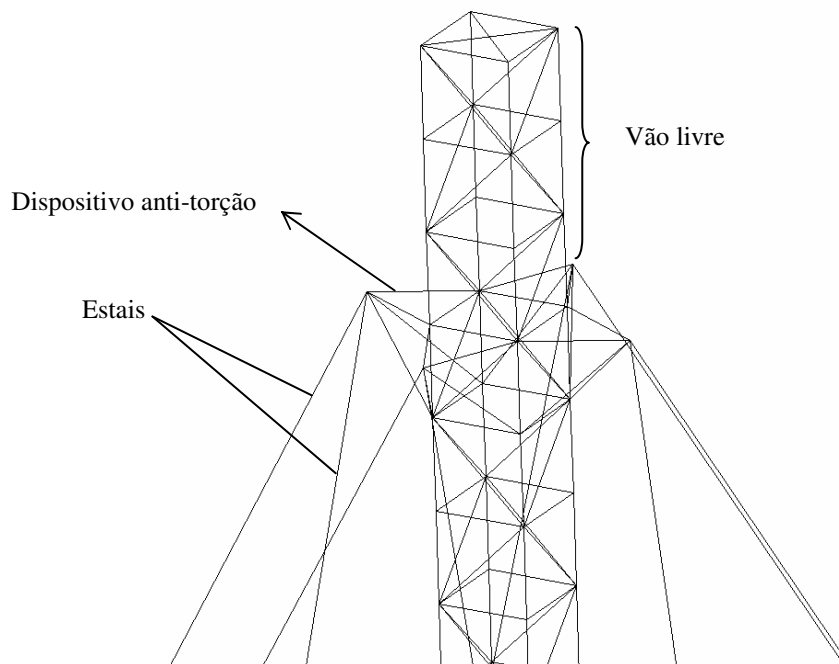


Figura 2. 10: Configuração de torre estaiada.

Tais estruturas devem possuir um dispositivo especial próximo ao topo da estrutura conhecido por dispositivo anti-torção (figuras 2.10 e 2.11), que através da utilização de cabos adicionais num mesmo nível e afastados dos montantes formam braços de alavancas adequados, absorvendo os esforços de torção. Segundo o PADRÃO TELEBRÁS (240-410-600, 1997) em torres estaiadas classe C de até 48m não é obrigatório o uso do dispositivo anti-torção, ficando a critério do projetista verificar a sua necessidade. MENIN (2002) relata que é recomendado apenas a utilização de dois dispositivos anti-torção para estruturas acima de 60 m de altura, sendo um próximo ao topo e o outro aproximadamente no meio do mastro. Tal dispositivo é constituído normalmente por quatro barras por face do mastro, sendo duas no plano horizontal e duas no plano vertical. Segundo BEN KAHLA (1995-b) os dispositivos anti-torção devem ser posicionados perto dos locais de fixação das antenas, de maneira a reduzir o ângulo de rotação das mesmas.



Figura 2. 11: Dispositivo anti-torção¹⁰.

O PADRÃO TELEBRÁS (240-420-701) recomenda ligações soldadas para as bases e chapas de ligação, e que as ligações entre peças componentes da estrutura e ligações realizadas em campo para a montagem da estrutura, sejam realizadas por meio de parafusos. Recomenda ainda que os elementos estruturais devam possuir no máximo comprimento igual a 80 vezes a dimensão nominal do perfil (aba da cantoneira ou diâmetro do tubo), mas não devendo exceder 7 m, de modo a se evitar danos no manuseio e facilidades no transporte.

¹⁰<http://www.boralgroup.com/tower.php>

Os perfis estruturais mais comumente utilizados são as cantoneiras simples com abas iguais de aço ASTM A36.

2.3.3. Estais

Os estais utilizados em torres são dispositivos flexíveis (fig. 2.12), ancorados no mastro da torre e no solo, de maneira a compensar os momentos gerados pelas solicitações de vento. MENIN (2002) sugere que o vão livre na vertical entre dois pontos de ancoragem sucessivos esteja entre 8 a 12 metros, com exceção de torres com altura inferior à 10m, para as quais é utilizada uma distância menor.



Figura 2. 12: Exemplo de estai¹¹.

Tais elementos devem ser fixados em dispositivos especiais de fixação, e nunca diretamente nos elementos estruturais das torres. Esses dispositivos devem ser ajustáveis, de modo a permitir alterações na tensão, durante operações de manutenção.

Segundo o PADRÃO TELEBRÁS (240-410-600,1997) os estais devem ser constituídos de alma de aço zincado, podendo ser de dois tipos HS (high-strength) ou EHS (extra high-strength), devendo ser preferencialmente de 7 fios, até o diâmetro máximo de 16mm, podendo ser aceitos cabos com no máximo 19 fios. Os fabricantes de cabos aconselham o uso de cordoalhas de 19 e 37 fios.

Os cabos de aço possuem dois tipos de deformações longitudinais, a estrutural e elástica.

¹¹ORGANIZTIONAL RESULTS RESEARCH REPORT

A deformação estrutural é motivada pelo ajustamento dos arames nas pernas do cabo e pela acomodação das pernas em relação à alma do mesmo. A maior parte desta deformação ocorre nos primeiros dias ou semanas de serviço do cabo de aço. Nos cabos comuns, o seu valor pode ser aproximadamente 0,50% a 0,75% do comprimento do cabo de aço sob carga. Mas, esta deformação estrutural pode ser quase toda removida por um pré-estiramento do cabo de aço. A carga utilizada neste processo é maior que a carga de trabalho do cabo, e inferior à carga correspondente ao limite elástico do mesmo. A norma americana de cabos ASCE 19-96 (apud MENIN, 2002) especifica que todos os cabos estruturais devem ser submetidos a uma força de pré-estiramento maior que 50% da capacidade resistente nominal do cabo. Esta operação de pré-estiramento do cabo é feita no local de fabricação do mesmo.

Já a deformação elástica (eq. 2.1) é diretamente proporcional à carga aplicada e ao comprimento do cabo de aço e inversamente proporcional ao seu módulo de elasticidade e área metálica. A área metálica (eq. 2.2) de um cabo de aço é constituída pela soma das áreas das seções transversais dos arames individuais que o compõem, exceto dos arames de enchimento (filler). Essa varia em função da construção do cabo de aço, de uma maneira bastante aproximada pode-se calcular a área metálica de um cabo de aço aplicando-se a equação 2.2.

$$\frac{\Delta L_{gu}}{L_{gu}} = \frac{P}{E \times A_{gu}} \quad (2.1)$$

Sendo,

ΔL_{gu} = alongamento;

P = carga aplicada;

L_{gu} = comprimento do cabo;

E = módulo de elasticidade;

A_{gu} = área da seção transversal (mm²);

$$A_{gu} = F \times d^2 \quad (2.2)$$

Onde,

F: é o fator de multiplicação que varia em função da construção do cabo de aço (tab. 2.2);

d: é o diâmetro nominal do cabo de aço ou da cordoalha em milímetros.

Tabela 2. 2: Fator de multiplicação F, Fonte: CIMAF.

Construção do cabo de aço	Fator “F”
1 × 7 - cordoalha	0,596
1 × 19 - cordoalha	0,580

O módulo de elasticidade aparente (rigidez) de cabos de aço aumenta durante a vida útil do mesmo, dependendo de sua construção e condições sob as quais é operado, como intensidade das cargas aplicadas, cargas constantes ou variáveis, dobragens e vibrações às quais o mesmo é submetido. O módulo de elasticidade aparente de cabos novos ou sem uso é menor, ou seja, para cabos usados ou pré-estirados o módulo de elasticidade aumenta cerca de 20% (CIMAF).

Na tabela 2.3 são apresentados os módulos de elasticidade aproximados de cordoalhas galvanizadas.

Tabela 2. 3: Modulo de elasticidade de cordoalhas galvanizadas, Fonte: CIMAF.

Classificação	Modulo de elasticidade (E) em GPa
7 fios	142,196 a 152,003
19 fios	127,486 a 137,293
37 fios	117,679 a 127,486

Além do pré-estiramento mencionado anteriormente, as cordoalhas utilizadas em torres estaiadas são submetidas a um pré-tensionamento, o qual é aplicado no local onde a torre estaiada é montada. A norma norte americana ANSI/TIA/EIA-222-F-1996 relata que para fins de projeto, a tensão inicial nos estais deve ser de 10% da resistência à ruptura do cabo, admitindo-se pré-tensionamento de 8 a 15%.

Já quanto o número de pontos de fundação no solo por banzo não foi encontrada nenhuma informação nas normas consultadas, porém MENIN (2002) sugere que não se use mais de três pontos de fundação no solo por banzo, e que sejam ancorados até três estais por ponto de fundação ou no máximo quatro quando se tratar de cabos de dispositivo anti-torção.

A distância do ponto de fundação mais afastado da torre é determinada em função da altura da mesma, de modo que o ângulo entre o cabo e o plano horizontal que representa o terreno seja de aproximadamente 60° , sendo os demais pontos de fundação determinados dividindo-se a distância do ponto de fundação mais afastado em intervalos iguais. Já HENSLEY (2005) relata que os estais tem um comportamento eficaz, quando estes possuem um ângulo de inclinação com a horizontal entre 45° e 60° .

O PADRÃO TELEBRÁS 240-410-600 ainda recomenda que a superfície acabada de concreto da fundação da estrutura deve ficar no mínimo 20 cm acima do terreno, devendo ser inclinada e desempenada a fim de evitar o acúmulo de sujeira e água na base da torre, para torres estaiadas deve-se construir calçadas de concreto com 1,5 m x 1,5 m x 0,10 m em torno das ancoragens dos estais sobre o solo convenientemente compacto (fig. 2.13).

Nos pontos de ancoragens de estais no mastro e nas fundações laterais (fig. 2.13), deve-se utilizar as “terminações de cabos”, que são dispositivos fixados nas extremidades dos mesmos, de modo a transmitir a tensão do cabo para o ponto de ancoragem, dentre elas temos: soquetes, terminais prensados, laços com sapatilhos fixos por grampos, entre outros.



Figura 2. 13: Configurações de pontos de fundação lateral e terminações de cabos.

Segundo a RESOLUÇÃO 116-1999 da ANATEL para ondas médias, os estais metálicos deverão ser seccionados por isoladores (fig. 2.14), afastados de frações ímpares de comprimento de onda (λ) e no máximo de $\lambda/7$. Estas dificultam o surgimento de correntes harmônicas espúrias induzidas nos estais da torre, as quais podem comprometer a habilidade da emissora em irradiar níveis harmônicos abaixo de valores mínimos estabelecidos.

¹²www.boralgroup.com/tower.php

¹³ORGANIZTIONAL RESULTS RESEARCH REPORT

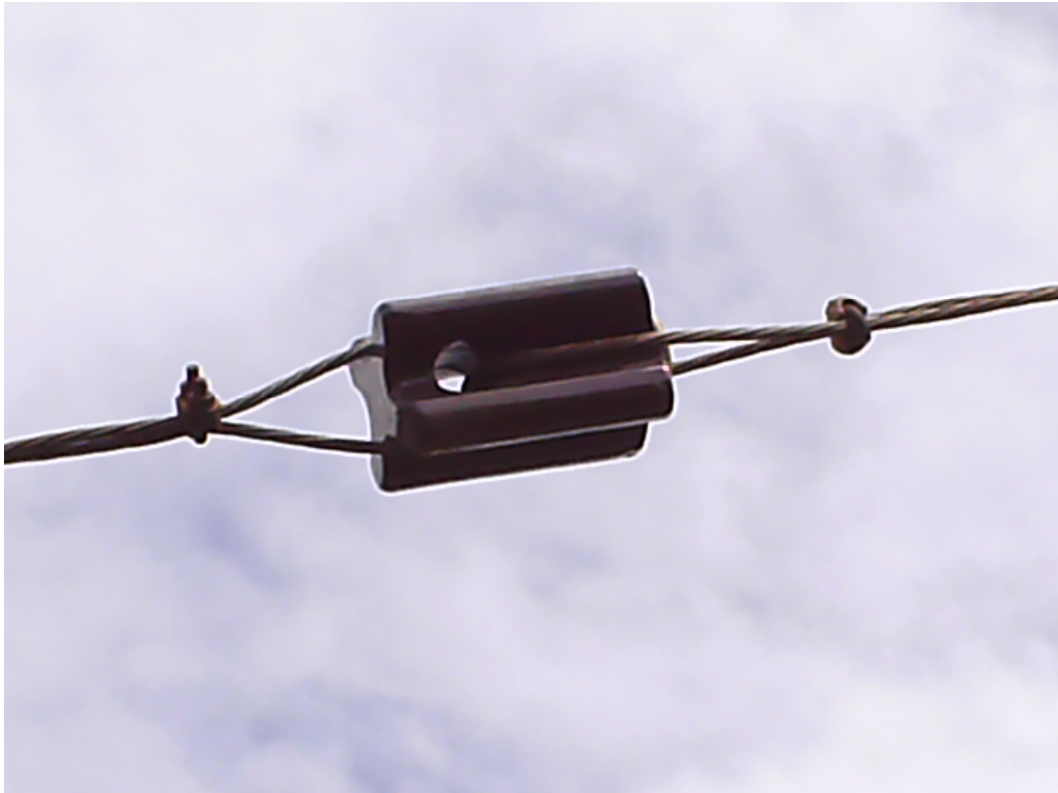


Figura 2. 14: Isolador.

2.4. Materiais Usados na Fabricação de Torres.

O aço é um material comumente utilizado na construção de torres. Segundo PANNONI¹⁴, o aço é uma liga de natureza complexa, tendo em vista que os aços comerciais não são ligas binárias. Apesar de seus principais elementos de liga ser o ferro e o carbono, eles contêm sempre outros elementos secundários devido ao processo de fabricação. Portanto, o aço é uma liga de ferro-carbono, contendo geralmente de 0,008% até aproximadamente 2,11% de carbono, além de certos elementos secundários como o Silício, Manganês, Fósforo e Enxofre, que aparecem devido ao processo de fabricação.

Esta liga constitui um dos materiais mais importantes para uso em estruturas, suas propriedades mais importantes são: a ductilidade e a sua grande resistência, quando comparado a outro material.

Devido a sua composição química os aços estruturais podem ser divididos em dois grupos, os aços-carbono e os aços de baixa liga, ambos podendo receber tratamento térmico de modo a modificar as suas propriedades mecânicas.

¹⁴<http://www.axionconstrucoes.com.br>

2.4.1. Aço-carbono

Segundo PFEIL (2000), os aços carbono são os tipos mais usados, os quais têm o aumento de resistência em relação ao ferro puro produzido pelo carbono, e em menor escala, pelo manganês.

Os aços carbonos estão divididos em quatro categorias, que se norteiam pela porcentagem de carbono: baixo carbono (menos que 0,15%), moderado carbono (0,15-0,29%), médio carbono (0,30-0,59%) e alto carbono (0,60-1,70%). Os aços carbonos estruturais são os pertencentes à categoria de moderado carbono, sendo que um exemplo destes é o aço ASTM A36 que possui uma quantidade de carbono variando de 0,25 a 0,29% dependendo da sua espessura. Tais aços exibem ponto de escoamento definido conforme fig. 2.15 (SALMON e JOHNSON,1996).

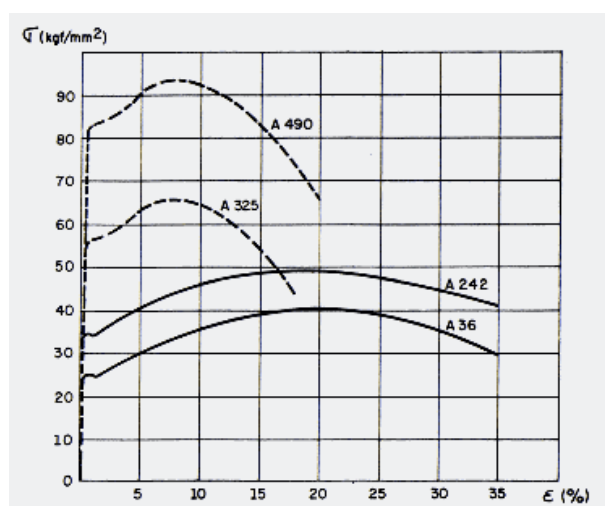


Figura 2. 15:Diagramas típicos de tensão-deformação de aços carbonos¹⁵.

Quanto maior o teor de carbono maior será a sua resistência, no entanto a sua ductilidade diminuirá. A tabela 2.4 fornece os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas.

As seguintes propriedades físicas são comuns a todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

- Módulo de Elasticidade (E): 205 GPa
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,3
- Módulo de Elasticidade Transversal do Aço (G_T): 77,2 GPa

¹⁵www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/PEF5736/propr_mec/propr_mec1.html

- Coeficiente de Dilatação Térmica (β): $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- Densidade: 7850 Kg/m^3

Tabela 2. 4: Propriedades mecânicas dos aços carbono^{16, 17 e 18}.

Especificação	Propriedades mecânicas mínimas	
	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ASTM A36	250	400
ASTM A36MDCOS CIVIL	300	400
DIN St37	240	370
ASTM A307 (parafuso)	-	415
ASTM A325 (parafuso)	625	825
ASTM A570 G33	230	350

2.4.2. Aço de baixa liga

Aços de baixa liga são aços-carbonos que foram acrescidos de pequenas quantidades de elementos de liga, tais como: cromo, colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, ou zircônio, e promovem uma melhora em algumas das propriedades mecânicas.

Segundo PFEIL (2000) os elementos de liga produzem um acréscimo na resistência dos aços, devido a alterações na microestrutura, com isso pode se obter elevada resistência com teor de carbono de ordem de 0,20%, o que permite a soldagem dos aços sem preocupações especiais.

A tabela 2.5 apresenta os principais tipos de aço de baixa liga utilizados em estruturas.

Tabela 2. 5: Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga^{16, 17 e 18}.

Especificação	Propriedades mecânicas mínimas	
	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ASTM A242	290	435
DIN St52	360	520
USI-SAC-350	303	490
ASTM A572 G50-1	350	450
ASTM A709 G36 (resistência à corrosão)	250	400
ASTM A588 (resistência à corrosão)	350	490

¹⁶<http://www3.belgo.com.br/images/stories/PDF/cantoneira.pdf>

¹⁷PFEIL, W., PFEIL, M., 2000.

¹⁸BELLEI et.al., 2004.

2.4.3. Aços com tratamento térmico

Segundo CHIAVERINI (1986) o tratamento térmico visa modificar as propriedades das ligas, sobretudo as mecânicas, ou aliviar as tensões e restabelecer a estrutura cristalina normal.

Aços estruturais de baixa liga tem melhor capacidade de encruamento do que os aços carbono, portanto podem apresentar melhor resistência e tenacidade em peças de maiores dimensões de seção transversal. Os elementos de liga também melhoram a resistência a temperaturas elevadas e à corrosão. Como desvantagem, diminui a soldabilidade destes aços, o que torna o processo mais caro do que para aços carbono (CIMM¹⁹).

Para a têmpera o aquecimento deve atingir pelo menos a temperatura de 900⁰C, e a seguir resfriamento rápido em água ou óleo. O revenimento deve atingir pelo menos 600 ⁰C para gerar estruturas de martensita revenida ou martensita e bainita revenidas, dependendo da espessura das seções tratadas. Para os aços carbono de baixa liga as resistências atingidas são de 550 a 760 MPa (SALMON e JOHNSON, 1996).

Como exemplo pode-se citar o aço ASTM A325 (tabela 2.4) e o ASTM A490.

2.5. O mecanismo de corrosão dos aços.

A corrosão de um aço é causada por reação química ou eletroquímica do metal com o seu ambiente circundante. O agente de corrosão é em geral líquido, mas também pode ser gasoso ou sólido (CIMM¹⁹).

Segundo PFEIL (2000) a corrosão promove a perda de seção das peças de aço podendo se constituir em causa principal de colapso.

A proteção contra a corrosão é uma consideração essencial na seleção de um aço para uma aplicação estrutural específica. Todas as medidas preventivas que impedem ou eliminam a corrosão irão aumentar a vida do componente e sua confiabilidade. A proteção contra corrosão dos aços expostos ao ar é usualmente feito por pintura ou galvanização. Esta consiste na adição, por imersão, de uma camada de zinco às superfícies de aço, após a adequada limpeza das mesmas, PFEIL (2000).

¹⁹http://www.cimm.com.br/portal/cimm/iframe/?pagina=/cimm/construtordepaginas/htm/3_24_10286.htm

2.5.1. Aço de alta resistência à corrosão atmosférica (aços patináveis ou aclimáveis), PANNONI²⁰.

Todos os aços contêm pequenas quantidades de elementos de liga, tais como carbono, manganês, silício, fósforo e enxofre, seja porque estes integravam as matérias-primas (minérios e coque) com que foram fabricados, seja porque lhes foram deliberadamente adicionados, para lhes conferirem determinadas propriedades. De modo geral, as adições são pequenas, de no máximo 0,5 a 0,7% da massa total do metal, proporção em que tais elementos não têm qualquer efeito apreciável sobre a resistência deste à corrosão atmosférica. As pequenas variações de composição que inevitavelmente ocorrem durante o processo de fabricação do metal tampouco afetam significativamente suas características.

Entretanto, existem exceções. Sabe-se há mais de 80 anos, por exemplo, que a adição de pequenas quantidades de cobre, fósforo e outros elementos têm um efeito benéfico sobre os aços, reduzindo a velocidade em que são corroídos, quando expostos ao ar. Mas o grande estímulo ao emprego de aços enriquecidos com esses elementos – chamados aços de baixa liga – foi dado pela companhia norte-americana United States Steel Corporation que, no início da década de 1930, desenvolveu um aço cujo nome comercial era Cor-Tem.

Desde o lançamento do Cor-Ten até os nossos dias, desenvolveu-se outros aços com comportamentos semelhantes, que constituem a família dos aços conhecidos como patináveis. Enquadrados em diversas normas, dentre as quais as norte-americanas ASTM A242, A-588, A-606 e A-709, que especificam limites de composição química e propriedades mecânicas, estes aços tem sido utilizados na construção de edifícios de múltiplos andares, pontes, viadutos, passarelas, defensas, torres de transmissão, edifícios industriais, telhas, etc.

Os aços patináveis, além de dispensarem a pintura em certos ambientes, possuem uma resistência mecânica maior que a dos aços estruturais comuns. Em ambientes extremamente agressivos, como regiões que apresentam grande poluição por dióxido de enxofre ou aquelas próximas da orla marítima, a pintura lhes confere uma proteção superior àquela conferida aos aços comuns.

²⁰http://www.gerdau.com.br/GerdauAcominas/upload/produtos/perfis/caracteristicatecnica/pf/artigostecnicos/Historia_comportamento_e_uso_dos_acos_patinaveis.pdf

O que distingue os aços patináveis dos aços comuns, no que diz respeito à resistência à corrosão, é o fato de que, sob certas condições ambientais de exposição, ele pode desenvolver em sua superfície uma película de óxidos aderentes e protetores, chamada de pátina, que atua reduzindo a velocidade de ataque dos agentes corrosivos presentes no meio ambiente. A fig. 2.16 mostra as curvas típicas de avaliação da resistência à corrosão de um aço patinável e de um aço carbono comum expostos às atmosferas industrial, urbana, rural e marinha. Durante os primeiros anos de exposição à atmosfera, a perda de massa metálica por unidade de superfície cresce segundo uma função potência.

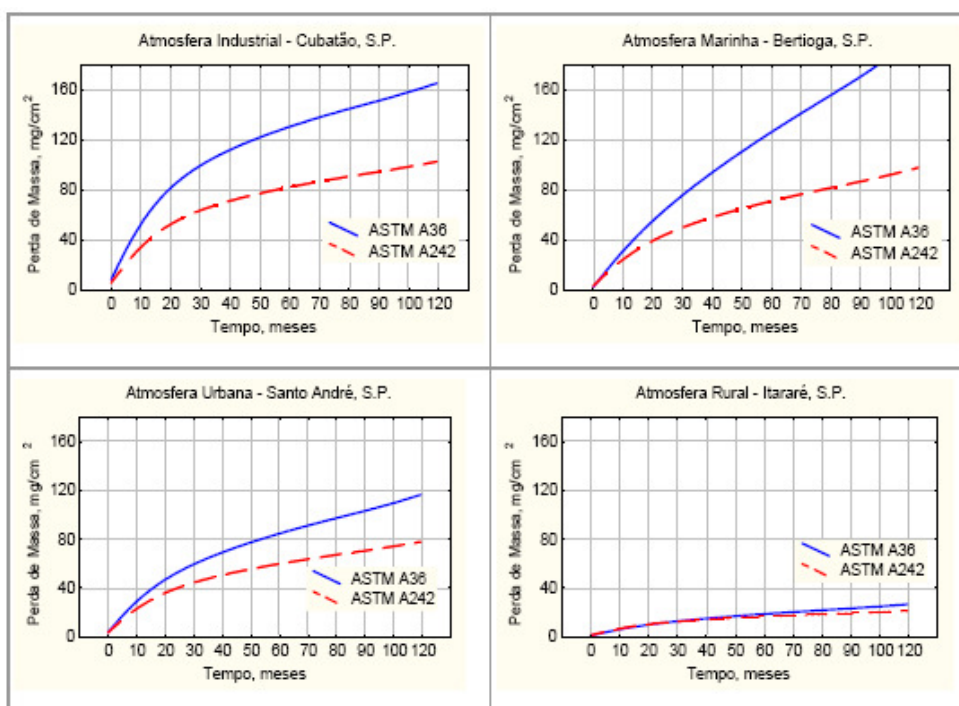


Figura 2. 16: Resistência à corrosão de um aço patinável (ASTM A242) e de um aço carbono comum (ASTM A36) comum (PANNONI²⁰)

A formação da pátina é função de três tipos de fatores. Os primeiros a destacar estão ligados à composição química do próprio aço. Os principais elementos de liga que contribuem para aumentar-lhe a resistência frente à corrosão atmosférica, favorecendo a formação da pátina, são o cobre e o fósforo. O cromo, o níquel e o silício também exercem efeitos secundários. Cabe observar, no entanto, que o fósforo deve ser mantido em baixos teores (menores que 0,1%), sob pena de prejudicar certas propriedades mecânicas do aço e sua soldabilidade.

²⁰http://www.gerdau.com.br/GerdauAcominas/upload/produtos/perfis/caracteristicatecnicapf/artigostecnicos/Historia_comportamento_e_uso_dos_acos_patinaveis.pdf

Em segundo lugar vêm os fatores ambientais, entre os quais sobressaem à presença de dióxido de enxofre e de cloreto de sódio na atmosfera, a temperatura, a força (direção, velocidade e frequência) dos ventos, os ciclos de umedecimento e secagem, etc. Assim, enquanto a presença de dióxido de enxofre, até certos limites, favorece o desenvolvimento da pátina, o cloreto de sódio em suspensão nas atmosferas marítimas prejudica suas propriedades protetoras.

Os ventos, que carregam agentes agressivos até o local em que se encontra o metal, têm importante efeito sobre os ciclos de umedecimento e secagem, considerados essenciais no desenvolvimento de películas protetoras. O efeito da temperatura, embora provável, ainda não foi claramente caracterizado. Finalmente, há fatores ligados à geometria da peça, que explicam por que diferentes estruturas do mesmo aço dispostas lado a lado podem ser atacadas de maneira distinta.

Enquadrados em normas como as brasileiras NBR 5008, 5920, 5921 e 7007 e as norte-americanas ASTM A242, A588 e A709, que especificam limites de composição química e propriedades mecânicas, os aços patináveis têm sido utilizados na construção de pontes, viadutos, silos, torres de transmissão de energia, etc. Estruturas tubulares em aços patináveis não revestidas têm sido utilizadas, por exemplo, em torres de antenas, principalmente pela sua grande durabilidade e baixo custo. Porém, existem situações que exigem pintura. Este tipo de aço apresenta uma combinação de tenacidade, resistência mecânica, soldabilidade e resistência à corrosão atmosférica que o credencia como ideal para aplicação em estruturas de iluminação, transmissão de energia e telecomunicação. Janelas, portas e seus respectivos caixilhos têm sido fabricados com aços patináveis, com a vantagem de apresentarem maior durabilidade. As aplicações mais comuns dos aços patináveis são:

- *Construção civil*: estrutura de prédios, shoppings, escolas, armazéns, galpões, torres, grades, portas;
- *Pontes*: estruturas, viadutos, passarelas;
- *Containeres*: silos, tanques de armazenamento;
- *Máquinas e Equipamentos agrícolas*: tratores, máquinas, caçambas colheitadeiras;
- *Transportes*: vagões, caçambas, rampas, caminhões basculantes;
- *Eletificação*: postes, torres para linhas de transmissão.

A tabela 2.6 traz os aços patináveis produzidos no Brasil.

Tabela 2. 6: Aços patináveis produzidos no Brasil²¹.

Empresa	Aço
BELGO MINEIRA	ASTN A588
COSIPA	COS-AR-COR 400, COS-AR-COR 400E, COS-AR-COR 500, ASTM A242, ASTM A588
CSN	CSN-COR 420, CSN –COR 500
CST	ASTM A242
GERDAU AÇOMINAS	ASTM A588
USIMINAS	USI-SAC-300, USI-SAC-350, USI-FIRE-350, ASTM A242, ASTM A588

2.6. Levantamento do comportamento estrutural de torres.

As principais solicitações em torres estaiada são decorrentes da atuação do vento, de terremotos, neve e ruptura de estais. Como terremotos e neve no Brasil não são comuns a principal solicitação desses sistemas estruturais é o vento.

Existem diversos estudos que retratam o comportamento de torres estaiadas, sendo na maioria pesquisas envolvendo carregamento de vento. BEN KAHLA (1995-a) realizou uma análise aproximada de torres estaiadas em que o mastro é modelado por uma viga engastada equivalente, passando através do centro de gravidade da seção transversal do mastro, onde a pressão do vento na torre foi determinada através das equações de Morison. O modelo foi testado em um exemplo de torre estaiada se mostrando adequado, pois conseguiu representar aproximadamente as deformações do eixo centroidal do mastro e das forças em cada um de seus elementos.

BEN KAHLA (1995-b) investigou a habilidade do dispositivo anti-torção de minimizar os deslocamentos angulares de torres estaiadas. As deflexões e as rotações de um exemplo com e sem dispositivo anti-torção foram determinadas sob carregamento estático de vento, apresentando um novo modelo de dispositivo anti-torção.

²¹http://www.infomet.com.br/h_acos_patinaveis.php

EL-GHAZALY e AL-KHAIAT (1995) discutiram os vários aspectos da não-linearidade geométrica e aplicaram o método da energia, para a análise de torres estaiadas. Uma torre estaiada de 600 m (tridimensional) foi analisada usando pacotes computacionais Ansys e Staad-III sendo que, os autores introduziram determinadas suposições técnicas na modelagem a fim de poder usar eficazmente os dois pacotes para a análise e projeto de torres estaiadas. Os efeitos da ruptura accidental do estai e da variação da temperatura foram analisados.

WAHBA et al. (1998-b) sumarizaram os resultados de uma extensiva investigação analítica, envolvendo seis torres existentes, os quais conduziram para a identificação do efeito do gelo na resposta dinâmica de torres.

BEN KAHLA (2000) mostrou o efeito provocado pela ruptura de um dos estais em uma estrutura estaiada sob ação de pressão de vento, sendo que estes efeitos são caracterizados pelo deslocamento e forças axiais no mastro e tração nos estais.

AMIRI (2002) propôs alguns indicadores da sensibilidade sísmica de torres altas estaiadas para verificação da necessidade de avaliação de efeitos sísmicos e análise dinâmica detalhada da estrutura no projeto.

STOTTRUP-ANDERSEN (2002) apresentou uma breve introdução a respeito dos problemas relacionados a análise e ao projeto de torres estaiadas, e alguns exemplos práticos.

HARIKRISHNA, et al. (2003) apresentaram os resultados das características medidas do vento e a resposta dinâmica associada de uma torre estaiada de 50m localizada na costa leste da Índia em condições ambientais de vento.

XING, et al. (2004) apresentaram um algoritmo no domínio da frequência para análise dinâmica de mastros estaiados, baseado na teoria da vibração aleatória discreta.

PREIDIKMAN, et al. (2006) estudaram a resposta dinâmica de mastros estaiados, comparando os resultados obtidos com modelo totalmente não linear de cabos com o modelo linearizado comumente utilizado na prática.

AZEVEDO e DINIZ (2007) utilizaram a confiabilidade de sistemas para definir a probabilidade de falha de fundações de torres estaiadas. Eles utilizaram dois modos de falha para cada estai: deslocamentos máximos excessivos e deslocamentos residuais excessivos.

HENSLEY e PLAUT (2007) analisaram a resposta de um mastro estaiado de 120m de altura à excitação sísmica tridimensional utilizando o programa ABAQUS de elementos finitos. Avaliaram o efeito da rigidez e pré-tensão dos estais, peso próprio do mastro, e direção de movimento do solo.

CAPÍTULO III

ESFORÇOS EM TORRES ESTAIADAS

3.1. Introdução

Com o avanço nos projetos estruturais surge a necessidade de se conhecer adequadamente as condições de carregamento e com o progresso dos sistemas de telecomunicação existe a demanda de estruturas cada vez mais altas e esbeltas. Estas, por sua vez, são sensíveis aos carregamentos de vento, os quais são notoriamente incertos.

3.2. Solicitações em torres

Segundo o PADRÃO TELEBRÁS (240-410-600), no cálculo das estruturas devem ser consideradas, além de outras que possam ocorrer em casos especiais, as seguintes influências:

a) Esforços permanentes: são constituídas de peso próprio da estrutura e estais quando for o caso; peso das escadas, plataformas, estrutura suporte de cabo vertical, horizontal e antenas; peso de cabos coaxiais e antenas; pré-tensão dos estais quando for o caso e peso de acessórios;

b) Esforços acidentais: decorrentes de operações de montagem e eventualmente outras cargas que se estabelecem para casos especiais. No caso de torres estaiadas considerar o peso do pessoal de manutenção (torre classe A: 280 kg, torre classe B: 140

kg e torre classe C: 70 kg) e de equipamentos auxiliares para instalação e manutenção de antenas (torres classes A e B: 150 kg e torre classe C: 75 kg);

c) Temperatura: admite-se para o cálculo que as variações de temperatura sejam uniformes ao longo da estrutura.

d) Vento: deve se considerar a pressão de obstrução calculada com base na NBR 6123.

3.3. Cargas de vento em torres estaiadas.

Torres estaiadas são estruturas que estão sujeitas a uma infinidade de ações, dentre eles temos: peso próprio, sobrecarga, vento, terremotos, gelo e ruptura de cabos. Como no Brasil não é comum a ocorrência de terremotos e neve, o vento torna-se o principal fator de projeto.

As solicitações produzidas pelo vento causam um comportamento dinâmico não linear dessas estruturas, devido a sua esbeltez, flexibilidade, catenária dos estais e interação entre estais e mastro.

O comportamento dinâmico dessas estruturas é normalmente ocasionado por uma das seguintes causas: vibrações geradas por rajadas, martelamento, por desprendimento de vórtices e instabilidade aerodinâmica por galope e drapejamento, ou por uma combinação dessas.

No presente trabalho é avaliado o comportamento de torres estaiadas sujeitas as solicitações de vento, peso próprio e pré-tensão nos estais, por serem os mais relevantes no Brasil.

3.3.1. Vibrações causadas pela energia cinética das rajadas

RAUSCH-FÖPPL (1933, apud BLESSMAN 2005) propuseram um dos primeiros métodos racionais para a determinação dos efeitos dinâmicos das rajadas, baseado em estudos estatísticos de FÖPPL, que posteriormente foi incorporado à norma alemã da época. RAUSCH, a partir dos registros de rajadas existente na época, apresentou um gráfico da variação da pressão dinâmica do vento ao longo do tempo. Conforme este trabalho, quando surge uma rajada de vento a pressão dinâmica média, $\bar{q}$ cresce subitamente de um valor q_r , permanece constante em um pequeno intervalo de tempo e

volta a cair para $\bar{q}$. Com o passar do tempo surgem outras rajadas que podem aumentar ou diminuir o valor da pressão dinâmica, mas sempre voltando à $\bar{q}$.

RAUSCH ainda afirma que, com base nas observações existentes, não se pode concluir que exista periodicidade das rajadas, e muito menos que sua duração seja sempre a mesma, tratando-se de uma série de cargas e descargas com valores e durações variáveis, separadas por intervalos desiguais de tempo. Ele estudou primeiramente o efeito de uma única rajada, para posteriormente examinar os efeitos de várias rajadas.

DAVENPORT (1979, apud CHAMBERLAIN e KRIPKA, 2005) propôs o método do fator de resposta de rajada (FRR) numa tentativa de considerar efeitos dinâmicos na resposta de torres de transmissão treliçadas, que foi incorporado nas recomendações da ASCE/1991 (American Society of Civil Engineers) para o carregamento de estruturas de transmissão, porém com a componente ressonante negligenciada. A abordagem é baseada em métodos estatísticos os quais levam em conta a correlação espacial e espectro de energia da velocidade do vento e a resposta dinâmica do sistema de transmissão. No entanto o método FRR possui algumas simplificações como: não leva em conta efeitos de carregamentos não balanceados, ou cargas axiais e esforços cortantes, nem o efeito de modos de vibração superiores no cálculo dos fatores de resposta.

A NBR 6123/1988 apresenta um processo para a determinação da ação estática equivalente do vento, baseada no método de vibração aleatória proposto por DAVENPORT, como algumas diferenças na determinação dos parâmetros que definem essa ação, BLESSMAN (2005).

DAVENPORT (apud CARRIL JÚNIOR 2000) utilizando linhas de influência simplificou o processamento para calcular o fator de rajadas de estruturas esbeltas como torres, pontes e estruturas suspensas, este método considera um coeficiente de arrasto médio constante ao longo da altura.

3.3.2. Martelamento

SIMIU, SCANLAN (apud CARRIL JÚNIOR 2000) definiu o martelamento como sendo a excitação da estrutura ocasionada por flutuação da velocidade do vento. Se este for ocasionado devido à presença de obstáculos a sotavento, BLESSMAN (2005) relata que esta estrutura pode estar sendo martelada compassadamente, por turbilhões gerados

nas edificações a sua frente a partir de uma frequência predominante. Este efeito é dinâmico e pode ser de maior ou menor intensidade se a frequência excitadora coincidir ou não com uma das frequências naturais da estrutura.

Segundo BLESSMAN (2005) além da frequência, a intensidade de turbulência do vento incidente também terá influência na vibração. Se o espectro de energia for estreito, este dará origem a uma força excitadora aproximadamente periódica. Já se o espectro de energia for largo (intensidade de turbulência incidente grande) as vibrações serão de menor amplitude.

O fenômeno de martelamento, para as mesmas condições, ou seja, conjunto de edificações submetidas a um vento de mesma velocidade, será tanto mais crítico quanto menor for a rugosidade do terreno. Os maiores efeitos dinâmicos apareceram com um distanciamento entre as edificações da ordem de dez vezes uma dimensão característica da base da edificação. O efeito mais importante aparece quando se tem martelamento ressonante (BLESSMANN, 2005).

3.3.3. Vibrações por desprendimentos de vórtices

Para corpos que não apresentam forma aerodinâmica (rombudos), situados em escoamentos com número de Reynolds a partir de 30, surge um desprendimento alternado de vórtices, com uma frequência bem definida (vórtice de KÁRMÁN), o que provoca forças periódicas, oblíquas em relação à direção do vento médio (BLESSMANN, 2005).

Na prática, oscilações na direção do vento, por desprendimento de vórtices alternados, raramente acontecem. Já oscilações causadas pelas forças periódicas transversais ocorrem em muitas edificações cilíndricas ou quase cilíndricas (BLESSMANN, 2005).

Segundo a NBR 6123 e o National Building Code of Canada 1980 parte 4 (apud BLESSMANN, 2005) estruturas muito esbeltas tais como chaminés, torres de microondas ou de iluminação, devem ser projetadas levando em consideração os fenômenos dinâmicos causados por desprendimentos de vórtices.

Como a velocidade do vento varia com a altura, a frequência de desprendimento dos vórtices também varia ao longo da altura, o que, conseqüentemente, diminui sensivelmente os efeitos sobre a estrutura ou elemento estrutural, pela falta de sincronismo da força excitadora (NBR 6123).

Em função de cada barra e cada cordoalha do sistema (torre estaiada) estar sujeita ao desprendimento de vórtices isoladamente, e esta falta de sincronismo diminuir sensivelmente os seus efeitos, os mesmos não foram considerados no presente estudo.

3.3.4. Instabilidade aerodinâmica por galope e drapejamento

Segundo BLESSMAN (2005) estruturas ou elementos estruturais leves e flexíveis, com baixo amortecimento, podem sofrer oscilações causadas por instabilidade aerodinâmica denominado de galope. Este efeito é causado por forças determinadas pelo movimento da edificação e por sua forma. As mais sensíveis a este fenômeno são as edificações de seção retangular e triangular (NBR 6123).

No galope o aumento da velocidade do vento acarreta um aumento na amplitude de oscilação na direção deste. Como o ângulo de incidência do vento na estrutura esta continuamente mudando devido à oscilação da estrutura, e se em resposta a esta incidência variável, for desenvolvida uma força na direção e sentido do movimento do corpo, será retirada a energia do vento e a oscilação será mantida (BLESSMAN, 2005).

As principais características da instabilidade aerodinâmica por galope (BLESSMAN, 2005) são:

- sua alta intensidade;
- seu súbito aparecimento, quando a velocidade do vento excede um determinado valor (velocidade de disparo);
- aumento na velocidade do vento proporciona um aumento na amplitude de vibração;
- movimento oscilatório em um modo simples, não acoplado, perpendicular à direção do vetor velocidade média do vento.

Segundo BLESSMAN (2005) embora o galope e o drapejamento clássico tenham origem em mecanismos aeroelásticos semelhantes, estes possuem algumas diferenças importantes: no caso de asas submetidas a drapejamento clássico, as forças aerodinâmicas podem ser grandes de forma a causar grandes deslocamentos das frequências naturais; já em vibrações devido ao galope as forças aerodinâmicas são usualmente pequenas comparadas com as da estrutura, provocando geralmente pequenos deslocamentos das frequências naturais. O drapejamento clássico é gerado normalmente por uma combinação envolvendo dois graus de liberdade (rotação e deslocamento vertical) acoplados em oscilações instáveis (CARRIL JÚNIOR, 2000).

O drapejamento é um fenômeno típico de estruturas esbeltas com proporções semelhantes às de asas de avião, tal como edifícios muito altos e esbeltos, de seção retangular não próxima do quadrado. Já o galope é importante em estruturas esbeltas, leves e flexíveis, como pilares vazados de viadutos de grande altura (NBR 6123).

Segundo CARRIL JÚNIOR (2000) o fenômeno de instabilidade aerodinâmica ocorre em estruturas com frequências naturais inferiores 0,5 Hz, e a geometria de torre é conhecida como não suscetível ao drapejamento clássico.

3.4. Acidentes causados pelo vento

Como o vento é dinâmico por natureza, este pode induzir vibrações em estruturas reticuladas estaiadas, que podem conduzir à perda de sinais por longos intervalos de tempo, devido a deslocamentos e rotações excessivas das antenas, ou até mesmo a falhas permanentes do sistema devido a deformações excessivas.

MADUGULA (1998) relata que desde 1959 existem aproximadamente 100 casos de colapso de torres nos Estados Unidos. Serão apresentados alguns casos de colapso de torres estaiadas no mundo (MADUGULA, 2002 e STOTTRUP-ANDERSEN, 2002):

- Colapso devido a oscilações em uma torre estaiada de 210m de altura na Alemanha;
- Ruína de uma torre estaiada de 384m de altura na Inglaterra em 1965, devido a oscilações;
- Nos Estados Unidos ocorreu o colapso devido a cargas cíclicas de uma torre estaiada de 60m de altura em 1968;
- Ruína em 1991 de uma torre estaiada de aproximadamente 648m de altura, situado em Konstantynow na Polônia, durante o processo de manutenção;

Segundo BLESSMAN (2001) a maioria dos acidentes ocasionados por solicitações advindas do vento são evitáveis, e para tanto é necessário considerar coeficientes aerodinâmicos reais, através de normas atualizadas ou de ensaios realizados para obras semelhantes, e utilização de fundações suficientemente pesadas e profundas para evitar tombamento ou ascensão da estrutura.

3.5. Modelos de Cálculo das solicitações de vento (NBR 6123/1988)

A NBR 6123 apresenta vários métodos para determinação das solicitações geradas pelo vento em estrutura, mas nem um específico para torres. Nesta seção serão apresentados alguns dos principais métodos que podem ser utilizados em mastros.

3.5.1. Modelo puramente estático

Em estruturas rígidas, ou seja, estruturas que possuem a frequência fundamental maior ou igual a um ou, período fundamental menor ou igual a um, produzem efeitos puramente estáticos, pois a influência da resposta flutuante é pequena e esta já está sendo considerada na determinação do intervalo de tempo do fator S_2 , parâmetro que leva em conta a rugosidade e altura sobre o terreno, e dimensões da edificação.

Os parâmetros para determinação das solicitações devidas ao vento são apresentados a seguir (NBR 6123):

- *Velocidade básica do vento (V_o)*

A velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do solo, em campo aberto e plano é denominada de velocidade básica do vento, sendo que o vento básico pode soprar em qualquer direção horizontal.

A velocidade básica do vento no Brasil é apresentada na fig. 3.1.

- *Fator topográfico (S_1)*

Este fator leva em conta as variações do relevo, ou seja, a influência da topografia nas vizinhanças da construção. A seguir são apresentados dois exemplos de sua determinação direta, sendo que para outros tipos de terreno deve-se consultar a norma:

a) terreno plano ou fracamente acidentado, $S_1 = 1$;

b) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção, $S_1 = 0,9$.

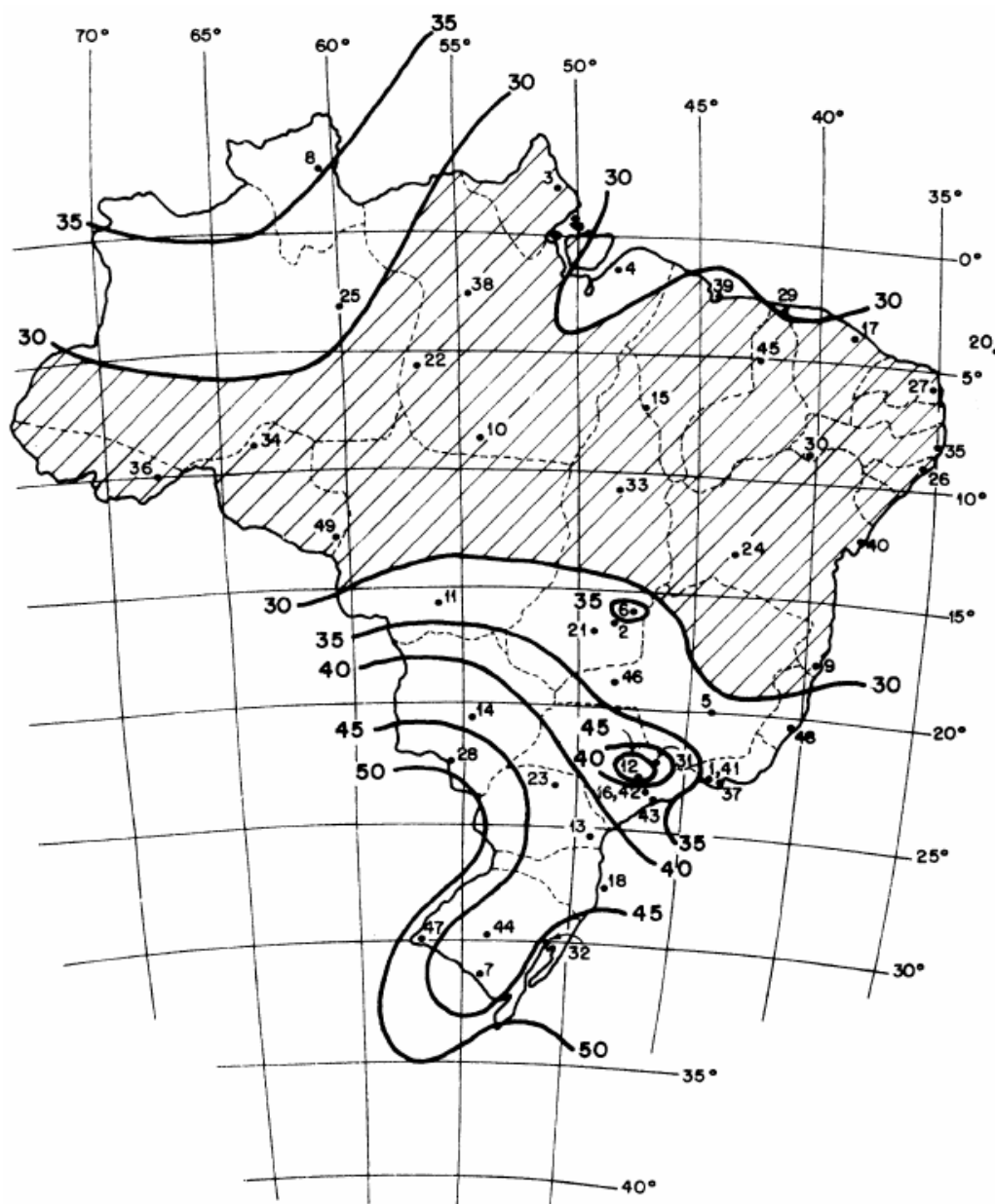


Figura 3. 1: Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)¹

▪ *Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2)*

Este fator leva em conta a combinação de efeitos de rugosidade do terreno, variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e dimensões da edificação.

¹NBR6123, Forças devidas ao vento em edificações, 1988.

a) Rugosidade do terreno:

A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

- Categoria I – superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- Categoria II – terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados tais como árvores e edificações baixas, sendo a cota média do obstáculo inferior a 1,0 m;
- Categoria III – terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas, sendo a cota média do topo dos obstáculos igual a 3,0 m;
- Categoria IV – terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados, cota média do topo do obstáculo igual a 10 m;
- Categoria V – terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, sendo a cota média do topo dos obstáculos igual ou superior a 25 m.

b) Dimensões da edificação:

Este fator leva em conta o tempo de duração da rajada, para que esta englobe toda a estrutura. Para tal foram escolhidas três classes de edificações:

- Classe A – edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m, tempo de duração da rajada de 3 s;
- Classe B – edificação cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m, tempo de duração da rajada de 5 s;
- Classe C – edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical exceda 50 m, tempo de duração da rajada de 10 s.

Para edificações onde a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 m, o intervalo de tempo poderá ser determinado de acordo com o item “d” deste trabalho, NBR 6123.

c) Altura sobre o terreno

O fator S_2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z qualquer acima do terreno, e independente das categorias de rugosidade, pode ser obtido pela eq. 3.1. Os parâmetros que permitem o cálculo de S_2 podem ser determinados na tab.3.1.

$$S_2 = bF_r (z/10)^p \quad (3.1)$$

Onde :

F_r - fator de rajada correspondente à categoria II;

z - altura acima do nível geral do terreno ;

b - parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2 ;

p - expoente da lei potencial de variação de S_2 .

d) Intervalo de tempo (Anexo A – NBR 6123)

Para determinação do intervalo de tempo a ser utilizado no cálculo da velocidade média do vento incidindo em edificações, onde a maior dimensão frontal, vertical ou horizontal exceda 80 m, utiliza-se a eq. 3.2.

$$t = 7,5L/V_t(h) \quad (3.2)$$

Onde:

t : intervalo de tempo utilizado na determinação da velocidade média do vento;

L : altura ou largura da superfície frontal da edificação ou parte de edificação em estudo, adotando-se o maior dos dois valores;

$V_t(h)$: velocidade média do vento sobre t segundos, no topo da edificação ou da parte de edificação em estudo.

$$V_t(h) = S_1 S_2(h) V_o \quad (3.3)$$

A determinação de $V_t(h)$ pelas equações 3.2 e 3.3 é realizada através de processo iterativo, por aproximações sucessivas.

Tabela 3.1: Parâmetros b , p e F_r ¹.

Cat.	$t(s)$	3 ^a	5 ^b	10 ^c	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
<i>I</i>	b	1,10	1,11	1,12	1,13	1,14	1,15	1,16	1,17	1,19	1,21	1,23	1,25
	p	0,06	0,065	0,07	0,075	0,075	0,08	0,085	0,085	0,09	0,095	0,095	0,10
<i>II</i>	b	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	p	0,085	0,09	0,10	0,105	0,11	0,115	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16
	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
<i>III</i>	b	0,94	0,94	0,93	0,92	0,92	0,91	0,90	0,90	0,89	0,87	0,86	0,85
	p	0,10	0,105	0,115	0,125	0,13	0,14	0,145	0,15	0,16	0,175	0,185	0,20
<i>IV</i>	b	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82	0,80	0,79	0,76	0,73	0,71	0,68
	p	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16	0,17	0,175	0,195	0,215	0,23	0,25
<i>V</i>	b	0,74	0,73	0,71	0,70	0,69	0,67	0,64	0,62	0,58	0,53	0,50	0,44
	p	0,15	0,16	0,175	0,185	0,19	0,205	0,22	0,23	0,255	0,285	0,31	0,35

^aClasse A, ^bClasse B e ^cClasse C.

▪ *Fator estatístico (S_3)*

O fator S_3 é um fator estatístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura, tab. 3.2. A velocidade básica (V_o) é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos, onde a probabilidade de V_o ser igualado ou excedido neste período é de 63%.

Tabela 3.2: Valores mínimos de S_3 ¹.

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva.	1,10
2	Edificações para hotéis, residências, comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação	0,95
4	Vedações	0,88
5	Edificações temporárias, ou edificações do grupo 1 a 3 durante a fase de construção.	0,83

¹NBR6123, Forças devidas ao vento em edificações, 1988.

▪ *Velocidade característica (V_k)*

A velocidade característica nada mais é do que a velocidade básica do vento, multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , conforme eq. 3.4.

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (3.4)$$

▪ *Pressão dinâmica (q)*

É determinada a partir da velocidade característica do vento e vale:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3.5)$$

Onde os parâmetros q e V_k estão explicitados em N/m^2 e m/s respectivamente.

▪ *Coeficiente de força para reticulados*

Torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera, com reticulados iguais em todas as faces, constituem caso especial, no qual se pode determinar a força global do vento diretamente. Neste caso pode se determinar esta através de

$$F_a = C_a q A_{ef} , \quad (3.6)$$

onde C_a é o coeficiente de arrasto e A_{ef} a área frontal efetiva de uma das faces da torre reticulada (área da projeção ortogonal das barras de uma das faces da torre reticulada sobre um plano paralelo a esta face).

Os valores do coeficiente de arrasto para vento atuando perpendicularmente a uma das faces da torre formada por reticulados, constituídos de barras prismáticas de faces planas e com cantos vivos ou levemente arredondados, são apresentados na fig. 3.2.

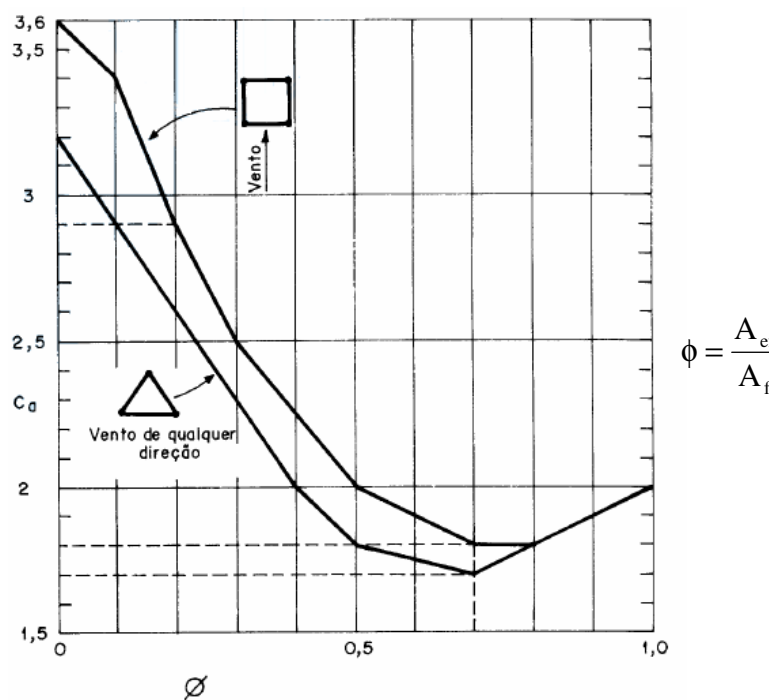


Figura 3. 2: Coeficiente de arrasto para torres reticuladas ¹.

Onde o índice de área exposta (ϕ) refere-se sempre ao conjunto de todas as barras de uma das faces da torre. Sendo A_{ef} a área frontal efetiva do reticulado e A_f a área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado.

No caso de torres reticuladas de seção quadrada, o coeficiente de arrasto para vento incidindo com um ângulo α em relação à perpendicular à face de barlavento ($C_{a\alpha}$), fig. 3.3 é apresentada na eq. 3.7.

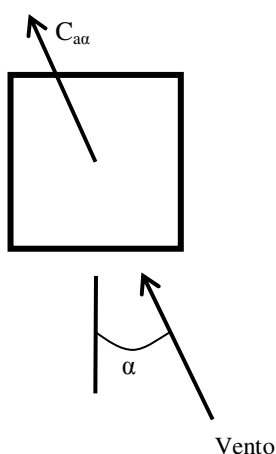


Figura 3. 3: Coeficiente de arrasto $C_{a\alpha}$ ¹.

¹NBR6123, Forças devidas ao vento em edificações, 1988.

$$C_{a\alpha} = K_{\alpha} C_a \quad (3.7)$$

Onde $K_{\alpha} = 1 + \alpha/125$ para $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ e 1,16 para $20^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$.

Já para o caso de torres reticuladas de seção triangular equilátera, a força do vento pode ser admitida constante para qualquer ângulo de incidência do vento, sendo que os coeficientes são aplicados proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras.

▪ *Componentes da força de arrasto*

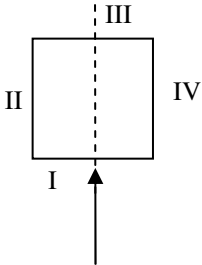
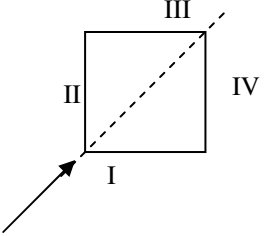
Multiplicando os fatores apresentados na tab. 3.3 pela força de arrasto, obtêm-se as componentes nas faces da torre (n_f e t_f). O fator η é determinado na fig. 3.4 e diz respeito a proteção de um reticulado em relação a outro. Sendo :

η - fator de proteção;

n_f – componente perpendicular à face;

t_f – componente paralela à face.

Tabela 3. 3: Componentes das forças de arrasto na face da torre de seção quadrada¹.

Direção do vento	Componente	Face I	Face II	Face III	Face IV
	n_f	$\frac{1}{1+\eta}$	0	$\frac{\eta}{1+\eta}$	0
	t_f	0	0	0	0
	n_f	0,20	0,20	0,15	0,15
	t_f	0,20	0,20	0,15	0,15

¹NBR6123, Forças devidas ao vento em edificações, 1988.

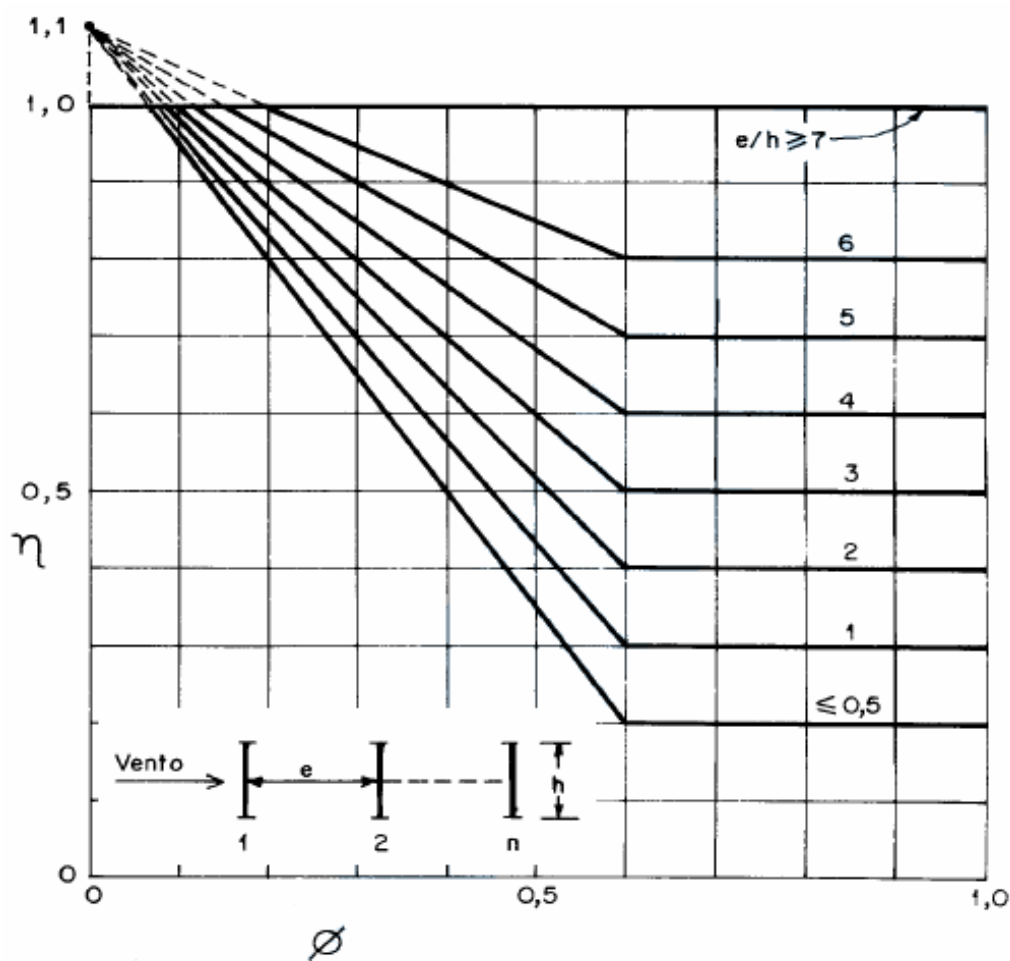


Figura 3. 4: Fator de proteção, para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados¹.

3.5.2. Efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica

As rajadas são flutuações no módulo e na orientação da velocidade instantânea do ar em torno da velocidade média $\bar{V}$. Segundo a NBR 6123 admite-se que a velocidade média se mantenha constante em um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo efeitos puramente estáticos nas edificações, sendo estes designados como resposta média. As flutuações na velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, ou seja, edificações com período fundamental T_1 superior a um segundo ou frequência fundamental inferior a 1 Hz, que normalmente são estruturas altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média do vento, designadas como resposta flutuante.

¹NBR6123, Forças devidas ao vento em edificações, 1988.

Edificações com tais períodos, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem vir a apresentar resposta flutuante importantes na direção do vento médio. Portanto, a resposta dinâmica total será dada pela superposição das respostas flutuante e média.

A velocidade de projeto é dada através da equação:

$$\bar{V}_p = 0,69 V_o S_1 S_3 \quad (3.8)$$

onde 0,69 é o fator de rajada, para transformar a velocidade média sobre 3 s (velocidade básica) para a velocidade média sobre 10 min, em categoria II e a 10 m de altura.

I. Modelo contínuo simplificado

O modelo contínuo simplificado é recomendado para estruturas que possuam seção transversal constante e distribuição de massa aproximadamente uniforme, que possuem altura inferior a 150m e são apoiadas exclusivamente na base. Nestes é considerada apenas a contribuição do modo fundamental, ou seja, primeiro modo de vibrar, sendo que a NBR 6123 apresenta que a retenção apenas do primeiro modo na solução conduz a erros inferiores a 10%. O primeiro modo de vibração pode ser representado com certa precisão pela eq. 3.9.

$$x = (z/h)^{\gamma_m} \quad (3.9)$$

Onde:

γ_m - forma modal;

h – altura da edificação acima do terreno;

x – deslocamento correspondente a z ;

z - cota acima do terreno.

Para torres e chaminés de aço com seção constante, considera-se com certa aproximação que $\gamma_m = 1,7$, $\zeta = 0,8\%$. A equação 3.10 possibilita o cálculo direto, porém, aproximado da frequência fundamental (f_1) em Hz dessas estruturas. Contudo é possível se obter f_1 e γ_m através de métodos numéricos ou experimentais, utilizando a teoria de vibrações.

$$T_1 = 0,29\sqrt{h} - 0,4 = 1/f_1 \quad (3.10)$$

A pressão dinâmica variando com a altura é dada pela equação:

$$q(z) = \bar{q}_o b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^{\gamma_m} \frac{1 + 2\gamma_m}{1 + \gamma_m + p} \xi \right] \quad , \quad (3.11)$$

onde o primeiro termo dentro do colchete representa a resposta média e o segundo a amplitude máxima da resposta flutuante, sendo $\bar{q}_o$ dado pela eq. 3.12 ($\bar{q}_o$ em N/m^2 e $\bar{V}_p$ em m/s).

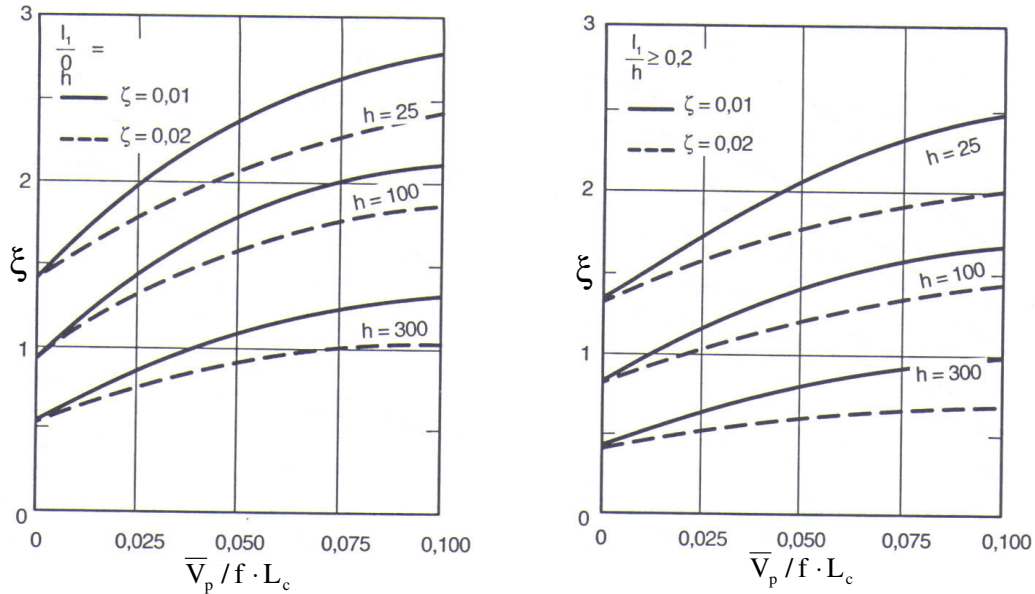
$$\bar{q}_o = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (3.12)$$

Na equação 3.11 o expoente p e o coeficiente q variam com a categoria de rugosidade do terreno e estão indicados na tab. 3.4.

Tabela 3.4: Expoente p e coeficiente q (NBR 6123/1988).

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
q	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

Já o coeficiente de amplificação dinâmica ξ é função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento e da frequência, através da relação adimensional $(\bar{V}_p / f \cdot L_c)$. Este é representado graficamente na fig. 3.5, para as cinco categorias de rugosidade de terreno.



Categoria de rugosidade III.

Figura 3. 5: Coeficiente de amplificação dinâmica (NBR 6123/1988).

A pressão dinâmica $q(z)$ é uma função contínua da altura z sobre o terreno, onde a força estática equivalente, que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento, por unidade de altura é apresentada na eq. 3.13.

$$F_a = q(z)l_1C_a \quad (3.13)$$

II. Modelo discreto

II.1. Fundamentos (GALINDEZ, 1979 e BLESSMAN, 2005)

O modelo de determinação da ação estática equivalente do vento apresentado pela NBR 6123, embora baseada no método de vibração aleatória proposto por Davenport, difere dele na maneira de determinar os parâmetros que definem essa ação. As hipóteses fundamentais deste processo são:

- As rajadas (componentes flutuantes do vento) são processos estacionários, com médias zero.
- Para determinação da resposta estrutural na direção da velocidade média do vento, se considera apenas a influência da componente flutuante nesta direção, aqui denominada de $v_1(t)$.

- Deve-se discretizar a estrutura a ser analisada em N partes fig. 3.6.
- Em um determinado instante, a ação total do vento ($\bar{F}_{i\max}(t)$), na direção da velocidade média, em cada uma das partes da estrutura geradas no processo de discretização, é composta de duas componentes, a média $\bar{F}_i$ e a flutuante $\hat{F}(t)$:

$$\bar{F}_{i\max}(t) = \bar{F}_i + \hat{F}(t) \quad (3.14)$$

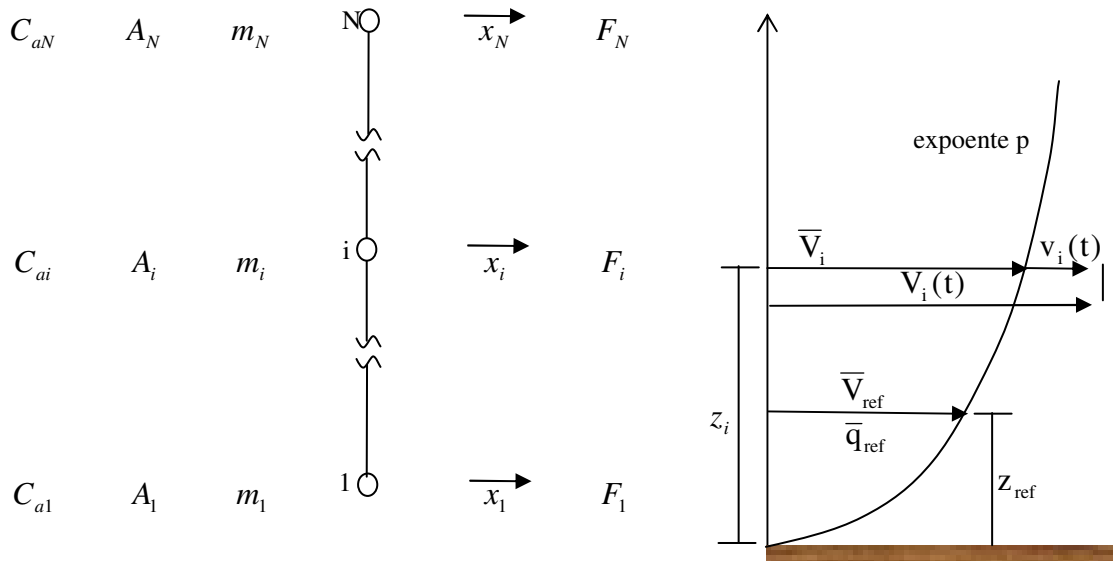


Figura 3. 6: Simbologia, sistema discreto (BLESSMAN, 2005).

Onde:

A_i - área da superfície frontal da parte i da estrutura;

C_{ai} - coeficiente de arrasto para a parte i da estrutura;

F_i - força total devido ao vento na parte i da estrutura discretizada;

m_i - massa da coordenada i ;

q : pressão dinâmica do vento;

$bq_i(t)$: pressão dinâmica correspondente à velocidade $V_i(t)$ (na parte i da estrutura discretizada);

$\bar{q}_{ref}$: pressão dinâmica correspondente a $\bar{V}_{ref}$: $\bar{q}_{ref} = \rho \cdot \bar{V}_{ref}^2 / 2$;

$v_i(t)$: velocidade da componente longitudinal das rajadas;

$\bar{V}_i$: velocidade média na coordenada i ;

$V_i(t)$: velocidade do vento na coordenada i ;

$\bar{V}_{\text{ref}}$: velocidade média na altura de referencia (10 metros acima do terreno);

x_i : deslocamento da coordena i;

z_i : cota da parte i da estrutura discretizada;

z_{ref} : altura de referencia: $z_{\text{ref}} = 10\text{m}$;

ρ : massa especifica do ar.

A velocidade da coordenada i é dada por:

$$V_i(t) = \bar{V}_i + v_i(t) \quad (3.15)$$

De acordo com o teorema de Bernoulli para um fluido ideal golpeando um objeto, o aumento na pressão estática é igual à diminuição da pressão dinâmica, ou

$$q = \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (3.16)$$

Substituindo a equação 3.15 na 3.16 teremos,

$$q_i(t) = \frac{\rho}{2} [V_i(t)]^2 = \frac{\rho}{2} [\bar{V}_i + v_i(t)]^2 = \frac{\rho}{2} [\bar{V}_i^2 + v_i^2(t) + 2\bar{V}_i v_i(t)] \quad (3.17)$$

Como $v_i(t) \ll \bar{V}_i$ o termo $v_i^2(t)$ pode ser desprezado, resultando a eq. 3.18.

$$q_i(t) \frac{\rho}{2} [\bar{V}_i^2 + 2\bar{V}_i v_i(t)] = \frac{\rho}{2} \bar{V}_i^2 + \rho \bar{V}_i v_i(t) \quad (3.18)$$

As correspondentes forças nodais são dadas pela eq. 3.19.

$$F = CqA \quad (3.19)$$

Substituindo a equação 3.18 em 3.19 tem-se:

$$F_i(t) = \frac{\rho}{2} \bar{V}_i^2 C_{ai} A_i + \rho \bar{V}_i v_i(t) C_{ai} A_i, \quad (3.20)$$

sendo que,

$$\bar{F}_i = \frac{\rho}{2} \bar{V}_i^2 C_{ai} A_i \quad (3.21)$$

$$\hat{F}_i = \rho \bar{V}_i v_i(t) C_{ai} A_i \quad (3.22)$$

Onde:

$\bar{F}_i$: força média (temporal) na parte i da estrutura discretizada;

$\hat{F}_i$: valor de pico da força devida à componente flutuante (rajada) do vento na parte i da estrutura discretizada.

Os coeficientes de arrasto, referentes tanto à velocidade média como às rajadas, são em geral considerados iguais, onde segundo BLESSMAN (2005) estes coeficientes se referem à velocidade total $V_i(t)$ mas também é valido para as componentes $\bar{V}_i$ e $v_i(t)$, utilizados na determinação das respectivas componentes da ação do vento (componente estática e dinâmica). Normalmente são determinados em túnel de vento com escoamento turbulento, de maneira a se conseguir uma aproximação melhor do vento natural.

▪ *Componente estática*

Na prática a ação estática do vento, é determinada a partir da lei potencial do perfil vertical de velocidades médias (fig. 3.6):

$$\bar{V}_i = \bar{V}_{ref} (z_i / z_{ref})^p \quad (3.23)$$

Substituindo a equação 3.23 na 3.21, teremos:

$$\bar{F}_i = \frac{\rho}{2} \bar{V}_{ref}^2 (z_i / z_{ref})^{2p} C_{ai} A_i \quad (3.24)$$

Onde: $\rho = 1,225 \text{ Kg} / \text{m}^3$ a 15°C e a 1 atm (condições normais).

A pressão dinâmica relativa à velocidade média do vento, na altura de referencia z_{ref} vale:

$$\bar{q}_{\text{ref}} = \frac{\rho}{2} \bar{V}_{\text{ref}}^2 \quad (3.25)$$

Substituindo a densidade ρ pelo seu valor a 15°C tem-se

$$\bar{q}_{\text{ref}} = 0,613 \bar{V}_{\text{ref}}^2, \quad (3.26)$$

sendo que $\bar{q}_{\text{ref}}$ está em N/m^2 e $\bar{V}_{\text{ref}}$ em m/s .

▪ *Componente dinâmica*

A determinação da componente dinâmica demanda um maior esforço. Para tal é necessário adotar algumas hipóteses, assume-se que o vento não atua simultaneamente com a mesma velocidade em toda a estrutura. A influência acarretada pela variação da velocidade do vento no espaço é determinada pela correlação cruzada da componente longitudinal da rajada em duas massas m_i e m_j . Através da transformada complexa de Fourier consegue-se determinar a relação entre os espectros cruzados das forças, $S_F(f)$ e da componente longitudinal das rajadas do vento, $S_1(f)$.

O próximo passo é a determinação da resposta da estrutura sob a ação do espectro de forças do vento. Para isto é necessário considerar a estrutura elástica, com comportamento linear e amortecimento viscoso.

A equação do movimento da estrutura na direção da velocidade média do vento é dada por:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\} \quad (3.27)$$

Onde $[M]$ é a matriz de massa;

$[C]$: matriz dos coeficientes de amortecimento;

$[K]$: matriz de rigidez;

$\{x\}$, $\{\dot{x}\}$ e $\{\ddot{x}\}$: vetor coluna dos deslocamentos, velocidade e aceleração das massas discretas ($\dot{x} = \frac{\partial x}{\partial t}$ e $\ddot{x} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$);

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

Realizando a troca de coordenadas, conforme a eq. 3.28 e substituindo-se a mesma na eq. 3.27 tem-se a eq. 3.29. Sendo,

$[\kappa]$: representa a matriz modal, cujas colunas são os autovetores do sistema homogêneo não amortecido;

$\{\eta\}$: vetor das coordenadas normais, isto é, do sistema de coordenadas no qual não há acoplamentos estáticos ou dinâmicos.

$$\{x\} = [\kappa]\{\eta\} \quad (3.28)$$

$$[M_R]\{\ddot{\eta}\} + [C_R]\{\dot{\eta}\} + [K_R]\{\eta\} = [\kappa]^T\{F(t)\} \quad (3.29)$$

Onde as matrizes $[M_R]$ e $[K_R]$ são diagonais, e $[C_R]$ também será diagonal se $[C]$ cumpre com a condição de ser combinação linear de $[M]$ e $[K]$, ou satisfaz outros requisitos.

Considerando um determinado modo de vibração (r),

$$\eta''_r + 2\zeta_r \omega_r \eta'_r + \omega_r^2 \eta_r = F_R^*(t) \quad (3.30)$$

onde:

$$F_R^*(t) = \frac{\{x_r\}^T \{F(t)\}}{M_r^*} \quad (3.31)$$

Sendo: F_R^* a força generalizada;

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

M_r^* : massa generalizada no modo “r” de vibração;

ζ_r : razão de amortecimento no modo “r” de vibração;

ω_r : frequência natural (rad/s) do modo “r” de vibração.

Pode-se escrever a eq. 3.31 da seguinte maneira:

$$F_R^*(t) = \frac{\sum_{i=1}^N [x_{ir} F_i(t)]}{M_r^*}, \quad (3.32)$$

onde x_{ir} e $F_i(t)$ são as componentes $\{x_r\}$ e $\{F\}$, correspondentes à coordenada i .

A equação 3.33 apresenta a relação entre os espectros da coordenada modal η_r e da força generalizada $F_R^*(t)$.

$$S\eta_r = |H(f)|^2 S_{Fr}, \quad (3.33)$$

onde $|H(f)|$ é a impedância mecânica, obtida através da expressão:

$$|H(f)|^2 = [1/(2\pi f_r)^4] \{1/[1 - (f/f_r)^2]^2 + 4\zeta_r^2 (f/f_r)^2\} \quad (3.34)$$

e a frequência de incidência de rajada em Hz é dada por $f = \frac{\omega}{2\pi}$. Sendo o desvio padrão da coordenada modal dado por:

$$\sigma_{\eta_r} = \left(\int_0^\infty |H(f)|^2 S_{Fr} df \right)^{1/2}, \quad (3.35)$$

onde o valor de pico, ou seja, o valor máximo provável de η_r corresponde às rajadas:

$$\hat{\eta}_r = g\sigma_{\eta_r}, \quad (3.36)$$

sendo g o fator de pico.

Se a resposta de pico for determinada utilizando apenas o modo fundamental de vibração ($r = 1$), esta pode ser obtida diretamente nas coordenadas originais:

$$\{\hat{X}\} = g\sigma_\eta \{x\} \quad (3.37)$$

A força estática equivalente ($\hat{F}_r$), que causa um deslocamento máximo igual ao máximo que aparece no modo r de vibração é dada por:

$$\{\hat{F}_r\} = g\sigma_{\eta r}[K]\{x_r\} \quad (3.38)$$

Como $\{x_r\}$ satisfaz o problema linear de autovalores, teremos:

$$[K]\{x_r\} = \omega_r^2[M]\{x_r\} \quad (3.39)$$

Com isso pode-se escrever a eq. 3.38 da seguinte maneira,

$$\{\hat{F}_r\} = g\sigma_{\eta r}\omega_r^2[M]\{x_r\}, \quad (3.40)$$

Admitindo-se que a matriz $[M]$ é diagonal, em cada modo r :

$$\hat{F}_{i_r} = (g\sigma_{\eta}\omega^2)m_{i_r}x_{i_r}, \quad (3.41)$$

omite-se o sub-índice r de modo a simplificar a notação. Os resultados são aplicáveis a um modo qualquer, podendo se escrever a carga equivalente $\hat{F}_i$ que atua em correspondência a coordenada i como:

$$\hat{F}_i = (g\sigma_{\eta}\omega^2)m_i x_i, \quad (3.42)$$

Multiplicando e dividindo a eq. 3.41 por m_o , tem-se:

$$\hat{F}_i = (gm_o\sigma_{\eta}\omega^2)(m_i / m_o)x_i, \quad (3.43)$$

onde m_o é uma massa escolhida como referência (arbitrária), e realizando algumas considerações matemáticas a partir da eq. 3.33:

- função de correlação cruzada da componente longitudinal das rajadas (v_l) e das forças em dois pontos i e j ;
- densidades espectrais correspondentes, obtidas das anteriores por transformada de Fourier.

Obtem-se:

$$\sigma_{\eta} = \bar{q}_{\text{ref}} A_T \frac{\sum_{i=1}^N x_i \beta_i}{\sum_{i=1}^N x_i^2 m_i} \gamma_c \quad (3.44)$$

Onde:

▪ $\bar{q}_{\text{ref}}$ é a pressão dinâmica relativa à velocidade média do vento, na altura de referência (z_{ref}):

$$\bar{q}_{\text{ref}} = \rho \bar{V}_{\text{ref}}^2 / 2 \quad (3.45)$$

▪ A_T é a área frontal total:

$$A_T = \sum_{i=1}^N A_i \quad (3.46)$$

$$\beta_i = C_{ai} (A_i / A_T) (\bar{V}_i / \bar{V}_{\text{ref}}) = C_{ai} (A_i / A_T) (z_i / z_{\text{ref}})^p \quad (3.47)$$

▪ γ_c é o coeficiente de amplificação dinâmica:

$$\gamma_c^2 = 4 \int_0^{\infty} |H(f)|^2 [S_1(f) / \bar{V}_{\text{ref}}^2] R_1(\Delta r, f) df \quad (3.48)$$

O espectro de turbulência de Harris é apresentado como:

$$S_1(f) = 4k \bar{V}_{\text{ref}} L / (2 + n^2)^{5/6}, \quad (3.49)$$

onde, k é o coeficiente adimensional que depende da rugosidade superficial (constante de KÁRMÁN, igual a 0,4);

n_w : é o número de ondas;

$$n_w = fL / \bar{V}_{\text{ref}}; L = 1800\text{m} \quad (3.50)$$

$R_1(\Delta r, f)$: coeficiente de correlação.

$$R_1(\Delta r, f) = \exp\left[-\frac{C_z^* f \Delta r}{\bar{V}_{\text{ref}}} \left(\frac{z_m}{z_{\text{ref}}}\right)^{-0.3}\right], \quad (3.51)$$

sendo, Δr a distância entre os dois pontos i e j , medida em um plano perpendicular à velocidade média do vento.

$$z_m = (z_i + z_j)/2 \quad (3.52)$$

$$C_z^* \approx 10 \quad (3.53)$$

A integral 3.48 foi obtida por integração numérica, e o espectro de HARRIS foi obtido com informações advindas de ventos de tormentas extra-tropicais, mas aplica-se na prática também a ventos de tormentas tropicais.

Substituindo σ_η na eq. 3.43 por seu valor dado na eq. 3.44, e fazendo:

$$\psi_i = m_j / m_o \quad (3.54)$$

$$\xi = g\omega^2 \gamma_c \quad (3.55)$$

Obtem-se,

$$\hat{F}_i = F_H \psi_i x_i, \quad (3.56)$$

com

$$F_H = \bar{q}_{\text{ref}} A_T \frac{\sum_{i=1}^N \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^N \psi_i x_i^2} \xi \quad (3.57)$$

A ação total devida ao vento, na direção do vento médio, considerando o valor de pico, é apresentada pela soma da componente estática e dinâmica (eq. 3.58).

$$F_{i\text{max}} = \bar{F}_i + \hat{F}_i \quad (3.58)$$

Os fatores de amplificação dinâmica foram determinados por GALINDEZ (1979), admitindo um fator de pico $g = 4$ e uma forma modal $x(z) = z/h$.

II.2. Norma Brasileira (NBR 6123/1988 e BLESSMAN, 2005)

A velocidade média $\bar{V}_{\text{ref}}$ sobre 10 min, a 10m de altura, em qualquer terreno, sem indicação do período de recorrência, como definida anteriormente, é substituída pela velocidade de projeto ($\bar{V}_p$) que corresponde à velocidade média sobre 10 min, a 10m acima do terreno de Categoria de rugosidade II, sendo obtida pela eq. 3.8.

Para a Categoria II, $\bar{V}_{\text{ref}} = \bar{V}_p$, já para as outras categorias é necessário a multiplicação de $\bar{V}_p$ por um fator b , conforme eq. 3.59, para a passagem da Categoria II para outra Categoria de rugosidade, a 10m de altura.

$$\bar{V}_{\text{ref}} = b\bar{V}_p \quad (3.59)$$

A pressão dinâmica de projeto ($\bar{q}_p$) é definida para a Categoria II, conforme eq. 3.60.

$$\bar{q}_p = \rho \bar{V}_p^2 / 2 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (3.60)$$

Já para as demais Categorias, a pressão dinâmica de referencia deve ser obtida, a partir da pressão dinâmica de projeto, conforme equação 3.61 ou 3.62.

$$\bar{q}_{\text{ref}} = \rho (b\bar{V}_p)^2 / 2 = 0,613 b^2 \bar{V}_p^2 \quad (3.61)$$

$$\bar{q}_{\text{ref}} = b^2 \bar{q}_p \quad (3.62)$$

▪ Modelo Discreto apresentado pela NBR 6123

O modelo da NBR 6123 é recomendado para estruturas com propriedades variando com a altura (caso geral), sendo este representada através de um modelo discreto, conforme fig. 3.7.

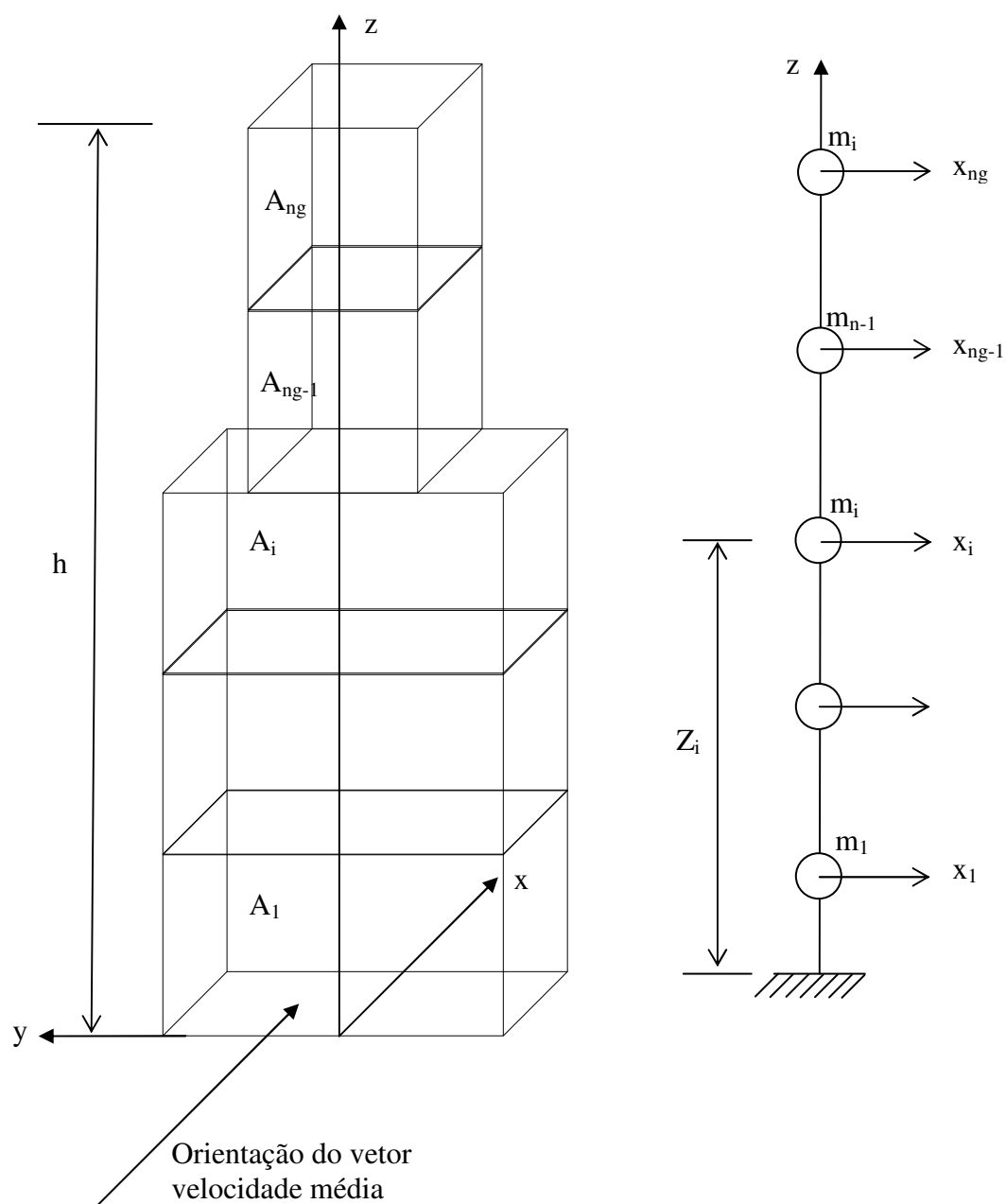


Figura 3. 7: Esquema do modelo discreto (NBR 6123/1988).

Normalmente um modelo com $n_g = 10$ é suficiente para se obter uma precisão adequada nos resultados. Um número maior de elementos pode ser necessário para estruturas que apresentem variações importantes nas suas características ao longo de sua altura.

Utilizando a teoria de vibração de estruturas é necessário a determinação da frequência $f_j(\text{Hz})$ e a forma modal $\bar{x}_j$, para cada modo j , com $j=1,2,\dots,r$, onde $r < n_g$ modos a serem retidos na solução. Contudo a retenção de um único modo é usualmente suficiente, para estruturas que não possuam rigidez fortemente variável e são pouco esbeltas. Devem ser computadas sucessivamente as contribuições dos r modos, até que as forças equivalentes associadas ao último modo calculado (r) sejam desprezíveis.

A razão de amortecimento crítico é a mesma utilizada no modelo contínuo simplificado, sendo que outros valores poderão ser adotados, se devidamente justificados.

Em cada modo de vibração j , a componente $(x_i)_j = x_i$, sendo a força total F_i devida ao vento na direção da coordenada i , dada pela eq. 3.63.

$$F_i = \bar{F}_i + \hat{F}_i, \quad (3.63)$$

onde a força média $\bar{F}_i$ é igual a,

$$\bar{F}_i = q_o b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (3.64)$$

e $\bar{q}_o = 0,613 \bar{V}_p^2$, com $\bar{q}_o$ em N/m^2 e $\bar{V}_p$ em m/s , sendo b e p indicados na tab. 3.4 e a componente flutuante dada pela eq. 3.65.

$$\hat{F}_i = F_H \psi_i x_i \quad (3.65)$$

onde $\psi_i = m_i / m_o$;

$$F_H = \bar{q}_o b^2 A_o \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad (3.66)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_o} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (3.67)$$

Sendo que:

m_o : massa de referencia (arbitrária);

A_o : área de referência (arbitrária).

Os coeficientes de amplificação dinâmica podem ser determinados por interpolação ou extrapolação (fig. 3.5).

Para o caso em que r modos são retidos e $r > 1$, o efeito combinado pode ser computado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados. Determinando a resposta para cada modo $j = 1, \dots, r$, obtêm-se todas as variáveis de interesse associadas a cada modo, onde $\hat{Q}_j$ é uma variável estática (força, momento fletor, tensão, etc), ou geométrica (deformação, deslocamento, giro), que corresponde ao modo j , sendo a superposição de efeitos calculada pela eq. 3.68. Esta é válida para o caso em que as frequências naturais estão razoavelmente espaçadas.

$$\hat{Q} = \left[\sum_{j=1}^n \hat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (3.68)$$

As flutuações aleatórias da velocidade do vento são responsáveis por vibrações aleatórias da estrutura na direção perpendicular à direção do fluxo médio, e podem ser determinadas através da eq. 3.69.

$$Y_i = F_i / 3 \quad (3.69)$$

Dentre os modelos estudados, o discreto é o de maior complexidade, no entanto, é aplicável a uma grande variedade de estruturas. Já o modelo puramente estático é de fácil implementação, pois depende apenas de propriedades geométricas do sistema, porém não é indicado para estruturas flexíveis ou esbeltas.

O modelo contínuo simplificado tem um campo de aplicação semelhante ao do discreto, com restrições quanto a altura, condições de contorno, distribuição uniforme de massa e seção constante da estrutura para sua utilização.

3.6. Estudos realizados sobre a atuação do carregamento de vento.

GERSTOFT e DAVENPORT (1986) propuseram um método simplificado para estimar a resposta dinâmica de mastro estaiado, onde separa a resposta dinâmica do vento em uma região de baixa frequência (background) e uma região de alta frequência (ressonante).

LEMBERT, et al. (1988) descreveram a instrumentação em escala real e a análise de mastros treliçados e estaiados altos, de forma a correlacionar a velocidade e a direção do vento com a tensão estrutural, particularmente nas soldas.

DAVENPORT e SPARLING (1992) apresentaram um método simplificado para a estimação da resposta dinâmica, utilizando uma série de configurações de cargas estáticas para aproximar o efeito de rajada de vento.

PEIL e NOLLE (1992) determinaram o perfil de vento (windprofile) e os parâmetros estatísticos de turbulência estrutural através de medidas da velocidade do vento em 17 níveis com distancias relativamente pequenas (18m) sobre a altura de 314m. A resposta dinâmica do mastro foi determinada através da medida das deformações do canto das barras e as forças nos estais através da aceleração do eixo do mastro.

PEIL, et al. (1996) estudaram o comportamento dinâmico dos estais sob carregamento de vento, onde sua principal excitação é provocada pelo movimento do eixo do mastro e seu comportamento não linear reduz as amplitudes dinâmicas. Os resultados das investigações se mostraram aceitáveis para descrever o carregamento de vento nos estais, através do vento médio como uma carga constante e para negligenciar a influência das cargas geradas pelas rajadas de vento nos estais; com isso pode-se reduzir o esforço numérico drasticamente.

SPARLING e DAVENPORT (1998) investigaram analiticamente a resposta dinâmica tridimensional de torre estaiada sujeita a carregamento de vento turbulento. Verificaram que a contribuição dinâmica da força axial total no mastro foi insignificante, com a força dinâmica de pico excedendo o valor estático por não mais que 5%.

YAN-LI, et al. (2003) apresentaram um estudo a respeito da influência do vento na resposta de torres estaiadas utilizando o método discreto para vibração aleatória.

CAPÍTULO IV

MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO

4.1. Introdução.

As estruturas metálicas em geral, são dimensionadas através de processo iterativo que se norteia pela: experiência do engenheiro e especificações de cálculo, de modo a se obter a melhor relação custo benefício. Um projeto estrutural deve garantir tanto a segurança como o bom desempenho da estrutura, ou seja, evitar o seu colapso, vibrações, grandes deslocamentos, entre outros.

Quanto aos critérios que garantam a segurança das estruturas metálicas existem vários, dentre eles os mais utilizados são: o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites.

Devido à complexidade da estrutura e ausência de programas comerciais que realizassem o dimensionamento, optou-se pela utilização do Método das Tensões Admissíveis, para dimensionamento das barras que constituem o mastro da estrutura, embora o Método dos Estados Limites seja mais utilizado.

O dimensionamento das cordoalhas foi realizado com base na carga de ruptura, com um fator de segurança mínimo igual a dois, segundo recomendações da norma ANSI/TIA/EIA-222-F (1996).

4.2. Método das Tensões Admissíveis

O método das tensões admissíveis foi o precursor na introdução da segurança no projeto estrutural, levando em conta que:

- elementos sujeitos as solicitações estabilizantes, como as de tração se utiliza o coeficiente de segurança interno γ_i (SALES et al., 2005);
- elementos que possam apresentar flambagem, como pilares ou vigas, o método utiliza o coeficiente de segurança externo γ_e , dividindo o carregamento teórico de ruptura ou de colapso para obter o valor admissível (SALES et al., 2005).

Esse método é baseado em margem de segurança determinístico, as relações entre esforços solicitantes e deformações são admitidas lineares (lei de Hooke) e considera que a resistência dos materiais seja bem conhecida.

Para o método das tensões admissíveis o dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante (σ) em cada seção for inferior a uma tensão resistente reduzida por um coeficiente de segurança γ_s (PFEIL, 2000), onde $\gamma_s > 1$, sendo este tanto o coeficiente de segurança interno como o externo. Este método tem como finalidade assegurar que nas regiões críticas da estrutura, a máxima tensão solicitante, produzidas pelo carregamento, não ultrapassem a tensão resistente do material dividida pelo coeficiente de segurança (tensão admissível). Em estruturas metálicas o coeficiente de segurança interno normalmente é igual a dois ($\gamma_i = 2$).

A tensão resistente do material é determinada, levando em conta que a estrutura possa atingir uma das três condições limites: tensão de escoamento, instabilidade e fadiga. Se a estrutura estiver submetida à flexão simples sem flambagem lateral, a tensão resistente pode ser tomada igual à tensão de escoamento f_y , e a tensão admissível pode ser representada pela eq. 4.1.

$$\bar{\sigma} = \frac{f_y}{\gamma_s} > \sigma_{\max} \quad (4.1)$$

A tensão máxima solicitante é calculada através dos carregamentos que a estrutura esta sujeita (recalques, esforços cisalhantes, esforços normais, momento fletor, momento torçor, entre outros), em regime elástico. O coeficiente de segurança γ_s de uma maneira geral expressa a existência de incertezas no modelo de cálculo, nos

carregamentos, nas propriedades mecânicas dos materiais e nas imperfeições geométricas. No entanto é necessário realizar verificações também quanto à ocorrência de deformações excessivas sob cargas de serviço.

4.3. Método dos Estados Limites

O método dos estados limites está relacionado com a segurança da estrutura quando sujeita às combinações mais desfavoráveis prevista em sua vida útil (Estados Limites Últimos) ou com o desempenho desta sob condições normais de serviço (Estados Limites de Utilização).

Quando um elemento estrutural ou a estrutura como um todo se torna inadequado para o uso ou não atenda as condições para as quais foi projetada, se diz que a estrutura atingiu um ou mais estados limites.

▪ *Ações e combinações.*

As solicitações a serem utilizadas na análise estrutural para determinação dos esforços a serem utilizados no dimensionamento podem ser obtidas através de um critério estatístico, onde se adota valores característicos de carga que correspondam a uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, ou através de critério determinístico, onde se fixa arbitrariamente os valores de cálculo. Segundo PFEIL (2000) os valores das solicitações são escolhidas de forma que elas representem uma envoltória das cargas atuantes.

Segundo a NBR 8800/1986 as ações podem ser divididas em três categorias: permanentes (G), variáveis (Q) e excepcionais (E) onde as suas combinações são dadas abaixo:

a) Combinações normais e combinações aplicáveis a etapas construtivas.

$$\sum (\gamma_g G) + \gamma_{q1} Q_1 + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_j Q_j) \quad (4.2)$$

b) Combinações excepcionais.

$$\sum (\gamma_g G) + E + \sum (\gamma_q \psi Q) \quad (4.3)$$

Onde:

Q_1 : ação variável predominante para o efeito analisado

Q_j : demais ações variáveis

γ_g : coeficientes de ponderação das ações permanentes

γ_q : coeficientes de ponderação das ações variáveis

ψ : fatores de combinação

Os valores dos coeficientes de segurança estão apresentados na tab. 4.1 e os dos fatores de combinação estão na tab. 4.2.

Tabela 4. 1: Coeficientes de ponderação⁴.

Combinações	Ações permanentes		Ações variáveis		
	Grande variabilidade	Pequena variabilidade	Recalques diferenciais	Variação de temperatura	Demais ações variáveis
	γ_g	γ_g	γ_q	γ_q	γ_q
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2	1,2	1,4
Durante a construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2	1,0	1,2
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0	0	1,0

Os coeficientes de ponderação apresentados entre parentes são referentes as ações permanentes favoráveis à segurança, já quando as ações excepcionais e variáveis são favoráveis a segurança estas não devem ser consideradas nas combinações. Sendo que uma ação só pode ser considerada de pequena variabilidade quando o peso próprio da estrutura for maior que 75% do peso permanente total.

Tabela 4. 2: Fatores de combinação⁴.

Ações	ψ
Sobrecargas em pisos de bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens; conteúdo de silos e reservatórios	0,8
Cargas de equipamentos, incluindo pontes-rolantes, e sobrecargas em pisos diferentes dos anteriores	0,7
Pressão dinâmica do vento	0,6
Variações dinâmicas de temperatura	0,6

⁴NBR 8800, Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, 1986.

No caso de combinações que envolvam ações variáveis da mesma natureza da ação variável predominante o fator de combinação deve ser tomado igual a um ($\psi = 1$).

▪ *Deformações.*

As ações nominais do vento ou os efeitos sísmicos, quando provocarem deformações laterais da estrutura ou movimentos relativos entre pisos, não podem ocasionar colisões com estruturas adjacentes, nem ultrapassar os limites impostos na tab. 4.3.

▪ *Barras tracionadas*

São peças sujeitas a esforços axiais de tração simples, sendo comumente empregadas em estruturas como: contraventamento de torres (estais), tirantes ou pendurais, travejamento de colunas ou vigas e barras de treliças.

a) Dimensionamento

A resistência de cálculo a ser utilizada no dimensionamento é o menor dos valores obtidos de acordo com os estados limites de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida efetiva.

$$R_d = \phi_t R_n \quad (4.4)$$

Onde R_d é a resistência de cálculo, ϕ_t é o coeficiente de minoração da resistência à tração e R_n igual à resistência nominal a tração.

Para o estado limite de escoamento da seção bruta: ϕ_t e R_n valem:

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0,9 \\ R_n &= A_g f_y \end{aligned} \quad (4.5)$$

Sendo:

A_g : área bruta da seção (sem desconto de furos);

A_e : área líquida efetiva;

Tabela 4. 3: Valores máximos recomendados para deformações⁴.

Edifícios Industriais	Deformações Verticais	Ações a considerar:		
		Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando elementos de cobertura inelásticos	$\frac{1}{240}$ do vão
	Deformações Verticais	Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando elementos de cobertura elásticos	$\frac{1}{180}$ do vão
		Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando pisos	$\frac{1}{360}$ do vão
		Carga máxima por roda (sem impacto)	Vigas de rolamento biapoiadas para pontes rolantes com capacidade de 200 kN ou mais	$\frac{1}{800}$ do vão
		Carga máxima por roda (sem impacto)	Vigas de rolamento biapoiadas para pontes rolantes com capacidade inferior a 200 kN	$\frac{1}{600}$ do vão
	Deformações Horizontais	Força transversal da ponte	Vigas de rolamento biapoiadas para pontes	$\frac{1}{600}$ do vão
		Força transversal da ponte, ou vento	Deslocamento horizontal da coluna, relativo à base.	$\frac{1}{400}$ a $\frac{1}{200}$ da altura
Outros Edifícios	Deformações Verticais	Sobrecarga	Barras biapoiadas de pisos e coberturas, suportando construções e acabamentos sujeitos à fissuração.	$\frac{1}{360}$ do vão
		Sobrecarga	Idem, não sujeitos à fissuração.	$\frac{1}{300}$ do vão
	Deformações Horizontais	Vento	Deslocamento horizontal do edifício, relativo à base, devido a todos os efeitos.	$\frac{1}{400}$ da altura do edifício
		Vento	Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos, devido à força horizontal total no andar entre os dois considerados, quando fachadas e divisórias (ou suas ligações com a estrutura) não absorverem as deformações da estrutura.	$\frac{1}{500}$ da altura do andar
		Vento	Idem, quando absorverem.	$\frac{1}{400}$ da altura do andar

⁴NBR 8800, Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, 1986.

f_y : limite de escoamento do aço;

f_u : limite de resistência do aço;

Para o estado limite de ruptura da seção líquida efetiva: ϕ_t e R_n valem:

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0,75 \\ R_n &= A_e f_u\end{aligned}\tag{4.6}$$

A solicitação de cálculo deve ser menor que a resistência de cálculo, logo:

$$S_d < R_d ,\tag{4.7}$$

onde S_d é o esforço solicitante de projeto.

b) Limitação do Índice de Esbeltez

A relação entre o comprimento de uma determinada barra pelo seu raio de giração mínimo é denominada de índice de esbeltez:

$$\lambda_f = l_n / r\tag{4.8}$$

Para peças tracionadas o limite de esbeltez é apresentado na tab. 4.4.

Tabela 4. 4: Limite de esbeltez para peças tracionadas ⁴.

Barras principais	$\lambda_f \leq 240$
Barras secundarias (contraventamentos e outros vigamentos)	$\lambda_f \leq 300$

Para o caso de elementos tracionados o índice de esbeltez não tem importância fundamental já que o esforço tende a retificar a barra, reduzindo excentricidades construtivas iniciais, PFEIL (2000). Os limites da tab. 4.4 são fixados de maneira a reduzir efeitos vibratórios provocados por impactos, vento, transporte entre outros.

⁴NBR 8800, Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, 1986.

▪ *Barras comprimidas.*

Peças sujeitas a esforços de compressão axial são comumente encontradas em pilares de pórticos com ligações rotuladas, barras de treliças e travejamentos.

a) Dimensionamento.

A resistência de cálculo é dada pela seguinte equação:

$$R_d = \phi_c R_n \quad (4.9)$$

Onde, ϕ_c é o coeficiente de minoração da resistência à compressão.

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0,9 \\ R_n &= A_g N_n \end{aligned} \quad (4.10)$$

b) Determinação de N_n

Considerando as possibilidades de flambagem com flexão pura, com torção e com flexo-torção, e ainda a interação flambagem local/flambagem global, a tensão de flambagem elástica ou inelástica é dada por:

$$N_n = \rho_f \cdot Q_v \cdot f_y \quad (4.11)$$

Onde:

Q_v : coeficiente que leva em conta a flambagem local;

ρ_f : coeficiente que leva em conta a flambagem.

c) Limitação do Índice de Esbeltez.

Em peças comprimidas o esforço de compressão tende a aumentar o efeito da curvatura inicial existente, ao contrario do que ocorre nas peças tracionadas. Portanto o índice de esbeltez na compressão não pode ser superior a 200 ($\lambda_f \leq 200$).

4.4. Coeficientes de segurança.

Fator de segurança (ou de projeto) é empregado para se avaliar a segurança de uma peça, (SHIGLEY,1984).

Para as barras componentes do mastro adotou-se coeficiente de segurança maior que 1,5 com verificações utilizando o método das tensões admissíveis.

Os estais segundo o PADRÃO TELEBRÁS 240-410-600 deverão ser dimensionados com coeficiente de segurança mínimo igual a 2, para torres com altura menor que 230 m e 2,5 para torres com altura superior. Já a CIMAF⁵ mostra que para cabos e cordoalhas estáticas o fator de segurança deve variar de 3 a 4. Contudo a norma ANSI/TIA/EIA-222-F(1996) diz que para estruturas menores que 213m de altura o coeficiente de segurança dos estais e suas conexões não deve ser menor que 2,0.

⁵<http://www.cimafbrasil.com.br/>

CAPÍTULO V

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

5.1. Introdução

O método dos elementos finitos é uma ferramenta numérica que propicia a resolução de problemas contínuos, perante certas aproximações, de tal forma que esta solução se aproxime, no limite, da solução continua verdadeira à medida que se aumente o número de variáveis discretas.

5.2. Etapas básicas de análise utilizando o método dos elementos finitos.

Antes de se aprofundar no método dos elementos finitos é necessária a compreensão de alguns conceitos como:

- **Sistemas discretos:** são sistemas que podem ser representados por um modelo adequado, utilizando um número de componentes bem definidos (ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 2000). Segundo OÑATE (1995) pode-se considerar sistemas discretos todas as estruturas de barras, tais como pórticos, simples e compostos, treliças entre outros.

- **Sistemas contínuos:** são sistemas em que as subdivisões prosseguem indefinidamente, sendo necessário fazer uso da ficção matemática de infinitésimo para se poder definir o problema, conduzindo a equações diferenciais ou expressões equivalentes com um número infinito de elementos implicados. Como a capacidade dos computadores é finita, estes problemas só podem ser resolvidos de forma exata mediante manipulação matemática. No entanto as técnicas matemáticas disponíveis são

limitadas, só conseguindo resolver casos extremamente simples (ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 2000).

O método dos elementos finitos (MEF) veio da busca incessante de engenheiros e matemáticos por métodos de discretização, com suas simplificações e limitações, que representasse com certa exatidão o problema contínuo real. Este pode ser implementado, a partir de algumas etapas básicas, realizadas de maneira sucessiva e estruturado, como apresentado a seguir:

1ª etapa: determinação das propriedades físicas e geométricas do modelo a ser estudado, definindo-se o domínio.

2ª etapa: discretização do domínio, ou seja, divisão do domínio em elementos, de tal forma que estes possam representar de maneira adequada, com certas aproximações, a situação real (contínuo), onde o tipo de elemento a ser utilizado dependerá da natureza do problema que se deseja analisar (realidade física), onde os elementos estão conectados entre si, através de um número finito de pontos discretos, chamados nós.

3ª etapa: definição das funções de forma (funções de interpolação) - cuja finalidade é a interpolação das variáveis principais (variáveis de campo) dentro de cada elemento, de maneira que se possa determinar o campo de deslocamentos dentro e nas fronteiras de cada elemento, sendo funções dos nós que constituem cada elemento. Estas funções devem garantir a continuidade dos deslocamentos dentro e entre os elementos, a classe do elemento dependerá do número de derivadas contínuas que o seu campo de deslocamentos possui, ou seja, se a função de forma for uma função polinomial o seu grau dependerá da classe do elemento e do número de incógnitas nodais.

4ª etapa: determinação das matrizes elementares - após a realização das etapas apresentadas anteriormente é necessário estabelecer uma relação matricial do tipo causa e efeito que represente o comportamento de cada elemento de forma individual, em termo das propriedades físicas e geométricas. Para tal se pode fazer uso de alguns procedimentos tais como:

- procedimento direto: aproxima o comportamento de um contínuo mediante “elementos finitos” que se comportam de maneira similar a elementos reais, “discretos”, que se pode introduzir mediante aplicações físicas específicas ou como um conceito matemático geral. Este procedimento é aplicável à mecânica estrutural elástica linear, que historicamente foi pioneira na aplicação do método dos elementos finitos (ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 2000).

- **Método variacional:** segundo RADE (2007) este é baseado no Cálculo Variacional e envolve a busca por pontos críticos de um funcional associado ao problema estudado. As relações matriciais em nível elementar resultam da imposição da condição de estacionaridade do funcional associado ao problema. Este procedimento é mais complexo que o direto, no entanto é mais amplo e propicia a resolução de problemas mais complexos, mas a sua aplicabilidade se reduz a problemas regidos por princípios variacionais.

- **Método dos resíduos ponderados (método de Galerkin):** é um procedimento mais robusto que os apresentados anteriormente, sendo baseado unicamente em operações matemáticas. Segundo RADE (2007) este procedimento opera diretamente nas equações diferenciais que governam o problema e necessita da existência de um funcional ou de um princípio variacional.

5ª etapa: montagem das matrizes globais - dada pelas combinações das equações matriciais que representam o comportamento individual de cada elemento de maneira a obter as equações matriciais que representem o sistema como um todo. Para tal é necessário que se imponha a condição de continuidade do sistema, ou seja, que as variáveis de campo possuam os mesmos valores em nós compartilhados por mais de um elemento e o número de graus de liberdade do modelo seja dado pelo número total de incógnitas nodais.

6ª etapa: introdução das condições de contorno – após a determinação das matrizes globais é necessário que se introduzam nestas as condições de contorno, que podem ser restrição de deslocamentos e rotações, imposição de esforços, temperatura, vazão, entre outros, em determinados pontos discretos, de maneira que estas equações consigam representar o sistema idealizado. As incógnitas que continuam desconhecidas após a imposição das condições de contorno são os graus de liberdade do modelo.

7ª etapa: determinação das incógnitas do modelo – com a imposição das condições de contorno nas matrizes globais, o modelo fica representado por um sistema de equações, que deve ser resolvido utilizando métodos numéricos para que se possa obter as incógnitas do modelo (variáveis de campo) nos respectivos pontos nodais.

8ª etapa: cálculos complementares – devem ser realizados para determinação de variáveis derivadas das variáveis de campo como deformações e tensões.

9ª etapa: interpretação dos resultados – após a realização das etapas precedentes chega-se a etapa fundamental do processo que é a compreensão dos resultados gerados e limitações do modelo. A partir daí se pode pleitear modificações, caso necessário, como

por exemplo, refinamento de malha, alteração do elemento finito e correção de eventuais erros de entrada de dados.

5.3. Considerações a respeito do método dos elementos finitos

Embora o MEF já tenha se consolidado ao longo do tempo na Engenharia é de extrema importância que o engenheiro ao utilizar tal ferramenta tenha conhecimento de suas simplificações e das restrições de cada elemento finito, para que este não utilize equivocadamente elementos finitos inadequados para o modelo que se deseja representar, chegando a resultados inconsistentes. Tão importante quanto o mencionado anteriormente é o conhecimento das possíveis fontes de incerteza na modelagem, tais como: representação geométrica do domínio, linearizações e compreensão do problema físico e do método pelo usuário, para que se possa obter resultados consistentes e uma interpretação confiável.

5.4. Método dos elementos finitos aplicado a estruturas reticuladas

Em 1997, GLANVILLE e KWOK, verificaram as medidas em escala real da deflexão em uma torre metálica de 67m cujos elementos são considerados como elementos de vigas e para uma torre metálica de barras de 233m sob carregamento de vento. As medidas foram adquiridas por vários meios e comparadas com as estimativas teóricas de vento atuante.

WAHBA, et al. (1998-a) discutiram dois modelos diferentes de elementos finitos usados na análise de torres de antenas estaiadas. Na primeira aproximação, os elementos tridimensionais de barra são usados na modelagem do mastro da torre treliçada e os elementos não-lineares de cabo são usados para os estais, resultando em grande número de elementos e graus de liberdade. Na segunda aproximação, o mastro foi modelado usando elementos de viga e elementos não-lineares de cabos para os estais. Os dois modelos computacionais foram avaliados utilizando seis torres existentes sujeitas a uma variedade de combinações de carregamento que envolve peso próprio, carga de vento e neve. Os resultados foram comparados a um modelo simples, porém extensamente utilizado, o qual a torre é modelada como uma viga de suporte elástico não-linear. As respostas estruturais incluem tração nos estais, forças axiais, cortante nas faces, deslocamentos e rotações do mastro. Os autores concluíram que para modelagem em

elementos finitos dos mastros de torres estaiadas, o modelo tridimensional de barras não mostra nenhuma vantagem a mais sobre o modelo equivalente de viga que reduziu extremamente o número de elementos e graus de liberdade. Para a análise da antena da torre estaiada, o modelo de viga suporte não-linear elástico forneceu uma solução razoável para as forças, mesmo sob condições de carregamento último. As rotações obtidas de tal análise foram mais conservativas comparadas a outros modelos de elementos finitos sofisticados.

LEE e MCCLURE (2007) desenvolveram um modelo numérico para o comportamento final das estruturas de aço de torre treliçada. Apresentaram a análise elastoplástica de grandes deformações de uma estrutura de aço (torre treliçada) usando análises com o método dos elementos finitos e compararam os resultados numéricos com os resultados experimentais em escala real. Utilizaram o elemento finito de viga tridimensional de seção “L” e com 2 nós que consideram excentricidade de carregamento e condições de contorno, assim como a não linearidade geométrica e de material. Modelaram uma seção real da estrutura da torre usando os elementos de viga e uma análise estática não-linear, para obter o comportamento limite da torre, com a atuação de 2 tipos diferentes de carregamento. Concluíram que apesar das imperfeições desconhecidas não modeladas nas análises numéricas, uma boa aproximação foi observada entre as soluções numéricas e o modelo experimental.

OLIVEIRA et al. (2007) propuseram uma análise estrutural alternativa para modelagem de projetos de torres metálicas estaiadas, considerando todas as forças e momentos reais na estrutura, utilizando elementos finitos tri-dimensionais de viga (beam) e de barra (truss). As comparações dos modelos acima mencionados de projeto com uma terceira alternativa, que modela a estrutura principal e o sistema de apoio com elementos finitos de viga 3D foram feitos para três torres metálicas de telecomunicação estaiadas existentes (50m, 70m e 90m de altura). As comparações foram baseadas inicialmente nas torres de comportamento estrutural estático e dinâmico, seguido por uma análise linear de flambagem, para determinação da influência das várias estratégias de modelagem no comportamento da estabilidade da torre. Concluíram que uma análise utilizando somente o elemento finito de barra (truss 3D) não é adequado, implicando em um grande número de barras fictícias para impedir a ocorrência de mecanismos estruturais, o que acarreta um aumento significativo no trabalho de modelagem e gera uma possível fonte de erro. A utilização do elemento finito de viga (beam) apresenta diversas vantagens, mas a sua adoção leva a conexões rígidas o que faz com que as

cargas de flambagem tenham valores mais elevados podendo superestimar os seus valores atuais. Com relação a análise dinâmica não se observou muita influencia, e os autores recomendam a utilização da terceira estratégia, onde se considera os travamentos modelados com o elemento de barra (truss).

GUIMARÃES et al. (2007-a) realizaram um estudo preliminar do comportamento de torres estaiadas submetidas aos carregamentos de vento estático e dinâmico, segundo o procedimento descrito pela norma NBR 6123/1988. Determinaram por meio de análise modal as frequências e modos naturais de vibração da estrutura, utilizando o software Ansys e observou-se que para a estrutura analisada a condição crítica foi a condição de vento dinâmico a 45°. Através da pesquisa realizada constatou-se que estruturas esbeltas como torres estaiadas são mais sensíveis quanto ao deslocamento quando comparado às tensões, para diferentes intensidades de carregamento.

GUIMARÃES et al. (2007-b) apresentaram também uma avaliação da influência das condições de contorno na análise modal de torres de aço estaiadas, visando comparar com os resultados obtidos a partir da NBR6123/1988. Através de análise modal obtiveram as frequências e modos naturais de vibração, utilizando o método dos elementos finitos. Observou-se que para as estruturas analisadas a norma fornece um valor que difere dos encontrados através do programa Ansys, constando ainda que para este tipo de estrutura alterações nas condições de contorno afetam as frequências e os modos naturais de vibração da estrutura e por consequência as solicitações advindas do vento utilizadas no dimensionamento das mesmas.

CAPÍTULO VI

METODOLOGIA

6.1. Introdução

O método dos elementos finitos tridimensional vem sendo cada vez mais utilizado na resolução de problemas de engenharia, tornando possível a elaboração de modelos computacionais mais complexos e representativos do sistema real.

Neste estudo foram desenvolvidos vários modelos em elementos finitos, de torres estaiadas com as seguintes alturas de mastro: 56 m, 105 m e 210 m. Foram investigados:

- A influência de parâmetros de projeto na resposta do sistema estrutural, em termos de deslocamentos resultantes, tensões de Von Mises, esforços nos estais e frequência e modos naturais de vibração;
- A distribuição e ângulo de inclinação ótimos dos estais, visando reduzir a quantidade de terreno utilizado para a instalação da estrutura, e redução das interferências nos sinais transmitidos pelas mesmas.

Para a realização das simulações foi utilizado o programa comercial ANSYS®/MULTIPHYSICS, em um microcomputador com processador Intel® Core™ 2 (2,4 GHz) e memória RAM de 2 GB.

6.2. Determinação dos esforços

Torres estaiadas são estruturas esbeltas que estão sujeitas a uma infinidade de esforços, dentre eles temos: peso próprio, sobrecarga, vento, terremotos, gelo e ruptura de cabos. No presente trabalho foi considerado apenas os esforços advindos do vento (NBR 6123/1988), peso próprio e pré-tensionamento dos estais, pois são em geral os mais relevantes para este tipo de estrutura no Brasil.

6.2.1. Cargas Permanentes

Este tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes, NBR 6120/1980.

Como carga permanente neste estudo foi considerada apenas o peso próprio da estrutura e o pré-tensionamento dos estais.

I. Peso Próprio da Estrutura Metálica

Utilizou-se a densidade de 7850 Kg/m^3 (NBR6123/1988) para os perfis do mastro e o peso aproximado de $0,521 \text{ Kg/m}$ (CIMAF) para os estais, e uma aceleração da gravidade de $9,81 \text{ m/s}^2$.

Os esforços permanentes foram utilizados para o dimensionamento das torres estaiadas e para a modelagem em elementos finitos.

II. Pré-Tensionamento dos Estais

A norma norte americana ANSI/TIA/EIA-222-F (1996), relata que a tensão inicial nos estais deve ser de 10% da resistência à ruptura destes, podendo aceitar valores entre 8 e 15%, desde que se tenha considerado adequadamente a sensibilidade da estrutura, o que coincide com a norma canadense de torres CSA S37-94. Utilizou-se a pré-tensão de $12,75 \text{ kN}$, para o dimensionamento dos estais e nas simulações numéricas.

6.2.2. Cargas Variáveis

São as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção.

De acordo com a NBR 6120 as ações variáveis comumente existentes são constituídas pelas cargas acidentais decorrentes do uso, sobrecarga, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, ação do vento e variação da temperatura da estrutura.

Considerou-se apenas a atuação do vento como carga variável, utilizando-se a NBR 6123 para determinação dos esforços.

I. Determinação das Forças Devidas ao Vento

Há vários modelos matemáticos que descrevem a atuação do vento em estruturas, os comumente utilizados e recomendados pelas normas brasileiras são:

- Modelo puramente estático;
- Modelo contínuo simplificado;
- Modelo discreto.

Estes modelos foram transformados em algoritmos genéricos, de maneira a reduzir as possíveis fontes de erros durante a sua execução e o tempo gasto na implementação (MATLAB[®]).

▪ *Modelo Puramente Estático*

A NBR 8800/1986 propõe que estruturas aporticadas cuja altura não exceda 5 vezes a menor dimensão horizontal e nem ultrapassem 50 m de altura, em geral, podem ser consideradas rígidas, sendo o vento uma ação estática. Nos demais casos a estrutura deverá ser considerada flexível, levando-se em conta os efeitos dinâmicos do vento.

O modelo estático é indicado para estruturas rígidas ou estruturas com período fundamental menor que um. O mesmo foi aplicado a todas as estruturas analisadas. A figura 6.1 apresenta o fluxograma da rotina em MATLAB para o cálculo do vento utilizando o modelo puramente estático.

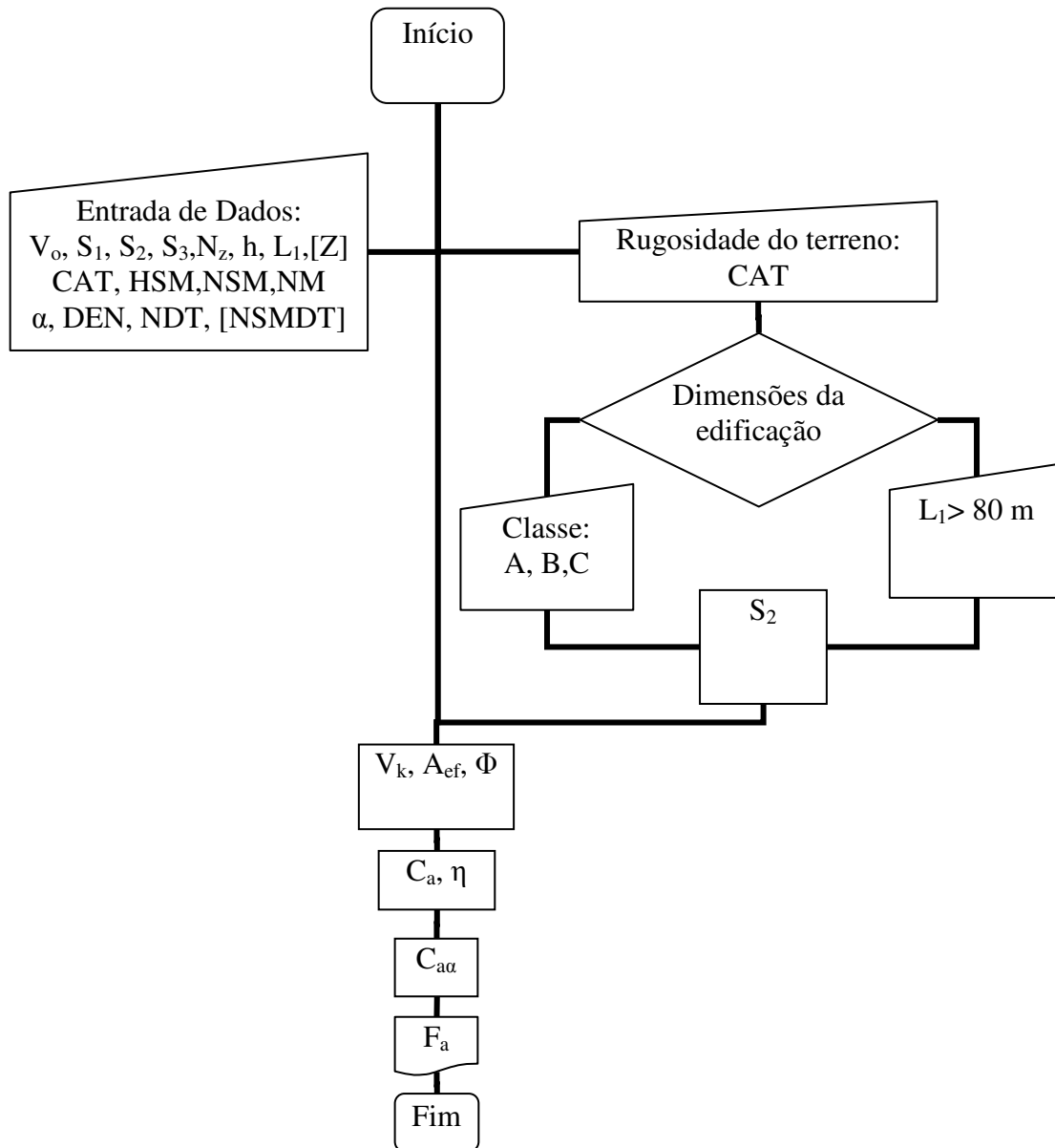


Figura 6. 1: Fluxograma do modelo puramente estático.

Onde:

A_{ef} : área frontal efetiva;

C_a : coeficiente de arrasto;

$C_{a\alpha}$: coeficiente de arrasto para vento incidindo com um ângulo α em relação à perpendicular à face de barlavento;

CAT : categoria de rugosidade do terreno;

CLA : classe da edificação;

DEN : densidade do material do mastro;

F_a : força de arrasto;
 HSM : altura do sub-módulo;
 h : altura da estrutura;
 L_1 : largura da estrutura (dado de entrada);
 N_z : número de pontos para o qual se deseja obter a pressão dinâmica do vento;
 NDT : número de dispositivos anti-torção;
 NM : número de módulos;
 NSM : número de sub-módulos;
 $[NSMDT]$: vetor com a posição dos dispositivos anti-torção;
 S_1 : fator topográfico;
 S_2 : fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação, e de sua altura sobre o terreno;
 S_3 : fator baseado em conceitos probabilísticos;
 V_o : velocidade básica do vento;
 V_k : velocidade característica do vento;
 $[Z]$: vetor das alturas onde se deseja obter a pressão dinâmica do vento;
 α : ângulo de incidência do vento.
 η : fator de proteção, em reticulados paralelos;
 ϕ : índice de área exposta;

▪ *Modelo Contínuo Simplificado*

Para estruturas flexíveis, e período fundamental maior que um, em especial aquelas fracamente amortecidas, deve-se considerar os efeitos dinâmicos das rajadas de vento, segundo a NBR 6123/1988.

O modelo contínuo é indicado para estruturas de seção constante, distribuição aproximadamente uniforme da massa, que estejam apoiadas exclusivamente na base e de altura inferior a 150 m. É considerada na resposta dinâmica destas estruturas, unicamente a contribuição do modo fundamental. O método foi aplicado nesse estudo para a análise de uma torre estaiada de 105 metros de altura. A figura 6.2 apresenta o fluxograma do algoritmo em MATLAB para realização do cálculo das cargas advindas do vento.

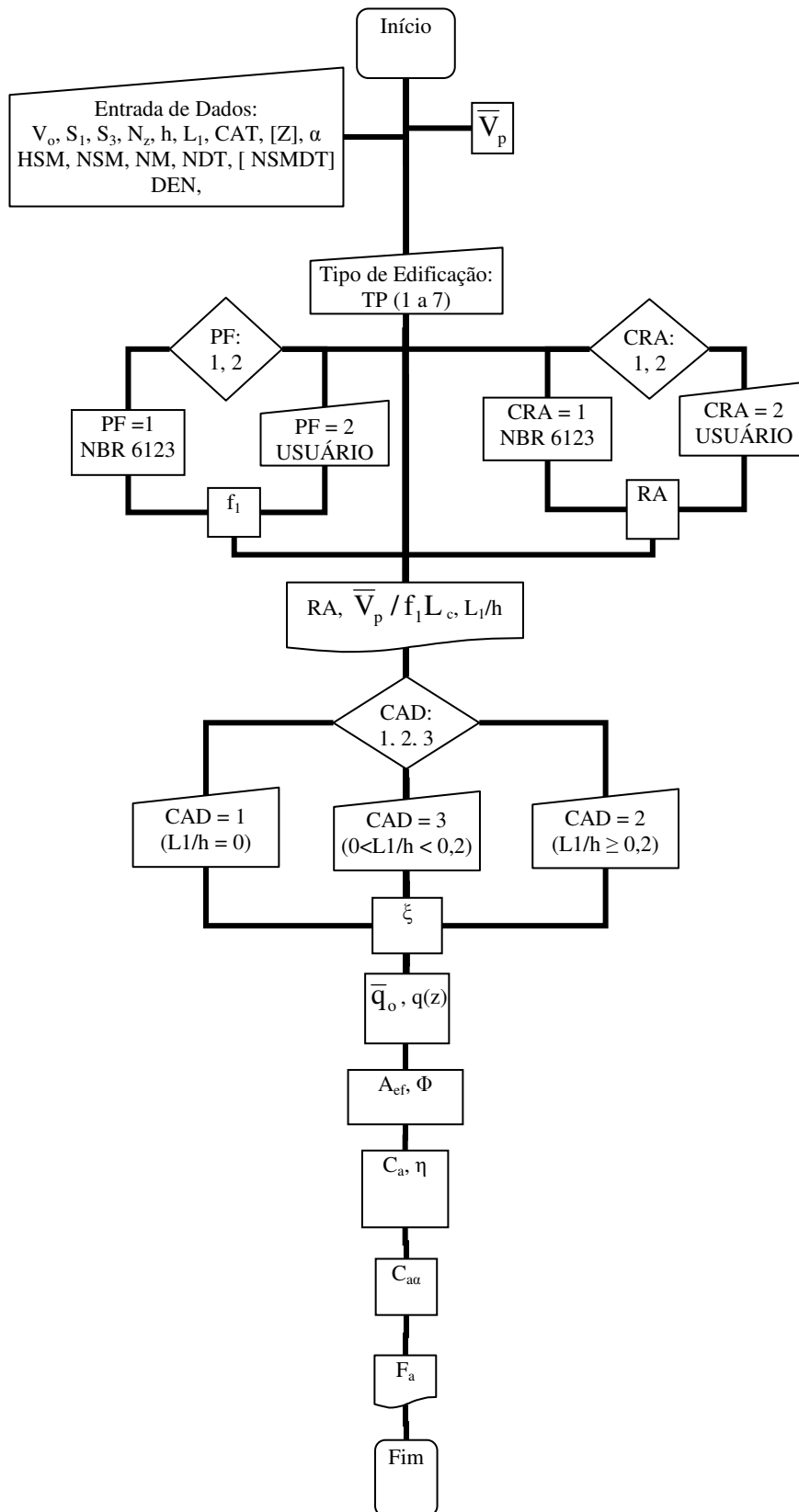


Figura 6. 2: Fluxograma do modelo contínuo simplificado.

Onde:

CAD : opção correspondente à aquisição do coeficiente de amplificação dinâmica;

CRA : opção correspondente à aquisição da razão de amortecimento crítico;

f_1 : frequência fundamental;

L_c : dimensão característica ($L = 1800\text{m}$);

PF : opção correspondente à aquisição da frequência fundamental;

$$\bar{q}_o = 0,613 \bar{V}_p^2;$$

$q(z)$: variação da pressão dinâmica com a altura;

RA : razão de amortecimento crítico;

TP : correspondente ao tipo de edificação;

$\bar{V}_p$: velocidade de projeto;

ξ : coeficiente de amplificação dinâmica;

Para o modelo contínuo simplificado, foi utilizada a formulação da norma, e o módulo de análise modal do programa ANSYS®.

▪ *Modelo Discreto*

O modelo discreto é adequado para estruturas flexíveis e/ou esbeltas com propriedades variando com a altura. Para sua utilização deve-se inicialmente discretizar o sistema a ser analisado, e ainda determinar as frequências e modos naturais de vibração. O mesmo foi utilizado para a análise de uma torre estaiada cujo mastro possui 105 metros de altura. A figura 6.3 apresenta o fluxograma do modelo discreto para determinação das cargas advindas do vento em linguagem MATLAB.

Onde:

[A] : matriz de área de influência;

A_o e m_o : são respectivamente, área e massa arbitrárias de referencia;

$[C_a]$: matriz de coeficientes de arrasto;

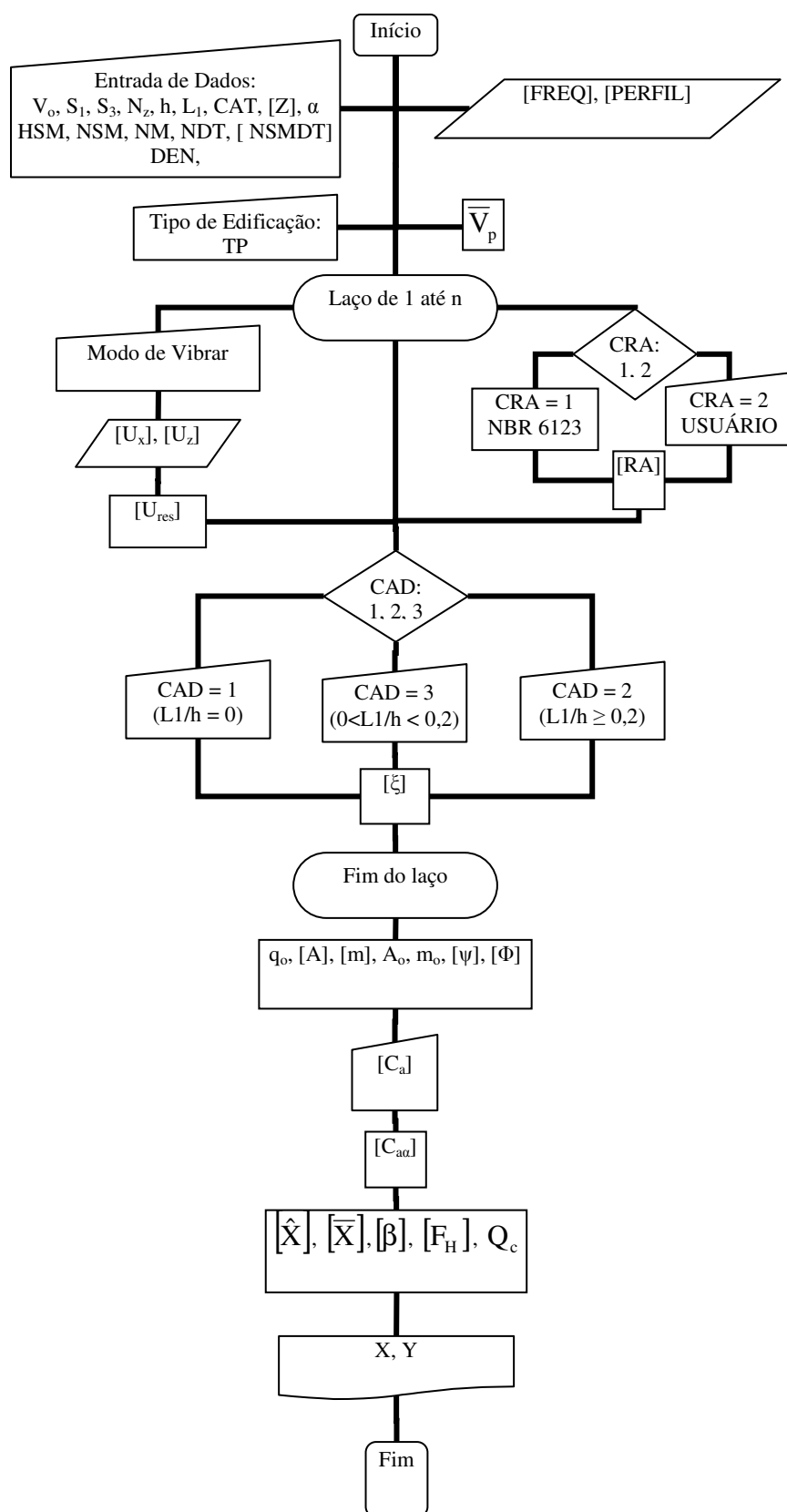


Figura 6. 3: Fluxograma do modelo discreto.

$[C_{a\alpha}]$: matriz de coeficientes de arrasto para vento incidindo com um ângulo α ;

$[F_H]$: matriz de F_H , eq. 3.66;

$[FREQ]$: vetor de frequências naturais;

$[m]$: matriz de massa;

n : dimensão do vetor $FREQ$;

$[PERFIL]$: matriz com os dados referentes aos perfis utilizados no mastro;

$[Q_c]$: matriz de combinação das contribuições modais, equação 3.68;

$[U_{res}]$: matriz de deslocamentos nodais resultantes;

$[U_x]$ e $[U_z]$: matrizes de deslocamentos nodais (devido aos n modos de vibrar),

nas direções x e z ;

$[X]$: matriz de força total devida ao vento e na direção deste;

$[\bar{X}]$: matriz com as componentes média;

$[\hat{X}]$: matriz com as componentes flutuantes;

$[Y]$: matriz das forças na direção transversal ao vento;

$[\beta]$: matriz de β , eq. 3.67;

$[\phi]$: matriz dos índices de área exposta;

$[\psi]$: matriz de $[\psi] = [m]/m_o$.

No modelo discreto todos os dados referentes aos modos de vibrar foram extraídos do programa ANSYS®. Utilizaram-se deslocamentos nodais nas direções x e z , conforme mostra fig. 6.4, onde:

h_{sb} : altura do sub-módulo;

n : representa o nó onde se adquiriu os dados, e i, j, k e l as arestas do mastro;

nb : nó, da base, posicionado na coordenada $y = 2h_{sb}/3$;

nr : deslocamentos no centro de gravidade de cada sub-módulo;

nbr : deslocamentos no centro de gravidade da base do mastro.

Para a base da torre foram capturados os deslocamentos nas direções x e z de cada barra (nb), mostrado na fig. 6.4. Estes deslocamentos foram obtidos a uma distancia na vertical (eixo y) com relação a sua extremidade inferior de $y = 2h_{sb}/3$. Posteriormente foi calculada a média destes quatro valores (eq. 6.1) e determinou-se nbr para cada uma das direções x e z .

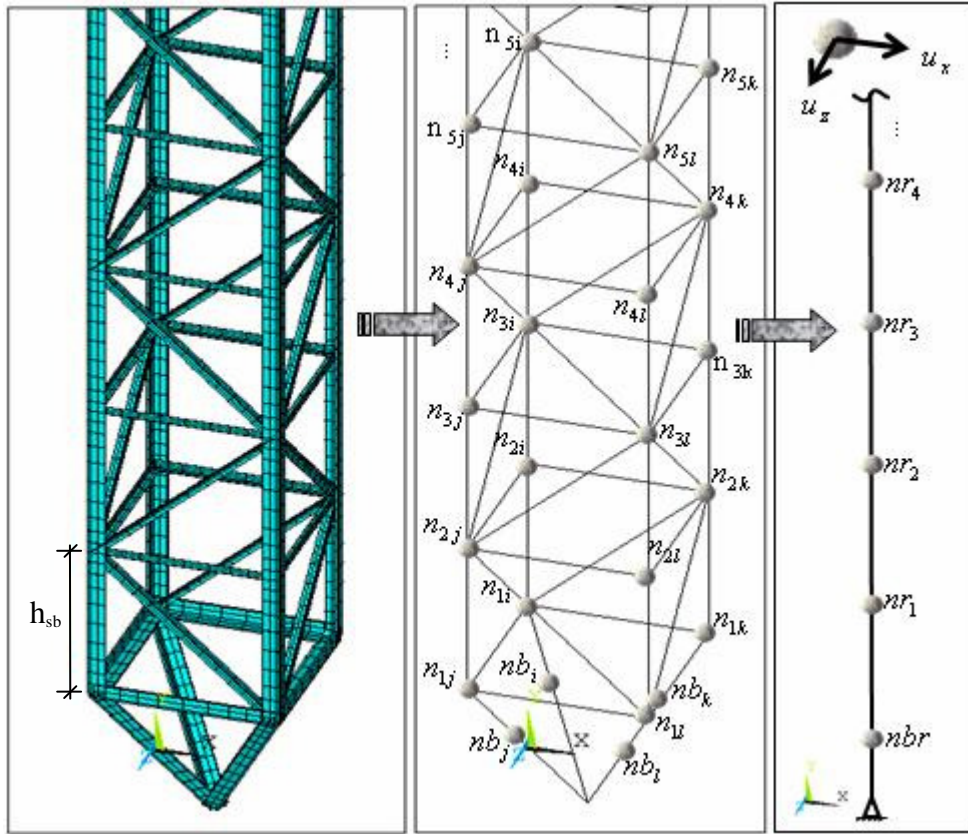


Figura 6. 4: Esquema de aquisição dos deslocamentos correspondentes a cada sub-módulo.

$$\begin{aligned} nbr_{ux} &= (nb_{iux} + nb_{jux} + nb_{kux} + nb_{lux}) / 4 \\ nbr_{uz} &= (nb_{iuz} + nb_{juz} + nb_{kuz} + nb_{luz}) / 4 \end{aligned} \quad (6.1)$$

Para o restante dos sub-módulos do mastro foi realizada uma média entre os deslocamentos adquiridos nas suas quatro arestas conforme eq. 6.2.

$$\begin{aligned} nr_{(a-1)ux} &= \left[\sum_{b=a-1}^a (n_{biux} + n_{bjux} + n_{bkux} + n_{blux}) \right] / 8 & \text{e} \\ nr_{(a-1)uz} &= \left[\sum_{b=a-1}^a (n_{biuz} + n_{bjuz} + n_{bkuz} + n_{bluz}) \right] / 8 & , \end{aligned} \quad (6.2)$$

sendo a o número correspondente ao sub-módulo que deseja-se analisar conforme fig. 6.4.

O deslocamento resultante (eq. 6.3) a ser utilizado na determinação dos esforços de vento com auxílio do modelo discreto depende do ângulo de inclinação (θ) em que a velocidade média do vento que atinge a estrutura (fig. 6.5).

$$\begin{aligned} nbr_{u\theta} &= nbr_{ux} \cos(\theta) + nbr_{uz} \cos(\theta) \\ nr_{(a-1)u\theta} &= nr_{(a-1)ux} \cos(\theta) + nr_{(a-1)uz} \cos(\theta) \end{aligned} \quad (6.3)$$

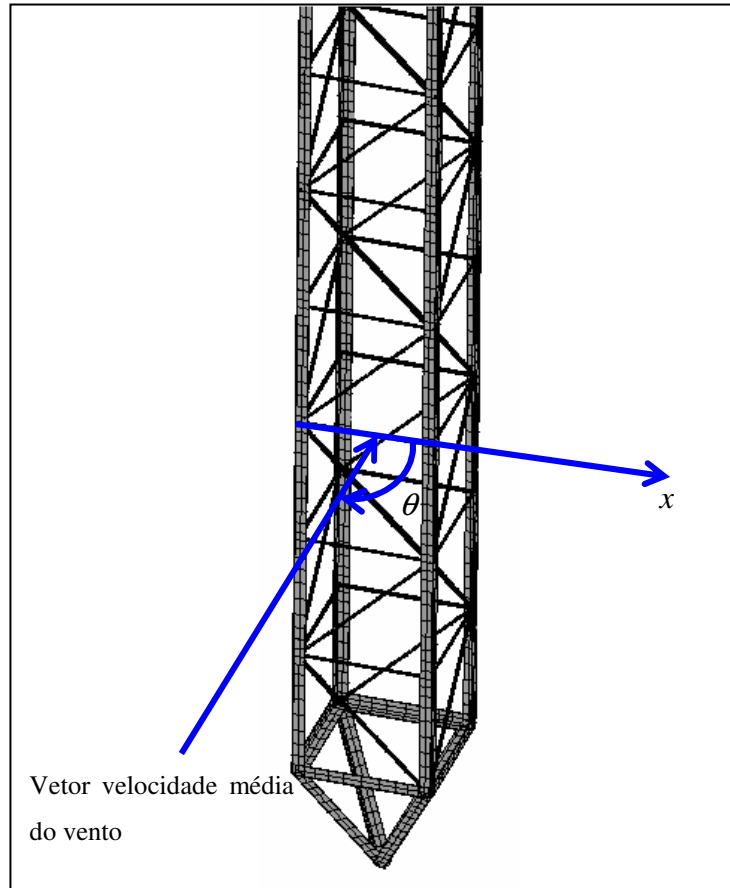


Figura 6. 5: Ângulo de inclinação entre a velocidade média do vento e uma das superfícies da torre.

Nos casos em questão foram considerados os seguintes fatores para determinação da força de arrasto:

- Velocidade Básica do Vento: cidade de Uberlândia, $V_o = 33,75m/s$;
 - Fator Topográfico: $S_1 = 1,0$;
 - Rugosidade do Terreno: categoria III;
 - Dimensão da edificação:
- a) Classe C, para intervalo de tempo igual a 10s;

b) Cálculo do intervalo de tempo através do algoritmo e posteriormente do fator S_2 .

- Fator Estatístico: $S_3 = 1,10$.

6.3. Dimensionamento.

Os perfis dos mastros das três torres treliçadas estaiadas de 56m, 105m e 210m, que constam no APÊNDICE I, foram dimensionados com base no Método das Tensões Admissíveis. O coeficiente de segurança mínimo (γ_s) foi considerado igual a 1,5.

No dimensionamento considerou-se que dentro de um mesmo módulo, Figura 6.6, os perfis possuem bitolas constantes. Cada módulo é constituído de dez sub-módulos, sendo estes de comprimento e largura iguais a 0,7 metros. A base rotulada de todos os mastros aqui estudados é constituída por uma única bitola de perfil, ou seja, tanto as barras horizontais como verticais da base são constituídas do mesmo perfil, que foi o correspondente as barras verticais.

O posicionamento dos dispositivos anti-torção em cada um dos mastros é apresentado na tab. 6.1.

Tabela 6. 1: Posicionamento dos dispositivos anti-torção.

Torre	Dispositivos anti-torção			
	DAT ₁		DAT ₂	
	Nº do módulo	Nº do sub-módulo	Nº do módulo	Nº do sub-módulo
56m	8	7	4	10
56m	8	7	-	-
105m	15	7	8	5
210m	30	7	15	10

Onde:

DAT₁ – dispositivo anti-torção situado no topo do mastro;

DAT₂ – dispositivo anti-torção situado entre o DAT₁ e a base do mastro.

Para as cordoalhas que constituem os estais (APÊNDICE I) foi utilizado um coeficiente de segurança mínimo igual a 3.

6.4. Sub-rotina em linguagem APDL

APDL é uma linguagem parametrizada de projeto utilizada no programa ANSYS, que tem como base a linguagem FORTRAN adicionada de comandos específicos do ANSYS. Sua utilização visa à automatização de tarefas comuns ou até mesmo a construção de modelos em termos de parâmetros (variáveis).

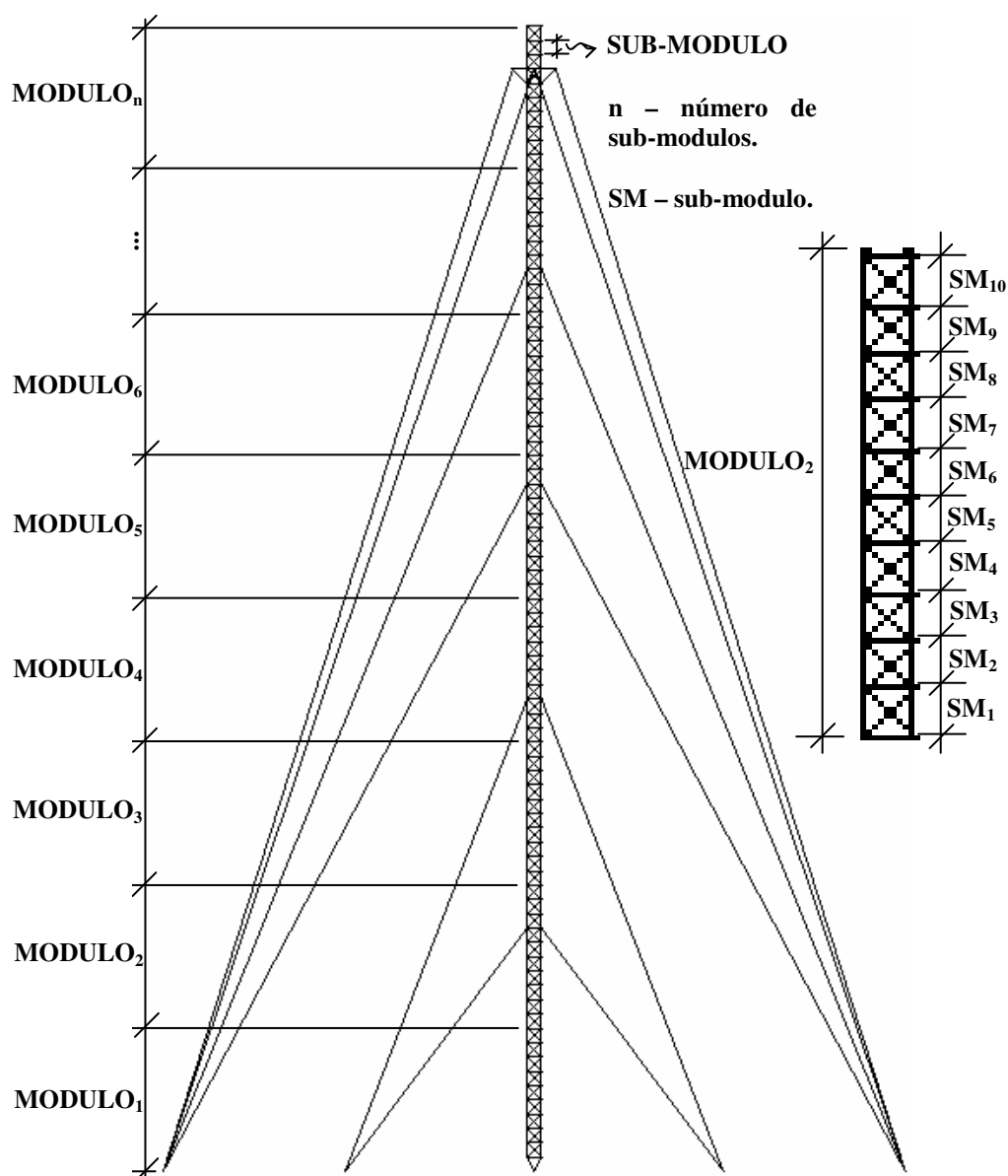


Figura 6. 6: Disposição dos módulos e sub-módulos nos mastros das torres estaiadas.

No intuito de reduzir o tempo gasto nas modelagens e possíveis divergências na maneira que cada estrutura foi modelada, optou-se por produzir algoritmos em APDL.

Estes algoritmos propiciam a parametrização dos modelos, ou seja, consegue-se modelar todos os sistemas analisados de forma semelhante reduzindo assim as divergências e possíveis erros de implementação.

O fluxograma apresentado na fig. 6.7, utilizado na geração dos modelos em elementos finitos deste estudo, é genérico e pode ser facilmente adaptado para outros tipos de estruturas ou configurações de torres estaiadas. Para a sua utilização basta que o usuário forneça as propriedades físicas e geométricas do sistema a ser analisado.

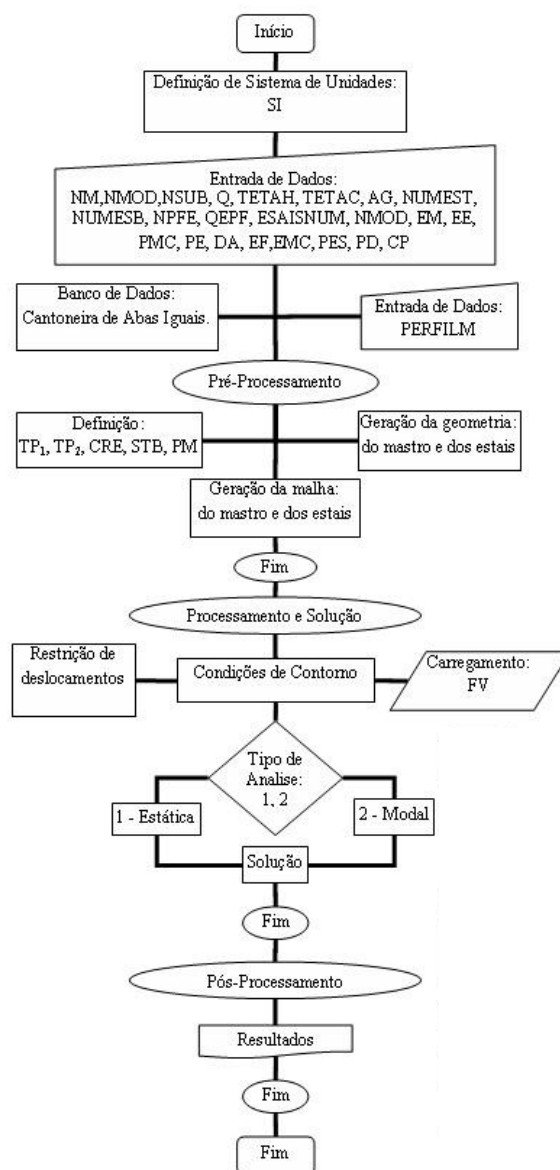


Figura 6. 7: Fluxograma da sub-rotina implementada no programa ANSYS.

Onde:

AG: aceleração da gravidade;

CP : altura e largura do sub-módulo;

CRE: constantes reais dos estais, como por exemplo, massa por unidade de comprimento;

DA: diâmetro da cordoalha;

EE: modulo de elasticidade dos estais;

EF: fator construtivo da cordoalha;

EM: modulo de elasticidade do mastro;

EMC: massa por unidade de comprimento dos estais;

ESTAISNUM: número de sub-módulos entre dois pontos de ancoragem sucessivos, de estais, no mastro;

FV: carregamento devido à atuação do vento, obtido através dos algoritmos produzidos no MATLAB[®];

NMOD: número de sub-módulos entre dois travamentos horizontais;

NPFE: número de pontos de fundação entre os estais mais afastados e o mastro da torre;

NSUB: número de sub-módulos em um módulo;

NUMESB: número de estais entre a base e o dispositivo anti-torção situado no meio do mastro;

NUMEST: número de estais entre os dois dispositivos anti-torção;

PD: densidade dos perfis que formam o mastro;

PE: coeficiente de Poisson dos estais;

PERFILM: disposição das hastes no mastro (tipo de perfil e posição);

PES: pré-tensão nos estais;

PM: propriedades dos materiais do mastro e dos estais;

PMC: coeficiente de Poisson do mastro;

Q: indica a posição dos dispositivos anti-torção no mastro;

QEPF: quantidade de estais por ponto de fundação;

SI: sistema internacional de unidades;

STB: seções transversais das barras do mastro e suas propriedades, como por exemplo, inércia;

TETAC: ângulo de inclinação dos estais no plano X-Y ou Z-Y;

TETAH: ângulo de inclinação dos estais no plano X-Z;

TP₁: tipo de elemento do mastro;

TP₂: tipo de elemento dos estais.

6.5. Simulação Numérica

Foram realizadas simulações numéricas de torres estaiadas, com diferentes: alturas de mastro, disposição dos estais, condições de contorno e carregamento. Para tal foi utilizado o método dos elementos finitos através do software ANSYS®.

6.6. Descrição dos modelos

Para construção da geometria, geração de malha, aplicação das condições de contorno e carregamento (peso próprio e vento) e posterior resolução do sistema estrutural foi utilizado o APDL, cujo fluxograma do algoritmo encontra-se na fig. 6.7.

6.6.1. Mastro

Para a discretização do mastro foi utilizado o elemento finito de viga 3D, BEAM188 do ANSYS®, que é apropriado para análise de estruturas esbeltas. É baseado na teoria da viga de Timoshenko, possuindo de 6 ou 7 graus de liberdade por nó, utilizou-se o *default* que é de 6 graus, sendo 3 translações e 3 rotações nas direções x , y e z .

Este elemento é comumente utilizado em aplicações que disponham de grandes rotações e translações ou em problemas que levem em conta não linearidades. Permite a análise de flexibilidade lateral e problemas de instabilidade a torção, devido aos seus termos de rigidez, possibilita ainda a definição de seções transversais para cada haste.

A configuração de um elemento finito BEAM188 é apresentada na fig. 6.8, sendo os nós I e J definidos no sistema de coordenadas globais, com o nó k definindo sua orientação.

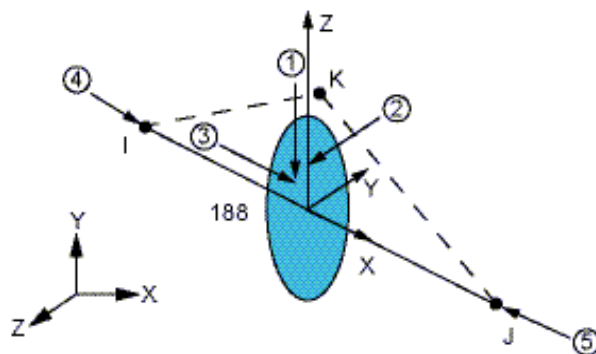


Figura 6. 8: Geometria e posicionamento dos nós do elemento BEAM 188.

6.6.2. Estais

Na discretização dos estais foi utilizado o elemento finito LINK 10, que possui uma matriz de rigidez bilinear, resultando em tração ou compressão uniaxial do elemento, com três graus de liberdade em cada nó (translações nas direções x , y e z). Estas características são importantes na modelagem de estruturas do tipo cabo, onde cada estai ou cordoalha é representado por um único elemento.

O elemento considerado pode ser tanto utilizado em análise estática quanto dinâmica levando-se em conta os efeitos de inércia ou amortecimento. O mesmo é definido por dois nós I e J, pela área da seção transversal, pela deformação inicial e pelas propriedades do material, fig. 6.9.

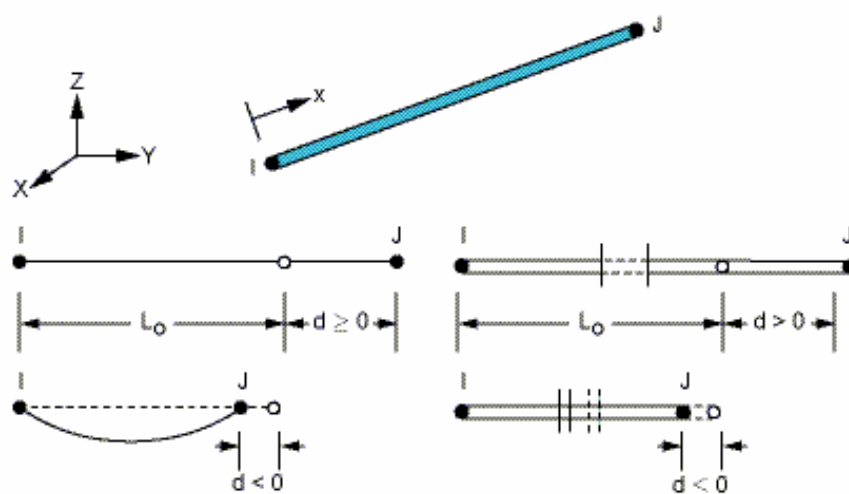


Figura 6. 9: Características do elemento LINK 10. (Manual ANSYS®)

6.7. Hipóteses simplificadoras

Quando se idealiza um modelo estrutural seja este em elementos finitos ou não, é de extrema importância a adoção de simplificações, para que se consiga chegar a um conjunto viável, ou seja, que represente a estrutura com uma determinada precisão.

As principais hipóteses simplificadoras adotadas estão descritas abaixo:

- As ligações entre as barras que compõem o mastro da torre são na realidade ligações semi-rígidas. Segundo o ISB/CBCA (2004) estas restringem a rotação entre 20 e 90 por cento daquela teoricamente necessária para evitar qualquer rotação, sendo para isto necessário ter conhecimento da relação de dependência entre o momento resistente e a rotação. Devido às dificuldades de se estabelecer tal relação e seu uso ser raramente adotado, as ligações entre as barras foram modeladas como rígidas, já que esta configuração estrutural gera resultados bem próximos aos obtidos com ligações semi-rígidas, principalmente para torres estaiadas altas;
- Foi modelada a seção transversal das hastes como cantoneiras de abas iguais, porém não se considerou o raio de arredondamento de suas aristas, fig. 6.10;

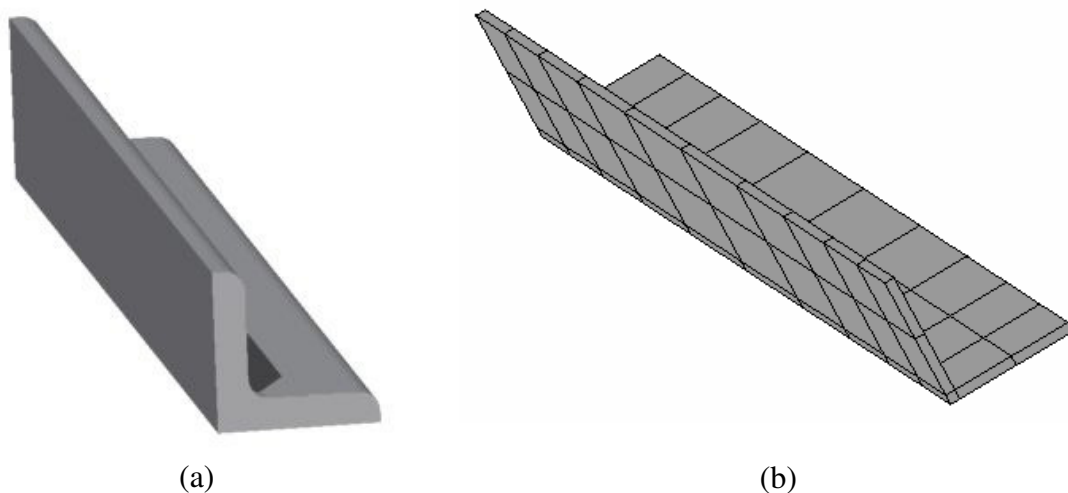


Figura 6. 10: Cantoneira de abas iguais. (a) haste real, (b) haste modelada.

- Na modelagem dos estais não foi considerada a catenária;
- Não se considerou a iteração solo estrutura e carga de vento atuando nos estais e nem o acoplamento fluído-estrutura.

6.8. Testes de malha

Para a obtenção de resultados confiáveis foram realizados testes de malha na busca de um modelo em elementos finitos representativo do sistema físico real, com o menor custo computacional possível. Os perfis utilizados na modelagem do mastro estão no APÊNDICE I e a configuração dos estais está no APÊNDICE II.

Os testes de malha consistiram na avaliação percentual da intensidade das tensões máximas de Von Mises, esforços no estais e deslocamentos resultantes, tendo como referência o modelo com o menor número de elementos para cada torre analisada, o que pode ser observado nas figuras 6.11 e 6.12.

A adoção da quantidade de elementos apresentada na tab. 6.3 deve-se, portanto a estabilidade das variáveis analisadas (tensões, esforços e deslocamentos), com relação ao modelo que dispõem da menor quantidade de elementos, conforme figuras 6.11 e 6.12.

Tabela 6. 2: Números de elementos adotados para os sistemas.

Número de divisões das hastes					Total de Elementos (Torre)		
Vertical	Horizontal	Diagonal	Anti-torção		56m	105m	210m
			Horizontal	Inclinada			
10	10	14	11	15	11300	21252	42120

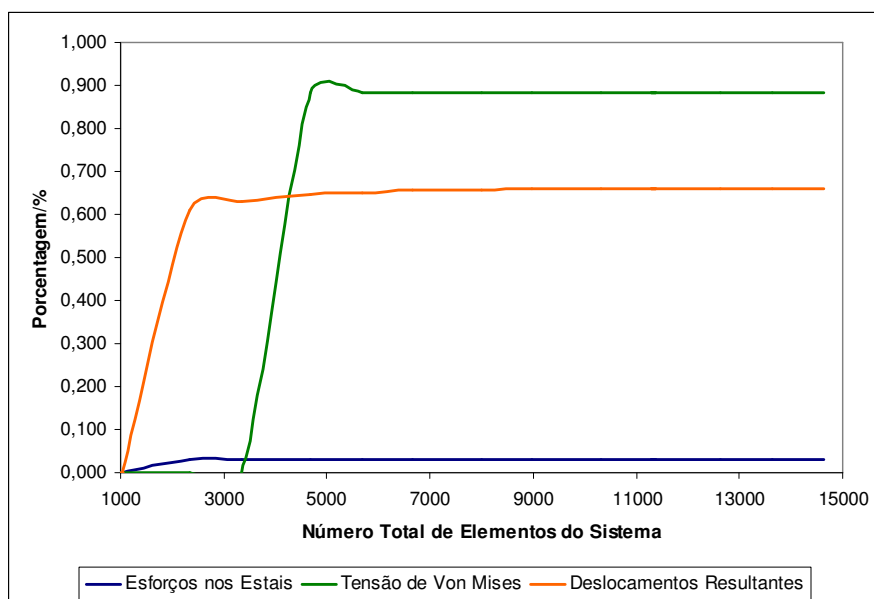
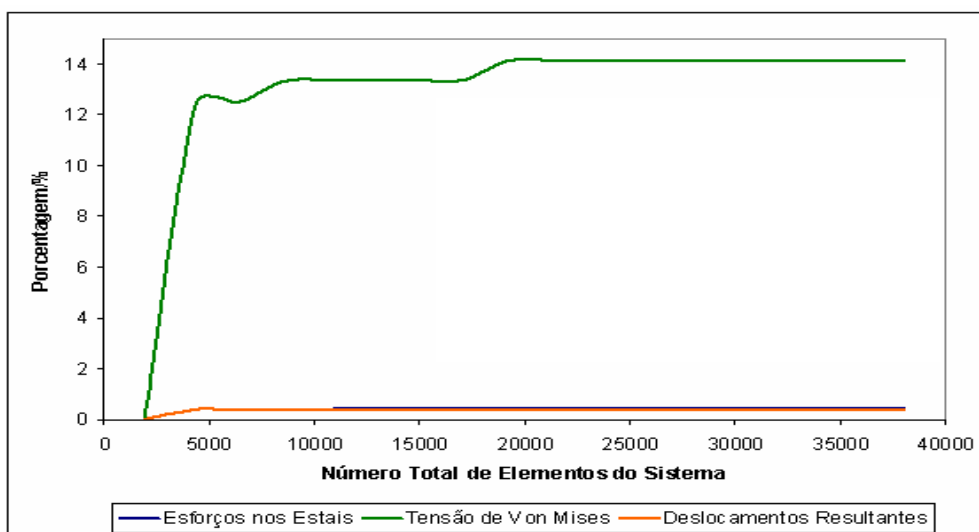
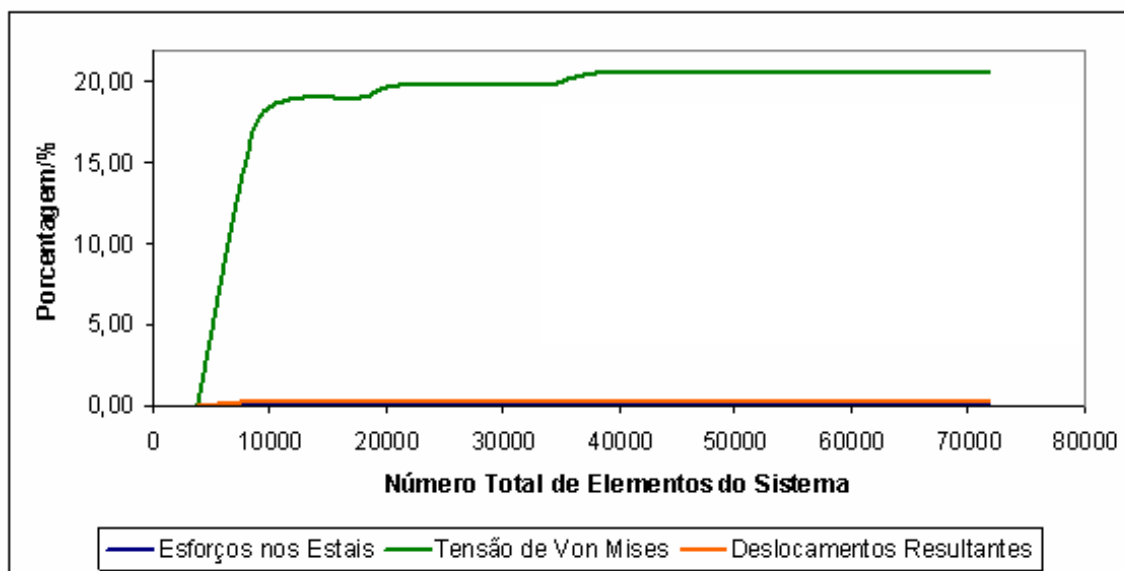


Figura 6. 11: Teste de malha, torre de 56m.



(a)



(b)

Figura 6. 12: Teste de malha. (a) torre de 105m; (b) torre de 210 m.

A tabela 6.3 apresenta um comparativo entre a utilização de uma função de interpolação linear e uma quadrática para os elementos finitos, a fim de se observar a influencia dessas nas distribuições de tensão de Von Mises e deslocamentos resultantes. Adotou-se neste trabalho funções de interpolação lineares, pois não se observou variações significativas com o aumento do grau da função, conforme tab. 6.3. A figura 6.13 apresenta o aspecto de parte da malha utilizada neste estudo.

Tabela 6. 3: Teste da influência na malha do grau de interpolação.

Torre	Funções de Interpolação			
	Linear		Quadrática	
	Tensão de Von Mises Máxima	Deslocamento Resultante Maximo	Tensão de Von Mises Máxima	Deslocamento Resultante Maximo
56m	114MPa	0,024893m	115MPa	0,024893m
105m	137 MPa	0,061928m	138 MPa	0,061929m
210m	146 MPa	0,165608m	147 MPa	0,165609m

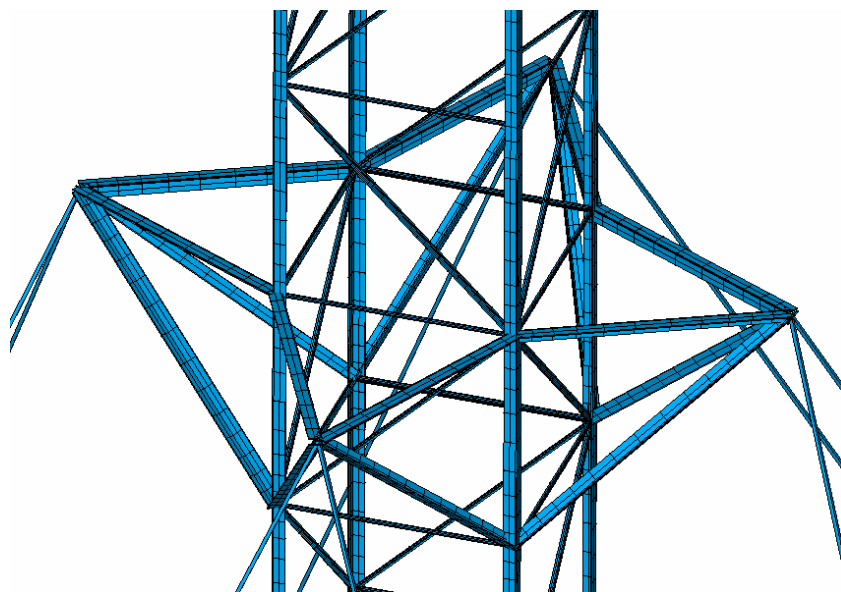


Figura 6. 13: Configuração da malha adotada.

6.9. Condições de Contorno e Carregamento

Como condições de contorno foram restringidos todos os deslocamentos, nas direções x , y e z , em todos os pontos de ancoragem dos estais e do mastro da torre (figuras 6.14 e 6.15). Sendo os pontos de interação mastro/estais adotados como flexíveis, não foram restringidas as rotações nestes pontos. Já, os pontos de ligação entre as barras (nós) foram considerados rígidos, para isto foi utilizada a função LGLUE do programa ANSYS®, que tem por função a geração de nós comuns para as hastes em pontos de ligação.

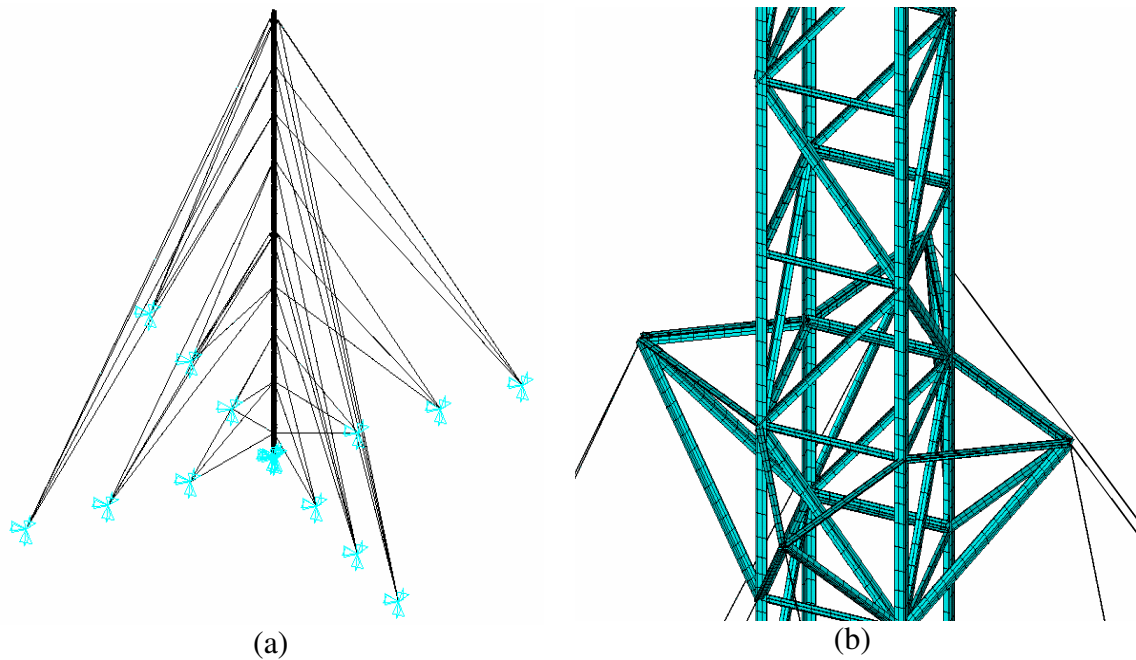


Figura 6. 14: Detalhe das condições de contorno dos estais. (a) no solo; (b) no mastro.

As condições de carregamento foram peso próprio, pré-tensão dos estais e solicitações de vento.

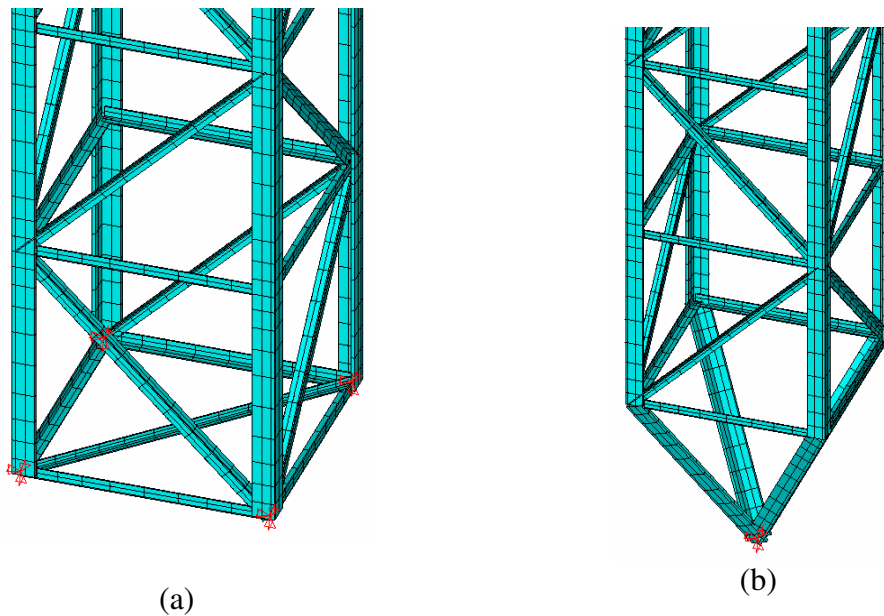


Figura 6. 15: Detalhes das condições de contorno das bases nas torres modeladas. (a) base engastada; (b) base rotulada (articulada).

As solicitações advindas do vento foram obtidas através de algoritmos implementados em MATLAB[®] e aplicadas diretamente nos nós dos sub-módulos, fig. 6.16, e o peso próprio através da densidade dos materiais utilizados.

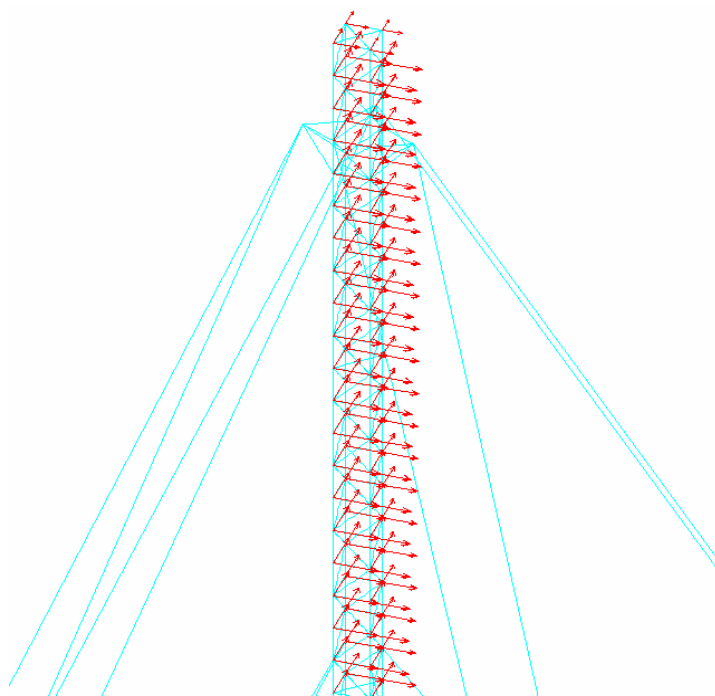


Figura 6. 16: Carregamento de vento.

6.10. Análise modal

O conhecimento das frequências naturais (f) é fundamental para o desenvolvimento do projeto estrutural, pois excitações similares à frequência natural de estruturas podem levar a casos extremos e indesejados de ressonância ou fadiga.

A identificação das frequências naturais de um determinado sistema é resolvida com base na análise do movimento em regime livre e sem amortecimento, sendo que nestas condições as equações de equilíbrio dinâmico tomam uma forma mais simplificada. A determinação de frequências e modos de vibração resulta num problema tradicional de determinação de autovalores e autovetores, os quais são as frequências e os modos de vibração, respectivamente.

No presente estudo foram utilizados os modos e as frequências naturais na determinação dos esforços de vento, através do modelo discreto e na busca do entendimento do comportamento dinâmico do tipo de estrutura proposto. Os autovalores e autovetores foram determinados pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o programa ANSYS®.

Os métodos de extração dos autovalores e autovetores oferecidos pelo programa ANSYS® são:

- Block Lanczos (default);

- Subspace;
- Power Dynamics;
- Reduced;
- Unsymmetric;
- Damped;
- QR damped.

Block Lanczos: método de extração de autovalores utilizado em problemas de autovalor é uma variação do algoritmo clássico Lanczos, onde as recursões são realizadas usando um bloco de vetores. Possuindo tempo de processamento rápido, no entanto, requer 50% a mais de memória que o método de Subspace.

Subspace: é um método geralmente aplicado a problemas de autovalores simétricos, embora o método Block Lanczos seja mais utilizado, pois o tempo de execução é menor e fornece resultados com exatidão equivalente ao método Subspace.

Reduced: é mais rápido que o método Subspace porque utiliza matrizes reduzidas para obter a solução, no entanto, possui menor exatidão devido a matriz de massa ser aproximada.

Unsymmetric: é utilizado em problemas que possuem matrizes não simétricas, como em problemas de iteração fluído estrutura.

Damped: é utilizado em problemas onde o amortecimento não pode ser ignorado.

A escolha do método de extração depende basicamente do tamanho do modelo (número de graus de liberdade), da capacidade computacional (capacidade de processamento do microcomputador) e a da aplicação que se quer estudar (modelo físico). Para obtenção dos autovalores e autovetores foi utilizado o método Block Lanczos, por este ser adequado para grandes modelos e recomendado para estruturas discretizadas por elementos finitos do tipo *beam*.

6.11. Procedimentos de análise

Foram realizados testes de sensibilidade para se determinar quais são as principais variáveis de projeto e qual a sua influência no comportamento do sistema. Tais testes foram realizados com base em análises qualitativas e quantitativas das tensões de Von Mises, deslocamentos e modos de vibrar da estrutura.

Na análise qualitativa foi observado o comportamento global da estrutura no intuito de se conseguir um projeto economicamente viável, sendo esta realizada em cada

uma das inúmeras simulações realizadas. Já a análise quantitativa foi realizada com base nos valores máximos e mínimos de tensão, deslocamentos e modos de vibrar na intenção de se manter a segurança e a confiabilidade do sistema estrutural.

CAPÍTULO VII

RESULTADOS E DISCUSSÕES

7.1. Introdução

Com os avanços na área de engenharia estrutural é possível a obtenção de estruturas cada vez mais esbeltas, o que proporciona redução de custo, porém as mesmas ficam mais susceptíveis a grandes deslocamentos que podem comprometer o seu bom desempenho.

No Brasil ainda não há normas referentes ao projeto e execução de torres estaiadas. No caso presente, o que se pretende é a realização de um levantamento sistemático de métodos de cálculos adequados, além de uma redução na quantidade de terreno e material gasto na construção de torres estaiadas. Para tal foram avaliados tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes, esforços nos estais e modos de vibrar da estrutura, utilizando para isso o método dos elementos finitos. Um resumo das análises realizadas é apresentado na tab. 7.1.

Tabela 7. 1: Análises realizadas.

Torre*	NDAT	CBM	TVM	DR	EE	TETAV	NPFE	QEPF	ESTAISNUM	EF	MV	AD
56	1	P	S	S	S	S	S	S	S	N	N	N
56	2	P	S	S	S	S	S	S	S	N	N	N
105	2	C	S	S	S	N	N	N	N	S	N	S
105	2	P	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
210	2	P	S	S	S	S	S	S	S	N	N	N

*Altura da torre analisada em mastros.

Sendo que:

AD: análise dinâmica;

C: mastro com base cúbica;

CBM: configuração da base do mastro;

DR: deslocamento resultante ($DR = U_{res} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2 + U_z^2}$);

EE: esforços nos estais;

EF: esforços nas fundações;

ESTAISNUM: representa o número de sub-módulos (tramos) entre o ponto de ancoragem do estai atual e o anterior (fig. 7.1);

MV: modelos para determinação das solicitações de vento;

N: não analisado;

NPFE: número de pontos de fundação entre o estai mais afastado do mastro e o próprio mastro (fig. 7.1);

P: mastro com base rotulada;

QEPF: corresponde ao número de estais por ponto de fundação, sendo a sua numeração (1, 2,..., k) do ponto de fundação mais afastado para o mais próximo do mastro (fig. 7.1);

TETAV: ângulo formado entre o estai mais afastado e o mastro da torre (fig. 7.1);

TVM: tensões máximas de Von Mises;

S: analisado.

7.2. Determinação da Configuração Ótima das Torres Estaiadas.

Foram confeccionados diversos modelos em elementos finitos de torres estaiadas com base rotulada, sendo estes com diferentes configurações de estais. As propriedades físicas e geométricas dos mastros se mantiveram constantes conforme APÊNDICE I.

As variáveis de projeto analisadas para determinação da configuração ótima das torres foram:

- a quantidade, o posicionamento e o ângulo de inclinação dos estais;
- o número de pontos de fundação e quantidade de estais ancorados em cada um destes (fig. 7.1).

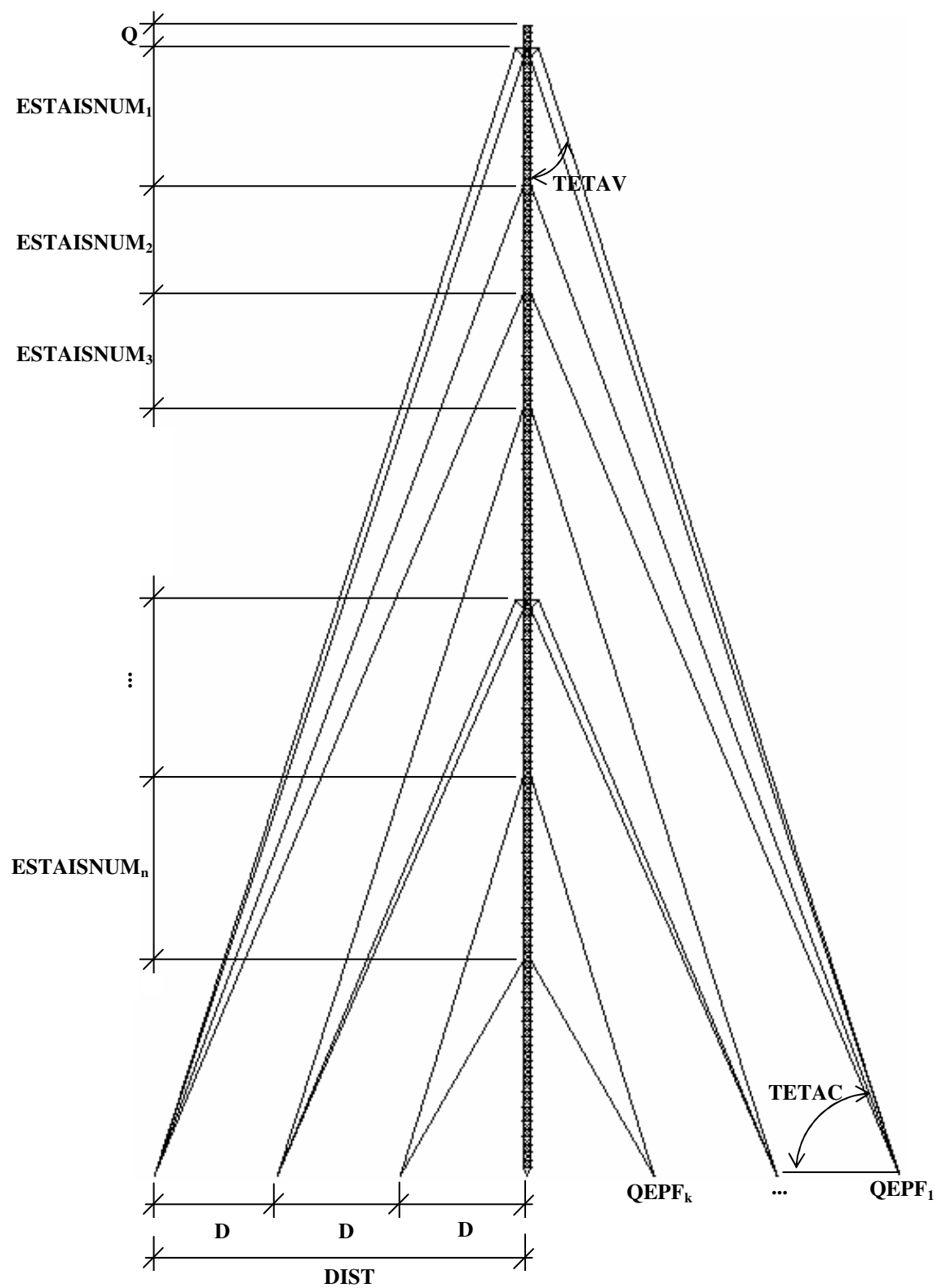


Figura 7. 1: Variáveis geométricas de projeto.

Onde:

$D = DIST/NPFE$;

DIST: corresponde a distância compreendida entre o ponto de fundação mais afastado e a base do mastro;

k: número de pontos de fundação no solo;

n: número de pontos de ancoragem no mastro;

TETAC – ângulo formado entre o estai mais afastado e o solo.

O objetivo deste estudo foi determinar a influência de cada um dos parâmetros acima mencionados, nas distribuições de tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes e esforços nos estais, determinando assim a configuração ótima para as torres estaiadas.

Como critério de parada foi avaliado o aumento da intensidade das máximas tensões de Von Mises com a retirada de estais. Procurou-se garantir que o fator de segurança não fosse inferior a 1,5. Quando este valor era atingido o processo era interrompido ou se fazia uma realocação dos estais. A configuração ótima foi a que gerou a maior redução na quantidade de estais sem apresentar grandes variações nas funções resposta, principalmente tensões e deslocamentos resultantes.

7.2.1. Análise da quantidade e disposição dos estais.

Nesta etapa foram analisadas a quantidade e o posicionamento dos estais, conjuntamente com o número de pontos de fundação e o correspondente número de estais em cada ponto.

Optou-se por não ancorar mais de quatro estais por ponto de fundação, pois segundo MENIN (2002) o vão livre na vertical entre dois pontos de ancoragem sucessivos (fig. 7.1) deve estar entre 8 e 12 metros, não devendo utilizar mais de três pontos de fundação lateral por barra vertical, e nem ancorar mais do que três estais por ponto de fundação ou no máximo quatro quando se tratar de cabos de dispositivo anti-torção.

Para a realização das análises utilizou-se o modelo puramente estático com vento atuando a 45°, ângulo de inclinação dos estais TETAC igual a 60° segundo MENIN (2002) e torre com base rotulada. A tabela 7.2 indica a quantidade de configurações de estais analisadas, para cada uma das torres estaiadas, estas são apresentadas com mais detalhes nos APÊNDICES: III, IV, V e VI.

Tabela 7. 2: Número de configurações investigadas.

Torre*	NDAT	NCE**
56	1	22
56	2	16
105	2	62
210	2	51

*Altura da torre analisada em mastros.
 **NCE: número de configurações de estais investigadas.

Onde, NDAT indica a quantidade de dispositivos anti-torção adotados na análise.

Os resultados e análises apresentados nos itens de I a III, são fundamentais para que se consiga determinar um modelo estrutural que compatibilize todas as variáveis de projeto (quantidade e disposição dos estais no mastro e nos pontos de fundação) em termos das funções resposta em tensão, deslocamento resultante e esforços nos estais. O modelo estrutural ótimo, para cada uma das torres estaiadas, é apresentado e analisado no item IV.

I. Tensões de Von Mises (TVM).

A tabela 7.3 apresenta alguns dos resultados obtidos na investigação das diferentes alturas de mastro e configurações de estais. As tensões de Von Mises máximas, mínimas, iniciais e ótimas, obtidas a partir da comparação dos diversos modelos apresentados, são discutidas. Onde:

σ – inicial : valor da tensão máxima de Von Mises obtida na configuração inicial (conf. 1);

σ – mínimo : é o menor valor encontrado das tensões máximas de Von Mises, determinado a partir da análises de várias disposições e quantidade de estais em um determinado mastro;

σ – máximo : é a máxima tensão de Von Mises dentre as máximas obtidas com as diferentes configurações de estais em um determinado mastro;

σ – ótimo : corresponde a tensão de Von Mises máxima, em uma dada configuração de estais, em um determinado mastro, que compatibiliza deslocamentos resultantes, esforços nos estais e tensões de Von Mises, ou seja, é o modelo aqui denominado de ótimo.

Tabela 7. 3: Tensões de Von Mises para diferentes alturas de mastro.

Torre (m)	σ – inicial		σ – mínimo			σ – máximo			σ – ótimo		
	Conf.	MPa	Conf.	MPa	$\sigma_{\text{dif}1}^3$	Conf.	MPa	$\sigma_{\text{dif}2}^3$	Conf.	MPa	$\sigma_{\text{dif}3}^3$
56 ¹	1	128	17	107	-16,40	22	163	27,34	16	111	-13,28
56 ²	1	141	15	112	-20,57	16	170	20,57	11	124	-12,06
105	1	139	30, 31, 41	119	-14,39	62	251	80,58	55	126	-9,35
210	1	154	35	136	-11,69	51	189	22,73	24	141	-8,44

¹ torre com um único dispositivo anti-torção;

² torre com dois dispositivos anti-torção;

³ $\sigma_{\text{dif}1}$, $\sigma_{\text{dif}2}$ e $\sigma_{\text{dif}3}$: representam uma diferença percentual em relação à σ -inicial.

Como se pode observar na tab. 7.3, em nenhum dos casos apresentados a configuração ótima (σ – ótimo), correspondeu ao σ – mínimo, pois se trata da determinação de um modelo “ótimo”, que depende de três funções resposta confrontantes (tensão, deslocamento resultante e esforços nos estais). Desta maneira a configuração ótima nem sempre correspondeu a pontos de mínimo de determinada função e sim a um ponto que tende a reduzir (compatibilizar) essas respostas.

Analisando os resultados apresentados na tab. 7.3, fica evidente que as tensões máximas de Von Mises aumentam com a altura da estrutura. Isto ocorre principalmente devido ao maior número de estais ancorados no mastro (que induzem esforços de compressão), ao peso próprio e a esbeltez da estrutura que gera esforços de flexão.

As figuras 7.2, 7.3, 7.4 e 7.5 mostram que a quantidade e disposição dos estais no mastro e nos pontos de fundação são de extrema importância para se determinar um modelo estrutural adequado (ótimo) para torres estaiadas.

Para as análises realizadas em um mastro de 56 metros com um único dispositivo anti-torção, figura 7.2, não houve grandes flutuações nas tensões de Von Mises de uma configuração de estais para outra. No entanto, para este mastro com dois dispositivos anti-torção, observou-se uma variação relevante nas tensões. O que sugere que a configuração com apenas um dispositivo anti-torção, apresentou um melhor comportamento estrutural, coincidindo com a recomendação de MENIN (2002).

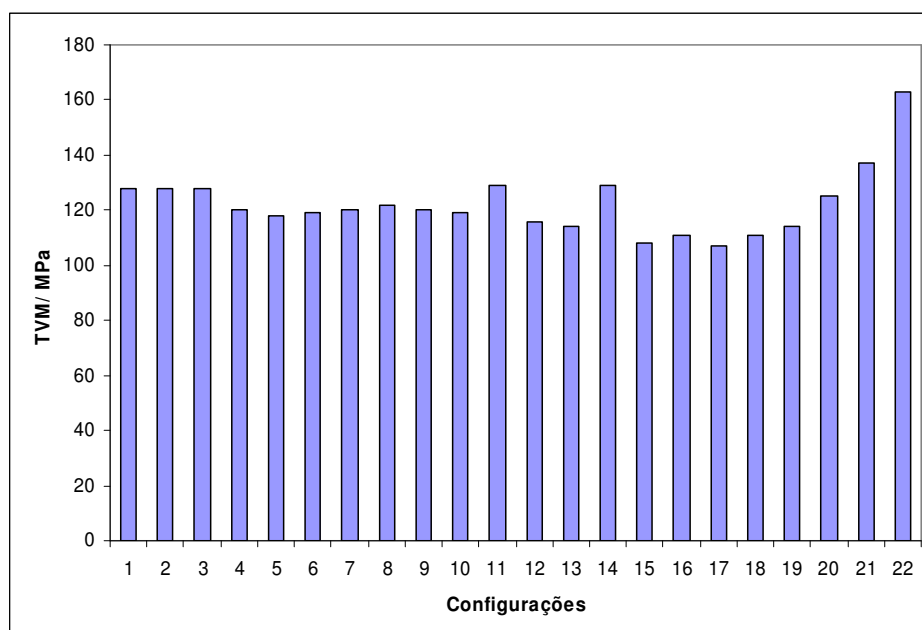


Figura 7. 2: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 56m com um único dispositivo anti-torção e diversas configurações de estais.

A figura 7.3 mostra que a redução na quantidade de estais nem sempre gera tensões menores. Portanto, a redução dos esforços de compressão no mastro não implica que as tensões tenham tendência a reduzir, pois poderão ser observados, maiores comprimentos de flambagem e efeitos de flexão nas hastes, daí a necessidade de compatibilizar estas variáveis de maneira a se obter uma configuração estrutural adequada.

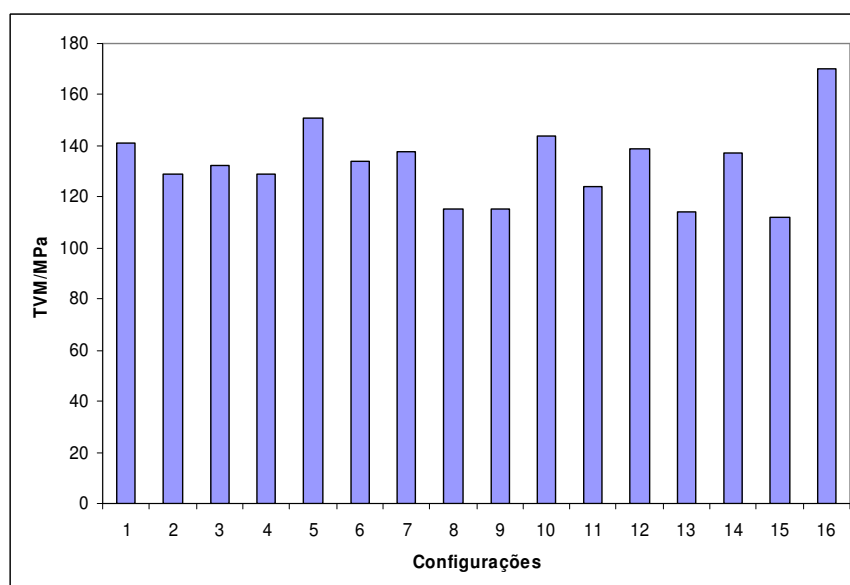


Figura 7. 3: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 56m com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

As tensões de Von Mises no mastro de 105 metros com dois dispositivos anti-torção, em diversas configurações de estais, apresentaram comportamento relativamente homogêneo com alguns pontos de pico (fig. 7.4). Demonstrando que a estrutura não possui grande sensibilidade a modificações na quantidade e disposição dos estais. Isto ocorreu, pois o mastro possui uma altura relativamente grande, o que possibilitou variações no comprimento de flambagem dos modelos. Os pontos de pico correspondem a modelos com comprimentos de flambagem muito grandes ou em posições inadequadas, o que propiciou a ocorrência de esforços de compressão e flexão maiores.

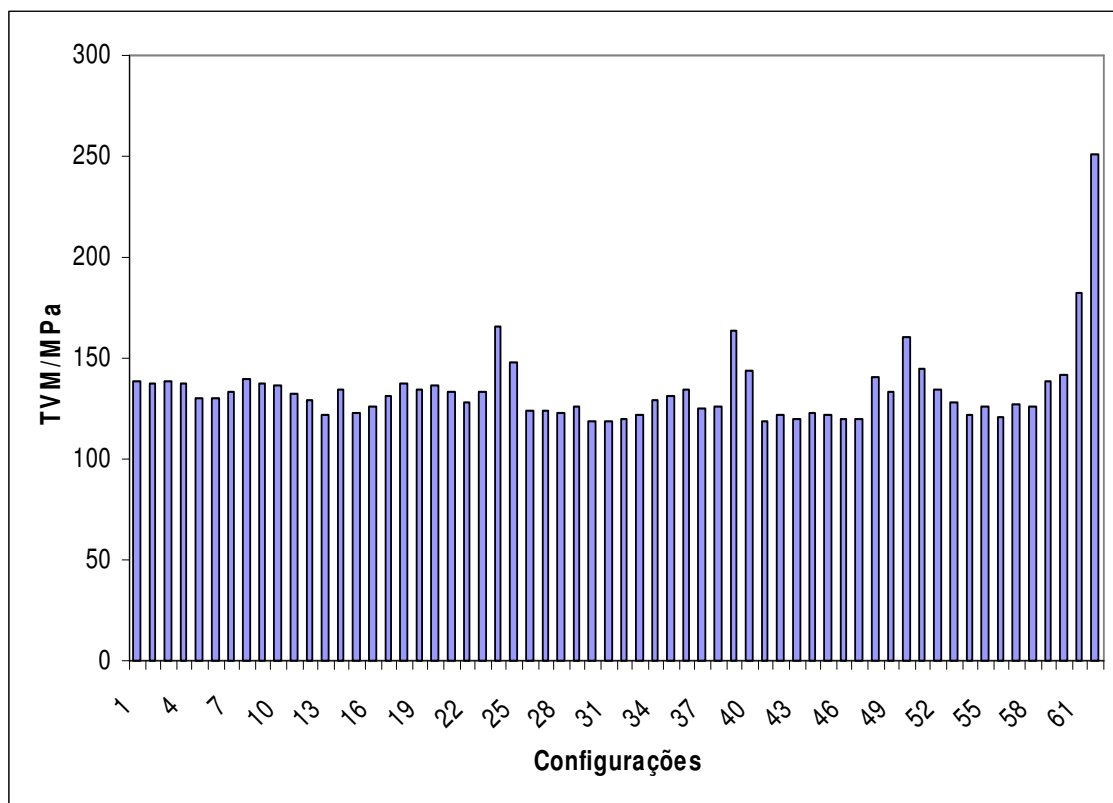


Figura 7. 4: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 105m com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

Através das análises realizadas para a torre com 210 m de altura (fig. 7.5), verificou-se que as tensões de Von Mises não apresentaram grandes oscilações em sua intensidade, coincidindo com os resultados apresentados em tópicos precedentes. As tensões na maioria dos modelos estudados variaram em torno de 137 a 154 MPa.

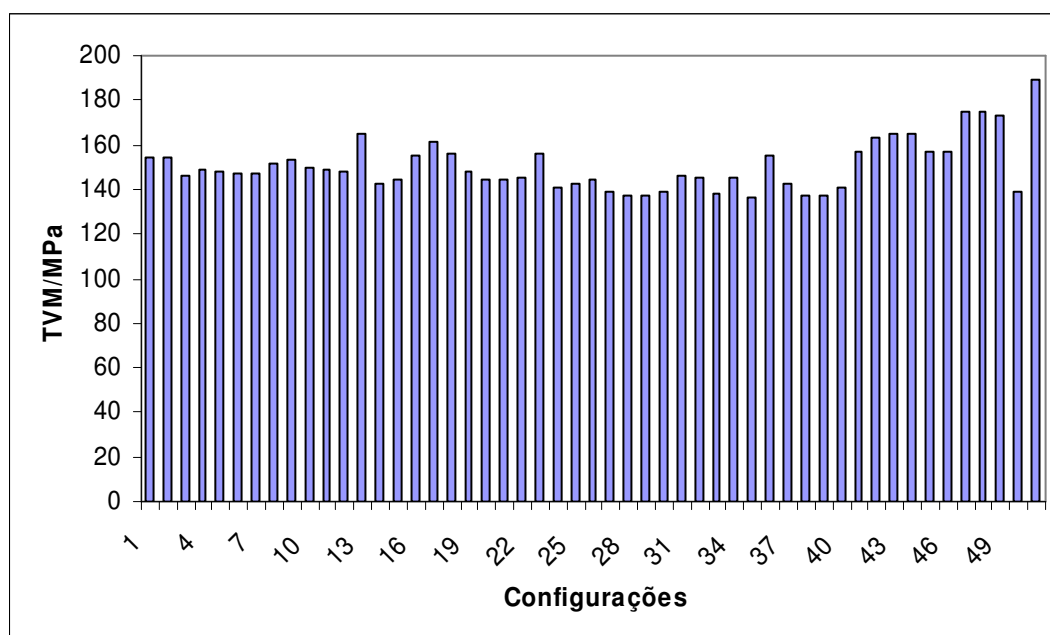


Figura 7. 5: Tensões de Von Mises máximas, para um mastro de 210m com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

II. Deslocamentos Resultantes (DR).

São apresentados na tab. 7.4, resultados relevantes das investigações dos deslocamentos resultantes, para torres estaiadas com diferentes alturas e configurações de estais.

Tabela 7. 4: Deslocamentos resultantes máximos para diferentes alturas de mastro.

Torre (m)	U – inicial		U – mínimo			U – máximo			U – ótimo		
	Conf.	mm	Conf.	mm	U_{dif1}^3	Conf.	mm	U_{dif2}^3	Conf.	mm	U_{dif3}^3
56 ¹	1	26,14	13	24,84	-4,98	22	93,24	256,7	16	25,88	-1,01
56 ²	1	26,61	11	25,44	-4,39	16	66,69	150,61	11	25,44	-4,39
105	1	65,02	21	61,23	-4,32	62	260,0	298,8	55	65,77	0,87
210	1	152,9	1	152,9	0	51	357,1	133,5	24	171,2	11,90

¹ torre com um único dispositivo anti-torção;

² torre com dois dispositivos anti-torção;

³ U_{dif1} , U_{dif2} e U_{dif3} : representam uma diferença percentual em relação a U - inicial.

Onde:

U – inicial: deslocamento resultante máximo correspondente a configuração inicial (conf. 1);

U – mínimo :menor valor de deslocamento resultante dentre os máximos analisados, obtidos a partir da análise de várias configurações de estais para um determinado mastro;

U – máximo :valor máximo do deslocamento resultante dentre os máximos analisados;

U – ótimo : corresponde ao deslocamento resultante máximo, de uma determinada torre que dispõe de uma configuração de estais aqui dita como ótima.

Como se pode observar na tab. 7.4, apenas para torre de 56 metros com dois dispositivos anti-torção a configuração ótima, correspondeu a de menor deslocamento (U – mínimo), pois a configuração ótima deve compatibilizar todas as funções resposta e não apenas os deslocamentos resultantes.

Verificou-se que a intensidade dos deslocamentos resultantes aumenta consideravelmente com o comprimento do mastro, devido principalmente a sua esbeltez.

As figuras 7.6, 7.7, 7.8 e 7.9 representam os deslocamentos resultantes máximos em cada um dos modelos estruturais idealizados.

Para a torre de 56 metros com um único dispositivo anti-torção, os deslocamentos resultantes se mantiveram na faixa de 2,5 a 3 cm. Observou-se também, que os deslocamentos são sensíveis às alterações no posicionamento dos estais no mastro e nos pontos de fundação. Conseqüentemente, um vão livre, entre dois pontos consecutivos de ancoragem de estais no mastro, relativamente pequeno, não necessariamente reduz o deslocamento resultante máximo na estrutura, conforme fig. 7.6.

Conforme fig. 7.8 os deslocamentos resultantes máximos nas configurações de 1 a 47 para a torre de 105 metros, não apresentaram variações significativas, chegando no máximo a 10% do valor obtido com a configuração inicial. Já para as demais configurações as oscilações foram grandes, devido à pequena quantidade de estais utilizada e aos grandes comprimentos de flambagem. Porém uma grande quantidade de estais não proporcionou uma redução nos deslocamentos resultantes (tab. 7.4), para esta estrutura.

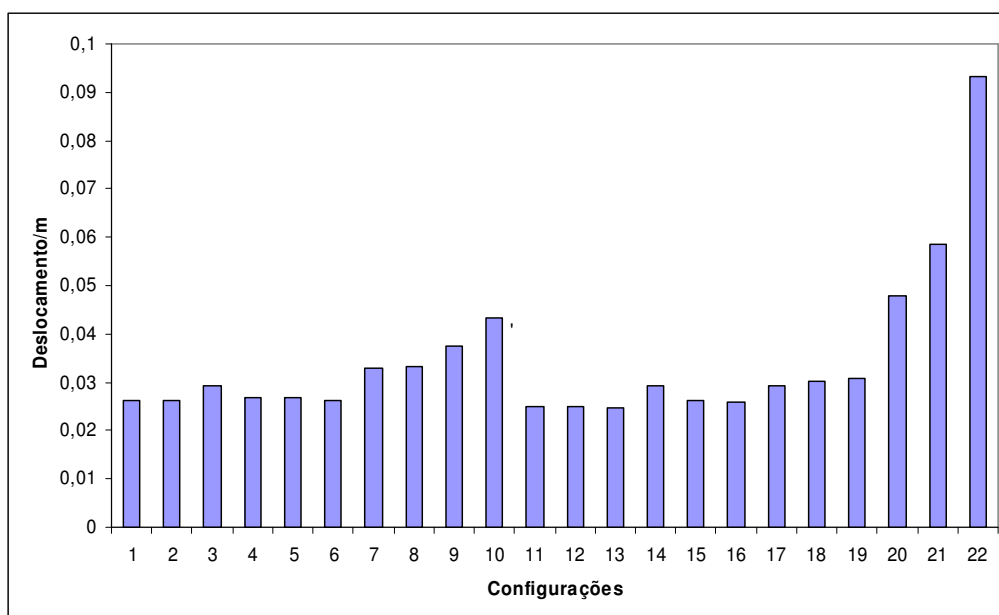


Figura 7. 6: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 56 metros com um único dispositivo anti-torção e diversas configurações de estais.

Diferentemente do ocorrido para a torre de 105 m, a de 210 m apresentou grande sensibilidade a reduções e modificações no posicionamento dos estais (fig. 7.9), em termos de deslocamentos. Sugerindo que esses nesta estrutura possuem uma relação inversamente proporcional com a quantidade e disposição dos estais no sistema estrutural. Já que os estais aumentam a rigidez lateral dessa estrutura, que é demasiadamente esbelta.

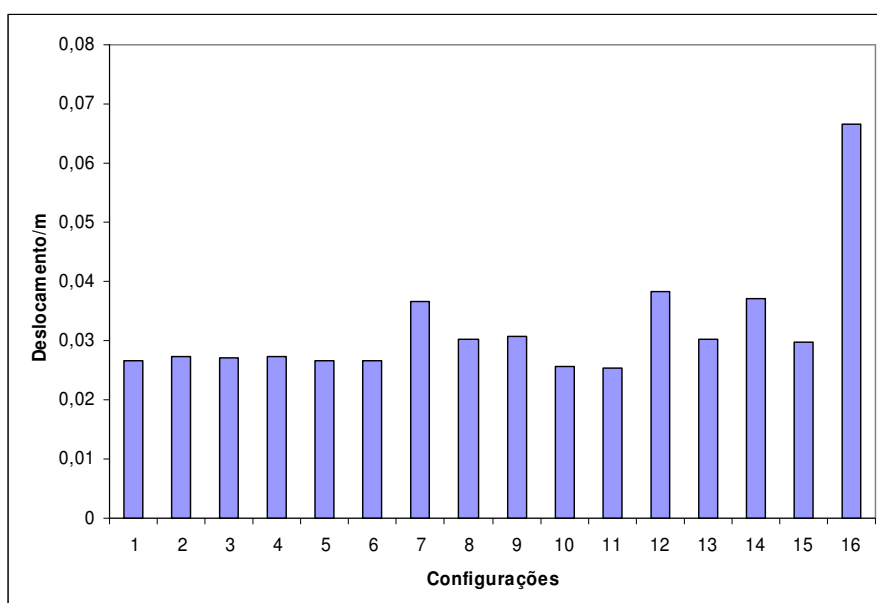


Figura 7. 7: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 56 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

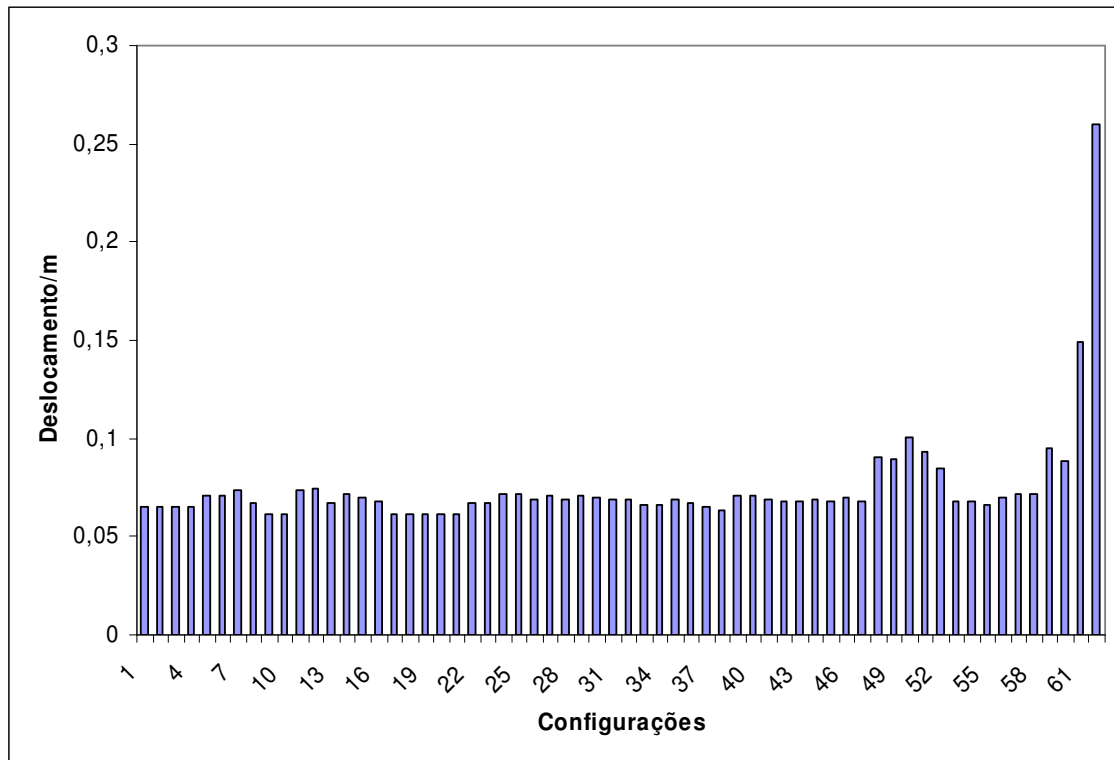


Figura 7. 8: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 105 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

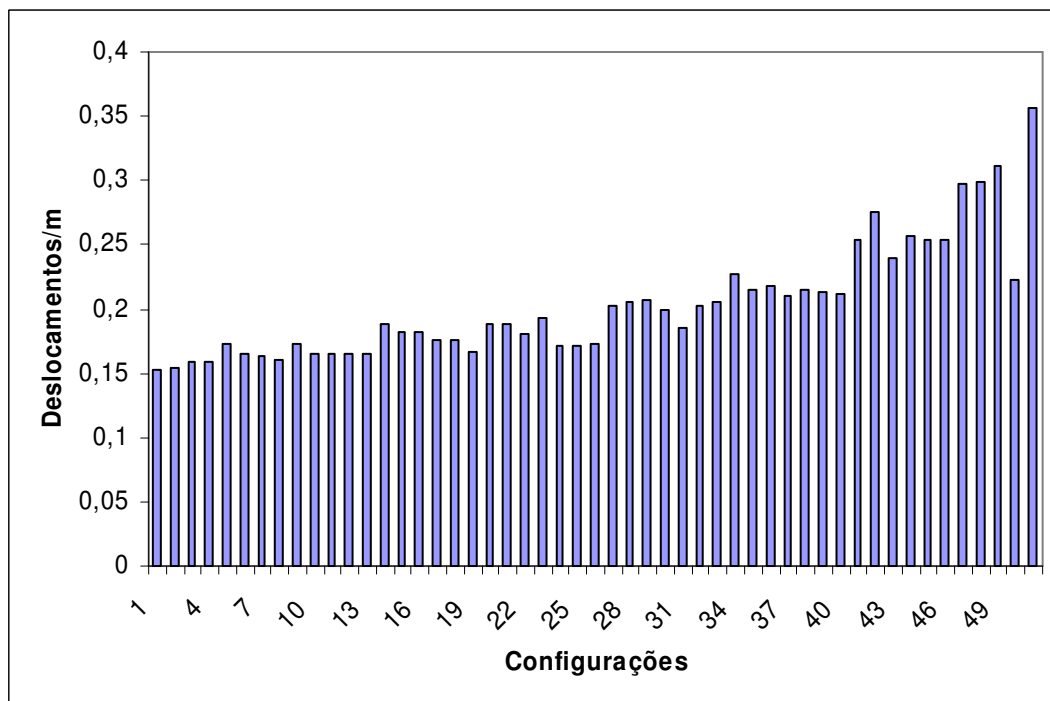


Figura 7. 9: Deslocamentos resultantes máximos, para um mastro de 210 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

III. Esforços nos Estais (EE).

Alguns dos resultados obtidos de investigações a respeito de modificações da intensidade dos esforços nos estais, acarretada pelas diferentes alturas das torres e configurações de estais estudadas, são apresentados na tab. 7.5. Onde:

F – inicial : esforço resultante máximo nos estais, correspondente a utilização da configuração inicial (conf. 1) para modelagem dos estais;

F – mínimo : esforço resultante máximo nos estais, correspondente à configuração de estais que propiciou o menor dos máximos esforços;

F – máximo : esforço resultante máximo nos estais, correspondente à configuração que possui o maior esforço máximo;

F – ótimo : esforço resultante máximo nos estais, correspondente à configuração aqui denominada de “ótima”.

Tabela 7. 5: Esforços nos estais para diferentes alturas de mastro.

Torre (m)	F – inicial		F – mínimo			F – máximo			F – ótimo		
	Conf.	kN	Conf.	kN	F_{dif1}^3	Conf.	kN	F_{dif2}^3	Conf.	kN	F_{dif3}^3
56 ¹	1	11,99	1	11,99	0	22	23,95	99,83	16	13,52	12,81
56 ²	1	11,94	1	11,94	0	16	15,55	30,18	11	13,74	15,00
105	1	12,70	3	12,70	-1,26	62	20,44	58,91	55	17,19	35,32
210	1	12,99	1	12,99	0	52	50,40	287,98	24	16,27	25,28

¹ torre com um único dispositivo anti-torção;

² torre com dois dispositivos anti-torção;

³ F_{dif1} , F_{dif2} e F_{dif3} : representam uma diferença percentual em relação à F- inicial.

Conforme tabela 7.5, os esforços nos estais apresentaram grandes variações com as dimensões do mastro nas configurações iniciais e ótimas. Para as configurações que geraram os máximos esforços, estas foram ainda maiores, ocasionadas pelas diferenças de esbeltez dos mastros e por grandes comprimentos de flambagem. Contudo, os esforços nos estais, independente das dimensões da estrutura e das configurações de estais utilizadas, foram inferiores a carga de ruptura das cordoalhas utilizadas que é de aproximadamente 127 kN.

Analisando os resultados apresentados na fig. 7.10, pode-se verificar que existiram alguns pontos de pico, onde a intensidade dos esforços nos estais aumentaram significativamente, porém na maioria dos casos esta se manteve aproximadamente

constante. Estes pontos de pico são oriundos de configurações que tiveram grandes reduções da quantidade de estais, provocando um aumento das solicitações nos estais remanescentes.

Já para a torre de 56 metros com dois dispositivos anti-torção (fig. 7.11) a intensidade dos esforços nos estais se manteve bem mais constante, do que na torre de 56 m com um único dispositivo anti-torção. Isto ocorreu, pois as reduções nas quantidades de estais foram menores devido ao segundo dispositivo anti-torção, o que propiciou uma maior distribuição dos esforços nos estais. Porém, desempenharam um papel secundário nas análises, já que o máximo esforço obtido foi cerca de 8 vezes menor que a carga de ruptura da cordoalha.

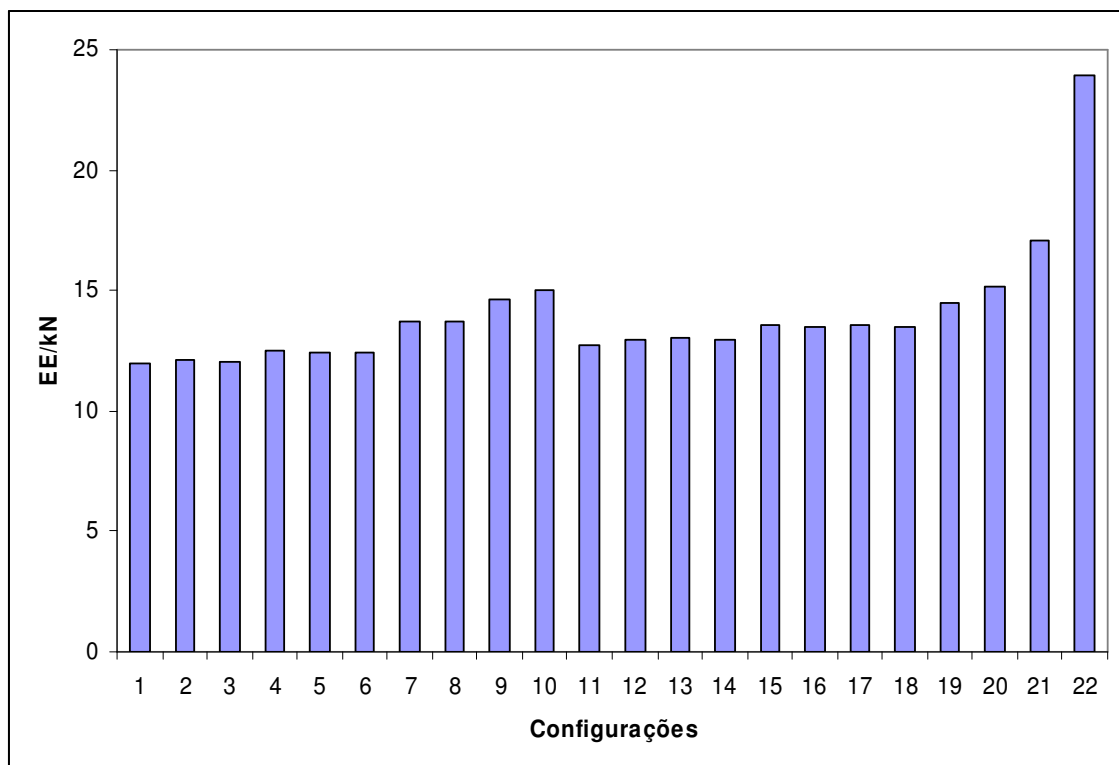


Figura 7. 10: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 56 metros com um único dispositivo anti-torção e diversas configurações de estais.

Para a torre de 105 metros, as modificações na disposição e quantidade de estais, acarretaram variações na intensidade dos esforços, se intensificando nas configurações que possuíam uma quantidade menor de estais (fig. 7.12). No entanto, esses esforços continuaram bem inferiores à carga de ruptura dos estais.

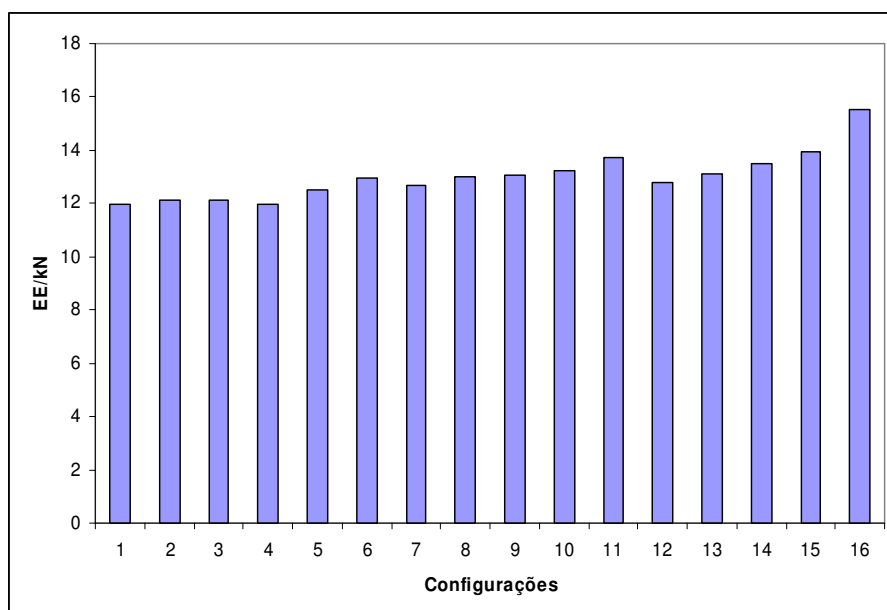


Figura 7. 11: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 56 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

Os esforços nos estais (fig. 7.13) da torre de 210 metros, apresentaram oscilações bem mais significativas do que para os demais casos estudados, devido a grande esbelteza da estrutura e aos grandes comprimentos de flambagem gerados com a redução da quantidade e disposição dos estais.

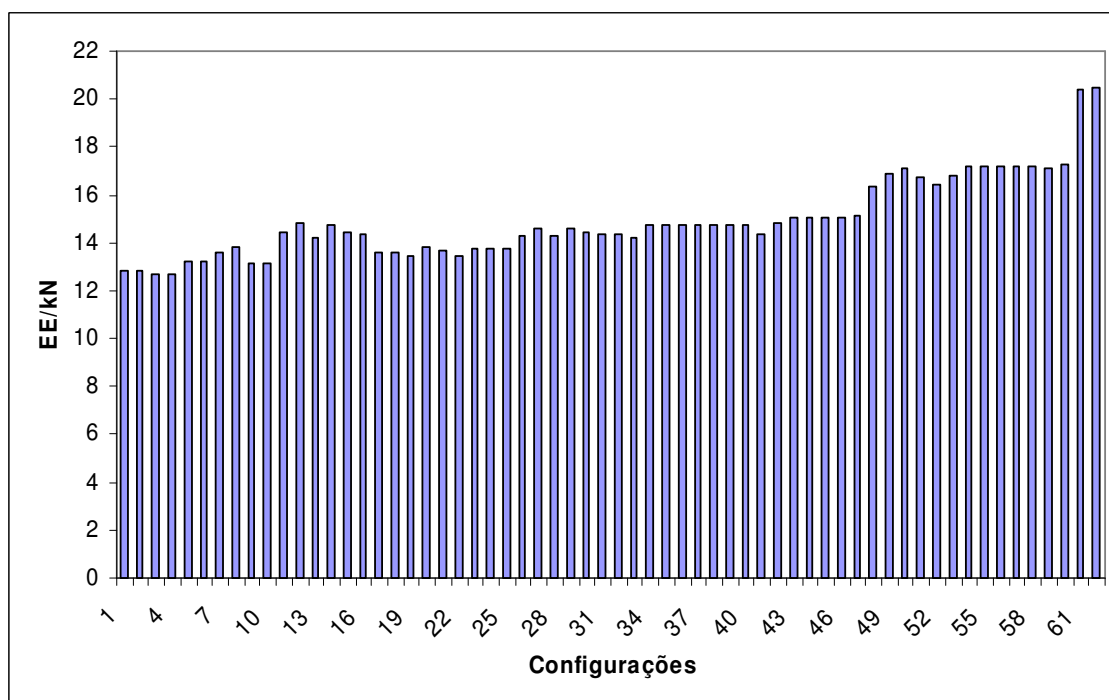


Figura 7. 12: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 105 metros com dois dispositivos anti-torção e diversas configurações de estais.

IV. Análise Geral dos Resultados Obtidos.

A tabela 7.6 apresenta os resultados finais da análise de quatro torres estaiadas, a partir de modelos tridimensionais em elementos finitos, onde os máximos valores de tensão de Von Mises, deslocamento resultante e esforço nos estais, foram comparados a partir das análises realizadas anteriormente, de maneira a se obter uma estrutura com menor quantidade de estais.

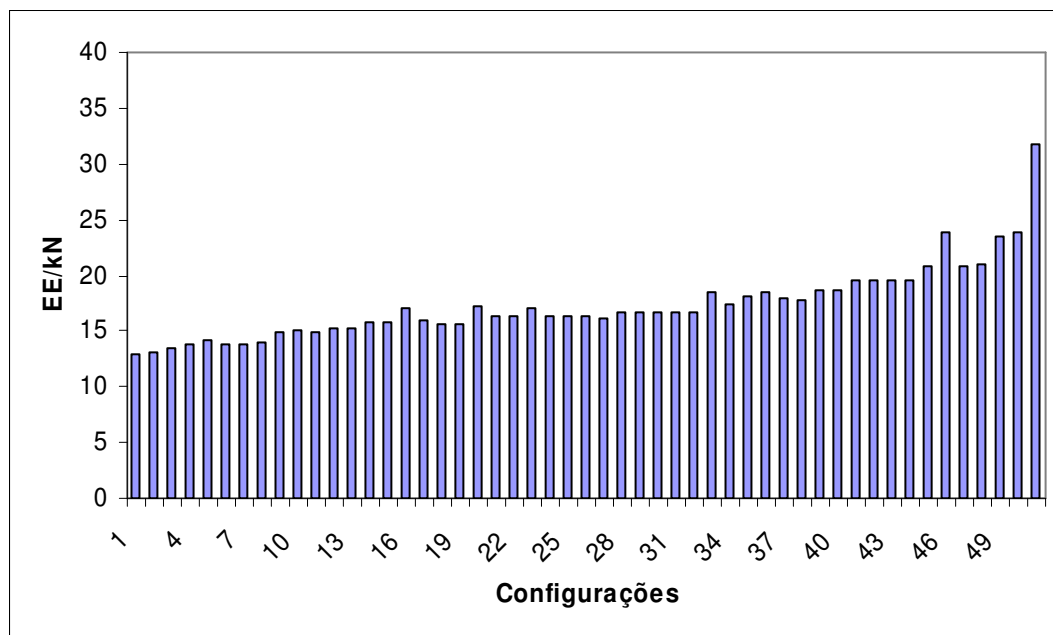


Figura 7. 13: Esforços resultantes máximos nos estais, para um mastro de 210 metros com dois dispositivo anti-torção e diversas configurações de estais.

Obteve-se uma redução significativa na quantidade de estais para todas as torres analisadas. No entanto, a redução da quantidade de estais com relação à configuração inicial foi maior para torre de 105 metros, devido as suas características geométricas que possibilitaram uma melhor disposição dos estais. O APÊNDICE VII mostra o comportamento das funções resposta com a variação da quantidade de estais, onde:

- os esforços nos estais, independente da altura da torre, se mostraram inversamente proporcionais à redução da quantidade desses;
- as tensões de Von Mises nos modelos analisados apresentaram oscilações na sua intensidade, indicando que essas são sensíveis a alterações nas variáveis de projeto, e que a redução na quantidade de estais não necessariamente aumentou a sua intensidade;

▪ dentre as funções resposta avaliadas, os deslocamentos resultantes foram os mais sensíveis a alterações nos valores das variáveis de projeto. Devido a variações na rigidez lateral da estrutura e comprimentos de flambagem.

Os esforços nos estais e os deslocamentos resultantes nas torres estaiadas de 56m de altura não apresentaram diferenças significativas, no entanto houve uma diferença de 10% no valor da tensão. Estes resultados sugerem que não é aconselhável para este tipo de estrutura a utilização de dois dispositivos anti-torção, pois além de gerar maiores tensões no mastro, este necessita de uma quantidade maior de material, perfis para construção do segundo dispositivo e maior quantidade de cordoalhas. O que coincide com as recomendações relatadas por MENIN (2002).

Tabela 7. 6: Máximos esforços nas torres, nas configurações “ótimas”.

Torre	Conf	NUMEST	NUMESB	Total de estais	NPFE	σ -máximo MPa	U- máximo mm	F-máximo kN	RQE ³ %
56m ¹	16	4	-	6	2	111	25,88	13,52	25
56m ²	11	2	1	7	2	124	25,44	13,74	22,2
105m	55	3	2	9	3	126	65,77	17,19	35,7
210m	24	8	7	19	6	141	171,15	16,27	32,1

¹ torre com um único dispositivo anti-torção.

² torre com dois dispositivos anti-torção;

³ RQE: redução da quantidade de estais em porcentagem.

Observando as torres de 56m¹, 105m e 210m foi possível encontrar uma relação entre elas em termos de tensão e deslocamento. Quando se duplica o comprimento do mastro, de 56 para 105m e de 105 para 210m, existe um aumento de cerca de 10% no valor da tensão máxima e de 60% no deslocamento resultante. No entanto, não foi possível determinar uma relação linear para os esforços nos estais, pois o comportamento dos estais é não linear, portanto não existe proporcionalidade entre causa e efeito. Com base na disposição dos pontos de ancoragem (fig. 7.14), obteve-se a seguinte relação:

$$NUMESB = NUMEST - 1 \quad (7.1)$$

Onde:

ESTAISNUM: representa o número de sub-módulos entre dois pontos de ancoragem sucessivos no mastro da torre estaiada;

NUMESB: representa a quantidade de estais entre dois dispositivos anti-torção em uma das quatro arestas (barras verticais) que forma o mastro da torre;

NUMEST: representa a quantidade de estais entre o dispositivo anti-torção do meio do mastro e a base em uma das quatro arestas que formam o mastro da torre.

Os resultados obtidos mostram a necessidade de compatibilizar a quantidade de estais ancorados nas duas regiões do mastro (fig. 7.14), de maneira a gerar comprimentos de flambagem e esforços de compressão adequados. O comprimento entre pontos de ancoragem sucessivos no mastro (ESTAISNUM) é apresentado na tab. 7.7.

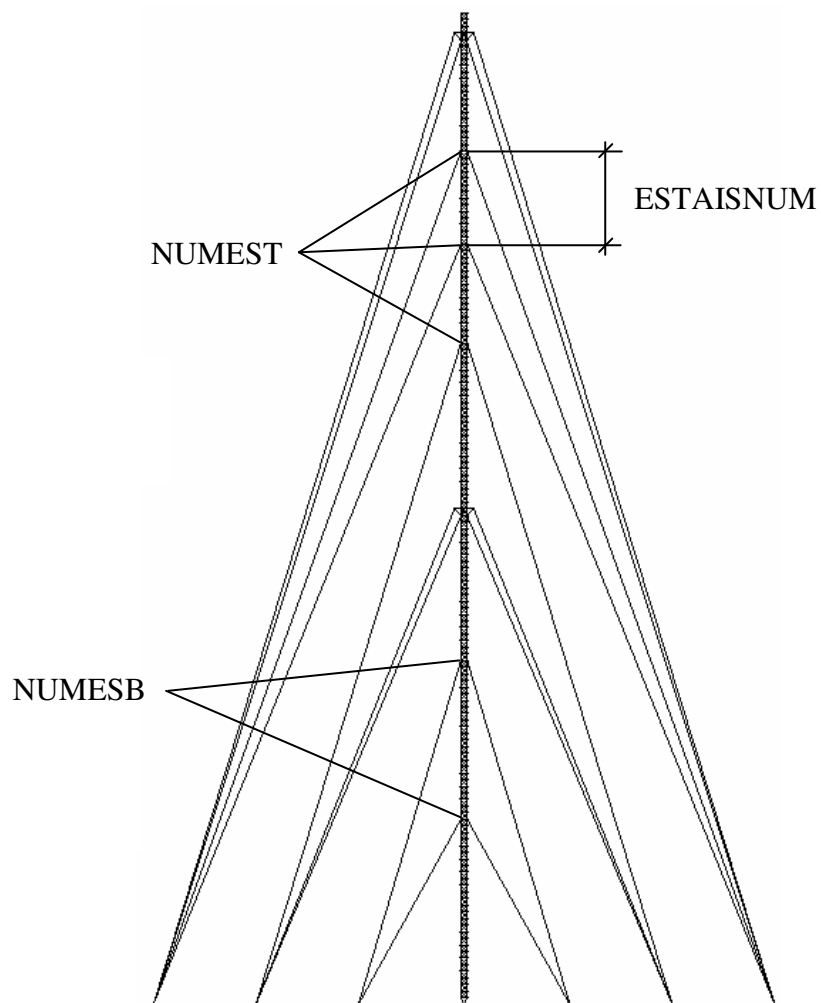


Figura 7. 14: Pontos de ancoragem dos estais no mastro.

Tabela 7. 7: Comprimento entre pontos de ancoragem sucessivos.

Torre	ESTAISNUM
56m ¹	10 a 14 m
56m ²	8 a 14m
105m	9 a 18 m
210m	11 a 18 m

¹torre com um único dispositivo anti-torção.
²torre com dois dispositivos anti-torção;

Recomenda-se a fixação de uma quantidade maior de estais nos pontos de ancoragem mais afastados do mastro, do que nos próximos. Pois esta ação levará a uma maior rigidez lateral da estrutura, reduzindo principalmente a intensidade dos deslocamentos resultantes.

7.2.2. Análise do ângulo de inclinação dos estais.

Neste estudo, avaliou-se o comportamento estrutural de torres estaiadas mediante a variação do ângulo de inclinação dos estais (tab. 7.8), em termos de tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes e esforços nos estais, com a utilização de configurações inicial e ótima para cada um dos mastros analisados. Para isto, utilizou o modelo puramente estático para determinação dos esforços advindos de vento atuando a 45°, peso próprio e pré-tensão dos estais. O ângulo de inclinação dos estais (TETAV) variou de 30° a 20°, com decrementos de 1°, em todos os casos analisados.

Tabela 7. 8: Configurações utilizadas na análise da variação de TETAV.

Torre m	NDAT	CBM	Configurações	
			Inicial	Ótimo
56	1	P	1	16
56	2	P	1	11
105	2	P	1	55
210	2	P	1	24

As figuras 7.15, 7.16 e 7.17 apresentam a resposta dos vários sistemas estruturais, em termos de tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes e esforços nos estais, devido a variações no ângulo de inclinação dos estais.

Conforme figura 7.15, à medida que se reduziu o ângulo de inclinação dos estais, independente da configuração analisada, a intensidade das tensões aumentaram. No entanto, independente da altura da torre analisada, a configuração ótima sempre apresentou níveis de tensões menores do que a inicial. Contudo esta diferença reduziu à medida que se diminuiu o valor do ângulo, sendo mais significativa para as torres mais esbeltas. Já que para essas a rigidez lateral promovida pelos estais é fundamental, sendo que, a redução do ângulo de inclinação dos estais reduz a rigidez lateral da estrutura e aumenta os esforços de compressão e flexão (devido à flambagem) no mastro, provocando o aumento das tensões de Von Mises nessas estruturas.

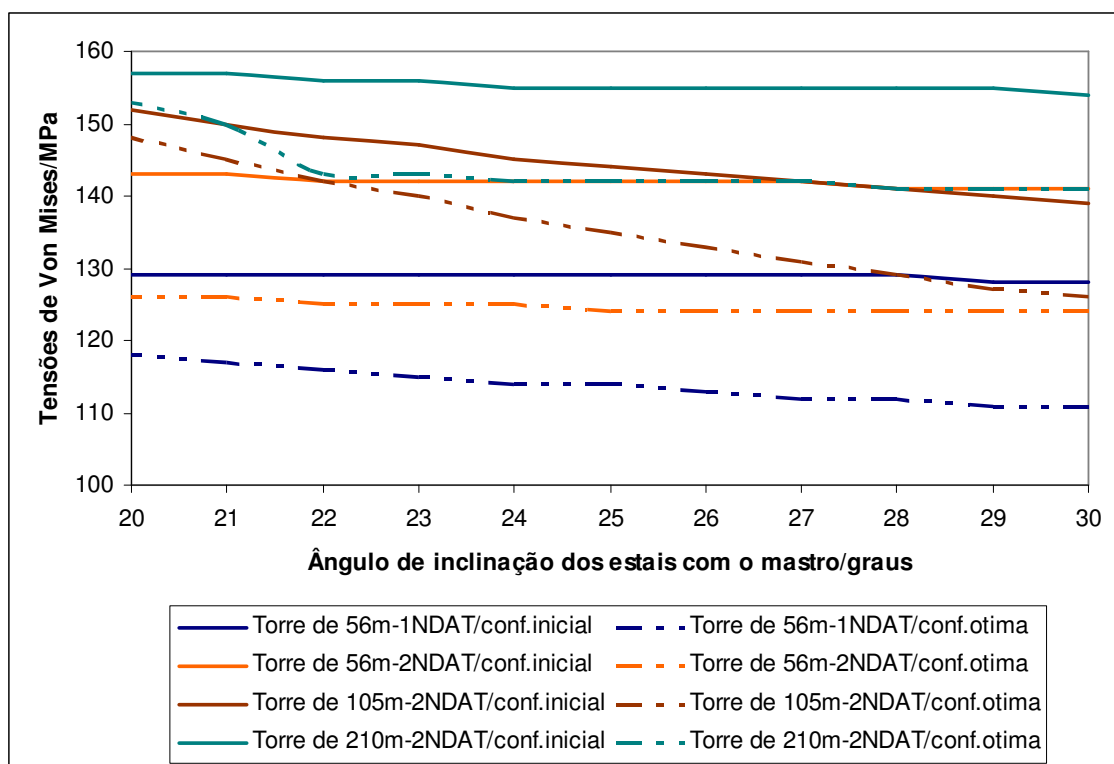


Figura 7. 15: Tensões de Von Mises nas varias configurações devido à variação do ângulo de inclinação dos estais.

Os resultados obtidos em termos de tensões sugerem que, quanto menor for o valor do ângulo de inclinação dos estais menor será a influencia do número de estais e de sua disposição no mastro e nos pontos de fundação, ou seja, os resultados obtidos com a configuração inicial tendem a ser iguais aos obtidos com a ótima.

A torre de 56 m com dois dispositivos anti-torção se mostrou menos sensível a variações no valor de TETAV em termos de tensões, do que a de 56 m com apenas um

dispositivo anti-torção. Contudo, verificou-se um aumento na intensidade das tensões nas estruturas analisadas com a variação de TETAV.

Ao comparar os resultados obtidos com a torre de 56 metros com um e dois dispositivos anti-torção (fig. 7.16), ficou nítido que a rigidez atribuída pelo segundo dispositivo anti-torção ao sistema estrutural se evidencia para ângulos de inclinação dos estais menores que 28° . Porém quando se avaliou a intensidade desses deslocamentos, verificou-se que esses são aproximadamente iguais.

As configurações ótimas oferecem uma maior sensibilidade a variações do valor de TETAV devido a uma menor rigidez lateral promovida pelos estais e maiores comprimentos de flambagem. O que leva a uma tendência das curvas de deslocamento, nas configurações “inicial e ótima”, para uma mesma altura de torre, interceptarem-se, conforme fig. 7.16.

À medida que se aumentou a altura do mastro verificou-se uma grande sensibilidade da estrutura quanto às variações do ângulo de inclinação dos estais, o que ser observado na fig. 7.16, em especial para a torre com 210 m de altura.

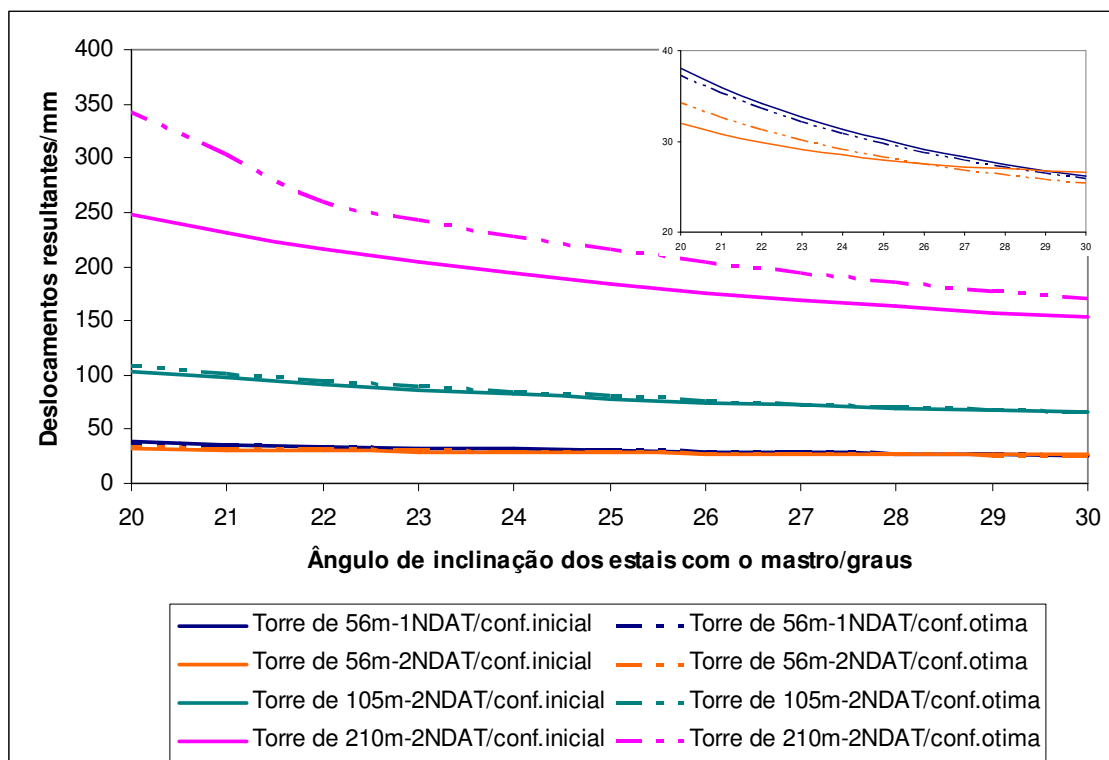


Figura 7. 16: Deslocamentos resultantes máximos nas varias configurações devido à variação do ângulo de inclinação dos estais.

Como se pode observar na fig. 7.17, quanto maior for a altura do mastro maior é a sensibilidade deste as variações no ângulo de inclinação dos estais. Esta sensibilidade foi maior para as torres de 105 e 210 metros com configuração “ótima”, devido principalmente a esbeltez, não linearidades e aos esforços de flexão ocasionados pela redução da rigidez lateral do mastro e aumento dos esforços de compressão ocasionados pela redução de TETAV.

Quando se compara os resultados obtidos com os diversos modelos estruturais com a carga de ruptura dos estais, aqui utilizada, que é da ordem de 127 kN (cordoalha de 19 fios de ½”), fica evidente que a redução de TETAV em nada compromete a capacidade resistente dos estais.

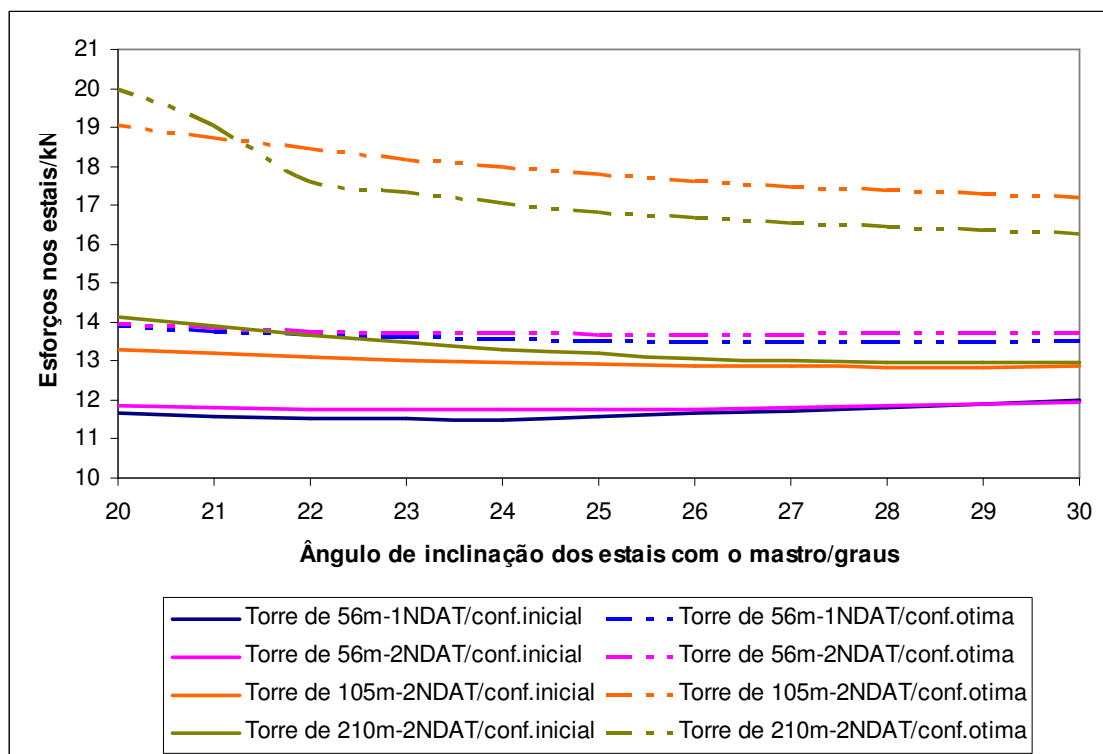


Figura 7. 17: Esforços nos estais nas diferentes configurações resultante da variação do ângulo de inclinação dos estais.

A figura 7.18 e o APÊNDICE VIII mostraram que as torres estaiadas possuem maior sensibilidade a deslocamentos do que as outras funções resposta em termos de redução na quantidade de terreno utilizada para sua implementação. Isto ocorre, pois, estas estruturas dependem da rigidez lateral propiciada pelos estais, e quando se reduz o ângulo de inclinação desses a rigidez diminui, aumentando os deslocamentos da estrutura analisada.

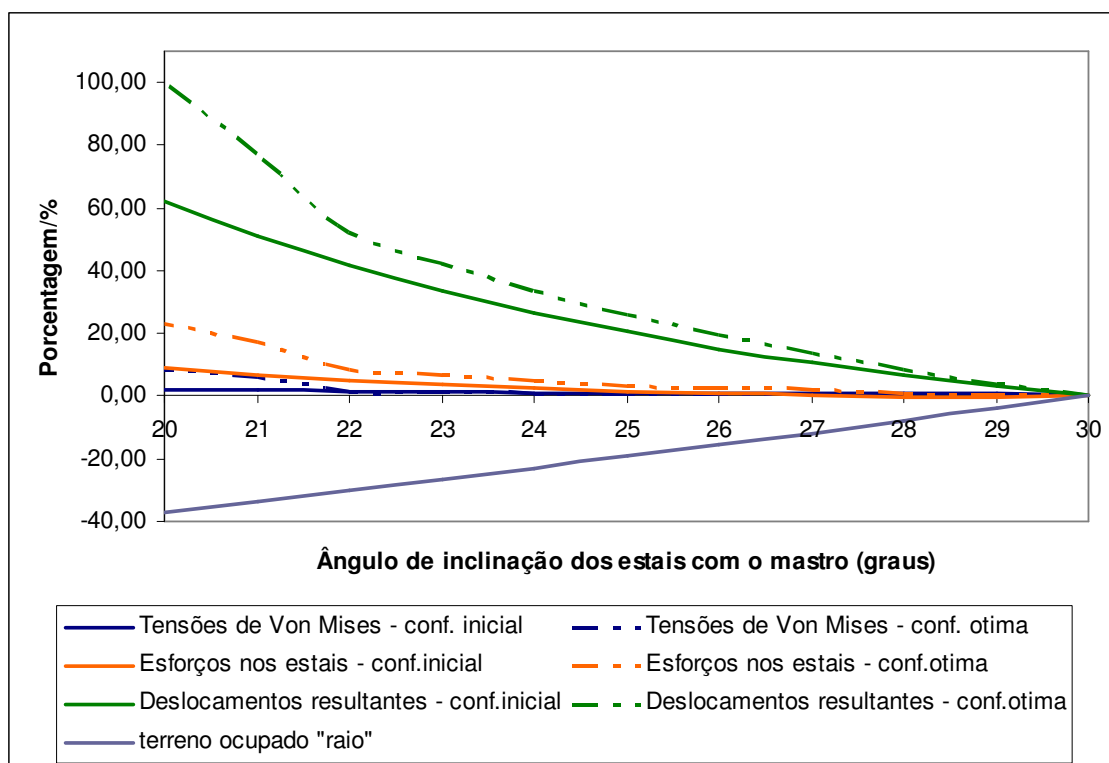


Figura 7. 18: Variação do valor de TETAV com a intensidade das funções resposta e terreno ocupado pela estrutura, em termos de porcentagem relativa ao modelo cujo TETAV vale 30° (torre de 210 m de altura).

Ao aumentar a esbeltez das torres (fig. 7.19), verificou-se que a sensibilidade dessas estruturas em termos de deslocamentos resultantes máximos aumentaram consideravelmente. Comparando a configuração inicial com a ótima (fig. 7.19), observou-se que na maioria dos casos analisados a configuração ótima, independente da altura do mastro, possui maior sensibilidade a variações no ângulo de inclinação dos estais em termos de deslocamentos resultantes. Isso ocorreu, pois a configuração ótima propicia uma menor rigidez lateral e uma maior distância entre pontos de ancoragem sucessivos dos estais no mastro.

Em todos os casos avaliados a variação dos deslocamentos relativos com a minoração do terreno ocupado pela estrutura, apresentou alterações significativas em termos percentuais. No entanto, quando se analisou a intensidade desses deslocamentos observou-se que essas são relativamente pequenas e que dependendo da utilização dessas torres, estas variações em nada comprometem o funcionamento estrutural, podendo reduzir consideravelmente as dimensões do terreno utilizado para implementação das torres estaiadas.

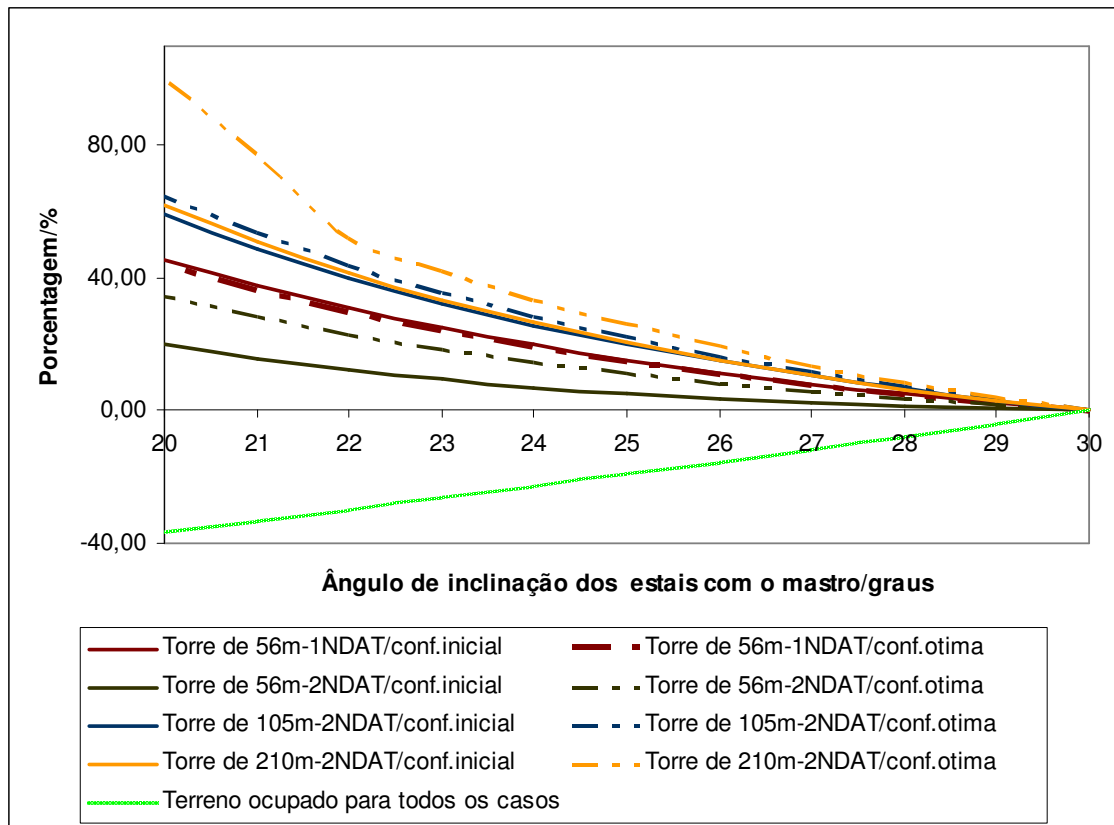


Figura 7. 19: Deslocamentos resultantes máximos, para os vários ângulos de inclinação dos estais; porcentagem relativa ao modelo que possui TETAV igual a 30°.

▪ *Análise final dos resultados.*

A tabela 7.9 apresenta resultados obtidos com a variação do ângulo de inclinação dos estais, em termos de tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes, esforços nos estais e quantidade de terreno ocupado pela estrutura. Onde:

σ : tensão de Von Mises máxima;

U : deslocamento resultante máximo;

F : esforço nos estais máximo;

T : quantidade de terreno ocupado pela torre, neste caso, corresponde ao raio;

σ_{dif} , U_{dif} , F_{dif} e T_{dif} : correspondem à diferença percentual em termo tensão de Von Mises, deslocamento resultante, esforços nos estais e quantidade de terreno ocupado, em relação ao modelo com TETAV igual a 30°;

Analisando as quatro configurações de mastro (tab. 7.9), observou-se que quanto menor a rigidez do mastro maior será a sensibilidade da estrutura a deslocamentos resultantes, tensões de Von Mises e esforços nos estais, quando se variou o ângulo de inclinação dos estais.

Ao comparar os resultados obtidos com a torre de 56 m com um único dispositivo anti-torção, com a de 56m e dois dispositivos anti-torção, fica evidente que a que possuiu um único dispositivo anti-torção possui maior sensibilidade a variável de projeto aqui analisada. No entanto, o mastro de 56m com um único dispositivo anti-torção apresentou melhores resultados que o mesmo com dois dispositivos anti-torção.

Tabela 7. 9: Resultados obtidos com a variação de TETAV.

	Torre/m							
	56 ¹		56 ²		105		210	
	Inicial	Ótima	Inicial	Ótima	Inicial	Ótima	Inicial	Ótima
σ^3 /MPa	128	111	141	124	139	126	154	141
σ^4 /MPa	129	118	143	126	152	148	157	153
σ_{dif} / %	0,78	6,31	1,42	1,61	9,35	17,46	1,95	8,51
U^3 /mm	26,14	25,88	26,61	25,44	65,20	65,77	152,95	171,15
U^4 /mm	38,05	37,31	31,97	34,27	103,77	108,29	247,70	342,84
U_{dif} /%	45,56	44,19	20,16	34,70	59,15	64,65	61,95	100,32
F^3 /kN	11,99	13,52	11,94	13,74	12,86	17,19	12,99	16,27
F^4 /kN	11,66	13,88	11,85	13,94	13,32	19,06	14,13	20,00
F_{dif} /%	-2,70	2,64	-0,78	1,47	3,52	10,89	8,79	22,88
T^3 /m	31,12	31,12	31,12	31,12	59,41	59,41	120,03	120,03
T^4 /m	19,62	19,62	19,62	19,62	37,45	37,45	75,67	75,67
T_{dif} /%	-36,96	-36,96	-36,96	-36,96	-36,96	-36,96	-36,96	-36,96

¹Torre de 56 metros com apenas um dispositivo anti-torção;

²Torre de 56 metros com dois dispositivos anti-torção;

³Tensão, deslocamento, esforços nos estais ou quantidade de terreno, obtidos com TETAV igual a 30°;

⁴Tensão, deslocamento, esforços nos estais ou quantidade de terreno, obtidos com TETAV igual a 20°;

Em nenhuma das análises realizadas a variação nos esforços dos estais se mostrou um fator primordial para análise do comportamento dessas estruturas, já que o coeficiente de segurança mínimo foi igual a 6, maior que os recomendados pelas normas vigentes (estais constituídos de cordoalhas de 19 fios).

Dentre as variáveis analisadas a que se mostrou mais sensível a variação de TETAV foi a referente aos deslocamentos resultantes máximos.

Em todas as análises realizadas, independente das configurações de mastro e estais, as tensões e esforços nos estais se mantiveram dentro de padrões aceitáveis para o funcionamento adequado do sistema estrutural. Portanto, a variável que foi crucial

para a determinação da quantidade de terreno utilizado foram os deslocamentos resultantes, no entanto os deslocamentos resultantes máximos apresentados nos diversos modelos analisados foram relativamente pequenos, sugerindo que dependendo do uso para o qual a estrutura foi projetada, o ângulo de inclinação dos estais poderá ser reduzido consideravelmente.

Na maioria dos casos analisados quando se diminuiu o valor de TETAV se reduziu também a influência da quantidade e disposição dos estais no mastro e nos pontos de fundação.

7.3. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade consiste na determinação da estabilidade da solução a partir de alterações nas variáveis de projeto, ou seja, esta análise tem por fim estabelecer o grau de importância da variável analisada em relação à função resposta do sistema estrutural, podendo essa ser expressa em termos de tensões, deslocamentos, esforços, frequências naturais dentre outras.

No presente estudo, foram realizadas análises de sensibilidade para algumas variáveis de projeto, como condições de contorno da base do mastro e carregamento do sistema estrutural (modelos de determinação das solicitações advindas do vento), através da análise das tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes, esforços nos estais, frequências e modos naturais de vibração.

7.3.1. Condições de contorno para a base do mastro da torre de 105m.

Esta etapa foi realizada utilizando o modelo puramente estático com vento atuando a 45°, para um mastro estaiado de 105 m de altura, cuja configuração dos estais corresponde à configuração ótima (55), tab. 7.10, com um ângulo de inclinação, TETAV, igual a 25°.

Foram avaliadas duas configurações para a base do mastro, engastada e rotulada, conforme fig. 7.21, no intuito de obter a influência das mesmas na resposta da estrutura em termos de tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes, esforços nos estais, solicitações nos pontos de fundação, frequências e modos naturais de vibração. Foram restringidos apenas deslocamentos nas direções x, y e z, tanto para o mastro quanto para os estais.

Tabela 7. 10: Configuração ótima para torre estaiada de 105 metros de altura.

CONF.	NUMEST	NUMESB	NPFE	QEPF			ESTAISNUM					
				1	2	3	1	2	3	-	6	7
55	3	2	3	4	3	2	18	14	15	-	23	24

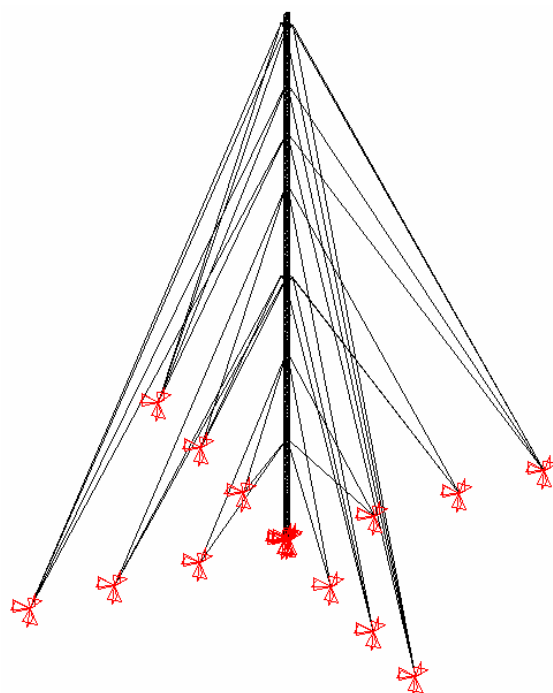


Figura 7. 20: Configuração estrutural da torre de 105m.

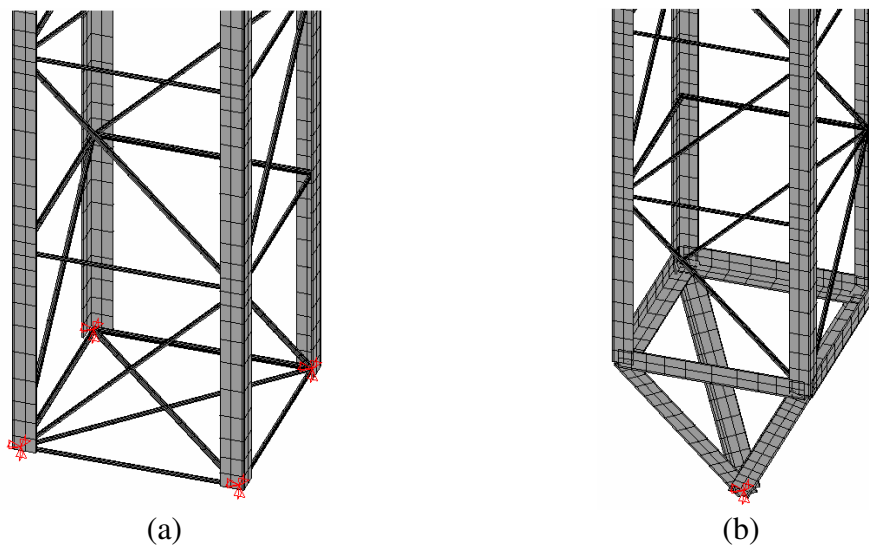


Figura 7. 21: Configurações da base do mastro. (a) BE; (b) BR.

Onde:

BE: base engastada;

BR: base rotulada.

I. Análise dinâmica para avaliação das condições de contorno.

Nesta etapa foram analisadas a influência das condições de contorno da base do mastro em termos de frequências e modos naturais de vibração, sendo que esses podem ocasionar em casos extremos a ressonância ou fadiga.

A frequência fundamental do sistema foi calculada usando a eq. 3.10, e a opção de análise modal do programa ANSYS, com a hipótese de vibração livre, para a obtenção dos autovalores e autovetores.

a) Análise por meio da NBR 6123/1988.

A equação 3.10 é uma aproximação para a determinação direta da primeira frequência natural do sistema estrutural. Esta frequência é utilizada no modelo contínuo simplificado de determinação dos esforços advindos do vento. Como a equação só leva em conta a altura da torre, as alterações na base do mastro não influenciam em nada a determinação da frequência fundamental do sistema. A frequência natural calculada por esse método foi de 0,389 Hz.

b) Análise através do método dos elementos finitos.

Utilizando o MEF a partir do programa ANSYS, foi possível determinar os autovalores e autovetores, para cada uma das configurações relativas a base do mastro da torre de 105 m, fig. 7.22 e APÊNDICE IX. Como o sistema estrutural aqui estudado apresenta simetria geométrica, dois modos de flexão consecutivos foram aproximadamente iguais.

A figura 7.23 apresenta o resultado da análise da variação da frequência fundamental para a estrutura com base engastada e rotulada.

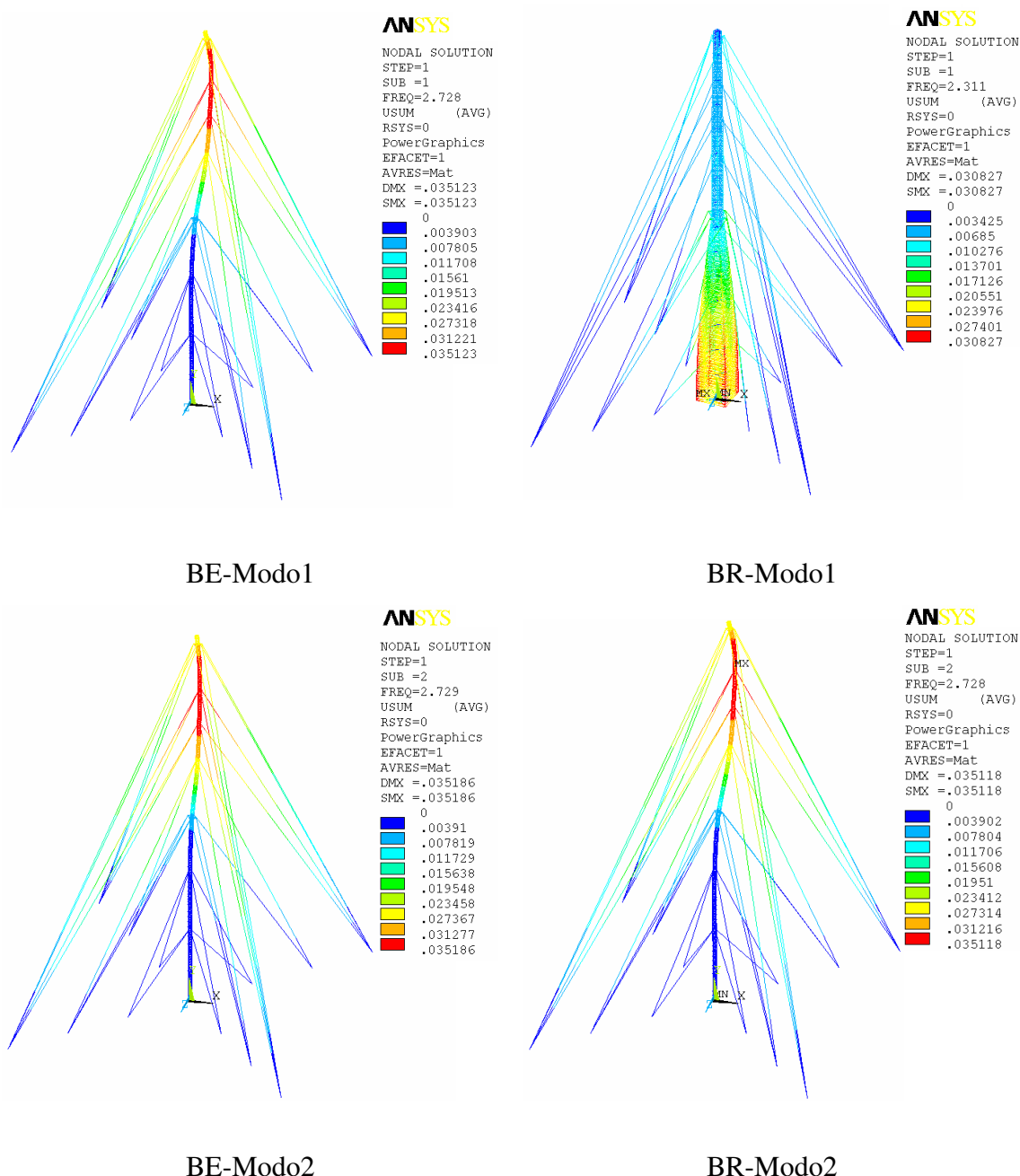


Figura 7. 22: Dois primeiros modos de vibrar, para as duas configurações de base do mastro da torre de 105 m.

As frequências fundamentais obtidas através do método dos elementos finitos, para as duas configurações de mastro apresentaram uma diferença percentual, de cerca de 15% (figuras 7.22 e 7.23), indicando que a estrutura de base rotulada é mais flexível. Porém quando se compara estas frequências com a obtida através da eq. 3.10, a diferença percentual chega a 85% para a torre de base engasta e 83% para a de rotulada, pois a eq. 3.10 é função somente da altura da estrutura. Essa se mostrou demasiadamente simplificada para utilização nestas estruturas.

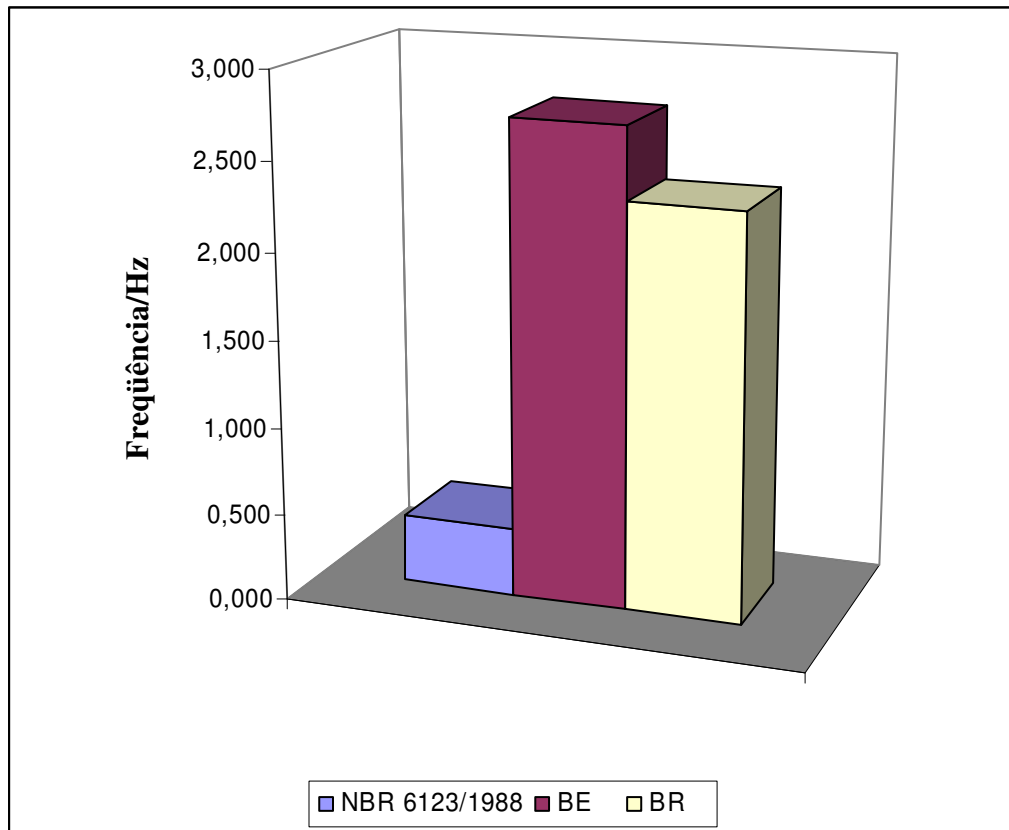


Figura 7. 23: Frequência fundamental para as duas configurações de mastro da torre de 105m.

Segundo a NBR 6123/1988, para estruturas com frequência fundamental inferiores a 1 Hz, na determinação dos esforços de vento é necessário considerar efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica. Para a estrutura analisada em ambas as configurações se for utilizada a equação da norma para determinação da frequência fundamental é necessário levar em conta os efeitos de turbulência atmosférica o que ocasionará um projeto mais oneroso. No entanto, se a determinação das frequências fundamentais for realizada através do MEF, as frequências naturais obtidas para as estruturas estarão bem mais próximas da realidade, além da obtenção uma estrutura mais leve.

Através das figuras 7.22 e 7.24 foi possível identificar que esta estrutura possui sensibilidade a alterações na configuração de seu mastro. A condição de contorno de engastada para rotulada, fez com que o primeiro modo de vibração da estrutura mudasse de flexão para torção.

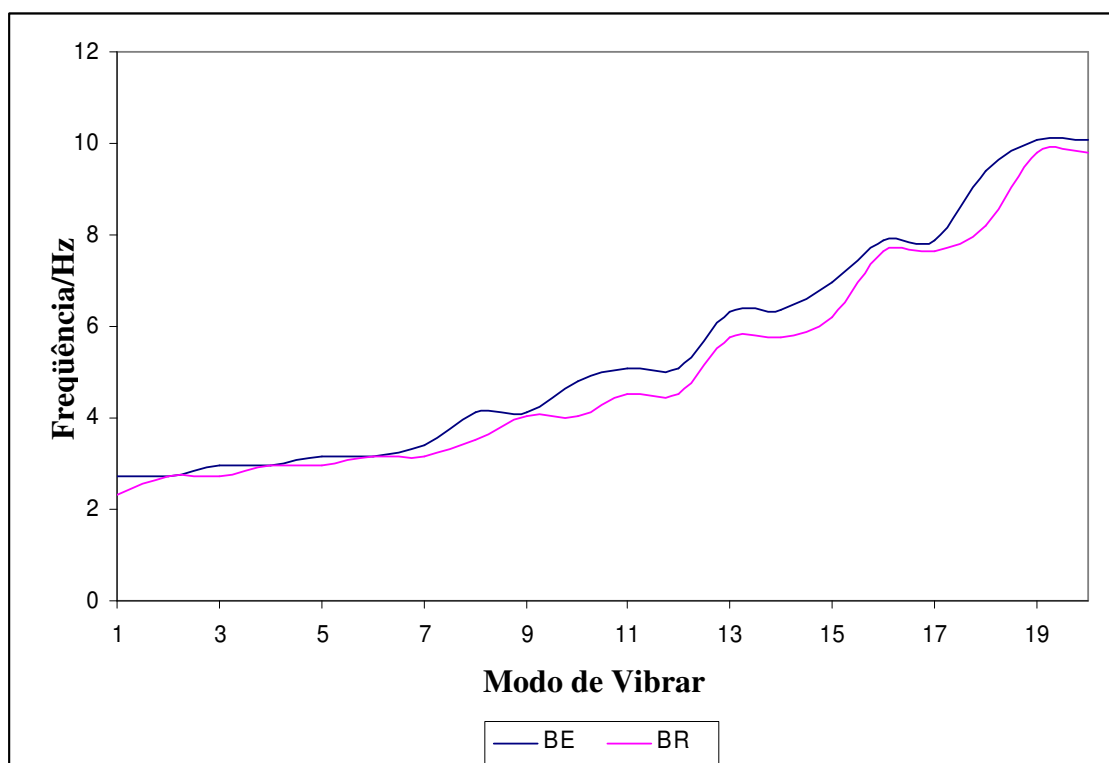


Figura 7. 24: Comparação dos vinte primeiros modos de vibração da torre estaiada com bases engastada e rotulada.

O primeiro modo de vibração da torre de base engastada correspondeu ao segundo modo da torre de base rotulada. Esta correspondência foi válida até o nono modo de vibração para a de base engastada. Pois o décimo modo de vibração da torre de base engastada, corresponde ao primeiro modo de vibração de base rotulada, isto ocorreu devido à redução da rigidez do sistema estrutural. A partir do décimo primeiro modo estes são correspondentes, base engastada e rotulada.

Como se pode observar existe uma diferença nas frequências e nos modos de vibrar da estrutura de uma configuração para outra, o que pode acarretar variações no carregamento de vento de uma estrutura para outra, ao se considerar os efeitos dinâmicos.

II. Análise das tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes e esforços nos estais para diferentes condições de contorno.

Embora alguns modos e frequências naturais obtidos para as duas configurações de mastro estaiado, tenham apresentado modificações quando comparado, essas não ocasionaram grandes modificações nas distribuições de tensão de Von Mises,

deslocamentos resultantes, esforços nos estais e nos pontos de fundação mostrados nas figuras 7.25, 7.26, 7.27 e 7.28.

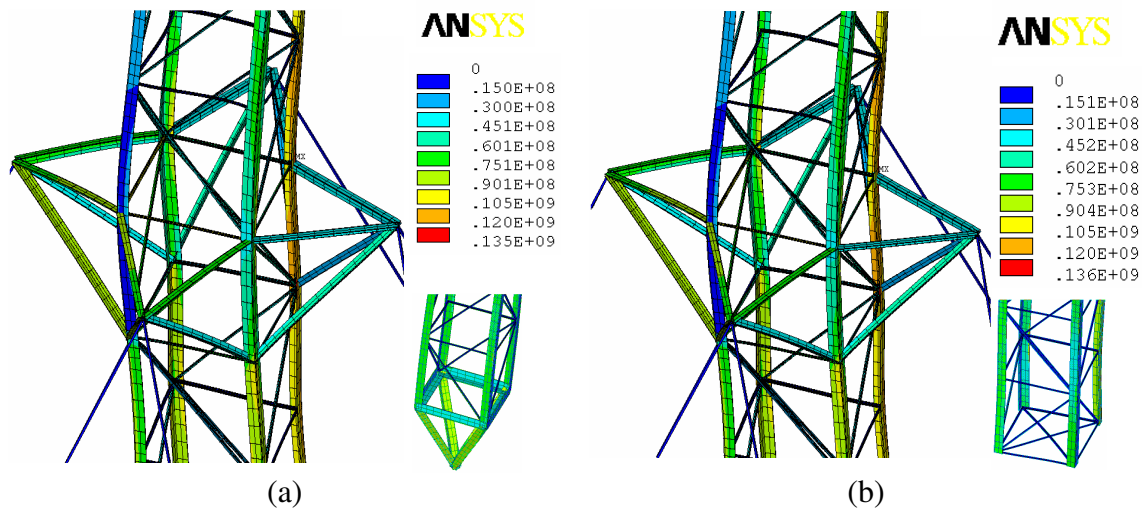


Figura 7. 25: Tensões de Von Mises máxima e na base da torre (Pa). (a) BR; (b) BE.

As duas configurações apresentaram distribuições de tensões semelhantes, a tensão máxima ocorreu no ponto de ligação do dispositivo anti-torção, situado no meio da torre, com o mastro. A tensão máxima foi da ordem de 135 MPa para os dois sistemas estruturais, fig. 7.25. Contudo, a distribuição de tensão nas bases rotulada e engastada, como esperado, exibiu uma ligeira diferença, devido principalmente a variações na configuração geométrica.

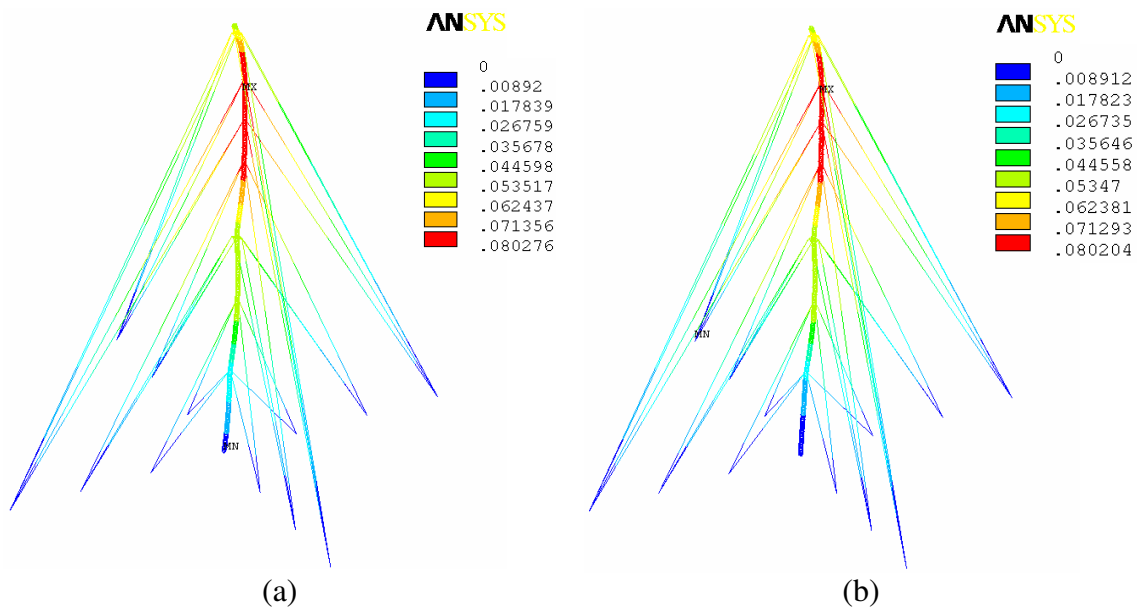


Figura 7. 26: Deslocamentos resultantes (metros). (a) BR; (b) BE.

As configurações de mastro, conforme fig. 7.26, apresentaram distribuições de deslocamentos resultantes semelhantes, sendo que os máximos ocorreram na mesma região. Por tanto, para os casos analisados, a condição de contorno da base do mastro não influencia significativamente o gradiente de deslocamentos.

Embora a distribuição de esforços nos estais (fig. 7.27) de uma configuração de mastro para outra tenha se mantido qualitativamente semelhante, as máximas solicitações apresentaram diferença percentual de cerca de 5%. No entanto, esta em nada compromete o desempenho estrutural das mesmas, já que a carga de ruptura dos estais é de aproximadamente 127 kN.

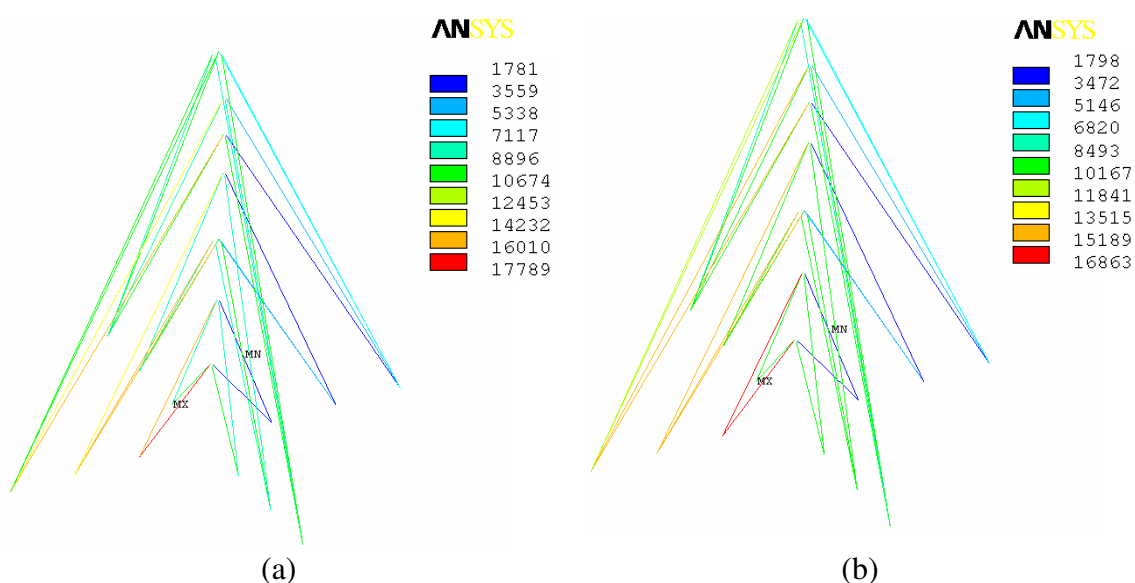


Figura 7. 27: Esforços nos estais (kN). (a) BR; (b) BE.

A figura 7.28 apresenta um comparativo entre as solicitações nas fundações das duas configurações de torre, onde se pode observar que as mesmas apresentam uma distribuição de solicitações bastante homogênea. Divergências foram observadas apenas no ponto de fundação treze relativo à fundação do mastro, devido à diferença de rigidez das duas torres.

Através dos resultados analisados foi possível verificar que as alterações geométricas na base do mastro não ocasionaram modificações expressivas em termos de tensão, esforços nos estais e principalmente em relação aos deslocamentos. Todavia os esforços principalmente no ponto de fundação do mastro apresentaram um aumento significativo, na configuração cúbica, o que sugere a utilização da base rotulada para este tipo de estrutura.

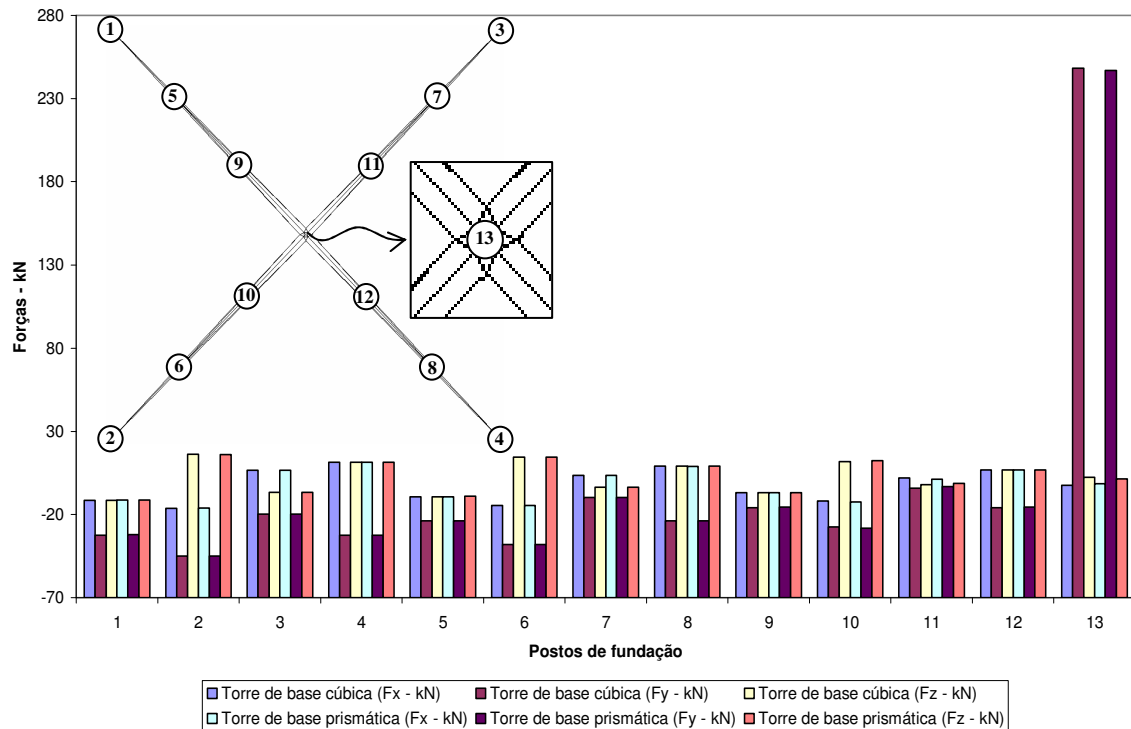


Figura 7. 28: Solicitações nos pontos de fundação da estrutura.

7.3.2. Esforços em torre estaiada para diferentes métodos de determinação de solicitações de vento.

Neste tópico o estudo se restringe a um mastro de 105 m, de base rotulada, com disposição dos estais conforme configuração “ótima” (tab. 7.10) e ângulo de inclinação, TETAV, igual a 25°.

A investigação tem por objetivo analisar tensões de Von Mises, deslocamentos resultantes e esforços nos estais para diferentes métodos de determinação dos esforços de vento: estático, contínuo simplificado e discreto, conforme NBR 6123. E ainda realizou-se o estudo do efeito da alteração da direção de atuação da velocidade básica do vento na estrutura de 45° para 90°.

As imagens dos resultados estão em escala de ampliação para uma melhor visualização das tensões e deslocamentos da estrutura, no entanto os valores apresentados estão em escala real.

I. Método puramente estático: vento atuando a 45° ou 90°.

Na análise estática foram considerados os seguintes carregamentos: peso próprio e ação do vento determinada segundo os critérios da NBR 6123/1988 para vento atuando a 45° e 90°, com velocidade básica de 33,75 m/s.

Os resultados (fig. 7.29) mostram que a máxima tensão para o vento atuando a 45° e 90° foi respectivamente de 135 e 123 MPa, não havendo grande discrepância, no entanto ao analisar o posicionamento das mesmas. Observou-se que as tensões máximas ocorreram nas barras verticais em diferentes posicionamentos do mastro. Portanto, sugere-se que a condição crítica para esta análise em termos de tensão de Von Mises é para o vento atuando a 45°.

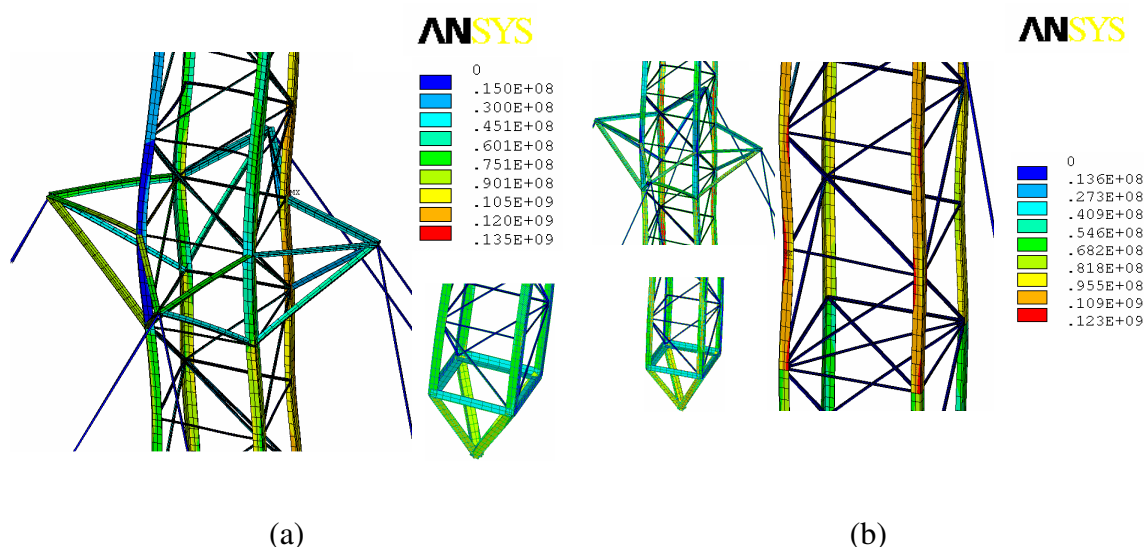


Figura 7. 29: Tensões de Von Mises máxima e na base da torre (Pa). (a) Vento a 45°; (b) Vento a 90°.

Para os deslocamentos resultantes (fig. 7.30) observou-se que os mesmos apresentaram gradientes semelhantes, e ainda aproximadamente o mesmo ponto de localização do máximo, sendo este igual a 8 cm para vento a 45° e 9,5 cm para 90°, representado um acréscimo de cerca de 16%. O que implica que em termos de deslocamento a condição crítica foi a de vento atuando a 90°.

Portanto, observou-se que a redução nos deslocamentos ocasionou uma elevação nos valores das tensões ao se comparar as duas direções de atuação do vento.

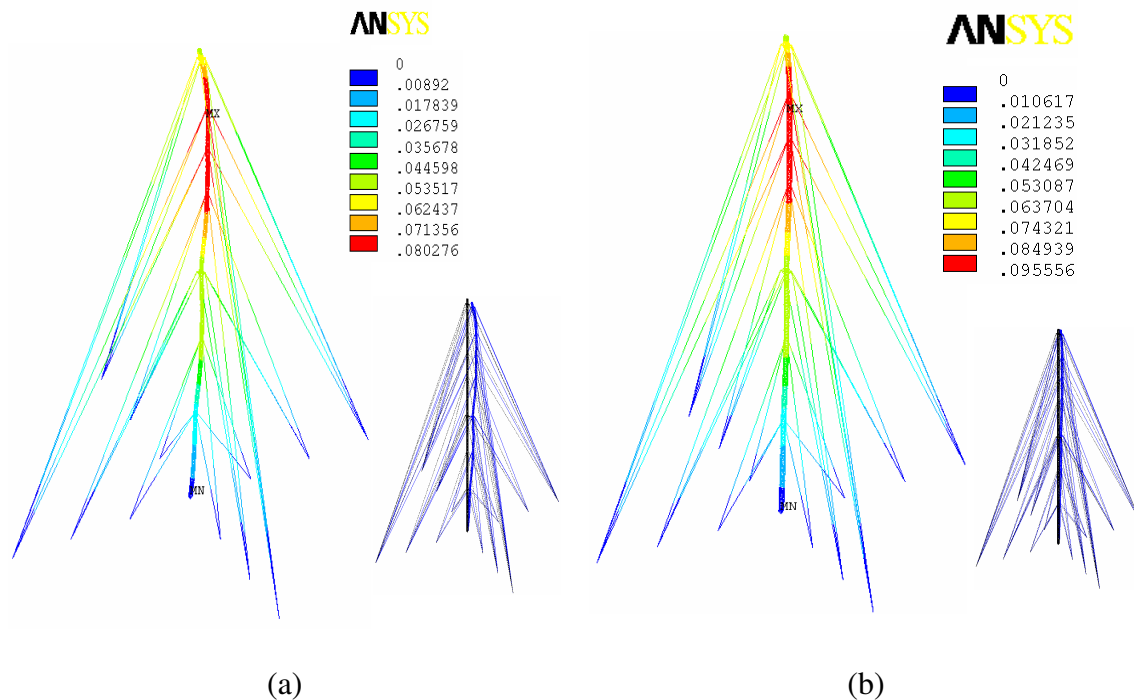


Figura 7. 30: Deslocamento resultante (m). (a) Vento a 45°; (b) Vento a 90°.

A figura 7.31 apresenta os esforços nos estais para situação estudada, observa-se que a distribuição dos mesmos foi mais homogênea quando da atuação do vento a 90°. No entanto, o maior esforço ocorreu devido ao vento atuando a 45°. Porém nenhum dos casos mencionados foi um fator preponderante na análise da estrutura.

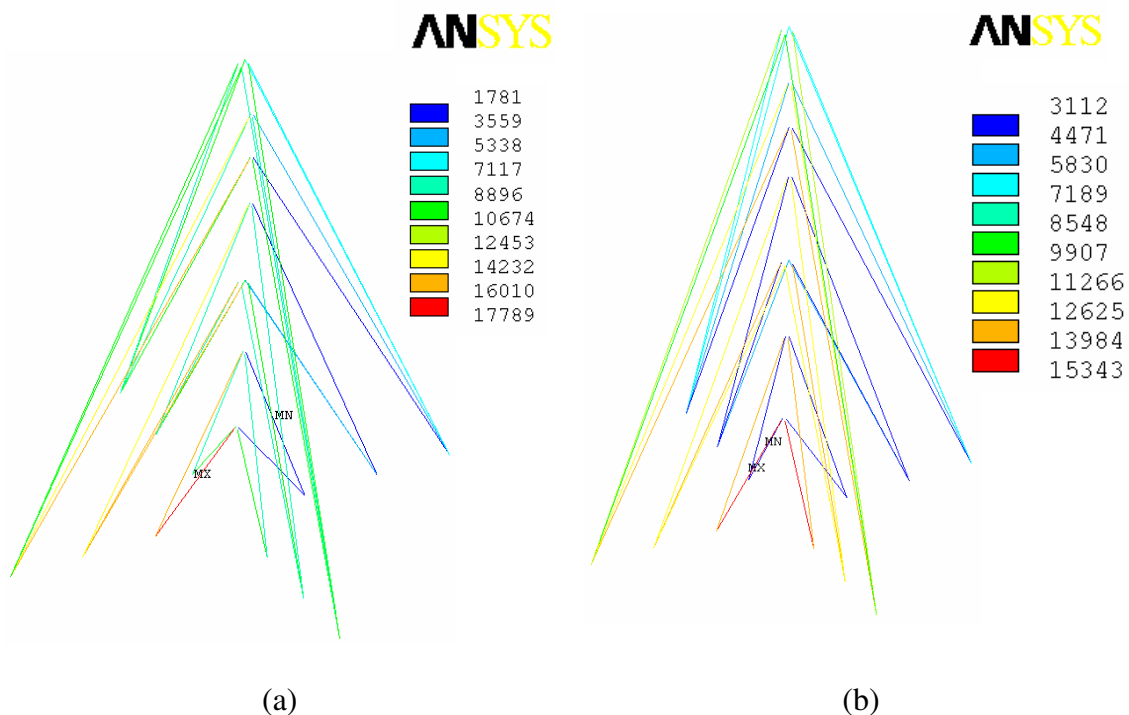


Figura 7. 31: Esforços nos estais (N). (a) Vento a 45°; (b) Vento a 90°.

II. Método estático vento atuando a 45°, com diferentes métodos de determinação do fator S_2 .

A NBR 6123/1988 sugere alguns métodos para a determinação do fator S_2 , dentre eles a velocidade normalizada, no entanto o intervalo de tempo t utilizado para obtenção da velocidade média do tempo, varia com as dimensões da estrutura a ser analisada.

Os parâmetros meteorológicos para uma estrutura cuja maior dimensão esteja entre 50 e 80 m podem ser determinados diretamente através da tab. 3.1, ou pelo uso da eq. 3.1.

Os resultados apresentados nas figuras 7.32, 7.33 e 7.34 são relativos a um mastro de 105 m de altura. Comparou-se as respostas do sistema estrutural para solicitações de vento determinadas pela tab. 3.1 ($t = 10$ s) e através da eq. 3.1 ($t = 20,8$ s).

A distribuição de tensões de Von Mises no mastro da torre utilizando os dois métodos de determinação do fator S_2 foram qualitativamente equivalentes, fig. 7.32, e as tensões máximas incidiram no mesmo ponto havendo uma diferença percentual de aproximadamente 4%, o que não foi significativo nesta análise, pois diferenças desta ordem são consideradas nos coeficientes de ponderação.

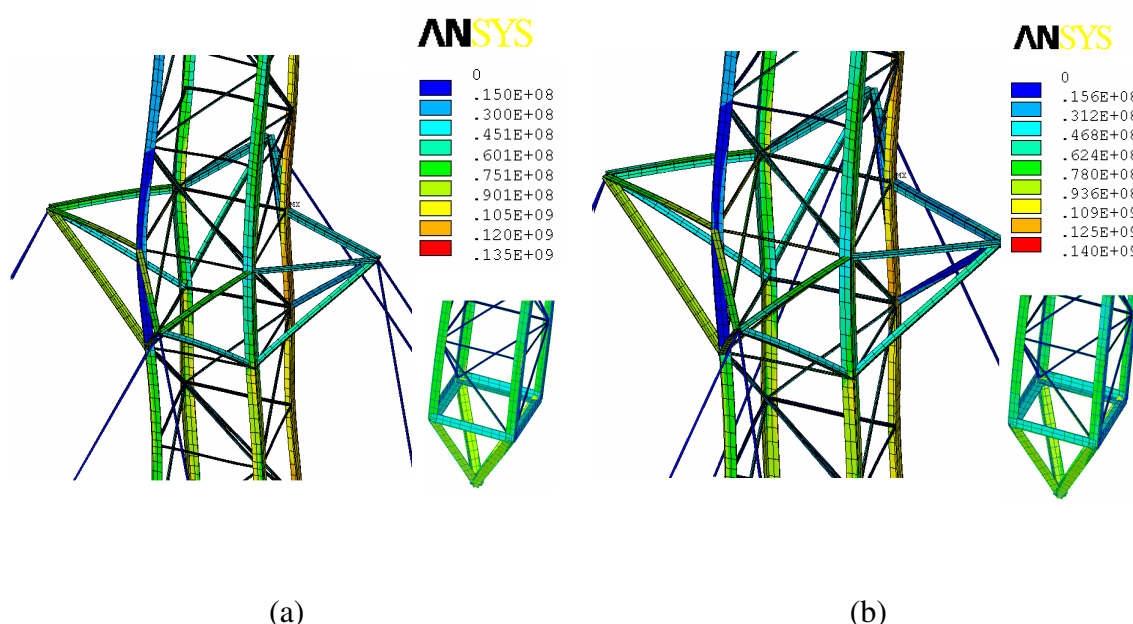


Figura 7. 32: Tensões de Von Mises máximas (Pa). (a) $t = 10$ s; (b) $t = 20,8$ s.

Nos deslocamentos resultantes máximos (fig. 7.33) a diferença percentual entre os dois modelos foi de cerca de 21%, embora a distribuição desses tenha sido

qualitativamente equivalentes. O que implica que em termos de deslocamentos a estrutura exibiu maior sensibilidade aos diferentes métodos de obtenção do fator S_2 .

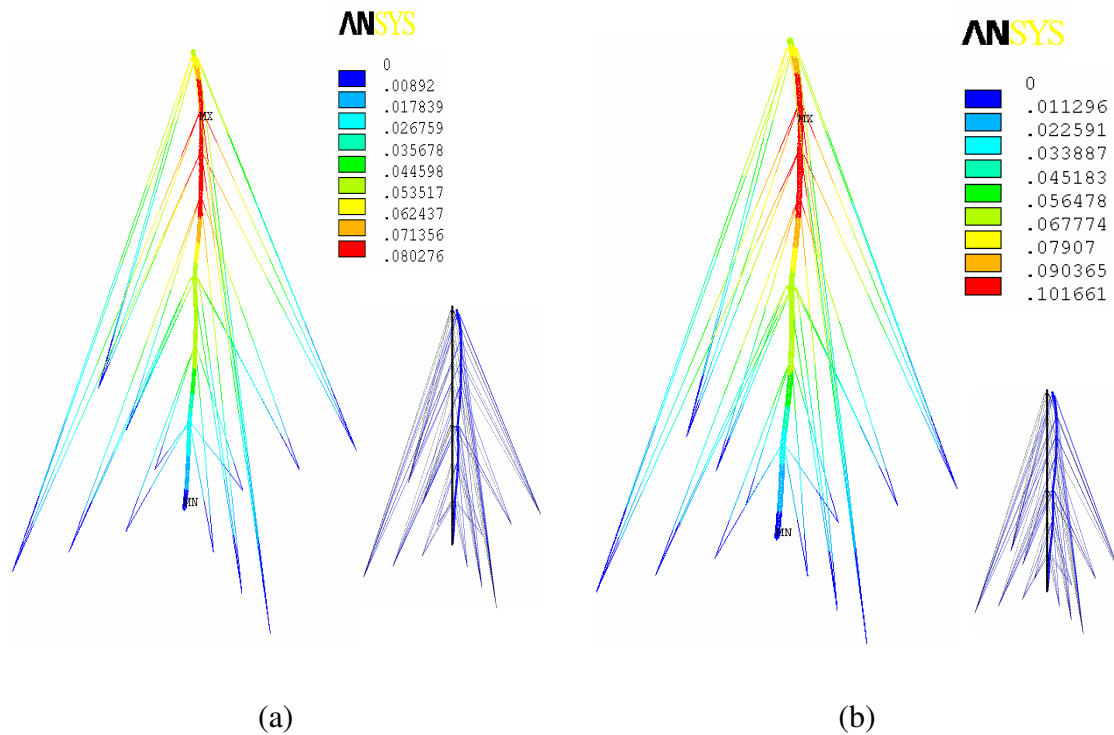


Figura 7. 33: Deslocamento resultante (m). (a) $t = 10s$; (b) $t = 20,8s$.

Na análise comparativa entre diferentes métodos de obtenção do fator S_2 , observou-se uma não linearidade na distribuição de esforços nos estais (fig. 7.34). No entanto os esforços máximos apresentaram uma diferença percentual de cerca de 2%, o que não foi relevante para o estudo.

A estrutura apresentou certa não linearidade, mostrando-se mais sensível aos deslocamentos resultantes do que às tensões e esforços nos estais. Já que a maior restrição quanto ao seu desempenho em serviço está relacionado aos deslocamentos, sugere-se que seja utilizado o ANEXO A da NBR 6123 para determinação dos esforços de vento.

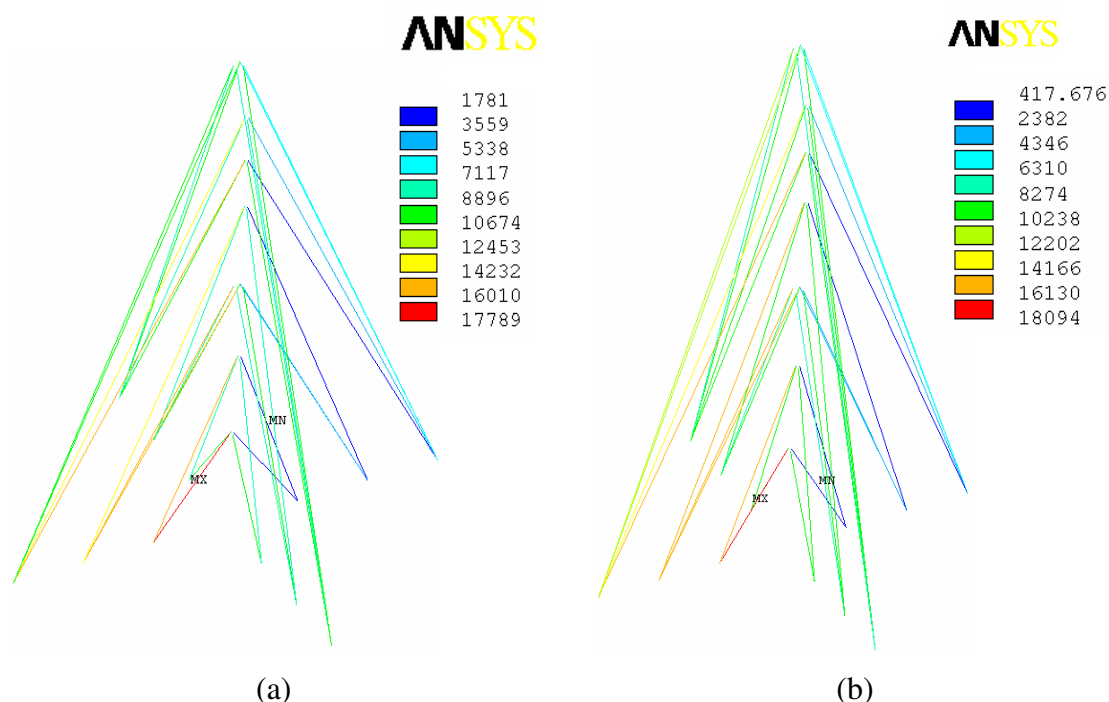


Figura 7. 34: Esforços nos estais (kN). (a) $t = 10\text{s}$; (b) $t = 20,8\text{s}$.

III. Método contínuo simplificado para vento atuando a 45° , com diferentes métodos de determinação do modo fundamental de vibração.

Flutuações de velocidade podem induzir em estruturas flexíveis oscilações na resposta flutuante, sendo esta importante para estruturas que possuam frequência fundamental menor que 1Hz.

A NBR 6123 sugere a eq. 3.10 como uma maneira simplificada para obtenção do período fundamental. Esse foi obtido para uma torre estaiada de 105 m, por meio da eq. 3.10 e do método dos elementos finitos (ANSYS). Os esforços advindos da atuação do vento na estrutura foram obtidos através do método contínuo simplificado.

Conforme figura 7.23, a frequência fundamental obtida através dos dois métodos apresentou uma variação significativa, o valor obtido através da norma sugere que a estrutura é flexível, e que se deve considerar os efeitos gerados pela turbulência atmosférica. No entanto os resultados encontrados por meio do MEF mostram que a estrutura tem um comportamento menos flexível, não sendo necessário levar em conta efeitos dinâmicos para determinação das solicitações de vento.

Mesmo as frequências naturais sendo relativamente diferentes para os métodos de obtenção adotados, verificou-se pela fig. 7.35 que as tensões na estrutura determinadas a

partir dos esforços de vento gerados com o uso das diferentes frequências, apresentaram-se semelhantes qualitativamente e quantitativamente, com uma tensão máxima em ambos os casos de 142 MPa. Esse mesmo comportamento foi verificado para os deslocamentos resultantes, fig. 7.36, e esforços nos estais, fig. 7.37.

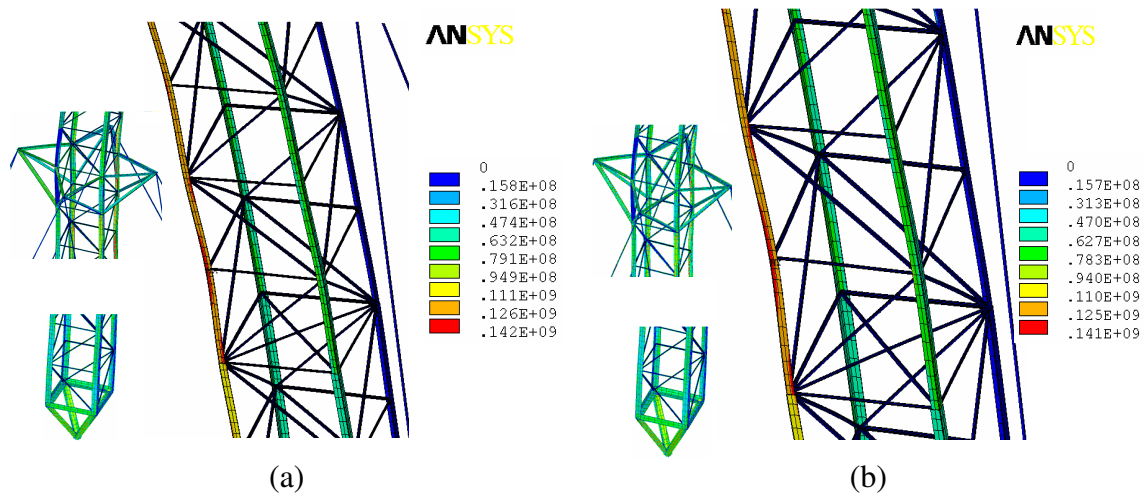


Figura 7. 35: Tensões de Von Mises máximas (Pa). (a) f_1 através do MEF; (b) f_1 através da eq. (3.10).

Esta estrutura não apresentou grande sensibilidade quanto à variação dos esforços gerados pelo método contínuo simplificado com diferentes frequências fundamentais.

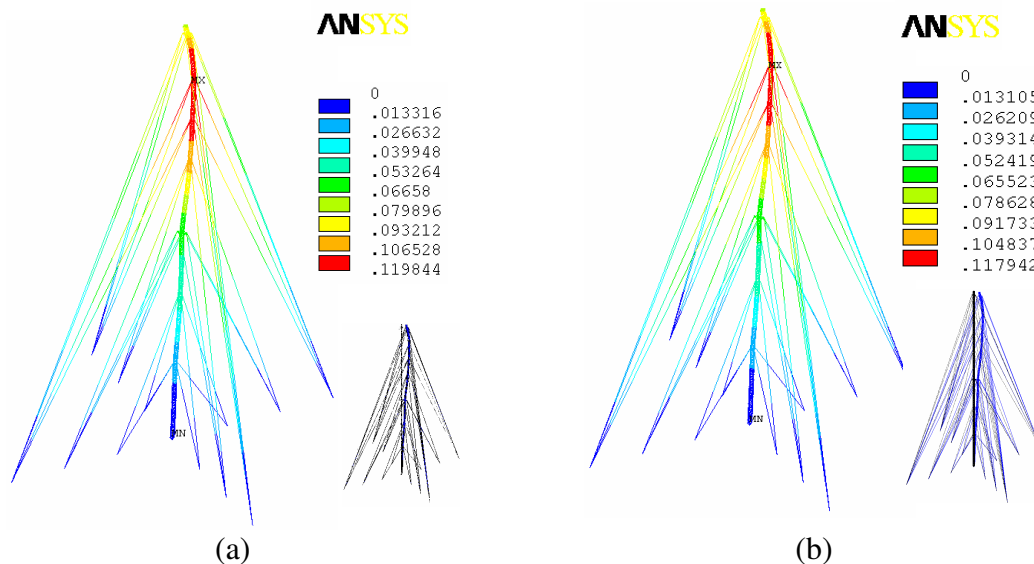


Figura 7. 36: Deslocamentos resultantes (m). (a) f_1 através do MEF; (b) f_1 através da eq. 3.10.

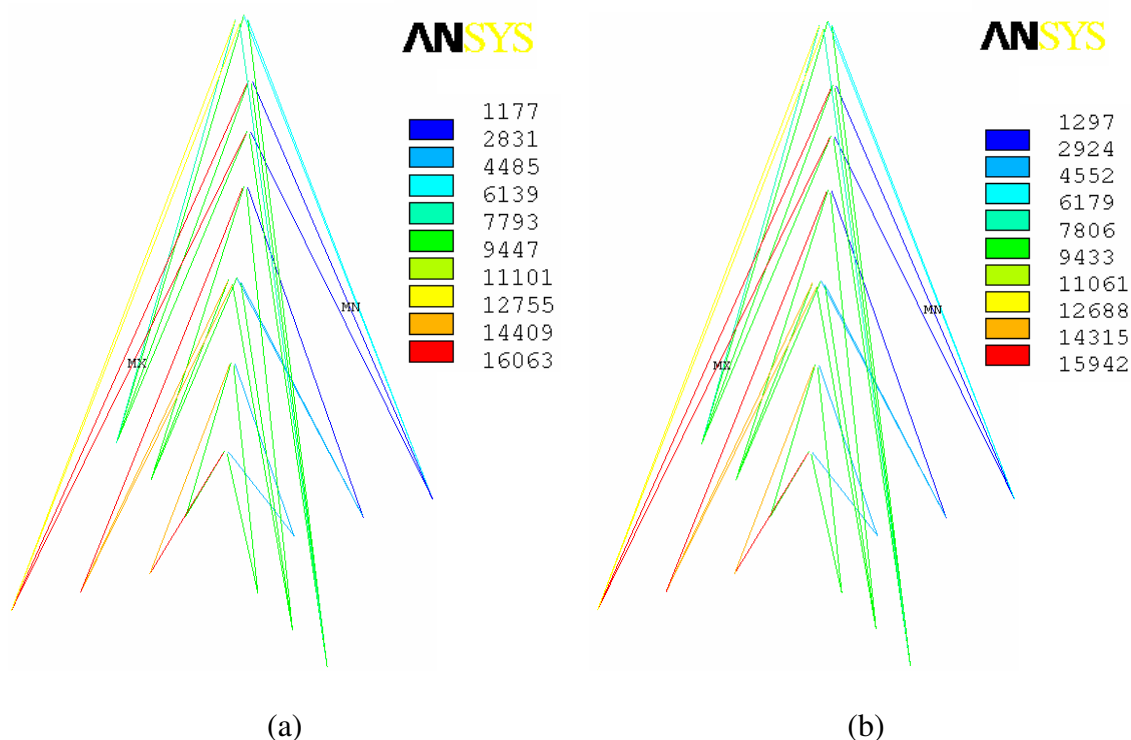


Figura 7. 37: Esforços nos estais (kN). (a) f_1 através do MEF; (b) f_1 através da eq. 3.10.

IV. Método discreto e contínuo para vento atuando a 45°.

Nesta etapa foi realizado um comparativo entre os métodos discreto e contínuo simplificado, para vento atuando a 45° e com velocidade básica de 33,75 m/s. Ambos os métodos levam em conta os efeitos dinâmicos produzidos pela turbulência atmosférica. As frequências e modos de vibrar foram obtidos através do MEF.

Analisando os resultados obtidos com estes dois modelos em termos de tensões de Von Mises, fig. 7.38, foi possível notar que houve uma variação significativa na intensidade das tensões quando da utilização desses. A região de tensões máximas variou com modelo de cálculo dos esforços do vento, com uma variação percentual de aproximadamente 24%, nas tensões máximas.

Houve uma variação qualitativa nas distribuições de deslocamentos resultantes, principalmente em relação ao posicionamento da região de máximo. Os valores encontrados foram de 17,9 cm para o modelo discreto e 11,98 cm para o contínuo simplificado, representando uma diferença de 33%, fig. 7.39.

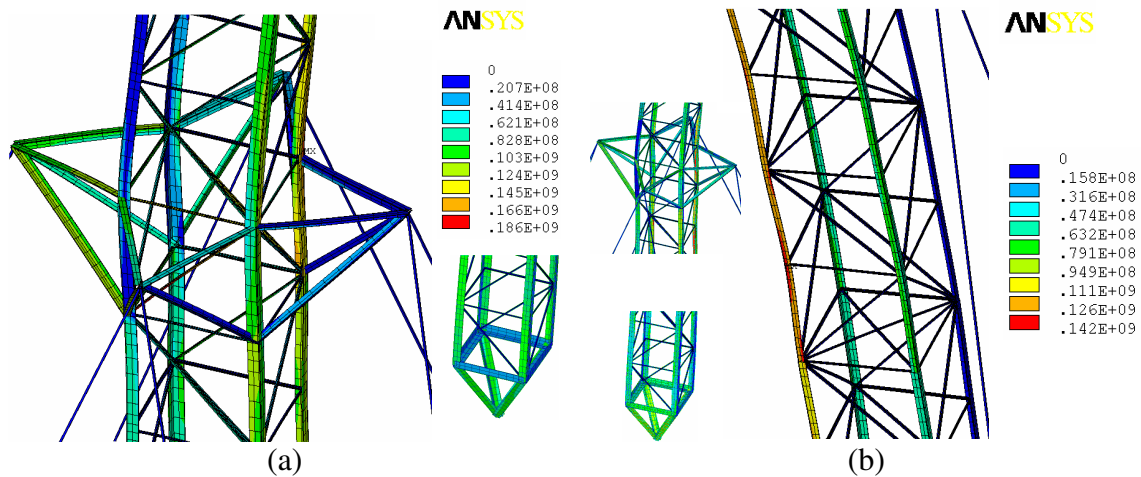


Figura 7. 38: Tensões de Von Mises máxima e na base da torre (Pa). (a) Modelo Discreto; (b) Modelo Contínuo Simplificado.

A principal divergência encontrada na análise de esforços nos estais (fig. 7.40) foi quanto à localização do máximo esforço, o que pode ter sido ocasionado pelo número de modos de vibrar da estrutura considerados no cálculo dos esforços de vento, e que para este caso foi de nove para o modelo discreto. Os esforços máximos tiveram um desvio em termos de deslocamento máximo de cerca de 22%.

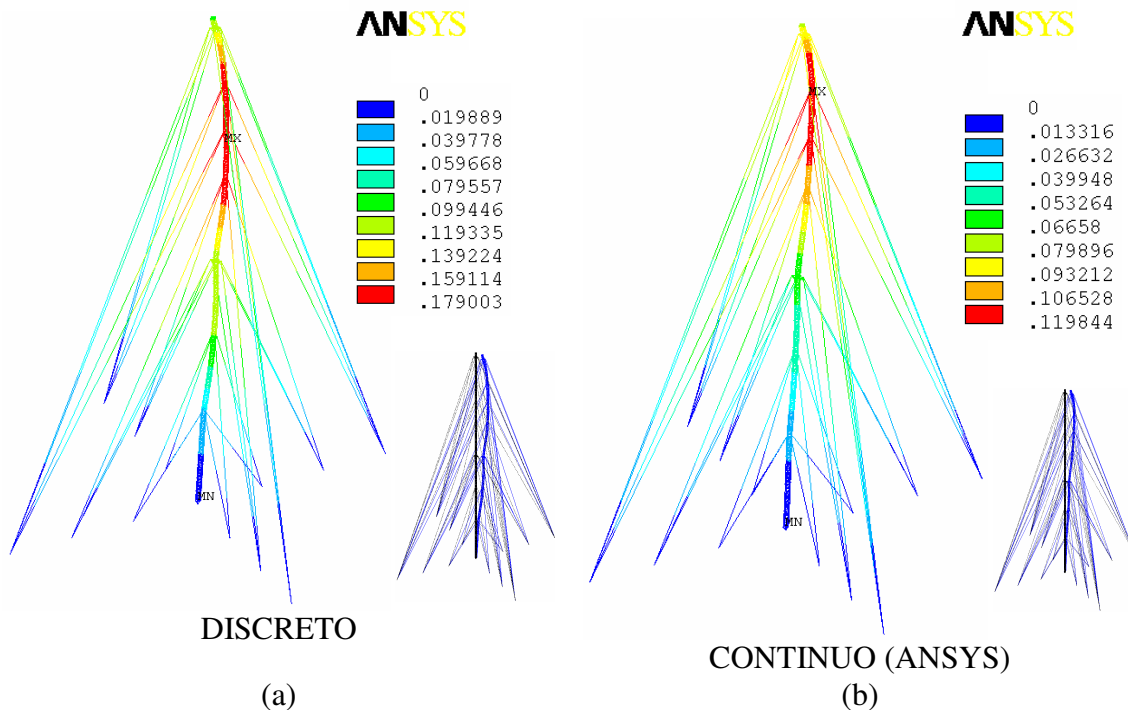


Figura 7. 39: Deslocamentos resultantes (m). (a) Modelo Discreto; (b) Modelo Contínuo Simplificado.

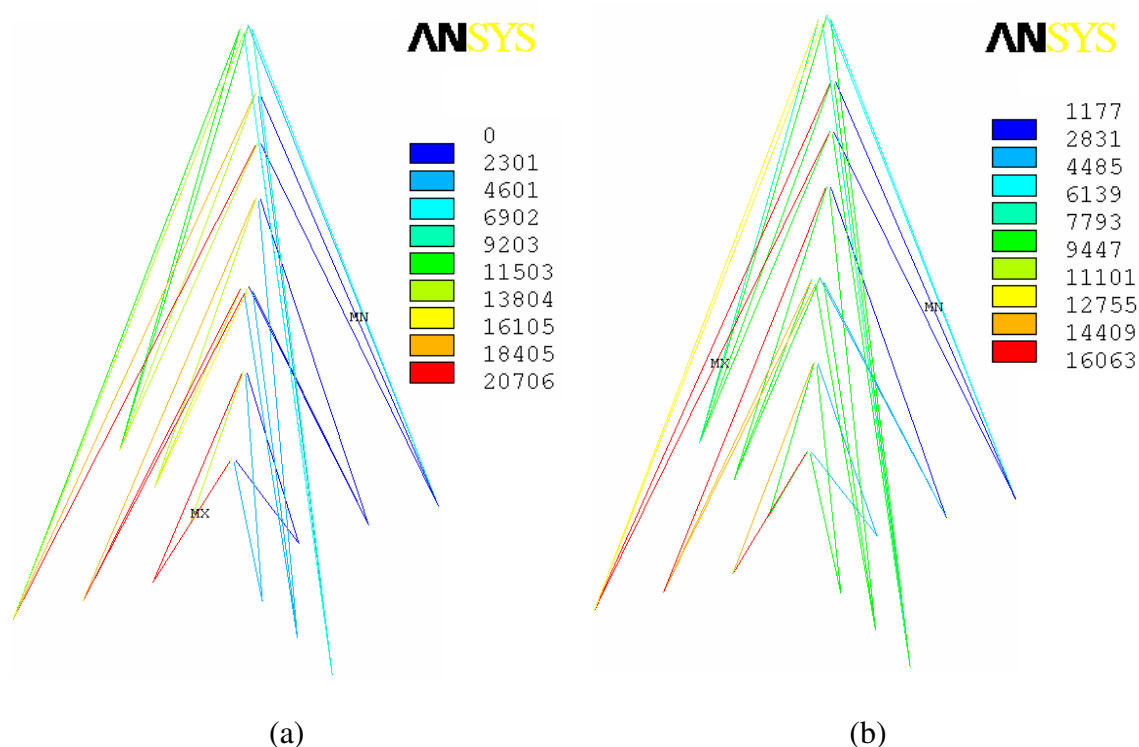


Figura 7. 40: Esforços nos estais (kN). (a) Modelo Discreto; (b) Modelo Contínuo Simplificado.

Por meio das análises realizadas verificou-se que esta estrutura possuiu maior sensibilidade aos deslocamentos resultantes do que as outras variáveis analisadas, ao variar o método de determinação dos esforços de vento de discreto para contínuo simplificado. Em todos os casos o método discreto gerou maiores tensões, deslocamentos e esforços nos estais, o que pode ser ocasionado pelos vários modos de vibrar que foram utilizados no cálculo dos esforços de vento, diferentemente do contínuo que somente leva em consideração a frequência fundamental da estrutura.

V. Comparações finais entre os resultados obtidos com diferentes modelos de cálculo de vento.

A tabela 7.11 apresenta as comparações finais entre os modelos adotados para cálculo das solicitações de vento.

Indiferente ao modelo de cálculo de vento, foi possível verificar que a estrutura analisada foi mais sensível aos deslocamentos resultantes do que as tensões e esforços nos estais.

Tabela 7. 11: Comparações finais.

Modelos de cálculo das solicitações de vento	Vento (graus)	Esforços nos estais (kN)	Tensões* (MPa)	Deslocamentos (m)
Discreto	45	20,706	186	0,179003
Contínuo simplificado (ANSYS)	45	16,063	142	0,119844
Contínuo simplificado (NBR 6123)	45	15,942	141	0,117942
Estático	45	17,789	135	0,080276
Estático (S ₂ , ANEXO A da NBR 6123)	45	18,094	140	0,101661
Estático	90	15,343	123	0,095556

*Tensões máximas de Von Mises.

Ao se comparar os modelos contínuo simplificado (frequência fundamental obtida com o ANSYS) e o estático com vento atuando a 45°, observou-se que tanto as tensões de Von Mises quanto os deslocamentos resultantes apresentaram maiores intensidades quando da utilização do modelo contínuo. No entanto, os esforços nos estais apresentaram um comportamento diferente, sendo maior para o modelo estático.

O modelo que apresentou maiores esforços nos estais, tensões e deslocamentos foi o Discreto. Este, dentre os analisados, é o que demanda maiores detalhes para a obtenção dos esforços de vento, pois necessita de informações como: modos e frequências naturais da estrutura em análise, coeficientes de amortecimento e amplificação dinâmica para cada modo de vibrar e discretizações de massa e área.

Pelas recomendações do PADRÃO TELEBRÁS 240-410-600, para torres estaiadas como suporte de antenas e pelas análises realizadas sugere-se que o deslocamento nessas estruturas é um fator preponderante no funcionamento em serviço. O método que gerou os menores deslocamentos foi o estático, contudo esse não leva em conta os efeitos de turbulência atmosférica.

Portanto, sugere-se que o modelo discreto, pois este fornece resultados mais conservativos, já que a estrutura analisada é utilizada para transmissão de informações o que é essencial nos dias atuais.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÃO

Foram realizadas análises qualitativa e quantitativa do comportamento de torres estaiadas, de 56 m, 105 m e 210 m, para obtenção de um modelo estrutural economicamente viável, em termos de quantidade e posicionamento de estais e terreno ocupado. Este conhecimento é de fundamental importância para o desenvolvimento de técnicas eficazes para predição e manutenção corretiva destas estruturas.

A análise da disposição e quantidade de estais, possibilitou verificar que:

- para o mastro estaiado de 56 m, não é recomendada a utilização de dois dispositivos anti-torção;
- existe uma relação em termos de deslocamentos resultantes e tensão quando se aumenta o comprimento do mastro. Duplicando a altura do mastro obteve-se um aumento de 10% nas tensões máximas e 61% dos deslocamentos;
- encontrou-se uma relação para o número de pontos de ancoragem situados entre os dois dispositivos anti-torção e os localizados entre a base e o dispositivo situado imediatamente acima ($NUMESB = NUMEST - 1$);
- o comprimento entre pontos de ancoragem sucessivos nas configurações que apresentaram melhores resultados esteve entre 10 e 18 metros.

Quando se avaliou o comportamento dessas estruturas com a variação do ângulo mínimo entre os estais e o mastro, notou-se que:

- quanto menor a rigidez do mastro maior será a sensibilidade da estrutura a deslocamentos resultantes, tensões de Von Mises e esforços nos estais;

- o mastro de 56 m com apenas um dispositivo anti-torção possui maior sensibilidade em relação as variáveis de projeto do que o com dois, quando se variou o ângulo entre os estais e o mastro;
- a redução do ângulo de inclinação dos estais, reduziu também a influência da quantidade e disposição dos estais no mastro e nos pontos de fundação;
- dependendo do uso para o qual a estrutura será projetada, o ângulo de inclinação dos estais poderá ser reduzido consideravelmente.

Tanto na análise de quantidade, disposição e inclinação dos estais a variação nos esforços dos estais não se mostrou um fator primordial na análise do comportamento dessas estruturas, já que a carga de ruptura desses é muito maior que as solicitações encontradas. Em todos os estudos as torres estaiadas se mostraram mais sensíveis a deslocamentos do que às tensões.

Posteriormente foram realizadas análises de sensibilidade em termos de tensões de Von Mises, esforços nos estais e deslocamentos resultantes, para torres estaiadas de 105 metros, uma com base engastada e outra com base rotulada. Verificou-se que a modificação na base do mastro gerou alterações significativas no comportamento dinâmico destas estruturas, reduzindo a intensidade da primeira frequência natural do sistema, e alterando os modos de vibrar desta estrutura. Este fato pode acarretar variações no carregamento de vento, já que este é sensível a modificações nestas variáveis. No entanto, estas alterações não ocasionaram modificações expressivas em termos de tensão, esforços nos estais e principalmente em relação aos deslocamentos. Todavia, os esforços, principalmente no ponto de fundação do mastro, apresentaram um aumento significativo na configuração cúbica, o que sugere a utilização de base rotulada para estas estruturas.

Verificou-se também a sensibilidade de um mastro estaiado de 105 metros de base rotulada, a variações no modelo de obtenção dos esforços de vento, em termos de tensão e deslocamentos resultantes no mastro e esforços resultantes nos estais. Independente do modelo de cálculo utilizado para a determinação dos esforços de vento, foi possível verificar que estas estruturas possuem maior sensibilidade aos deslocamentos do que a tensões e esforços nos estais. No entanto, o método que gerou as maiores intensidades nas variáveis aqui estudadas foi o método discreto, e o que ocasionou as menores foi o método estático, já que este não leva em conta os efeitos de turbulência atmosférica. Portanto, sugere-se a utilização do modelo discreto no cálculo

dos esforços de vento para torres estaiadas, já que estes fornecem resultados mais favoráveis a segurança da estrutura.

A relevância do trabalho esteve na identificação das principais variáveis que influenciam o comportamento de torres estaiadas em serviço, além de fornecer parâmetros que auxiliam no dimensionamento e concepção dessas estruturas.

O estudo possibilitou a obtenção de esforços de vento segundo vários métodos de determinação, de maneira ágil usando o programa MATLAB. E ainda forneceu de forma parametrizada (APDL) a modelagem em elementos finitos da estrutura analisada, facilitando modificações nas variáveis de projeto, reduzindo o tempo de criação e análises dos modelos.

Enfim, este trabalho fornece subsídios para a realização de estudos futuros, já que a metodologia empregada pode ser aplicada em outras configurações e tipos de estruturas.

CAPÍTULO IX

SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

- Análise da influência do solo nas tensões e deformações no mastro da torre estaiada;
- Análise numérica e experimental (modelos em escala) de regiões específicas de fixações dos estais no mastro;
- Investigação de torres estaiadas cujo mastro possui seção transversal triangular ou retangular, utilizando a metodologia proposta neste trabalho;
- Criação de programa para dimensionamento e otimização de torres metálicas estaiadas;
- Análise de fadiga nas ligações em mastro estaiado, devido ao efeito de vento;
- Acoplamento solo-estrutura-fluído.

REFERENCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TELECOMUNICAÇÕES. RESOLUÇÃO Nº 116-1999. Disponível em: <<http://www.anatel.gov.br/Portal/exibirPortalInternet.do>>. Acesso em: 7 mai. 2008.

AMIRI, G. G. **Seismic Sensitivity of Tall Guyed Telecommunication Towers**. 1997. 243 f. Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering and Applied Mechanics – Mc Gill University, Montreal.

AMIRI, G. G. Seismic Sensitivity Indicators for Tall Guyed Telecommunication Towers. **Computers & Structures**. v. 80, p. 349-364, 2002.

AMERICAN NATIONAL STANDARD. ANSI/TIA/EIA-222-F – Normas Estructurales para Torres y Estructuras de Acero para Antenas. Arlington, Virginia, 1996. 30p.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE. Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading. **Manuals and Reports on Engineering Practice**. New York: ASCE, 1991, n.74.

ANSYS®: software comercial. Versão 11.0. Canonsburg, United States.

ASHBY, M., SHERCLIFF, H., CEBON, D. **Materials Engineering, Science, Processing and Design**. 1ed. UK. University of Cambridge. Editora: Copyright, 2007. 514p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 – *Carga para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. 66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 – *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 – *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios*. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 198p.

AZEVEDO, C. P. B., DINIZ, S. M. C. Avaliação da Confiabilidade de Fundações de Torres Estaiadas em Linhas de Transmissão. In: CMNE/CILAMCE, 28, junho de 2007, Portugal. **Anais**. p.1-20.

BELLEI, I. H., PINHO, F. O., PINHO, M. O. **Edifício de Múltiplos Andares em Aço**. 1.ed. São Paulo: PINI, 2004. 454p.

BEN KAHLA, N. Equivalent Beam-Column Analysis of Guyed Towers. **Computers & Structures**. v. 55, n. 4, p. 631-645, 1995-a.

BEN KAHLA, N. Influence of Star Mounts on Guyed Towers. **Computers & Structures**. v.54, n.5,p.989-995,1995-b.

BEN KAHLA, N. Response of a Guyed Tower to a Guy Rupture Under no Wind Pressure. **Engineering Structures**. v. 22, p. 699-706, 2000.

BLESSMAN, J. **Acidentes Causados pelo Vento**. 4.ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 2001. 141p.

BLESSMAN, J. **Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento**. 2.ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 2005. 282p.

CARRIL JÚNIOR, C. F. Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações. 2000. 143f. Tese de Doutorado – Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo.

CHAMBERLAIN, Z. M., KRIPKA, M. **Construção Metálica: Estudos e Pesquisas Recentes**. 1.ed. Passo Fundo: Ed. Universidade de Passo Fundo, 2005. 216p.

CHIAVERINI, V. **Tecnologia Mecânica: Processos de Fabricação e Tratamento**. 2.ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1986. 388p.

DAVENPORT, A. G., SPARLING, B. F. Dynamic Gust Response Factors for Guyed Towers. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. v.41, n.44, p.2237-2248, 1992.

EL-GHAZALY, H. A., AL-KHAIAT, H. A. Análisis and Design of Guyed Transmisión Towers – Case Study in Kuwait. **Computers & Structures**. v. 55, n. 3, p. 413-431, 1995.

GALINDEZ, E. E. **Resposta Dinâmica de Estruturas na Direção da Velocidade Média do Vento**. 1979. 157f. Dissertação – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GERSTOFT, P., DAVENPORT, A. G. A Simplified Method for Dynamic Analysis of a Guyed Mast. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. Amsterdam, v. 23, p. 487-499, 1986.

GLANVILLE, M. J., KWOK, K. C. S. Wind-Induced Deflections of Free-Standing Lattice Towers. **Engineering Structures**. v.19, n. 1, p. 79-91, 1997.

GUIMARÃES, E. H., OLIVEIRA, S. A. G., CLAPIS, A. P. Análise Estática e Dinâmica de Torre Estaiada pelo Método dos Elementos Finitos. In: ENCONTRO DE MODELAGEM COMPUTACIONAL, 10, nov. 2007-a, Nova Friburgo. **Anais**. p.1-10.

GUIMARÃES, E. H., OLIVEIRA, S. A. G., CLAPIS, A. P. Influência das condições de contorno na análise modal de torres estaidas pelo Método de Elementos Finitos. In: SIMPÓSIO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA, 17, dez. 2007-b, Uberlândia. **Anais**.

HARIKRISHNA, P., ANNADURAI, A., GOMATHINAYAGAN, S., LAKSHMANAN, N., Full Scale Measurements of the Structural Response of a 50m Guyed Mast Under Wind Loading. **Engineering Structures**. v.25, p.859-867, 2003.

HENSLEY, G. M. **Finite Element Analysis of the Seismic Behavior of Guyed Masts**. 2005. 118 f. Thesis for Degree of Master of Science in Civil Engineering – Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia.

HENSLEY, G. M., PLAUT, R. H. Three-Dimensional Analysis of the Seismic Response of Guyed Masts. **Engineering Structures**. v.29, p.2254-2261, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA/CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO (ISB/CBCA). **Ligações em Estruturas Metálicas**. 3.ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004, 88p.

LEE, P. S., MCCLURE, G. Elastoplastic Large Deformation Analysis of a Lattice Steel Tower Structure and Comparison with Full-Scale Tests. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 63, p. 709-717, 2007.

LEMBERT, M. J., OGLE, M. H., SMITH, B. W. Investigation of Wind-Induced Fatigue in Tall Guyed Steel Masts. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. Amsterdam, v.30, p.55-65, 1988.

MADUGULA, M. K. S., WABHA, Y. M. F., MONFORTON, G. R. Dynamic Response of Guyed Masts. **Engineering Structures**. Great Britain, v.20, n.12, p.1097-1101, 1998.

MADUGULA, M. K. S. **Dynamic Response of Lattice Towers and Guyed Masts**. 1.ed. ASCE Publications, 2002, 266p.

MATLAB[®]: software comercial. Versão 7.1. United States.

MENIN, R. C. G., A. R. **Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Estaiadas**. 2002. 118f. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Brasília.

MILITANO, G. **Computer-Aided Free Vibration Analysis of Guyed Towers**. 2000. 90 f. Master of Science – University of Manitoba, Winnipeg.

Ministério das Comunicações. Disponível em:< <http://www.mc.gov.br/>>. Acesso em: 18 jun. 2008.

OLIVEIRA, M. I. R., SILVA, J. G. S., VELLASCO, P. C. G. S., ANDRADE, S. A. L., LIMA, L. R. O. Structural Analysis of Guyed Steel Telecommunication Towers for Radio Antennas. **Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering**. Rio de Janeiro, v.29, n.2, p.185-195, april-june 2007.

OÑATE, E. **Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos-Análisis Estático Lineal**. 2.ed. Barcelona: CIMNE/BARCELONA, 1995. 838p.

ORGANIZATIONAL RESULTS RESEARCH REPORT. Condition Assessment and Natural Hazards Analyses for Communications Towers. Columbia: Oct. 2005. Final Report.

PANNONI, F. D., **Aços Estruturais**. Disponível em <http://www.axionconstrucoes.com.br/arquivos_downloads/metallica/gerdau%20-%20a%C3%A7os%20estruturais.pdf>. Acessado em: 13 mai. 2008.

PANNONI, F. D., **História, comportamento e usos dos aços patináveis na engenharia estrutural braileira**. Disponível em: <http://www.gerdau.com.br/GerdauAcominas/upload/produtos/perfis/caracteristicatecnicapf/artigostecnicos/Historia_comportamento_e_uso_dos_acos_patinaveis.pdf>. Acessado em: 10 jul. 2008.

PASQUETTI, E. **Estabilidade Estática e Dinâmica de Torres Estaiadas**. 2003. 81f. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PEIL, U., NOLLE, H. Guyed Masts Under Wind Load. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. v.41, n.44, p.2129-2140, 1992.

PEIL, U., NOLLE, H., WANG, Z. H., Dynamic Behaviour of Guys Under Turbulent Wind Load. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. v.65, p.43-54, 1996.

PFEIL, W., PFEIL, M. **Estruturas de aço, Dimensionamento Prático**. 7.ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 2000. 335p.

PINHEIRO, M. A. S. **Vibrações Aeroelásticas em Torres Esbeltas**. 2004. 160 f. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PINHO, M. O. **Transporte e Montagem**. 1ed. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/ Centro Brasileiro da Cosntrução em Aço (IBS/CBCA), 2005. 144p.

PIRNER, M., FISCHER, O. Wind-induced Vibrations of Nonsymmetrical Structures. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. v. 65, p. 63-75, 1996.

PREIDIKMAN, S., MASSA, J. C., ROCCIA, B. A., Análisis Dinâmico de Mástiles Arriostrados. **Rev. Int. de Dessastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil**. v.6, n.1, p.85-102, 2006.

RADE, D. A. **Método dos Elementos Finitos**. Uberlândia: Faculdade de Engenharia Mecânica da UFU, 2007. 120f. Notas de aula.

SALMON, C. G., JOHNSON, J. E. **Steel Strucutres, Design and Behavior**. 4.ed. New Jersey: Prentice Hall, 1996. 1024p.

SALES, J. J., MUNAIAR-NETO, J., MALITE, M., GONÇALVES, R. M. **Segurança na Estruturas: Teoria e Exemplos**. São Carlos: Serviço Gráfico da EESC/USP, 2005. 95p.

SAVORY, E., PARKE, G. A. R., ZEINODDINI, M., TOY, N., DISNEY, P. Modelling of Tornado and Microburst-Induced Wind Loading and Failure of a Lattice Transmission Tower. **Engineering Structures**. v. 23, p. 365-375, 2001.

SHIGLEY, J. E. **Elementos de Maquinas**. 3.ed. Rio de Janeiro: LTC-Livros Técnicos e Científicos, 1984. 347p.

SISTEMAS DE DOCUMENTAÇÃO TELBRÁS. TELEBRÁS 240-410-600 – *Procedimentos de Projetos para Torres Metálicas Auto-Suportadas, Estaiadas e Postes Metálicos*: Série Engenharia. 1997. 46p. Disponível em: <<http://sistemas.anatel.gov.br/sdt/Novo/consultas/numero.asp>>. Acesso em: 7 mai. 2008.

SIMIU, E., SCANLAN, R. H. **Wind Effects on Structures: fundamental and applications to design**. 3.ed. New York: John Wiley, 1996.

SISTEMAS DE DOCUMENTAÇÃO TELBRÁS. TELEBRÁS 240-420-701 – *Especificação Geral Torres Estaiadas para Suporte de Antenas de Microondas*: Série Engenharia. 1977. 31p. Disponível em: <<http://sistemas.anatel.gov.br/sdt/Novo/consultas/numero.asp>>. Acesso em: 7 mai. 2008.

SPARLING, B. F., DAVENPORT, A. G. Three-Dimensional Dynamic Response of Guyed Towers to Wind Turbulence. **Canadian Journal of Civil Engineering**. v.25, p.512-525, 1998.

STOTTRUP-ANDERSEN, U. Analysis and Design of Masts and Tower. In: **LIGHTWEIGHT STRUCTURES IN CIVIL ENGINEERING**, 2002, Warsaw, Poland. *Proceedings of the International Symposium*. p.137-143.

TAYLO, A. The Relevance to a Constructori the Modern Design of Wind-Sensitive Structures. In: **SEMINAR AT INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS**, 1970, London. **Proceedings**. p. 11-15

XING, M., ZHONGGANG, W., HONGZHOU, D., ZHAOMIN, W. Theoretical and Experimental Research on Dynamic Behaviour of Guyed Masts Under Wind Load. **Acta Mechanica Sinica**. Wuhan, China, v.17, n.2, p.166-171, june 2004.

YAN-LI, H., XING, M., SHAO-MIN, W. Nonlinear Discrete Analysis Method for Random Vibration of Guyed Masts Under Wind Load. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. v.91, p.513-525, 2003.

WAHBA, Y. M. F., MADUGULA, M. K. S., MONFORTON, G. R. Evaluation of Non-Linear Análisis of Guyed Antenna Towers. **Computers & Structures**. v. 68, p. 207-212, 1998-a.

WAHBA, Y. M. F., MADUGULA, M. K. S., MONFORTON, G. R. Effect of Icing on the Free Vibration of Guyed Antenna Towers. **Atmospheric Research**. v.46, p.27-35, 1998-b.

ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. **El Método de Los Elementos Finitos**. 5.ed. Barcelona: CIMNE/BARCELONA, 2000. 794p.

<http://www.ecivilnet.com/images/art_radio_gliwice.jpg>. Acesso em: 11 mar. 2008.

<<http://www.wwclondon.com/PhotoView.php?Type=tower>>. Acesso em: 11 mar. 2008.

<<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=77163>>. Acesso em: 11 mar. 2008.

<www.azevedotravassos.com.br/obras.htm>. Acesso em: 11 mar. 2008.

<www.contel.com.br/produtos.htm>. Acesso em: 11 mar. 2008.

<<http://www.boralgroup.com/guye.php>>. Acesso em: 26 mar. 2008.

<<http://www.boralgroup.com/tower.php>>. Acesso em: 26 mar. 2008.

<<http://www.noticiasculturais.com/images/foto02p.jpg>>. Acesso em: 17 mar. 2008.

<<http://www.panoramio.com/photo/709338>>. Acesso em: 17 mar. 2008.

< <http://www.cimafbrasil.com.br/>>. Acesso em: 19 jun. 2008.

<http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/PEF5736/propr_mec/propr_mec1.html>.
Acesso em: 24 mar. 2008.

<<http://www3.belgo.com.br/images/stories/PDF/cantoneira.pdf>>. Acesso em 19 mai. 2008.

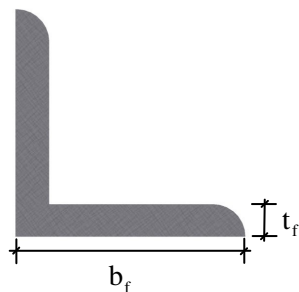
<http://www.cimm.com.br/portal/cimm/iframe/?pagina=/cimm/construtordepaginas/html/3_24_10286.htm>. Acesso em: 13 jun. 2008.

< http://www.infomet.com.br/h_acos_patinaveis.php>. Acesso em: 10 jul. 2008.

APÊNDICE I - Tabelas de perfis e cordoalhas utilizadas nas torres estaiadas

Tabela I. 1: Perfis utilizados nos mastros das torres estaiadas (Fonte: www.gerdau.com.br).

Nº	Perfil pol	Abas (bf) mm	Peso Nominal Kg/m	Espessura (tf) cm	Área cm ²	$J_x = J_y$ cm ⁴	$W_x = W_y$ cm ³	$r_x = r_y$ cm	R_z mín. cm	x cm
P1	1/2" × 1/2" × 1/8"	12,70	0,55	0,317	0,70	0,10	0,11	0,37	0,25	0,43
P2	1.1/2" × 1.1/2" × 1/8"	38,10	1,83	0,317	2,32	3,33	1,15	1,17	0,76	1,07
P3	1.3/4" × 1.3/4" × 1/8"	44,45	2,14	0,317	2,71	5,41	1,64	1,40	0,89	1,22
P4	2" × 2" × 1/8"	50,80	2,46	0,317	3,10	7,91	2,13	1,60	1,02	1,40
P5	2" × 2" × 3/16"	50,80	3,63	0,476	4,58	11,70	3,13	1,58	1,02	1,45
P6	2.1/2" × 2.1/2" × 3/16"	63,50	4,57	0,476	5,80	23,00	4,91	1,98	1,24	1,75
P7	3" × 3" × 3/16"	76,20	5,52	0,476	7,03	40,00	7,21	2,39	1,50	2,08
P8	3" × 3" × 1/4"	76,20	7,29	0,635	9,29	50,00	9,50	2,36	1,50	2,13
P9	3.1/2" × 3.1/2" × 1/4"	88,90	8,56	0,635	10,90	83,70	13,00	2,77	1,76	2,46
P10	4" × 4" × 1/4"	101,60	9,81	0,635	12,51	125,00	16,40	3,17	2,00	2,77
P11	4" × 4" × 5/16"	101,60	12,19	0,794	15,48	154,00	21,30	3,15	2,00	2,84
P12	5" × 5" × 1/4"	127,00	12,34	0,635	15,73	251,63	27,09	4,00	2,53	3,41



Cantoneira de abas iguais

Tabela I. 2: Cordoalha utilizada nos estais das torres estaiadas.

Fonte: www.cimafbrasil.com.br

Nº	Cordoalha Construção	Diâmetro		Massa Aproximada kg/m	Carga de Ruptura mínima (EHS)	
		mm	pol		tf	kN
C1	1 × 19	13,00	1/2"	0,521	13,00	127,478

Nas tabelas I.3, I.4, I.5 e I.6 são apresentados os perfis que constituem cada módulo, fig. 6.6, das três torres estaiadas. Estes são mostrados em função do seu posicionamento e função estrutural (figuras 2.8 e 2.10).

Tabela I. 3: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 56m com dois dispositivos anti-torção.

MODULO	HASTES					
	BH	BV	BC	D	ATPH	ATPV
1	P1	P6	P1	P1	-	-
2	P1	P6	P1	P1	-	-
3	P1	P5	P1	P1	-	-
4	P1	P5	P1	P1	P2	P2
5	P1	P4	P1	P1	-	-
6	P1	P3	P1	P1	-	-
7	P1	P3	P1	P1	-	-
8	P1	P2	P1	P1	P2	P2

Onde:

ATPH: barra do dispositivo anti-torção no plano horizontal;

ATPV: barra do dispositivo anti-torção no plano vertical;

BC: barra de contraventamento;

BH: barra horizontal;

BV: barra vertical;

D: diagonais.

Tabela I. 4: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 56m com um dispositivos anti-torção.

MODULO	HASTES					
	BH	BV	BC	D	ATPH	ATPV
1	P1	P6	P1	P1	-	-
2	P1	P6	P1	P1	-	-
3	P1	P5	P1	P1	-	-
4	P1	P5	P1	P1	-	-
5	P1	P4	P1	P1	-	-
6	P1	P3	P1	P1	-	-
7	P1	P3	P1	P1	-	-
8	P1	P2	P1	P1	P2	P2

Tabela I. 5: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 105m.

MODULO	HASTES					
	BH	BV	BC	D	ATPH	ATPV
1	P1	P8	P1	P1	-	-
2	P1	P8	P1	P1	-	-
3	P1	P8	P1	P1	-	-
4	P1	P8	P1	P1	-	-
5	P1	P7	P1	P1	-	-
6	P1	P7	P1	P1	-	-
7	P1	P7	P1	P1	-	-
8	P1	P6	P1	P1	P2	P2
9	P1	P5	P1	P1	-	-
10	P1	P5	P1	P1	-	-
11	P1	P5	P1	P1	-	-
12	P1	P4	P1	P1	-	-
13	P1	P3	P1	P1	-	-
14	P1	P3	P1	P1	-	-
15	P1	P2	P1	P1	P2	P2

Tabela I. 6: Perfis utilizados no mastro da torre estaiada de 210m.

MODULO	HASTES					
	BH	BV	BC	D	ATPH	ATPV
1	P1	P12	P1	P1	-	-
2	P1	P12	P1	P1	-	-
3	P1	P11	P1	P1	-	-
4	P1	P11	P1	P1	-	-
5	P1	P11	P1	P1	-	-
6	P1	P10	P1	P1	-	-
7	P1	P10	P1	P1	-	-
8	P1	P10	P1	P1	-	-
9	P1	P9	P1	P1	-	-
10	P1	P9	P1	P1	-	-
11	P1	P9	P1	P1	-	-
12	P1	P8	P1	P1	-	-
13	P1	P8	P1	P1	-	-
14	P1	P8	P1	P1	-	-
15	P1	P8	P1	P1	P2	P2
16	P1	P8	P1	P1	-	-
17	P1	P7	P1	P1	-	-
18	P1	P7	P1	P1	-	-
19	P1	P6	P1	P1	-	-
20	P1	P6	P1	P1	-	-
21	P1	P6	P1	P1	-	-
22	P1	P5	P1	P1	-	-
23	P1	P5	P1	P1	-	-
24	P1	P5	P1	P1	-	-
25	P1	P4	P1	P1	-	-
26	P1	P4	P1	P1	-	-
27	P1	P4	P1	P1	-	-
28	P1	P3	P1	P1	-	-
29	P1	P3	P1	P1	-	-
30	P1	P2	P1	P1	P2	P2

APÊNDICE II - Teste de malha

Tabela II. 1: Configurações dos estais utilizada nos testes de malha.

CONF.	NUMEST	NUMESB	NPFE	QEPF								ESTAISNUM																							
				1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
TE ₁	5	-	2	4	3	-	-	-	-	-	11	12	12	11	13	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
TE ₂	5	5	4	4	3	4	3	-	-	-	12	12	12	12	12	12	12	12	13	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
TE ₃	11	11	8	3	3	3	4	3	3	3	4	13	12	12	12	12	12	12	12	12	13	16	12	12	12	12	12	12	12	12	12	13			

Onde:

ESTAISNUM: representa o número de sub-modulos (tramos) entre o ponto de ancoragem do estai atual e o anterior;

NPFE: número de pontos de fundação entre o estai mais afastado do mastro e o próprio mastro;

NUMEST: representa a quantidade de estais entre o dispositivo anti-torção e a base da torre em uma das quatro arestas que formam o mastro da torre;

QEPF: corresponde ao número de estais por ponto de fundação, sendo a sua numeração (1, 2 e 3) do ponto de fundação mais afastado para o mais próximo do mastro;

TE₁: Torre estaiada de 56m com um dispositivo anti-torção;

TE₂: Torre estaiada de 105m;

TE₃: Torre estaiada de 210m.

APÊNDICE III - Torre estaiada de 56m com um único dispositivo anti-torção.

Tabela III. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 56m, que possui apenas um dispositivo anti-torção.

CONF.	NUMEST	NPFE	QEPF			ESTAISNUM					
			1	2	3	1	2	3	4	5	6
1	6	3	3	3	2	11	11	11	11	11	11
2	6	3	3	2	3	11	11	11	11	11	11
3	6	3	2	3	3	11	11	11	11	11	11
4	5	3	3	3	1	12	13	13	13	13	-
5	5	3	3	2	2	12	13	13	13	13	-
6	5	3	3	2	2	12	12	13	13	13	-
7	4	3	2	2	2	15	15	15	16	-	-
8	4	3	2	2	2	14	15	15	16	-	-
9	3	3	2	2	1	19	19	19	-	-	-
10	3	3	2	1	2	19	19	19	-	-	-
11	6	2	4	4	-	11	11	11	11	11	11
12	5	2	4	3	-	12	13	13	13	13	-
13	5	2	4	3	-	12	12	13	13	13	-
14	5	2	3	4	-	12	12	13	13	13	-
15	4	2	4	2	-	15	15	15	16	-	-
16	4	2	4	2	-	14	15	15	16	-	-
17	4	2	3	3	-	15	15	15	16	-	-
18	4	2	3	3	-	14	15	15	16	-	-
19	3	2	3	2	-	19	19	19	-	-	-
20	3	2	2	3	-	19	19	19	-	-	-
21	2	2	2	2	-	25	26	-	-	-	-
22	1	2	2	1	-	38	-	-	-	-	-

Onde:

ESTAISNUM: representa o número de sub-modulos (tramos) entre o ponto de ancoragem do estai atual e o anterior;

NPFE: número de pontos de fundação entre o estai mais afastado do mastro e o próprio mastro;

NUMEST: representa a quantidade de estais entre o dispositivo anti-torção e a base da torre em uma das quatro arestas que formam o mastro da torre;

QEPF: corresponde ao número de estais por ponto de fundação, sendo a sua numeração (1, 2 e 3) do ponto de fundação mais afastado para o mais próximo do mastro.

APÊNDICE IV - Torre estaiada de 56m com dois dispositivos anti-torção.

Tabela IV. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 56m, com dois dispositivos anti-torção.

CONF.	NUMEST	NUMESB	NPFE	QEPF			ESTAISNUM				
				1	2	3	1	2	3	4	5
1	3	2	3	4	3	2	9	9	9	12	13
2	2	2	3	3	3	2	11	12	12	13	-
3	2	2	3	3	3	2	11	11	12	13	-
4	2	2	3	3	3	2	11	12	12	12	-
5	2	1	3	3	3	1	11	12	12	-	-
6	2	1	3	3	3	1	11	12	20	-	-
7	1	2	3	3	3	1	11	12	13	-	-
8	1	2	3	3	3	1	18	12	13	-	-
9	1	2	3	3	3	1	19	12	13	-	-
10	2	1	2	4	3	-	11	12	12	-	-
11	2	1	2	4	3	-	11	12	20	-	-
12	1	2	2	3	4	-	11	12	13	-	-
13	1	2	2	3	4	-	18	12	13	-	-
14	1	1	2	3	3	-	11	12	-	-	-
15	1	1	2	3	3	-	18	20	-	-	-
16	-	-	2	2	2	-	-	-	-	-	-

Onde:

ESTAISNUM – representa o número de sub-modulos (tramos) entre o ponto de ancoragem do estai atual e o anterior;

NPFE – número de pontos de fundação entre o estai mais afastado do mastro e o próprio mastro;

NUMESB – representa a quantidade estais entre o dispositivo anti-torção do meio do mastro e a sua base em uma das quatro arestas que o formam;.

NUMEST – representa a quantidade de estais entre os dois dispositivos anti-torção em uma das quatro arestas que formam o mastro da torre;

QEPF – corresponde ao número de estais por ponto de fundação, sendo a sua numeração (1, 2 e 3) do ponto de fundação mais afastado para o mais próximo do mastro.

APÊNDICE V - Torre estaiada de 105m com dois dispositivos anti-torção.

Tabela V. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 105m, com dois dispositivos anti-torção.

CONF.	NUMEST	NUMESB	NPFE	QEPF					ESTAISNUM										
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	-	6	7	8	9	10
1	5	5	5	3	3	3	3	2	11	12	12	12	12	-	12	12	13	13	13
2	5	5	5	3	3	3	3	2	12	12	12	12	12	-	12	12	13	13	13
3	5	5	5	3	3	3	3	2	11	12	12	12	12	-	12	12	12	13	13
4	5	5	5	3	3	3	3	2	12	12	12	12	12	-	12	12	12	13	13
5	4	5	5	3	3	3	3	1	13	14	15	15	-	-	12	12	13	13	13
6	4	5	5	3	3	3	3	1	13	14	15	15	-	-	12	12	12	13	13
7	4	4	4	3	3	3	3	-	13	14	15	15	-	-	15	15	15	15	-
8	4	4	4	3	3	3	3	-	11	11	12	13	-	-	15	15	15	15	-
9	5	5	4	4	3	4	3	-	11	12	12	12	12	-	12	12	13	13	13
10	5	5	4	4	3	4	3	-	12	12	12	12	12	-	12	12	13	13	13
11	4	4	4	3	3	3	3	-	13	14	15	15	-	-	12	12	12	13	-
12	3	4	4	4	3	2	2	-	18	18	18	*18	-	-	15	15	15	15	-
13	3	4	4	4	3	2	2	-	15	15	15	*30	-	-	15	15	15	15	-
14	3	4	4	4	3	2	2	-	15	16	20	*21	-	-	15	15	15	15	-
15	3	4	4	4	3	2	2	-	16	16	17	*23	-	-	15	15	15	15	-
16	3	4	4	4	3	2	2	-	16	15	17	*24	-	-	15	15	15	15	-
17	5	4	4	4	3	4	2	-	12	12	12	12	12	-	15	15	15	15	-
18	5	4	4	4	3	4	2	-	11	12	12	12	12	-	15	15	15	15	-
19	5	4	4	4	3	3	3	-	12	12	12	12	12	-	15	15	15	15	-
20	5	4	4	4	3	3	3	-	12	12	12	12	12	-	13	13	14	15	-
21	5	4	4	4	3	3	3	-	12	12	12	12	12	-	17	16	16	16	-
22	4	4	3	4	4	4	-	-	13	14	15	15	-	-	15	15	15	15	-

23	4	4	3	4	4	4	-	-	12	12	14	15	-	-	15	15	15	15	-
24	4	4	3	4	4	4	-	-	11	11	11	19	-	-	15	15	15	15	-
25	4	4	3	4	4	4	-	-	11	11	16	16	-	-	15	15	15	15	-
26	3	4	3	4	3	4	-	-	15	15	15	-	-	-	15	15	15	15	-
27	3	4	3	4	3	4	-	-	16	16	17	-	-	-	15	15	15	15	-
28	3	4	3	4	3	4	-	-	15	15	15	-	-	-	14	14	14	14	-
29	3	4	3	4	3	4	-	-	15	16	17	-	-	-	14	14	14	14	-
30	3	4	3	4	3	4	-	-	17	16	15	-	-	-	14	14	14	14	-
31	3	4	3	4	3	4	-	-	18	15	16	-	-	-	14	14	14	14	-
32	3	4	3	4	3	4	-	-	17	15	16	-	-	-	14	14	14	14	-
33	3	4	3	4	3	4	-	-	17	14	15	-	-	-	14	14	14	14	-
34	4	3	3	4	4	3	-	-	13	14	15	15	-	-	18	18	18	-	-
35	4	3	3	4	4	3	-	-	13	15	16	16	-	-	18	18	18	-	-
36	4	3	3	4	4	3	-	-	11	13	14	15	-	-	18	18	18	-	-
37	4	3	3	4	4	3	-	-	14	14	14	14	-	-	18	18	18	-	-
38	4	3	3	4	4	3	-	-	14	13	13	13	-	-	18	18	18	-	-
39	4	3	3	4	4	3	-	-	11	11	11	18	-	-	18	18	18	-	-
40	4	3	3	4	4	3	-	-	11	11	14	18	-	-	18	18	18	-	-
41	3	4	3	4	4	3	-	-	18	15	16	-	-	-	14	14	14	-	-
42	3	3	3	4	4	2	-	-	18	15	16	-	-	-	18	18	18	-	-
43	3	3	3	4	4	2	-	-	18	15	16	-	-	-	17	17	17	-	-
44	3	3	3	4	4	2	-	-	19	15	16	-	-	-	17	17	17	-	-
45	3	3	3	4	4	2	-	-	17	15	16	-	-	-	17	17	17	-	-
46	3	3	3	4	4	2	-	-	17	16	16	-	-	-	17	17	17	-	-
47	3	3	3	4	3	3	-	-	18	15	16	-	-	-	17	17	17	-	-
48	2	3	3	4	3	2	-	-	24	24	-	-	-	-	17	17	17	-	-
49	2	3	3	4	3	2	-	-	18	18	-	-	-	-	17	17	17	-	-
50	2	3	3	4	3	2	-	-	18	27	-	-	-	-	17	17	17	-	-
51	2	3	3	4	3	2	-	-	20	25	-	-	-	-	17	17	17	-	-

52	2	3	3	4	3	2	-	-	22	22	-	-	-	-	17	17	17	-	-
53	3	2	3	4	3	2	-	-	18	15	16	-	-	-	25	25	-	-	-
54	3	2	3	4	3	2	-	-	18	15	16	-	-	-	23	24	-	-	-
55	3	2	3	4	3	2	-	-	18	14	15	-	-	-	23	24	-	-	-
56	3	2	3	4	3	2	-	-	18	16	17	-	-	-	23	24	-	-	-
57	3	2	3	4	3	2	-	-	16	17	18	-	-	-	23	24	-	-	-
58	3	2	3	4	3	2	-	-	17	17	18	-	-	-	23	24	-	-	-
59	2	2	2	4	4	-	-	-	18	18	-	-	-	-	23	24	-	-	-
60	2	2	2	4	4	-	-	-	18	23	-	-	-	-	23	24	-	-	-
61	1	2	2	3	4	-	-	-	36	-	-	-	-	-	23	24	-	-	-
62	1	2	2	3	4	-	-	-	18	-	-	-	-	-	23	24	-	-	-
63	1	2	2	3	4	-	-	-	30	-	-	-	-	-	23	24	-	-	-
64	2	1	2	4	3	-	-	-	18	18	-	-	-	-	37	-	-	-	-
65	2	1	2	4	3	-	-	-	18	23	-	-	-	-	37	-	-	-	-
66	2	1	2	4	3	-	-	-	20	23	-	-	-	-	37	-	-	-	-
67	2	1	2	4	3	-	-	-	24	24	-	-	-	-	37	-	-	-	-
68	3	1	2	4	4	-	-	-	18	16	17	-	-	-	37	-	-	-	-
69	3	1	2	4	4	-	-	-	18	17	20	-	-	-	37	-	-	-	-
70	3	1	2	4	4	-	-	-	18	18	20	-	-	-	37	-	-	-	-
71	1	1	2	3	3	-	-	-	30	-	-	-	-	-	37	-	-	-	-
72	1	1	2	3	3	-	-	-	36	-	-	-	-	-	37	-	-	-	-

Onde:

ESTAISNUM – representa o número de sub-modulos (tramos) entre o ponto de ancoragem do estai atual e o anterior;

NPFE – número de pontos de fundação entre o estai mais afastado do mastro e o próprio mastro;

NUMESB – representa a quantidade estais entre o dispositivo anti-torção do meio do mastro e a sua base em uma das quatro arestas que o formam;

NUMEST – representa a quantidade de estais entre os dois dispositivos anti-torção em uma das quatro arestas que formam o mastro da torre;

QEPF – corresponde ao número de estais por ponto de fundação, sendo a sua numeração (1, 2 e 3) do ponto de fundação mais afastado para o mais próximo do mastro.

APÊNDICE VI - Torre estaiada de 210m com dois dispositivos anti-torção.

Tabela VI. 1: Configurações dos estais da torre estaiada de 210m, com dois dispositivos anti-torção.

CONF.	NUMEST	NUMESB	NPFE	QEPF									ESTAISNUM																								
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
1	12	12	28	4	3	3	3	3	3	3	3	3	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11		
2	12	12	28	4	3	3	3	3	3	3	3	3	12	11	11	11	12	11	11	11	12	11	11	11	12	11	11	12	11	11	12	11	11	12	12	12	12
3	11	11	26	4	3	3	3	4	3	3	3	-	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	-	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	-	
4	11	11	26	4	3	3	3	4	3	3	3	-	12	12	12	12	12	12	12	12	12	13	13	-	12	12	12	12	12	12	13	13	13	13	13	-	
5	10	10	24	3	3	3	3	3	3	3	3	-	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	-	-	13	13	13	13	13	13	13	13	13	-	-	
6	10	10	24	4	3	3	2	4	3	3	2	-	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	-	-	13	13	13	13	13	13	13	13	13	-	-	
7	10	10	24	4	3	3	2	4	3	3	2	-	12	13	13	12	13	13	13	14	14	15	-	-	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	-	-
8	10	10	24	4	3	3	2	4	3	3	2	-	11	11	12	12	13	13	14	14	15	16	-	-	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	-	-
9	9	9	22	4	3	3	4	3	3	2	-	-	14	14	14	14	14	14	15	15	16	-	-	-	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	-	-	-
10	9	9	22	4	3	3	4	3	3	2	-	-	12	13	13	13	13	14	15	16	17	-	-	-	15	15	15	15	15	15	15	15	15	-	-	-	
11	9	9	22	4	3	3	4	3	3	2	-	-	12	13	13	13	13	13	14	15	16	-	-	-	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	-	-	-
12	9	9	22	4	3	3	4	3	3	2	-	-	12	13	13	13	13	13	17	17	18	-	-	-	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	-	-	-
13	9	9	22	4	3	3	4	3	3	2	-	-	12	13	13	13	13	13	13	13	21	-	-	-	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	-	-	-
14	8	8	20	4	3	3	4	3	3	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-	
15	8	8	20	4	3	3	4	3	3	-	-	-	14	14	15	15	16	16	17	17	-	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-
16	8	8	20	4	3	3	4	3	3	-	-	-	12	13	13	14	15	16	17	23	-	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-
17	8	8	20	4	3	3	4	3	3	-	-	-	16	13	13	14	15	18	19	19	-	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-	
18	9	8	21	4	4	3	4	3	3	-	-	-	12	13	13	13	13	13	13	13	21	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-
19	9	8	21	4	4	3	4	3	3	-	-	-	12	13	13	13	13	13	17	17	18	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-
20	8	7	19	4	3	3	3	3	3	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
21	8	7	19	4	3	3	4	3	2	-	-	-	16	16	16	16	16	16	16	17	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
22	8	7	19	4	3	3	4	3	2	-	-	-	14	14	15	15	16	16	17	17	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
23	8	7	19	4	3	3	4	3	2	-	-	-	11	12	13	14	15	17	20	22	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
24	8	7	19	4	3	3	4	3	2	-	-	-	17	14	14	14	14	17	17	19	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
25	8	7	19	4	3	3	4	3	2	-	-	-	19	14	14	14	14	15	17	19	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
26	8	7	19	4	3	3	4	3	2	-	-	-	19	14	14	14	14	14	15	19	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
27	7	7	18	4	3	4	3	3	1	-	-	-	18	18	18	18	18	19	19	-	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
28	7	7	18	4	3	4	4	3	-	-	-	-	18	18	18	18	18	19	19	-	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
29	7	7	18	4	4	4	3	3	-	-	-	-	18	18	18	18	18	19	19	-	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
30	7	7	18	4	3	4	4	3	-	-	-	-	20	17	18	17	18	18	19	-	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
31	7	7	18	4	3	4	4	3	-	-	-	-	22	14	15	15	18	20	21	-	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
32	7	7	18	4	3	4	4	3	-	-	-	-	17	19	17	17	17	19	20	-	-	-	-	-	18	18	18	18	19	19	19	-	-	-	-	-	
33	7	6	17	4	3	4	3	3	-	-	-	-	18	18	18	18	18	19	19	-	-	-	-	-	20	21	21	22	22	22	-	-	-	-	-		
34	6	6	16	4	3	4	3	2	-	-	-	-	21	21	21	21	21	21	-	-	-	-	-	-	21	21	21	21	22	22	-	-	-	-	-		

35	6	6	16	4	3	4	3	2	-	-	-	-	18	18	19	20	22	24	-	-	-	-	-	-	21	21	21	21	22	22	-	-	-	-	-	-
36	6	6	16	4	3	4	3	2	-	-	-	-	17	17	18	21	23	25	-	-	-	-	-	-	21	21	21	21	22	22	-	-	-	-	-	-
37	6	6	16	4	3	4	3	2	-	-	-	-	19	19	19	19	21	24	-	-	-	-	-	-	21	21	21	21	22	22	-	-	-	-	-	-
38	6	6	16	4	4	4	3	1	-	-	-	-	18	18	19	20	22	24	-	-	-	-	-	-	21	21	21	21	22	22	-	-	-	-	-	-
39	6	5	15	4	3	4	3	1	-	-	-	-	18	18	19	20	22	24	-	-	-	-	-	-	25	25	25	25	25	25	-	-	-	-	-	-
40	6	5	15	4	3	4	3	1	-	-	-	-	20	18	19	20	22	22	-	-	-	-	-	-	25	25	25	25	25	25	-	-	-	-	-	-
41	5	5	14	4	3	4	3	-	-	-	-	-	24	24	24	25	25	-	-	-	-	-	-	-	25	25	25	25	25	25	-	-	-	-	-	-
42	5	5	14	4	3	4	3	-	-	-	-	-	18	24	26	26	26	-	-	-	-	-	-	-	25	25	25	25	25	25	-	-	-	-	-	-
43	5	5	14	4	3	4	3	-	-	-	-	-	26	22	22	22	27	-	-	-	-	-	-	-	25	25	25	25	25	25	-	-	-	-	-	-
44	5	5	14	4	3	4	3	-	-	-	-	-	26	24	24	24	24	-	-	-	-	-	-	-	25	25	25	25	25	25	-	-	-	-	-	-
45	5	4	13	4	3	4	2	-	-	-	-	-	24	24	24	25	25	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	-	-	-	-	-	-	-
46	5	4	13	4	3	3	3	-	-	-	-	-	24	24	24	25	25	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	-	-	-	-	-	-	-
47	4	4	12	4	2	4	2	-	-	-	-	-	29	29	29	30	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	-	-	-	-	-	-	-
48	4	4	12	4	4	3	1	-	-	-	-	-	29	29	29	30	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	-	-	-	-	-	-	-
49	4	4	12	4	4	4	-	-	-	-	-	-	29	29	29	30	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	-	-	-	-	-	-	-
50	6	4	14	4	3	4	3	-	-	-	-	-	18	18	19	20	22	24	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	-	-	-	-	-	-	-
51	12	4	20	4	3	3	3	4	3	-	-	-	12	11	11	11	12	11	11	11	12	11	11	11	30	30	30	30	30	-	-	-	-	-	-	-
52	12	4	20	4	3	3	3	4	3	-	-	-	12	11	11	11	12	11	11	11	12	11	11	11	20	20	20	30	30	-	-	-	-	-	-	-
53	4	3	11	4	4	3	-	-	-	-	-	-	29	29	29	30	-	-	-	-	-	-	-	-	37	37	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-
54	6	3	13	4	3	4	2	-	-	-	-	-	18	18	19	20	22	24	-	-	-	-	-	-	37	37	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-
55	6	3	13	4	3	4	2	-	-	-	-	-	18	18	19	20	22	24	-	-	-	-	-	-	25	37	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-
56	6	3	13	4	3	4	2	-	-	-	-	-	18	18	19	20	22	24	-	-	-	-	-	-	30	36	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Onde:

ESTAISNUM – representa o número de sub-modulos (tramos) entre o ponto de ancoragem do estai atual e o anterior;

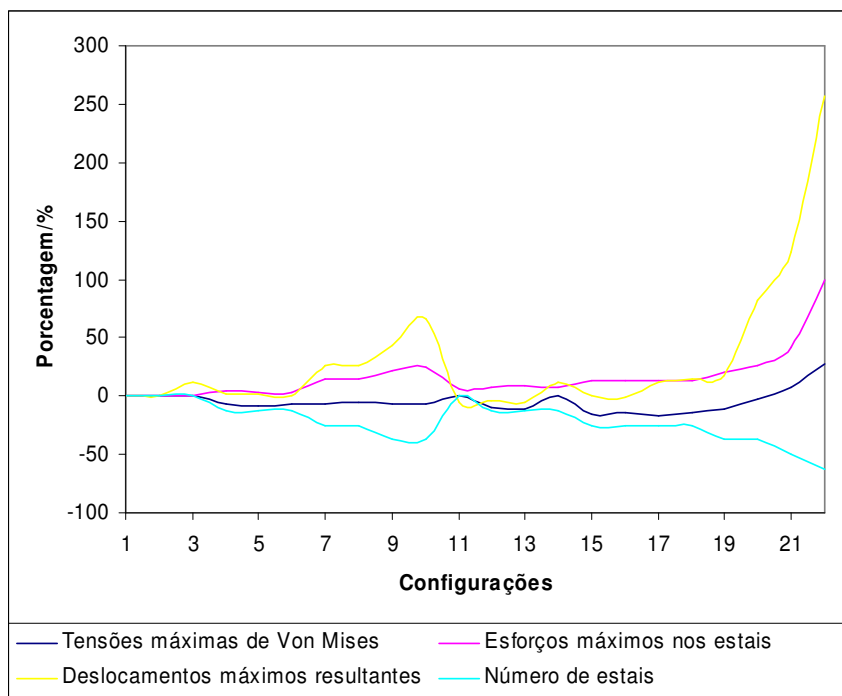
NPFE – número de pontos de fundação entre o estai mais afastado do mastro e o próprio mastro;

NUMESB – representa a quantidade estais entre o dispositivo anti-torção do meio do mastro e a sua base em uma das quatro arestas que o formam;

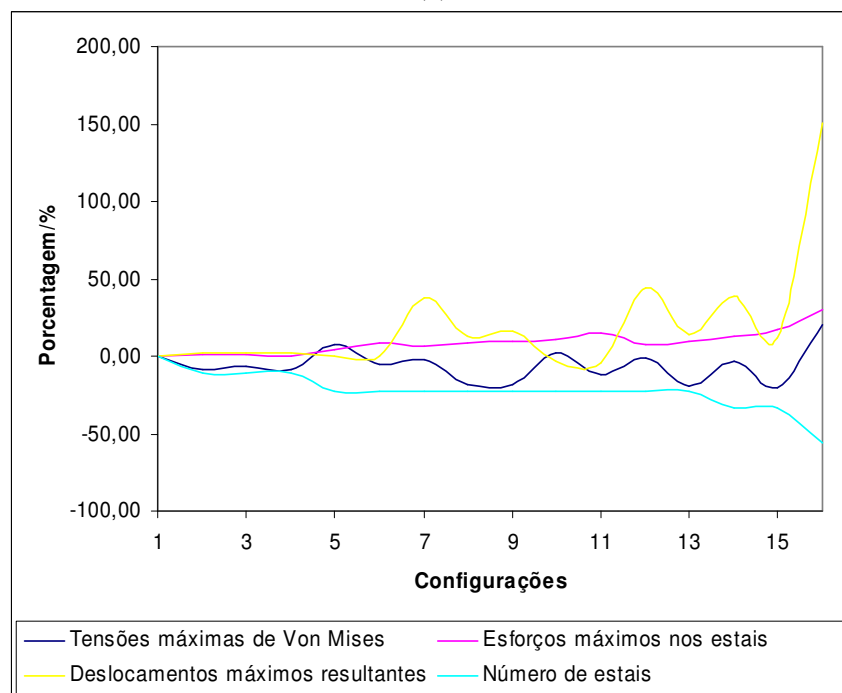
NUMEST – representa a quantidade de estais entre os dois dispositivos anti-torção em uma das quatro arestas que formam o mastro da torre;

QEPF – corresponde ao número de estais por ponto de fundação, sendo a sua numeração (1, 2 e 3) do ponto de fundação mais afastado para o mais próximo do mastro.

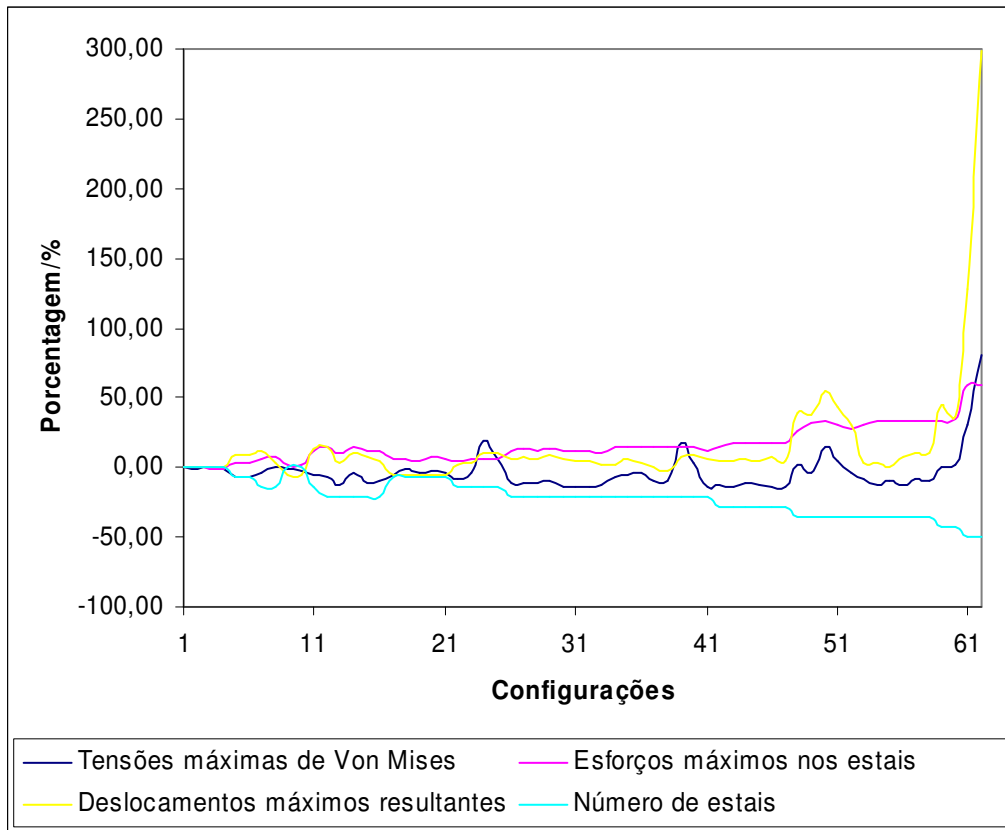
APÊNDICE VII - Esforços em porcentagem para as torres.



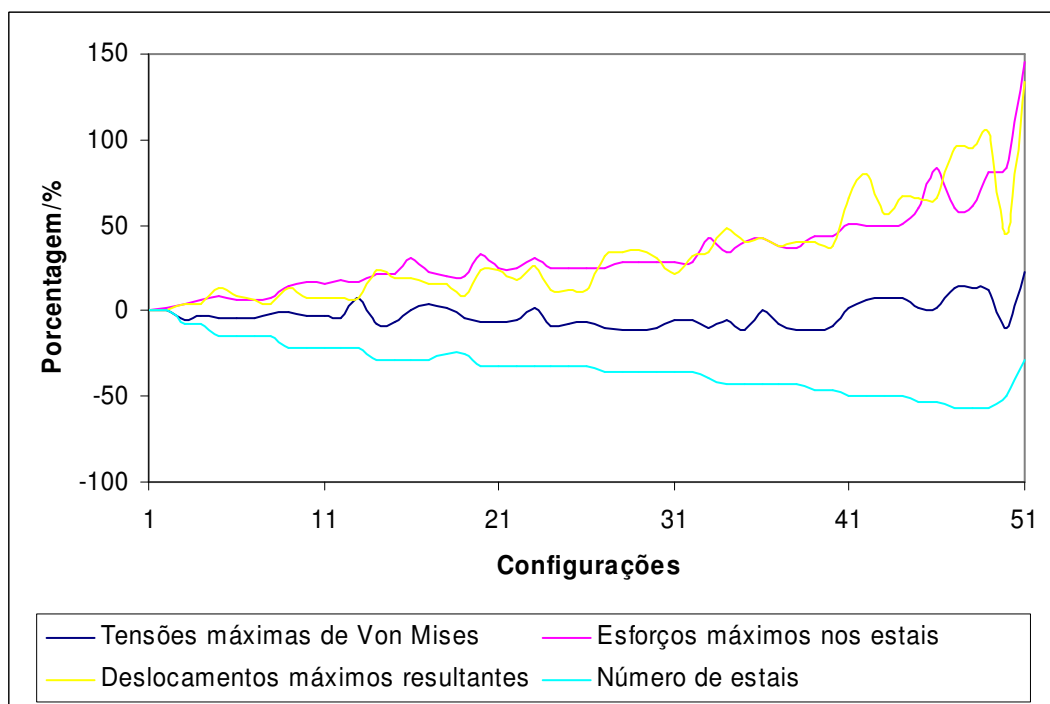
(a)



(b)



(c)

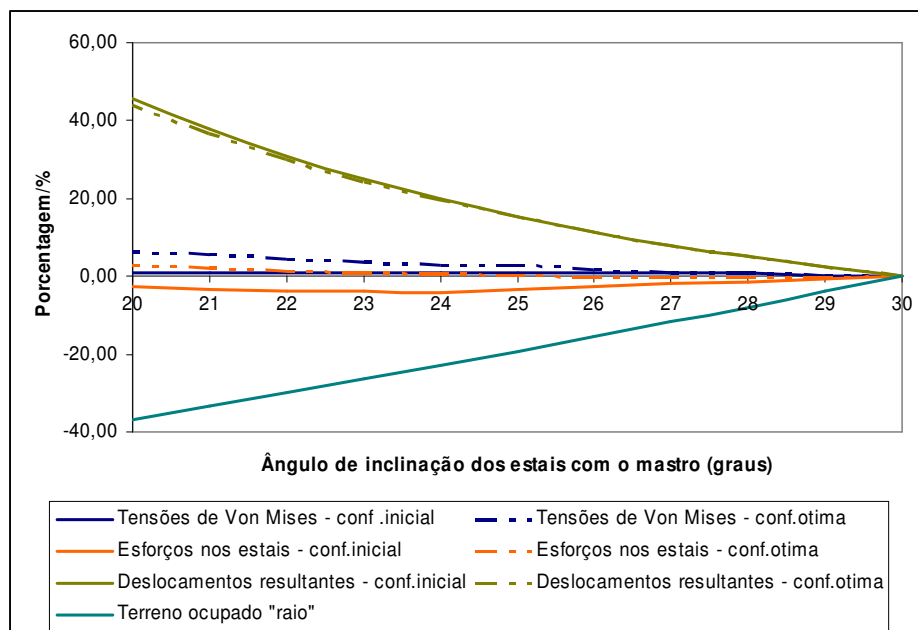


(d)

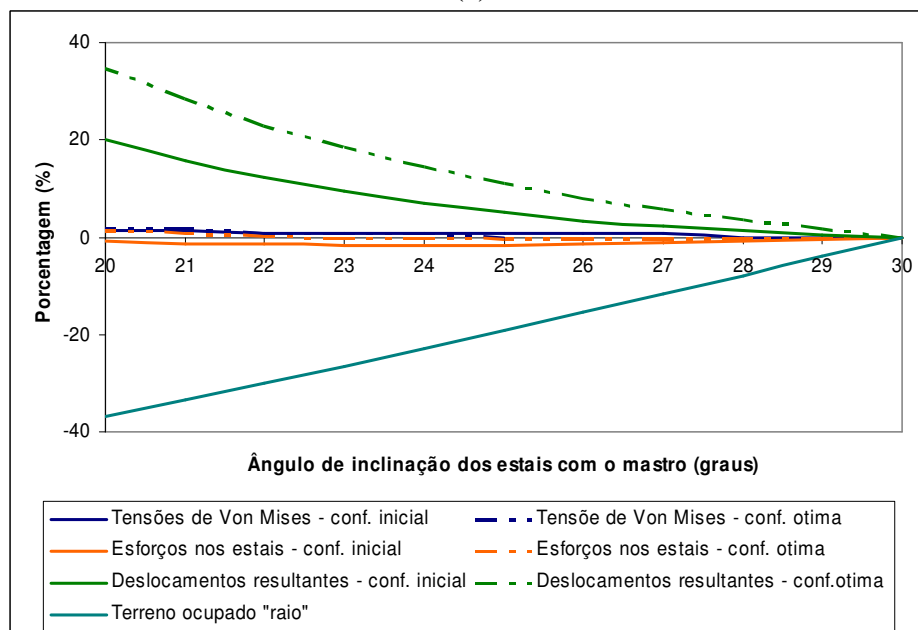
Figura VII. 1: Diferenças percentuais. (a) Torre de 56 com 1DAT; (b) Torre de 56 com 2DAT; (c) Torre de 105 m; (d) Torre de 210 m.

Onde DAT significa dispositivo anti-torção.

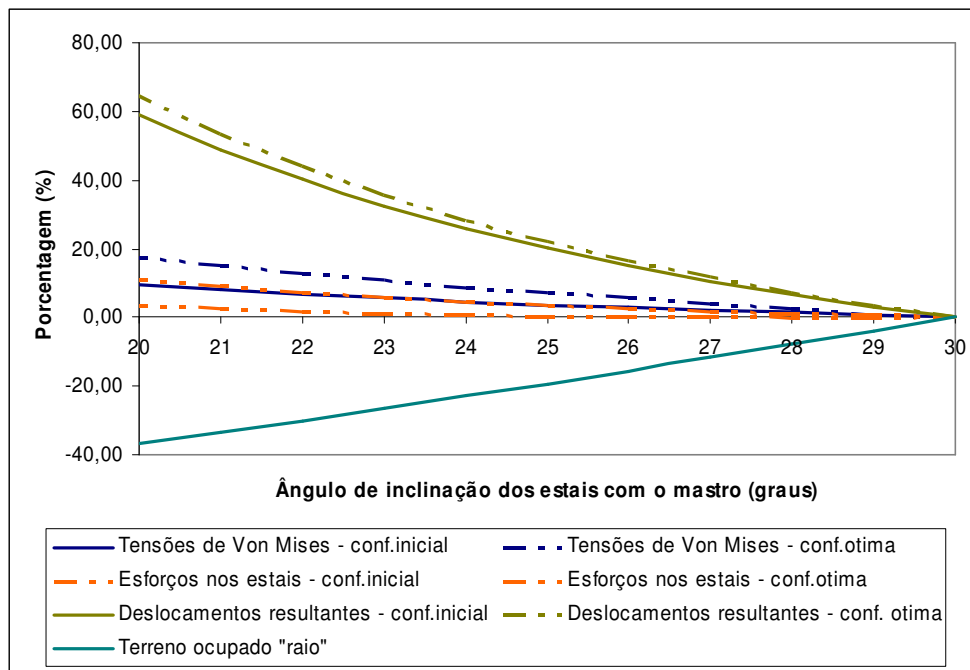
APÊNDICE VIII - Intensidade das funções resposta com a variação de TETAV.



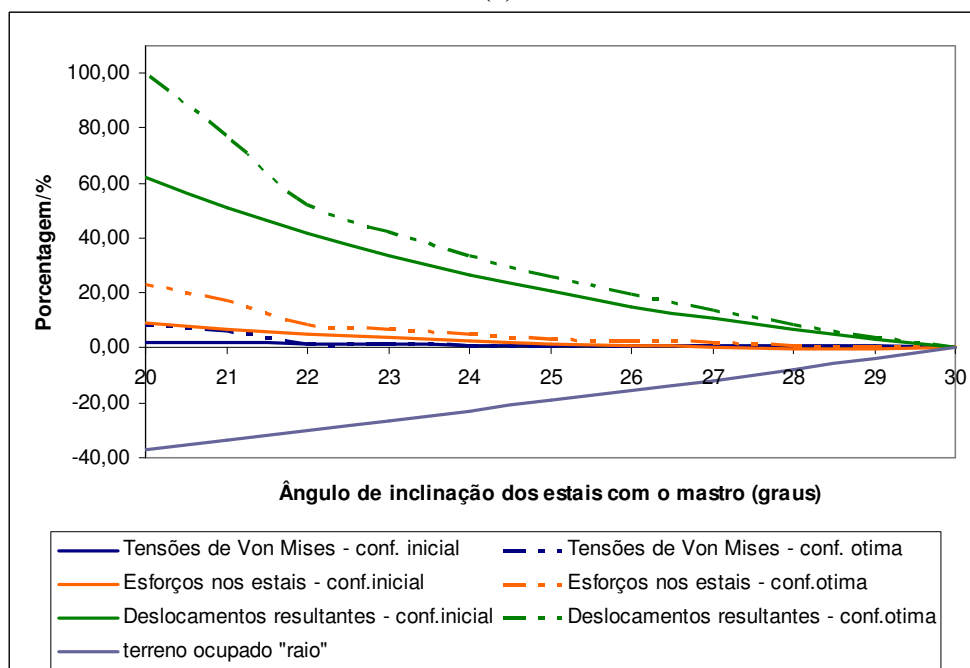
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura VIII. 1: Intensidade das funções resposta e quantidade de terreno ocupada pela estrutura, com a variação de TETAV. (a) Torre de 56 com 1DAT; (b) Torre de 56 com 2DAT; (c) Torre de 105 m; (d) Torre de 210 m.

Onde :

DAT: dispositivo anti-torção;

TETAV: ângulo formado entre os estais mais afastados e o mastro da torre.

**APÊNDICE IX - Autovalores e autovetores, devido às alterações na base
do mastro da torre estaiada de 105m.**

A figura IX.1 apresenta os vinte primeiros modos de vibrar para uma torre estaiada de 105 m, com base engastada ou rotulada.

Onde:

BE: base engastada;

BR: base rotulada.

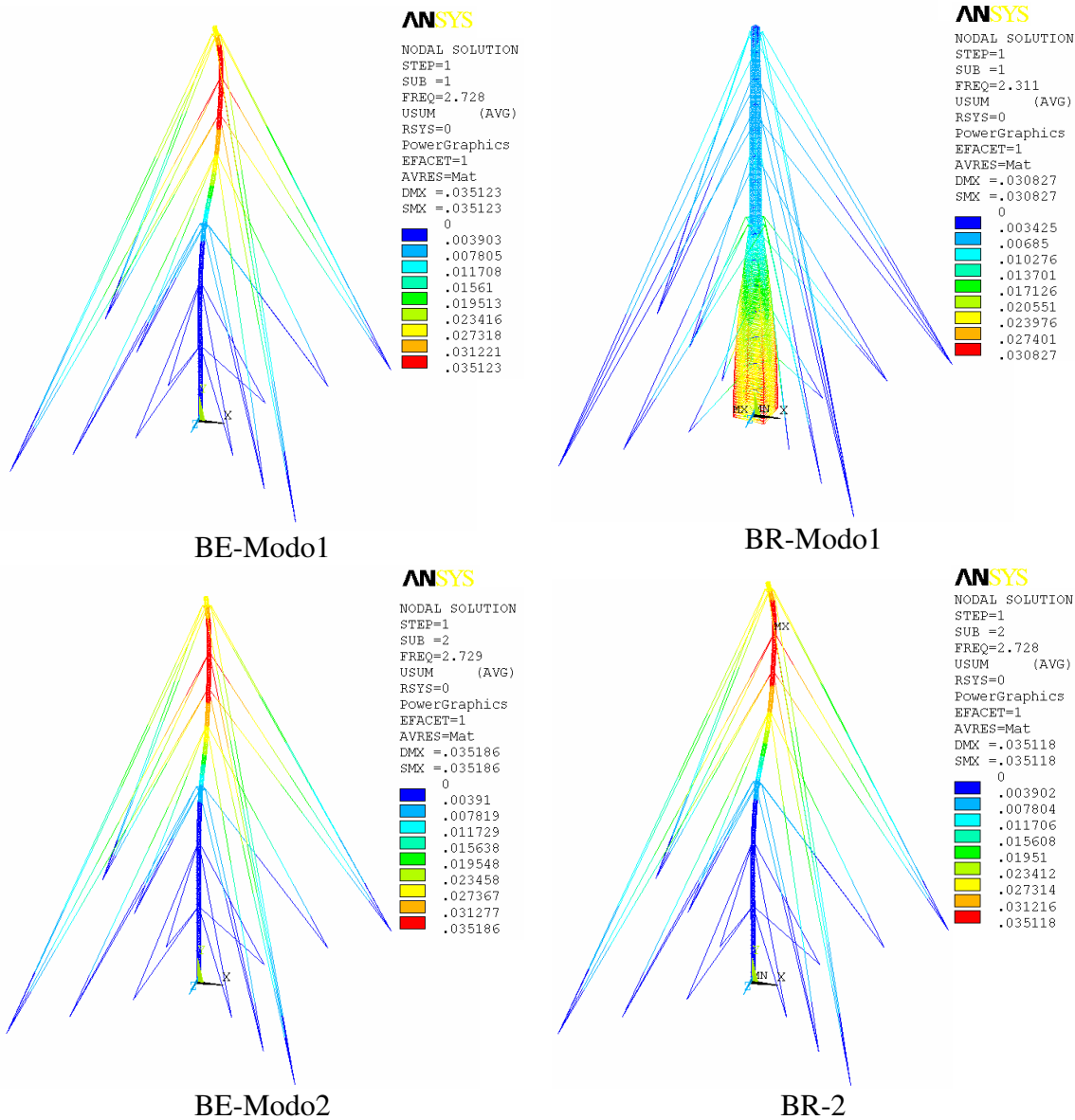


Figura IX. 1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m.

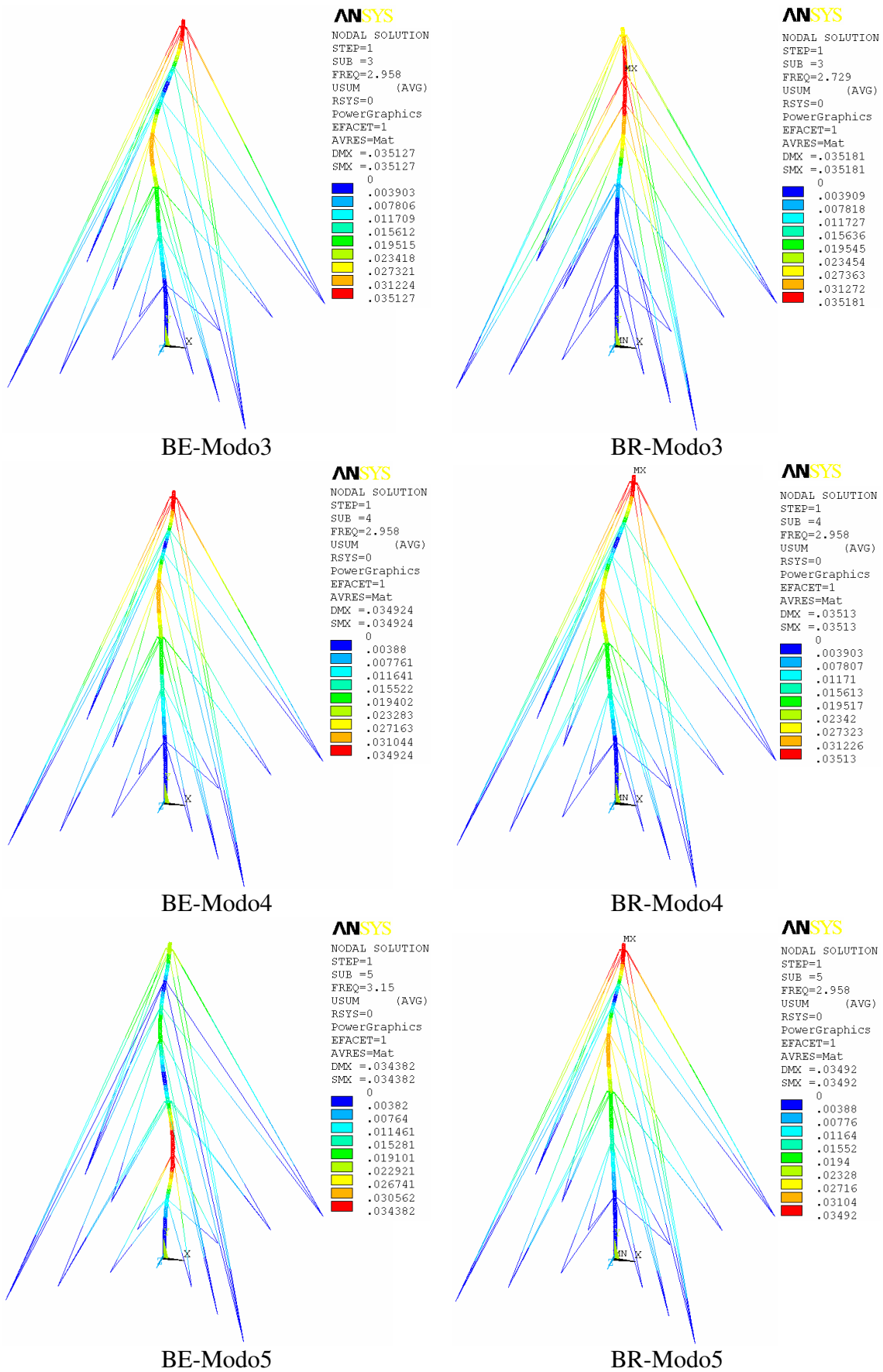


Figura IX.1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m (cont).

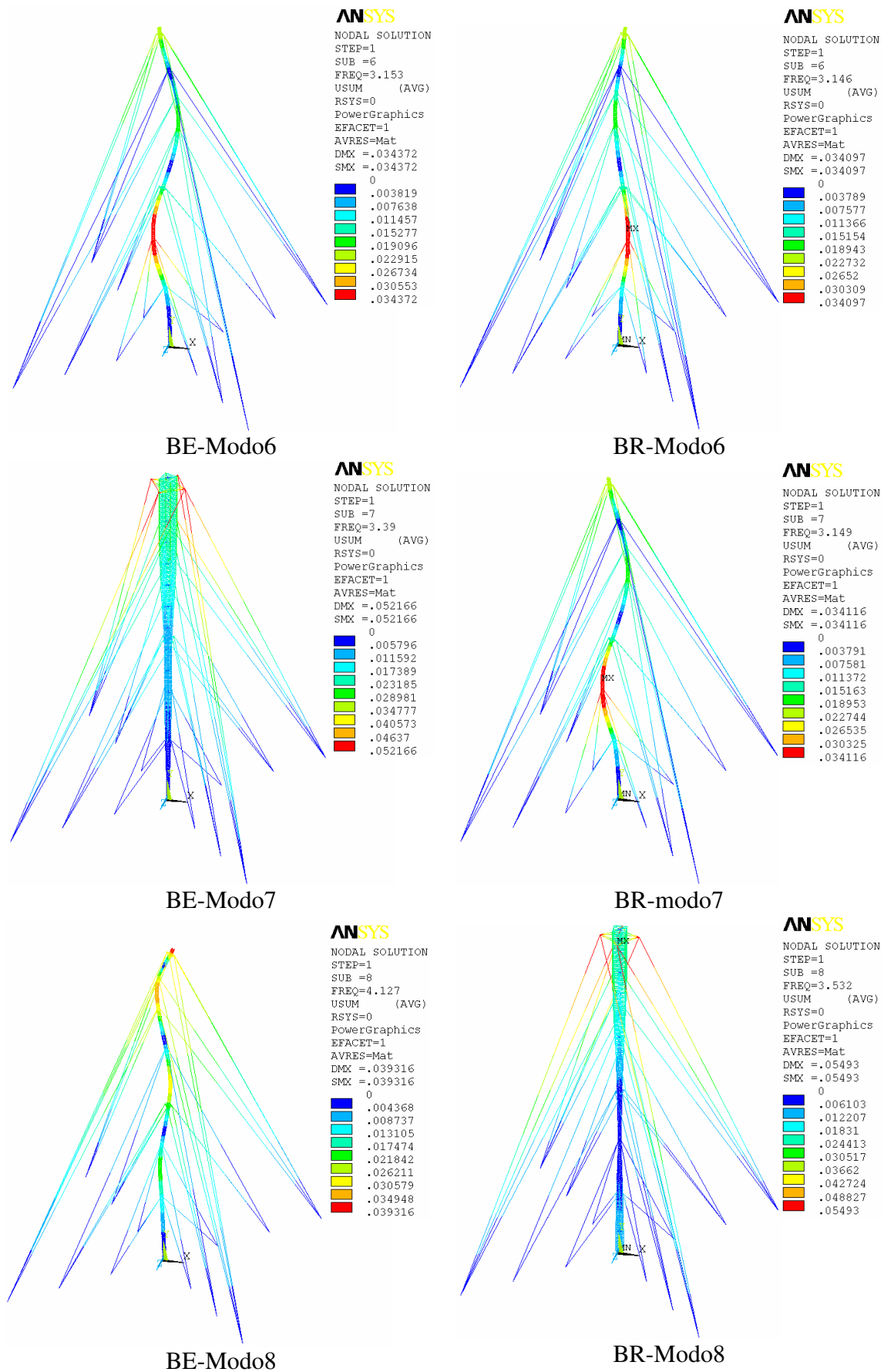


Figura IX.1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m (cont).

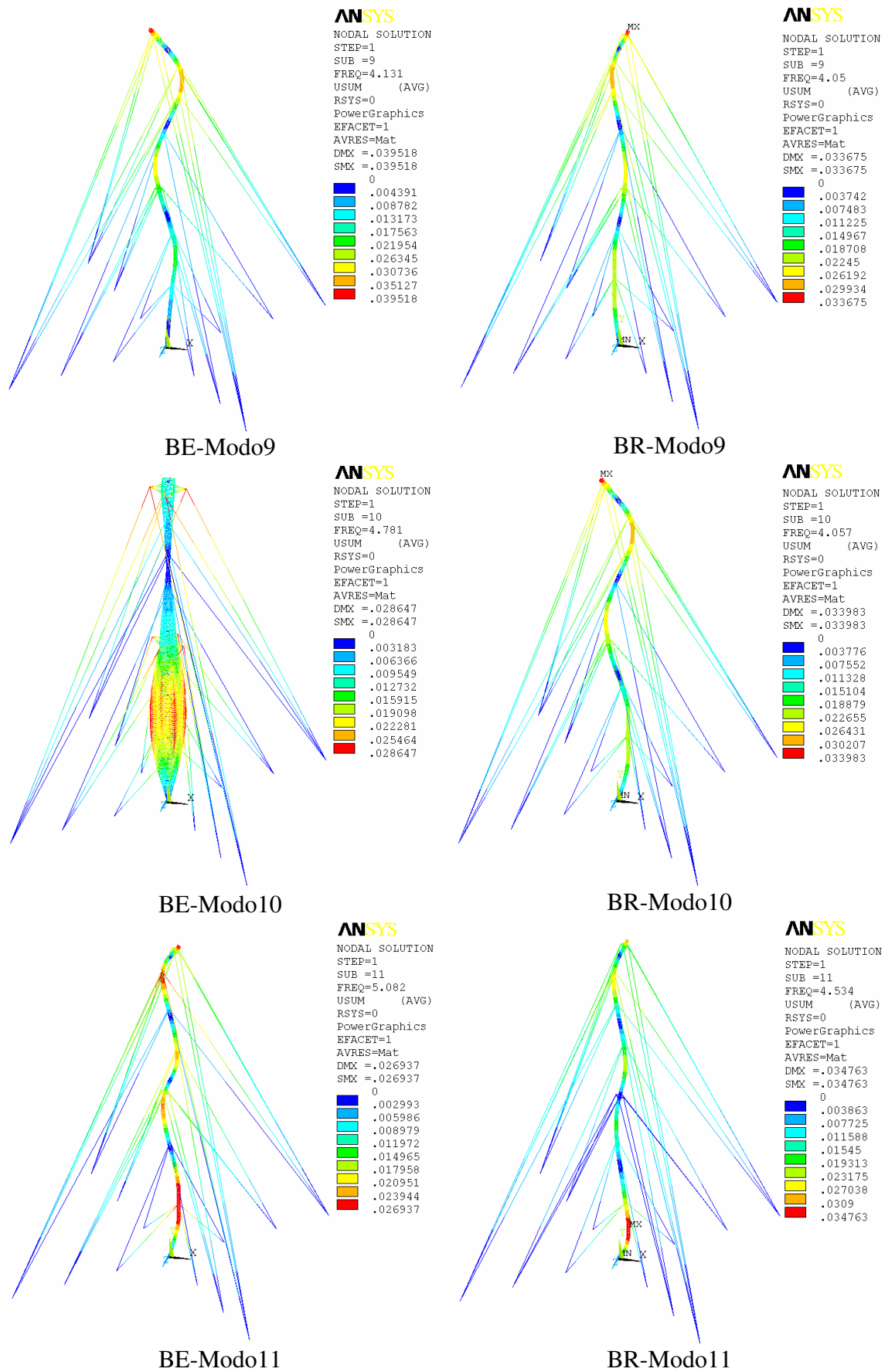


Figura IX.1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m (cont).

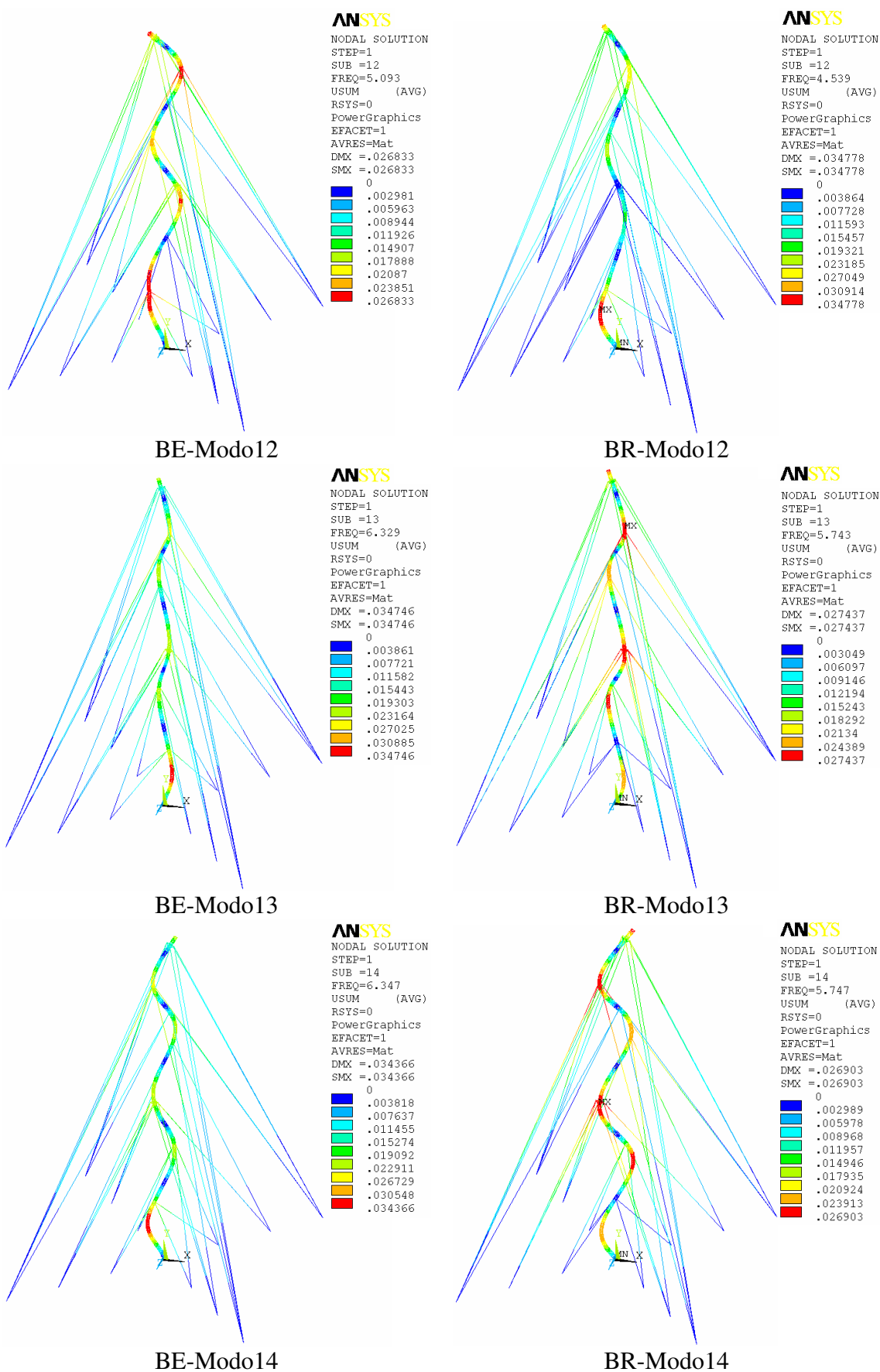


Figura IX.1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m (cont).

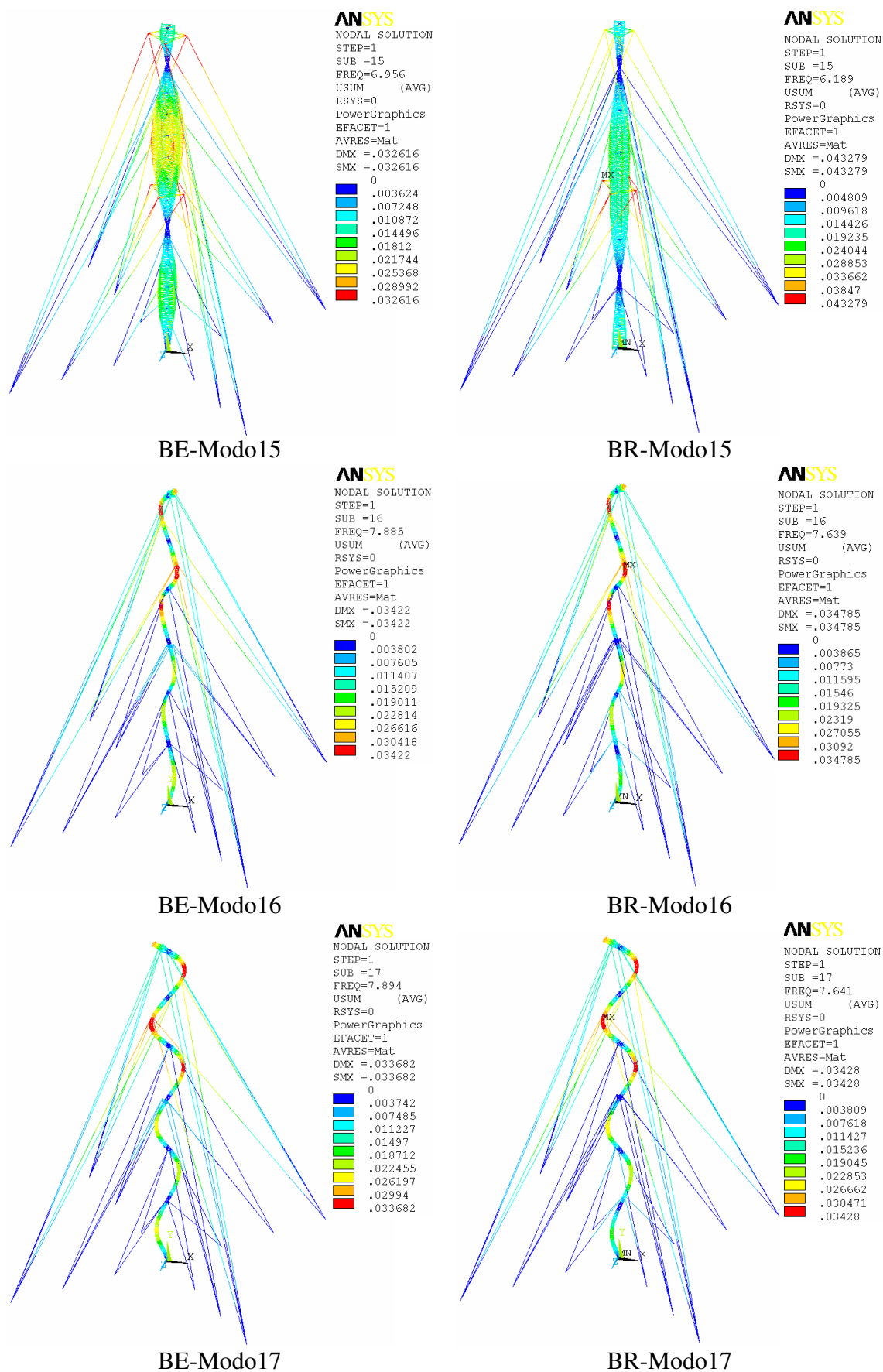


Figura IX.1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m (cont).

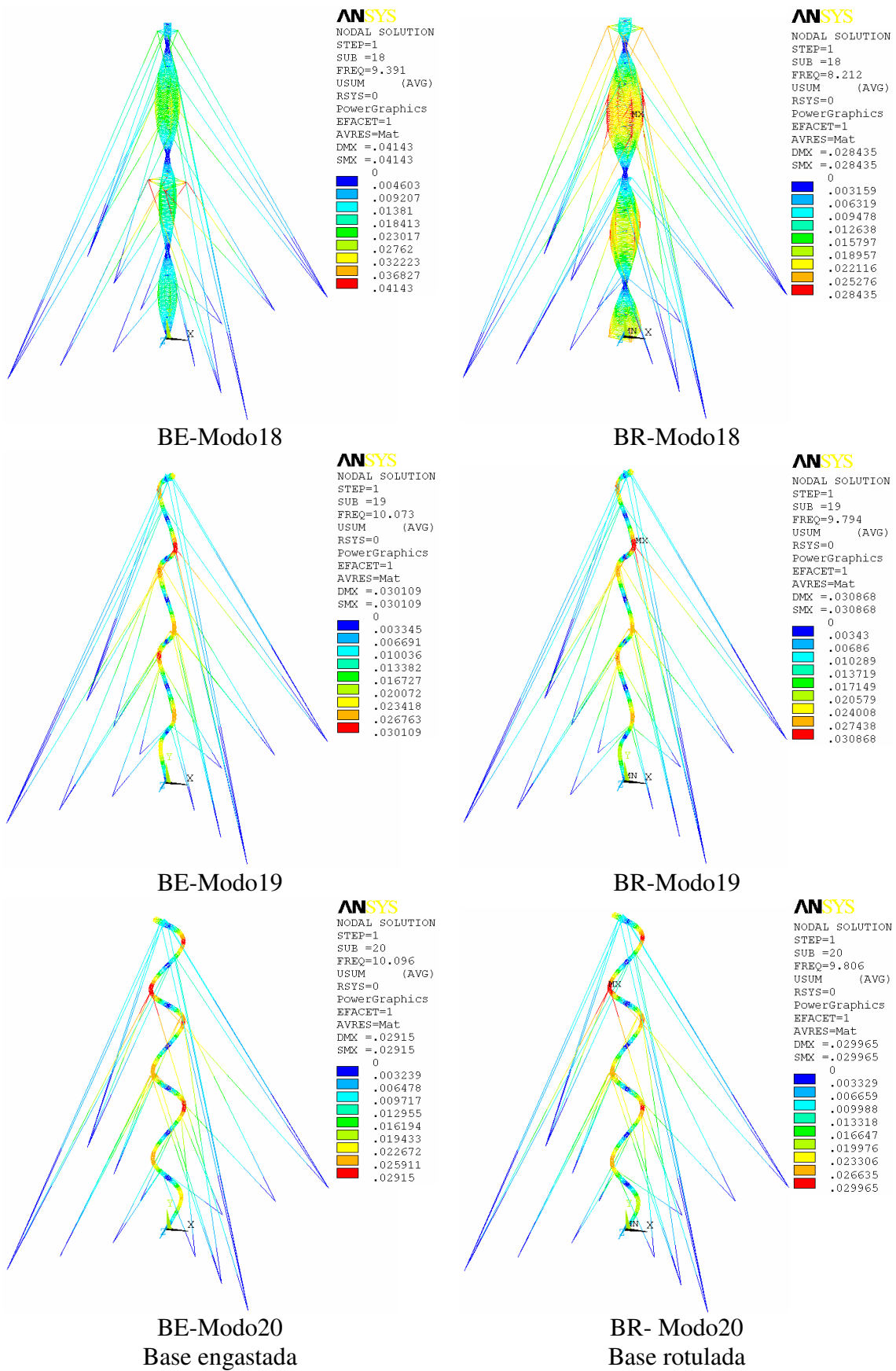


Figura IX.1: Vinte primeiros modos de vibrar para a torre estaiada de 105m.