

MARIANA SOUZA RECHTMAN

**ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA DE TORRES DE
TELECOMUNICAÇÕES SUBMETIDAS À AÇÃO DO VENTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial à obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil; Área de Concentração: Tecnologia da Construção e Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Orlando Celso Longo

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos Silva

Niterói
2018

Ficha catalográfica automática - SDC/BEE

R296a Rechtman, Mariana Souza
 ANÁLISE DA LEI Nº 8.666/1993, DE LICITAÇÕES E CONTRATOS
 ADMINISTRATIVOS À LUZ DOS PRINCÍPIOS DA SUSTENTABILIDADE
 VISANDO SEU EMPREGO NA CONTRATAÇÃO DE OBRAS PÚBLICASANÁLISE
 DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES
 SUBMETIDAS À AÇÃO DO VENTO / Mariana Souza Rechtman ; Orlando
 Celso Longo, orientador ; José Guilherme Santos Silva,
 coorientador. Niterói, 2018.
 89 f. : il.

 Dissertação (mestrado)-Universidade Federal Fluminense,
 Niterói, 2018.

DOI: <http://dx.doi.org/10.22409/PGC.2018.m.113.461.957-06>

 1. Torres de Aço de Telecomunicações. 2. Ação Dinâmica
 Não Determinística do Vento. 3. Análise Dinâmica. 4.
 Modelagem Computacional. 5. Produção intelectual. I. Título
 II. Longo, Orlando Celso, orientador. III. Silva, José
 Guilherme Santos , coorientador. IV. Universidade Federal
 Fluminense. Escola de Engenharia.

CDD –

Bibliotecária responsável: Fabiana Menezes Santos da Silva - CRB7/5274

MARIANA SOUZA RECHTMAN

**ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA DE TORRES DE
TELECOMUNICAÇÕES SUBMETIDAS À AÇÃO DO VENTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial à obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil; Área de Concentração 2: Tecnologia da Construção e Estruturas

Aprovada em _____ de _____ de _____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Orlando Celso Longo – Orientador
Universidade Federal Fluminense

Prof. Dr. José Guilherme Santos Silva – Orientador
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Francisco Soeiro
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Gilvan Lunz Debona
Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro

Niterói
2018

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial meus pais e irmão, que sempre me incentivaram a estudar e evoluir acadêmica e profissionalmente.

Ao Carlos, por ser meu companheiro e sempre estar presente.

À Marte engenharia, pelo incentivo para concluir mais essa etapa de minha formação e aos meus colegas de trabalho, em especial aos meus supervisores Juliana Motta e Pedro Taouk pela compreensão e tempo disponibilizado e ao Carlos Costa pelo apoio com o tema relacionado a sua disciplina.

À UFF e a UERJ por serem instituições de ensino de excelência e por oferecerem contribuições para a formação de tantos alunos e para a ciência do país.

Aos meus colegas de faculdade por sempre incentivarem e auxiliarem na elaboração desse trabalho, em especial ao Breno pelo tempo disponibilizado.

Ao professor Orlando pelo apoio para a conclusão de mais essa etapa.

Ao meu orientador, professor José Guilherme, por ter me acolhido, orientado e pela amizade demonstrada nesse período.

RESUMO

A principal motivação para o desenvolvimento desse trabalho é o crescente aumento dos problemas estruturais relacionados à ação do vento em estruturas metálicas treliçadas para telecomunicações. Esse estudo pretende desenvolver uma metodologia baseada na avaliação da resposta de estruturas esbeltas quando submetidas a carregamentos dinâmicos não determinísticos da ação do vento, através da aplicação de formulações matemáticas utilizadas para a modelagem randômica da ação do vento. Com esse objetivo, foi elaborado um modelo estrutural composto por uma torre metálica de telecomunicações existente com altura de 100,3 metros. A interação solo-estrutura foi representada através da inserção de molas lineares com rigidez axial na modelagem das fundações, compostas por quatro tubulões em concreto armado de 0,7 metros de diâmetro e 7,0 metros de comprimento, sendo um em cada pé da torre. Na modelagem da torre e das fundações foi aplicado o método dos elementos finitos (MEF), através do programa ANSYS. Foram elaborados dois modelos distintos, um com a torre isoladamente (apoios rígidos) e outro com a modelagem das fundações e a consideração da interação solo-estrutura para a observação das diferenças entre os comportamentos estruturais das duas modelagens. Os deslocamentos obtidos pelas respostas estática e dinâmica não determinística do modelo da estrutura foram comparados com os limites apresentados em normas de projetos vigentes. Com os dados obtidos nesse trabalho foi possível observar que existem diferenças significativas na resposta estrutural a partir do emprego da metodologia desenvolvida e da apresentada nas normas projeto e assim alertar os projetistas para essa consideração.

Palavras-chave: Torres de Aço de Telecomunicações; Ação Dinâmica Não Determinística do Vento; Análise Dinâmica; Modelagem Computacional.

ABSTRACT

The main motivation for the development of this work is the increase of structural problems related to the action of the wind loads applied to steel lattice structures used for telecommunications. This study intends to develop a methodology based on the evaluation of the response of slender structures when subjected to dynamic non - deterministic loads such as wind action, through the application of mathematical formulations used for the random modelling of wind load. Regarding this objective, a structural model was elaborated, consisting of an existing 100,3 meters height steel telecommunications tower. Soil-structure interaction was represented by linear soil springs connected to circular reinforced concrete pile foundations of 0.7 meters diameter and 7.0 meters length, each one located at each foot of the tower. Finite element method (FEM) ANSYS software was used to model the tower and foundations. Two separate models were developed, one with an isolated tower and the other with the modeling of foundations and soil structure interaction to indicate the differences between the structural response of the two models. The structural displacements obtained by the non-deterministic static and dynamic responses were compared with the limits presented in current project standards. With the data obtained in this work it was possible to observe that there are significant differences in the structural response from the use of the developed methodology and that presented in the project standards and thus to alert the designers to this consideration.

Keywords: Telecommunication Steel Towers; Dynamic Non-Deterministic Wind Load; Dynamic Analysis; Computational modelling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Torres de telecomunicações (SECCIONAL, 2007)	15
Figura 2 – Modelo dinâmico discreto - NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 35) e (OLIVEIRA, 2016)	26
Figura 3 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) - NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 6)	30
Figura 4 – Perfil da velocidade média do vento ao longo da altura	33
Figura 5 – Espectro de potência do vento de Kaimal (BLESSMANN, 1995) e (OLIVEIRA, 2016).....	35
Figura 6 – Geometria da estrutura (dimensões em metros).....	41
Figura 7 – Perfil de cantoneira	42
Figura 8 – Planta das fundações.....	45
Figura 9 – Corte A-A das fundações	45
Figura 10 – Sondagem à percussão – SPT.....	47
Figura 11 – Aplicação do carregamento de vento	50
Figura 12 – Elemento BEAM 44 (ANSYS, 2007).....	51
Figura 13 – Elemento LINK 8 (ANSYS, 2007).....	52
Figura 14 – Detalhe das ligações na modelagem	52
Figura 15 – Modelo em elementos finitos da torre	53
Figura 16 – Detalhe das fundações da torre	54
Figura 17 – Elemento COMBIN14 (ANSYS, 2007)	55
Figura 18 – 1º Modo de vibração: $f_{01} = 0,95$ Hz (OLIVEIRA, 2016).....	59
Figura 19 – 2º Modo de vibração: $f_{02} = 0,95$ Hz (OLIVEIRA, 2016).....	60
Figura 20 – 3º Modo de vibração: $f_{03} = 1,68$ Hz (Oliveira, 2016)	60
Figura 21 – 4º Modo de vibração: $f_{04} = 1,99$ Hz (OLIVEIRA, 2016).....	60
Figura 22 – 5º Modo de vibração: $f_{05} = 2,15$ Hz (OLIVEIRA, 2016).....	61
Figura 23 – 6º Modo de vibração: $f_{06} = 2,27$ Hz (OLIVEIRA, 2016).....	61
Figura 24 – 1º Modo de vibração: $f_{01} = 0,93$ Hz	62
Figura 25 – 2º Modo de vibração: $f_{02} = 0,93$ Hz	62
Figura 26 – 3º Modo de vibração: $f_{03} = 1,68$ Hz	62
Figura 27 – 4º Modo de vibração: $f_{04} = 1,99$ Hz	63
Figura 28 – 5º Modo de vibração: $f_{05} = 2,19$ Hz	63
Figura 29 – 6º Modo de vibração: $f_{06} = 2,19$ Hz	63
Figura 30 – Nós de deslocamentos máximos.....	70
Figura 31 – Força no tempo na cota $z = 100,3$ m - 1ª série de carregamentos.....	73
Figura 32 – Densidade espectral da força do vento na cota $z = 100,3$ m - 1ª série de carregamentos.....	73
Figura 33 – Resposta dinâmica modelagem viga série 33.....	74
Figura 34 – Densidade espectral dos deslocamentos modelagem viga série 5.....	75
Figura 35 – Comparação dos deslocamentos translacionais máximos; séries 1 a 40	75
Figura 36 – Comportamento da média dos deslocamentos translacionais horizontais máximos em relação ao número de séries utilizadas.....	77
Figura 37 – Deslocamento máximo permitido pela norma SDT-240-410-600 (TELEBRÁS, 1997) e (OLIVEIRA, 2016).....	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos da NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 35)	23
Tabela 2 – Expoente p e parâmetro b (NBR 6123, 1988, p. 36)	24
Tabela 3 – Parâmetros adotados para determinação do fator S_2	31
Tabela 4 – Velocidade média do vento ao longo da altura da torre	32
Tabela 5 – Propriedades físicas do aço	42
Tabela 6 – Perfis adotados por posição	42
Tabela 7 – Propriedades geométricas das seções transversais das catoneiras	44
Tabela 8 – Propriedades físicas do concreto	46
Tabela 9 – Classificação dos solos - NBR 6484 (ABNT, 2001, p. 17).....	47
Tabela 10 – Parâmetros de resistência e deformabilidade do solo em função do SPT (BOWLES, 1997).....	48
Tabela 11 – Parâmetros do solo em função do NSPT	48
Tabela 12 – coeficiente de reação horizontal das molas (K_s) por profundidade	55
Tabela 13 – Coeficientes das matrizes de massa e rigidez α e δ	57
Tabela 14 – Frequências naturais dos modelos desenvolvidos	58
Tabela 15 – Resumo dos efeitos referentes aos modos de vibração.....	64
Tabela 16 – Dados adotados para o cálculo do vento (Oliveira, 2016)	66
Tabela 17 – Planilha de cálculo das cargas estáticas segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) (Oliveira, 2016).....	67
Tabela 18 – Fator de rajada em termos de força estática	68
Tabela 19 – Fator de rajada em termos de deslocamento estático.....	69
Tabela 20 – Deslocamentos estáticos máximos para modelagem da torre isoladamente (apoios rígidos) (OLIVEIRA, 2016).....	71
Tabela 21 – Deslocamentos estáticos máximos para modelagem da torre considerando a interação solo estrutura e modelagem das fundações: tubulões.....	71
Tabela 22 – Deslocamentos translacionais máximos; séries 1 a 40	76
Tabela 23 – Comparação dos resultados entre os modelos discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988) e o modelo não determinístico.....	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANATEL	Agencia Nacional de Telecomunicações
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	Analysis Systems
NBR	Norma Brasileira
TELEBRASIL	Associação Brasileira de Telecomunicações

LISTA DE SÍMBOLOS

A_0	área de referência
A_i	área de influência correspondente à coordenada i
a_i	amplitude das funções temporais
b	parâmetro da norma
C	matriz de amortecimento de Rayleigh
C_a	coeficiente de arrasto
C_{ai}	coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i
E_s	módulo de elasticidade longitudinal do aço
f	frequência da estrutura
f_1	frequência fundamental da estrutura
f_{01}	frequência fundamental da estrutura
F_H	variável da componente flutuante $\hat{x}_i$
f_i	frequência da estrutura do modo i
$F_{\text{médio}}$	força do vento média
$F_{r,II}$	fator de rajada para categoria II
F_r	fator de rajada
F_{total}	força do vento total
$F(t)$	força do vento ao longo do tempo
f_y	resistência característica de escoamento
GPa	gigapascal
h	altura da estrutura acima do terreno
Hz	hertz
k	constante de kármán
K	matriz de rigidez do sistema
kN/m^3	quilonewton por metro cúbico

L_1	largura considera na edificação
L	largura do perfil
m	metros
m_0	massa discreta de referência
m_i	massa discreta correspondente à coordenada i
m/s	metro por segundo
M	matriz de massa do sistema
MPa	megapascal
n	número de graus de liberdade da estrutura
N	número de divisões no espectro de potência
N	newton
p	parâmetro da norma
q	pressão dinâmica do vento
$q(t)$	variação da pressão dinâmica do vento
q_0	pressão dinâmica do vento
$\hat{Q}_j$	j -ésima variável estática
rad/s	radianos por segundo
s	segundos
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
$S^V(f_i)$	densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f
$S^V(f, Z)$	densidade espectral da componente longitudinal da turbulência em função da altura z
t	tempo
t	espessura do perfil
T_1	período fundamental da estrutura

u_*^2	velocidade de fricção
$U_{95\%}$	índice de confiabilidade dos deslocamentos
$\bar{U}$	média dos deslocamentos máximos
$\bar{U}_q$	média quadrática dos deslocamentos máximos
U_i	deslocamento máximo na série i
$UX_{95\%}$	índice de confiabilidade dos deslocamentos máximos
$UX_{\text{flutuante}}$	deslocamento máximo da parcela flutuante
$UX_{\text{médio}}$	deslocamento máximo da parcela média
UX_{total}	deslocamento máximo total
V_0	velocidade básica do vento
$\bar{V}_{10}$	velocidade média para cota de 10 m
V	velocidade do vento
$\bar{V}$	velocidade média do vento
$\bar{V}_p$	velocidade de projeto
$V(t)$	velocidade do vento em função do tempo
$v(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento
$\bar{V}_z$	velocidade média do vento na cota z
V_z	velocidade média do vento na cota z acima do nível do terreno
x_i	deslocamento correspondente a coordenada i
X	eixo global X
X_j	força total devida ao vento na direção da coordenada j
X_i	força total devida ao vento na direção da coordenada i
$\bar{X}_i$	força X_i média
$\hat{X}_i$	componente flutuante de X_i
Y	eixo global Y
z	cota acima do terreno
z_0	comprimento de rugosidade

z_i	altura do elemento i da estrutura sobre o nível do terreno
z_r	altura de referência
Z	eixo global Z
α	taxa de contribuição da matriz de massa
β_i	variável de F_H
Δf	incremento da frequência
δ	taxa de contribuição da matriz de rigidez
ξ	coeficiente de amplificação dinâmica
ξ	taxa de amortecimento
ξ_i	taxa de amortecimento do modo i
ζ	razão de amortecimento crítico
ψ_i	$\psi = m_i/m_o$
γ	parâmetro norma
γ_s	densidade do aço
θ_i	ângulo de fase aleatório
$\emptyset$	índice área exposta
ρ	densidade do ar
μ_i	modo de vibração
ν	coeficiente de poisson
ω_{01}	frequência fundamental circular
ω_{0i}	frequência fundamental circular
σ	desvio padrão
σ^2	variância
σ_U	desvio padrão dos deslocamentos
σ_U^2	variância dos deslocamentos

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	15
1.1 MOTIVAÇÃO	16
1.2 OBJETIVOS	17
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
3 EFEITOS DO VENTO SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (ABNT, 1988)	23
3.1 MODELO CONTÍNUO SIMPLIFICADO.....	23
3.2 MODELO DISCRETO	25
4 MODELO DO CARREGAMENTO NÃO DETERMINÍSTICO DO VENTO	29
4.1 DEFINIÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO.....	30
4.2 DEFINIÇÃO DA PARCELA FLUTUANTE DA VELOCIDADE DO VENTO.....	33
4.2.1 Função de densidade espectral	33
4.2.2 Espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 1995).....	34
4.2.3 Definição das séries temporais da velocidade do vento	35
4.4 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO DE VENTO NÃO DETERMINÍSTICO.....	36
4.5 FORMULAÇÃO PARA ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS	37
4.5.1 Média dos deslocamentos máximos	38
4.5.2 Média quadrática dos deslocamentos máximos	38
4.5.3 Variância e desvio padrão da amostra	38
4.5.4 Índice de confiabilidade.....	39
5 MODELO ESTRUTURAL DA TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES	40
5.1 DESCRIÇÃO DO MODELO INVESTIGADO.....	40
5.1.1 Concepção estrutural da torre de telecomunicações	40
5.1.2 Propriedades físicas do aço.....	42
5.1.3 Propriedades geométricas dos materiais empregados	42
5.1.4 Concepção estrutural das fundações.....	44
5.1.5 Propriedades físicas do concreto	46
5.1.6 Características do solo	46
5.2 APLICAÇÃO ESPACIAL DOS CARREGAMENTOS ESTÁTICO E DINÂMICO..	49
6 ESTRATÉGIAS DE MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS.....	51
6.1 MODELAGEM DA TORRE DE AÇO PARA TELECOMUNICAÇÕES.....	51
6.2 MODELAGEM DAS FUNDAÇÕES	54
6.3 MODELAGEM SOLO	54
6.4 AMORTECIMENTO ESTRUTURAL.....	55
7 ANÁLISE MODAL DA TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES	58
7.1 FREQUÊNCIAS NATURAIS OU AUTOVALORES	58
7.2 MODOS DE VIBRAÇÃO OU AUTOVETORES	59
7.2.1 Estratégia de modelagem da torre isoladamente (apoios rígidos)	59
7.2.2 Estratégia de modelagem com consideração da interação solo-estrutura (modelagem das fundações: tubulões).....	61
8 ANÁLISE ESTATICA SEGUNDO A NBR 6123 (ABNT, 1988)	66

9 ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA	72
9.1 CARREGAMENTO DINÂMICO NÃO DETERMINÍSTICO.....	72
9.2 RESPOSTA DINÂMICA DA ESTRUTURA.....	73
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	80
10.1 CONCLUSÕES ALCANÇADAS	80
REFERÊNCIAS.....	83

INTRODUÇÃO

A história das telecomunicações no Brasil começou no final do século XVIII, tendo seu crescimento se intensificado a partir da segunda metade do século XX. A evolução tecnológica crescente das últimas décadas incentivou o avanço do setor de telecomunicações. Segundo dados da Agência Nacional de Telecomunicações, no ano de 2015 o Brasil possuía 257,8 milhões de linhas de telefones celulares (ANATEL, 2015).

As estruturas de aço treliçadas (Figura 1) apresentam comportamento adequado e vantajoso para o suporte das antenas de telecomunicações, pois possuem baixo peso próprio, facilidade de transporte e montagem (MACHADO, 2003).

A expansão do sistema de telefonia celular fez com que a demanda por torres de aço treliçadas crescesse significativamente nos últimos anos. Segundo a Associação Brasileira de Telecomunicações, no ano de 2016, existiam mais de 82.000 torres de telecomunicação no Brasil (TELEBRASIL, 2016).



Figura 1 – Torres de telecomunicações (SECCIONAL, 2007)

Nas últimas décadas a necessidade de torres mais altas cresceu para suprir os requisitos técnicos e de eficácia dos sistemas de telecomunicação. O desenvolvimento e uso de materiais metálicos mais resistentes, tornou possível a utilização de torres cada vez mais altas e esbeltas. Existem muitos desafios envolvidos no projeto desse tipo de estrutura, como a consideração dos efeitos relacionados ao

vento e a prevenção da ocorrência de fenômenos como a ressonância que podem levar ao colapso da estrutura (ALMEIDA, 2012).

Por possuírem baixo peso próprio e pela não ocorrência frequente de terremotos no Brasil, as torres treliçadas de aço têm como principal carregamento a ação do vento na estrutura (OLIVEIRA, 2016).

As dificuldades na definição, modelagem e análise da ação do vento sobre as torres, por seu caráter aleatório e sua natureza dinâmica, tem gerado registros de diversos acidentes que podem causar a interrupção do fornecimento dos serviços relacionados a essas estruturas (ALMEIDA, 2012).

As torres de telecomunicações estão localizadas principalmente em áreas residenciais e de grande densidade populacional para melhoria do sinal e cobertura das operadoras. Por isso, em caso de colapso estrutural, além dos prejuízos financeiros, podem ocorrer danos à vida de pessoas. Para evitar esses riscos é necessário que as estruturas apresentem um bom nível de confiabilidade e resistam aos fenômenos meteorológicos existentes na região (FILIPE, 2012).

Ainda assim, a maioria dos projetos de torres de aço no Brasil considera o vento como um carregamento estático equivalente não levando em conta seu caráter dinâmico e nem o estudo dos deslocamentos excessivos que podem ocorrer devido ao fenômeno da ressonância, quando a frequência natural da estrutura se aproxima da frequência do carregamento atuante (NASCIMENTO, 2002).

De acordo com os resultados apresentados nesse estudo, se pretende alertar os projetistas para as diferenças significativas existentes entre as respostas estruturais obtidas pelos métodos tradicionalmente utilizados para modelagem do vento e pela metodologia apresentada que considera a análise dinâmica não determinística.

1.1 MOTIVAÇÃO

O presente trabalho tem por motivação estudar os efeitos dinâmicos aleatórios, não determinísticos relacionados ao carregamento de vento em torres metálicas treliçadas de aço para telecomunicação. Pretende-se mostrar a relevância da consideração dessa análise no dimensionamento das estruturas desse tipo e alertar sobre a possível ocorrência de vibrações e deslocamentos excessivos, e um possível colapso, devidos ao efeito da ressonância. Também se pretende avaliar a

influência da modelagem das fundações e da interação solo-estrutura no estudo desses efeitos.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é estudar o comportamento estrutural de uma torre treliçada de aço para telecomunicações, através das análises estática e dinâmica não determinística de uma torre existente com 100,3 metros de altura em conjunto com suas fundações, considerando a interação solo-estrutura. Assim pretende-se avaliar o comportamento da torre quando submetida a excitações dinâmicas relacionadas à ação aleatória do vento. Para isso será realizada a modelagem numérica da torre isoladamente e considerando-se o efeito da interação solo-estrutura a partir da modelagem das fundações com base no emprego do método dos elementos finitos e utilização do programa ANSYS. Finalmente comparando-se a resposta estrutural estática e dinâmica não determinística da torre investigada e avaliando-a mediante comparações dos valores obtidos nas diferentes modelagens e a partir dos recomendados nas normas vigentes de projetos.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está subdividido em nove capítulos, descritos a seguir:

No capítulo dois, é apresentada uma revisão bibliográfica que contém um resumo de trabalhos realizados por diversos autores, relacionados a torres de aço treliçadas e carregamentos de vento atuantes nesse tipo de estrutura.

No capítulo tres, são detalhados os critérios e métodos de cálculo para determinação das cargas de vento em estruturas de acordo com a norma brasileira.

No capítulo quatro, a metodologia utilizada para a modelagem do carregamento dinâmico não determinístico de vento é apresentada juntamente com os parâmetros estatísticos que são aplicados aos resultados obtidos.

No capítulo cinco, o modelo estrutural desenvolvido nesse trabalho é caracterizado através da apresentação das suas características geométricas, de materiais e aplicação do carregamento atuante.

No capítulo seis, as estratégias de modelagem em elementos finitos utilizadas nesse trabalho são descritas.

No capítulo sete, se apresenta a análise modal dos modelos desenvolvidos, com os valores das frequências naturais (autovalores) e dos modos de vibrações (autovetores).

No capítulo oito, o comportamento estático da estrutura é avaliado de acordo com a metodologia apresentada na norma brasileira, assim obtendo os valores de deslocamentos translacionais horizontais máximos: médios, flutuantes e totais para ambas as estratégias de modelagem.

No capítulo nove, a avaliação do comportamento dinâmico não determinístico da torre de telecomunicações é realizada, obtendo-se os valores de deslocamentos translacionais horizontais máximos totais para a modelagem da torre, em conjunto com as fundações e interação solo-estrutura. Os valores máximos de deslocamentos translacionais horizontais foram obtidos através de tratamento estatístico realizado com os resultados de todas as séries de carregamento dinâmico não determinístico de vento aplicadas. Comparam-se também os resultados obtidos com as recomendações previstas em normas e em projetos correntes.

No capítulo dez, são apresentadas as considerações finais do estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Usualmente, as torres de aço para telecomunicações são projetadas utilizando-se o modelo de treliça espacial, considerando para efeitos de carregamentos, o peso próprio, a sobrecarga e a ação do vento, que são aplicadas estaticamente (RODRIGUES, 1999).

Para uma análise mais real e um dimensionamento mais confiável, devem-se analisar as ações do vento a partir de um carregamento dinâmico, ou seja, que varia com o tempo. Após revisão da literatura, são apresentados diversos estudos que abordam o dimensionamento de torres de aço submetidas à ação do vento.

Um estudo, realizado por NASCIMENTO em 2002, comparou o dimensionamento estrutural de torres metálicas treliçadas para telecomunicações com a aplicação do vento através de cargas estáticas e dinâmicas. Nesse estudo, ele calculou as ações do vento através da norma NBR-6123 (1988). Esta norma apresenta critérios que descrevem os casos em que a análise dinâmica não precisa ser aplicada. Segundo o autor, os critérios se mostraram ineficientes. O autor concluiu que as torres devem ser dimensionadas considerando-se a análise dinâmica, mesmo nos casos dispensados pela norma. Assim, é possível reduzir o risco de falhas e deslocamentos indesejados que possam atrapalhar o sinal transmitido.

LAZANHA elaborou um estudo em 2003 onde desenvolveu um modelo numérico para análise não linear de estruturas submetidas à excitação aleatória induzida pelo vento. Nesse trabalho, abordou o comportamento do material após o limite do escoamento, quando o mesmo se encontra no estado de plastificação. O autor demonstrou que cada vez que o material se plastifica, uma deformação residual é criada, o que altera a forma como a estrutura vibra.

Em 2004, CASTANHEIRA estudou a aplicação do conceito de modelos reduzidos com uso da extrapolação para projetos padrão. Mostrando como a aplicação dessa metodologia pode ser vantajosa na análise e verificação de projetos de torres de aço treliçadas para telecomunicações.

CHÁVEZ, em 2006, analisou os deslocamentos, acelerações e esforços em um edifício alto com aplicação do carregamento aleatório do vento, através da análise dinâmica no domínio do tempo. A avaliação do comportamento estrutural foi realizada no software ANSYS, através do método dos elementos finitos. Os resultados obtidos

foram comparados aos recomendados pela NBR-6123 (1988) demonstrando que a norma apresenta caráter conservador em relação a metodologia aplicada.

A influência das condições de contorno na análise modal de torres estaiadas, comparando também o método de elementos finitos, foi observada através do programa *ANSYS* com as equações que constam na norma NBR-6123 (1988), por GUIMARÃES em 2007. Nesse trabalho, constatou-se que para o tipo de estrutura estudada, existe uma divergência de aproximadamente 49% entre os resultados encontrados. Essa divergência mostra que as condições de contorno influenciam diretamente nos resultados da análise dinâmica afetando os modos naturais de vibração.

ZAMPIRON apresentou, em 2008, um trabalho que avaliava o desempenho de estruturas de telecomunicações abordando aspectos relacionados às normas de projetos e características dos diferentes tipos de torres. A partir desses dados fez um levantamento dos pesos dos diferentes tipos de torres, assim como, vantagens e desvantagens da aplicação de cada tipo.

OBATA, em 2009, publicou um trabalho onde apresenta uma metodologia para a consideração da característica aleatória e instável dos carregamentos de vento. A metodologia foi desenvolvida, tendo como referência a proposta de FRANCO (1993) e o método de Monte Carlo e foi apresentado um roteiro de análise para obtenção de resultados como esforços e deslocamentos.

Em 2011, FRANCO e MEDEIROS apresentaram um artigo contendo novas considerações em relação à metodologia desenvolvida por FRANCO em 1993. Os autores concluíram que, na utilização de 11 harmônicos, o que é recomendado por cálculos manuais, a modificação proposta tem pequena influência nos resultados, com um acréscimo de cerca de 6% nos deslocamentos e esforços.

Em 2012, ALMEIDA comparou a norma europeia e a americana ligadas ao cálculo de vento para torres de telecomunicações. O comparativo foi elaborado com a aplicação das ações de vento em uma torre de 100 metros de altura. O autor concluiu que a norma americana mostrou-se menos conservadora que a europeia em relação ao carregamento de vento aplicado à estrutura. A diferença encontrada foi de cerca de 9,4 %.

A comparação entre os esforços devidos ao vento, segundo as análises dinâmica e estática descritas na NBR-6123 (1988), foi realizada por BRONZATTO, em 2012. A análise feita foi específica para torres de telecomunicações, utilizando-se

uma torre já existente para o estudo. Os resultados mostraram que a análise dinâmica apresentou valores superiores aos da análise estática.

CHEN ET AL, publicaram um artigo em 2014 apresentando uma visão geral sobre a análise dinâmica aplicada a torres metálicas treliçadas para linhas de transmissão e apontaram os desafios futuros e tendências de desenvolvimento. Os autores também analisaram modelos de elementos finitos e abordagens aplicadas ao tema.

Um artigo que apresenta o estudo da resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas para telecomunicações submetidas a cargas de vento foi publicado em 2015 por OLIVEIRA E SILVA. O referido trabalho desenvolveu uma formulação matemática e uma metodologia de aplicação para a modelagem não determinística do vento. Essa metodologia foi posteriormente aplicada em uma estrutura, modelada no programa de elementos finitos *ANSYS*. Finalmente, os resultados obtidos, como os deslocamentos e os esforços nos elementos estruturais da torre foram comparados aos limites descritos em normas. Concluiu-se que há diferenças importantes entre a modelagem e os limites normatizados e que o vento deveria ser modelado de forma mais precisa e eficiente para um melhor comportamento estrutural e para obtenção de estruturas mais seguras.

Em 2016, ABOSHOSHA ET AL, publicaram um trabalho onde descrevem as condições adotadas usualmente para que se possa ignorar o componente ressonante na análise de torres metálicas treliçadas para linhas de transmissão. A condição mais utilizada, em geral, está ligada ao valor da frequência natural da estrutura. No trabalho, foi desenvolvido um modelo numérico para representação do vento na torre. Esse modelo numérico foi aplicado a diversas estruturas, as quais foram submetidas a ensaios em túneis de vento. Os autores compararam os resultados experimentais aos calculados para validação da formulação matemática.

Um estudo do comportamento dinâmico de torres de linhas de transmissão submetidas à ação de ventos de *downburst* foi desenvolvido por LUZARDO em 2016. Na pesquisa foram descritos os principais modelos analíticos que foram aplicados a torres existentes da empresa Eletrobrás/ Furnas. O autor concluiu que para as torres, uma trajetória de vento de *downburst* assimétrica em relação à linha de transmissão, provoca respostas relevantes nas estruturas que podem conseqüentemente chegar ao colapso. Para solucionar o problema ele propôs a aplicação de reforços nos sistemas de enrijecimento horizontal das torres.

Ainda em 2016, RIERA publicou um artigo que define a ação do vento aplicado a estruturas segundo a NBR 6123 (1988) e outras normas sul americanas. Com essa abordagem ele apontou que existem fenômenos meteorológicos que merecem tratamento específico e que devem ser incorporados futuramente nas normas existentes.

HADIMANI ET AL publicaram em 2017 um trabalho que apresentou as análises estática e dinâmica de torres metálicas treliçadas para linhas de transmissão. Foi elaborada uma comparação entre os resultados concluindo-se que o valor de deformações é máximo nas análises de vento. Assim, a carga do vento se revelou dominante entre todos os esforços estudados.

Os estudos revisados apontaram, de modo geral, que o vento é o principal esforço que deve ser considerado no dimensionamento desse tipo de estrutura e que a análise dinâmica deve ser realizada, mesmo nos casos dispensados pelas normas, pois apresenta resultados mais críticos.

A análise dinâmica nas torres metálicas treliçadas para telecomunicações garante a segurança da estrutura através da resistência última das barras e do estado limite de utilização, evitando-se deslocamentos excessivos das antenas que podem provocar perda de sinal.

3 EFEITOS DO VENTO SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (ABNT, 1988)

Nesse capítulo são apresentados os critérios de projeto a serem aplicados na consideração das forças devidas à ação do vento em estruturas, de acordo com a norma brasileira, NBR-6123 (ABNT, 1988). São apresentados na norma dois modelos de cálculo, o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto.

O modelo contínuo simplificado pode ser adotado quando a estrutura possuir seção transversal constante e a distribuição de sua massa seja relativamente uniforme. As estruturas devem ser apoiadas exclusivamente na base e ter altura inferior a 150 metros. Por esse método, na resposta dinâmica é considerada apenas a contribuição do modo fundamental de vibração, o que conduz segundo a norma a erros inferiores a 10%. O modelo discreto é aplicado a estruturas com propriedades geométricas variáveis ao longo da altura.

3.1 MODELO CONTÍNUO SIMPLIFICADO

São apresentados na Tabela 1 os parâmetros da norma para o cálculo dos efeitos dinâmicos resultantes das ações de vento na estrutura de acordo com o tipo de edificação.

Tabela 1 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos da NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 35)

Tipo da edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas	1,2	0,020	$0,05+0,015h$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, com cortinas para absorção de forças horizontais	1,6	0,015	$0,05+0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	$0,02h$
Torres e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	$0,015h$
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$0,29\sqrt{h}-0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	
Estrutura de madeira	-	0,030	

Onde:

γ – Parâmetro da norma;

ζ – Razão de amortecimento crítico;

T_1 – Período fundamental da estrutura.

Na equação (1) é apresentada a pressão dinâmica por altura através do somatório da resposta média (primeiro termo) e da amplitude máxima da resposta flutuante (segundo termo).

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

Onde:

p – Expoente em função da categoria de rugosidade do terreno

b – Parâmetro em função da categoria de rugosidade do terreno

z_r – Cota de referencia, 10m

ξ – Coeficiente de amplificação dinâmica, em função da geometria da estrutura, da razão de amortecimento crítico ζ e da frequência fundamental f_1 .

Na equação (1) o expoente p e o coeficiente b são definidos em função da categoria de rugosidade do terreno. O valor z_r representa a altura de referência e é considerado 10m.

O coeficiente ξ , de amplificação dinâmica é definido em função das dimensões da estrutura, da razão de amortecimento crítico ζ e da frequência fundamental f_1 .

Na Tabela 2 são apresentados os valores do expoente p e do coeficiente b em função da categoria de rugosidade do terreno.

Tabela 2 – Expoente p e parâmetro b (NBR 6123, 1988, p. 36)

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,150	0,185	0,230	0,310
b	1,230	1,000	0,860	0,710	0,500

A pressão dinâmica é definida pela equação (2) de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988).

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

Onde: $\bar{V}_p$ – velocidade de projeto do vento em m/s.

Na equação (3) é apresentada a força resultante, em Newton, atuando na estrutura por altura. Essa força engloba as parcelas estática e dinâmica do vento.

$$F(z) = q(z) L_1 C_a \quad (3)$$

Onde:

L_1 – largura considerada na edificação em metros;

C_a – coeficiente de arrasto.

3.2 MODELO DISCRETO

O modelo discreto é aplicado de acordo com a Figura 2, onde x_i , A_i , m_i , C_{ai} e z_i são descritas como o deslocamento, a área de influência, a massa discreta, o coeficiente de arrasto e a altura i . A altura de referência z_r corresponde a 10 m e n corresponde ao número de graus de liberdade da estrutura ($i = 1, 2, 3, \dots n$).

A norma indica que um modelo com $n=10$ é adequado para obtenção de resultados com precisão adequada. Uma vez determinado o modelo da estrutura, devem ser determinadas a frequência natural f_j (Hz) e o modo de vibração X_j , com j variando de 1 a r , sendo $r < n$.

A norma indica que o uso de $r=1$ é usualmente suficiente, com exceção de casos de estruturas muito esbeltas ou com rigidez extremamente variável. Nesses casos devem ser consideradas as contribuições dos demais modos de vibração até que as forças equivalentes para o último modo ($j=r$) sejam desprezíveis.

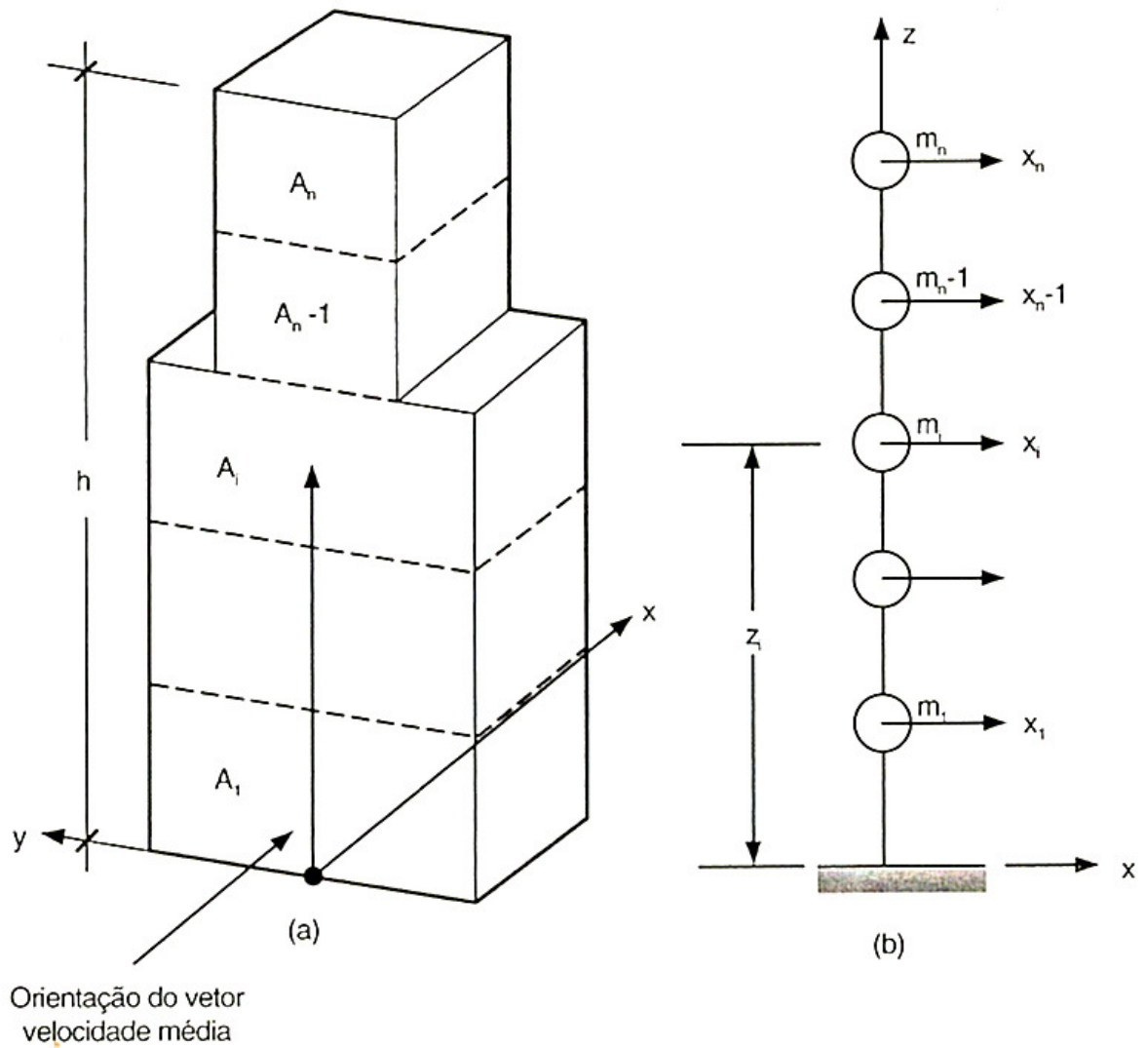


Figura 2 – Modelo dinâmico discreto - NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 35) e (OLIVEIRA, 2016)

A força total X_i , em Newton, devida ao vento na direção da coordenada i é definida pela equação (4).

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (4)$$

A força média $\bar{X}_i$, em Newton, é definida pela equação (5).

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (5)$$

A componente flutuante $\hat{X}_i$, em Newton, é dada conforme a equação (6).

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i \quad (6)$$

Onde:

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (7)$$

A variável F_H da componente flutuante $\hat{X}_i$ é definida pela equação (8).

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad (8)$$

Onde:

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (9)$$

Na equação (8) ξ representa o coeficiente de amplificação dinâmica, que é definido em função da categoria do terreno.

Nas equações (7), (8) e (9) A_0 e m_0 representam uma área e uma massa arbitrária de referencia.

A superposição dos efeitos modais pode ser calculada de acordo com a equação (10), aplicável quando as frequências naturais f_j estão razoavelmente espaçadas, não havendo frequências muito próximas, de acordo com o apresentado na norma.

$$\hat{Q} = \left[\sum_{j=1}^r \hat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (10)$$

A componente Q_j representa qualquer variável estática, como forças e tensões ou geométrica, como deformações e deslocamentos, correspondentes ao modo j .

Neste capítulo foram apresentados os parâmetros para o cálculo das forças de vento aplicadas as estruturas de acordo com a norma brasileira. Detalhando-se as considerações em relação ao carregamento dinâmico de vento nas estruturas, através dos modelos de cálculo contínuo simplificado e discreto. No próximo capítulo será descrita a metodologia aplicada para a modelagem da ação aleatória e não determinística do vento.

4 MODELO DO CARREGAMENTO NÃO DETERMINÍSTICO DO VENTO

Nesse capítulo é apresentada a metodologia utilizada para a modelagem do carregamento não determinístico e aleatório do vento. Tal carregamento é um dos mais relevantes fatores quando se trata da análise dinâmica em torres de telecomunicações. É importante a consideração do caráter aleatório e instável na aplicação desse carregamento. Para isso, o mesmo deve ser tratado de forma não determinística com a geração de séries de carregamentos e posterior tratamento estatístico das mesmas.

Com esse objetivo, se faz uso da metodologia de Franco (1993), caracterizada por uma simulação numérica aleatória de componentes harmônicos através do método de Monte Carlo e de conceitos estatísticos apresentados.

Na metodologia o carregamento do vento é dividido em duas parcelas; a parcela média, que representa o carregamento estático e a parcela flutuante, que representa as variações que ocorrem (rajadas). Essa última é determinada pela superposição de componentes harmônicos com fases aleatoriamente definidas. Segundo Franco (1993), a parcela referente à flutuação pode ser dividida em uma série aleatória de 11 componentes harmônicos, onde um deles coincida com a frequência ressonante da estrutura, e os demais sejam múltiplos ou submúltiplos da mesma. A amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida em função do espectro de potência do vento.

A velocidade de vento é definida de acordo com a equação (11), sendo composta de duas parcelas, a primeira referente à parcela média e a segunda a parcela flutuante.

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad (11)$$

Onde:

$V(t)$ – representa a velocidade do vento em função do tempo;

$\bar{V}$ – representa a parcela média da velocidade do vento;

$v(t)$ – representa a parcela flutuante da velocidade do vento.

4.1 DEFINIÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

A parcela média da velocidade de vento é definida de acordo com a norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988). Essa parcela da velocidade é determinada considerando-se a velocidade básica do vento, calculada para uma rajada de 3 segundos, com período de recorrência de 50 anos, a 10 metros de altura, em campo aberto e plano. A velocidade básica do vento pode ser obtida no gráfico das isopletas de velocidade (Figura 3), que consta na NBR 6123 (ABNT, 1988).

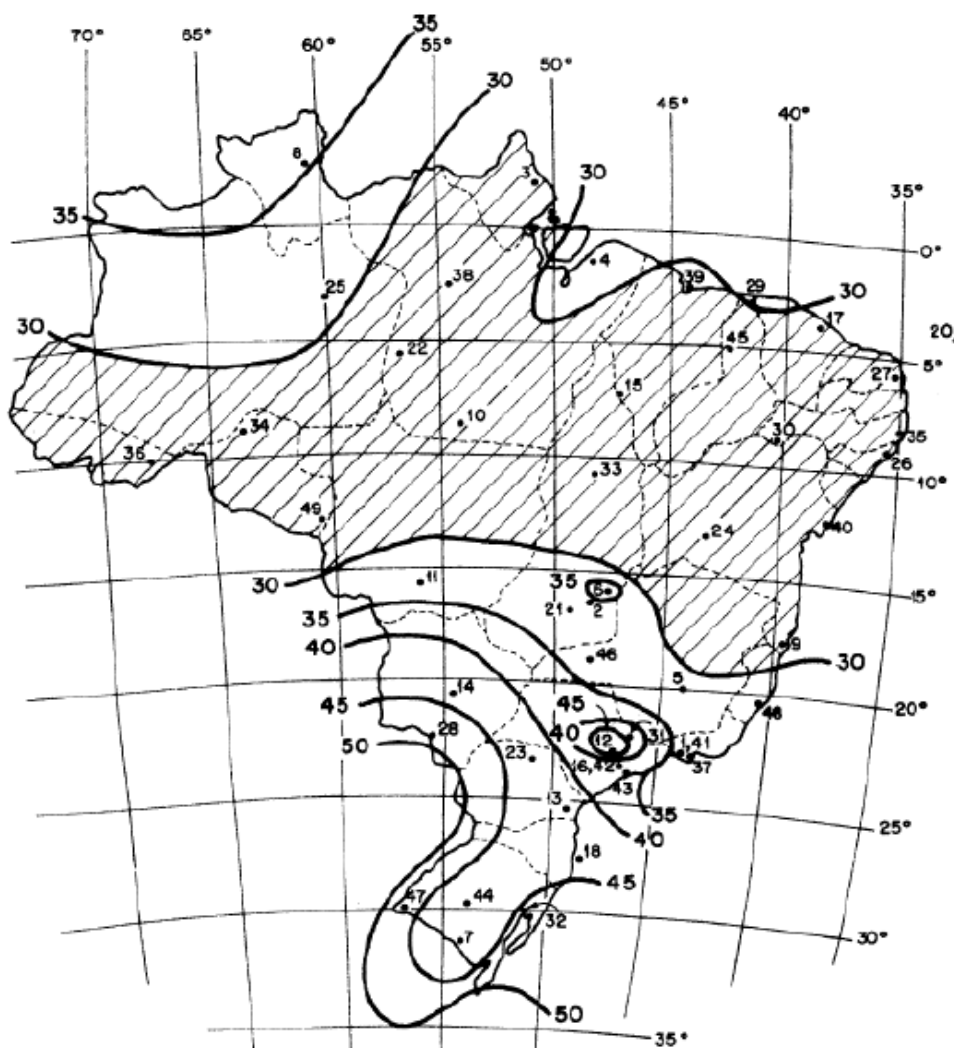


Figura 3 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) - NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 6)

Outros fatores considerados para a determinação da velocidade média do vento são:

O fator topográfico, que considera as variações do relevo do terreno.

O fator de categoria do terreno, que leva em conta a rugosidade do mesmo, a altura e as dimensões da estrutura.

O fator estatístico, ligado ao grau de segurança e a vida útil desejada para a estrutura, é determinado pelas características de ocupação e tipo de estrutura.

No presente trabalho foram adotados os seguintes valores para os fatores citados:

- Velocidade básica do vento: $V_0 = 40 \text{ m/s}$;
- Fator topográfico: $S_1 = 1,0$;
- Categoria do terreno: $S_2 = \text{Categoria II}$;
- Fator estatístico: $S_3 = 1,0$;
- Altura da torre: $h = 100,3 \text{ m}$;
- Coeficiente de arrasto: $C_a = \text{Variável ao longo da altura}$.

Esses valores foram definidos em função da localidade da estruturas e tipo de terreno em que a mesma está se encontra, no Estado do Rio de Janeiro.

Determinou-se na equação (12), a velocidade média do vento com a aplicação dos fatores definidos acima.

$$\bar{V} = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (12)$$

Onde S_2 é definido pela equação (13).

$$S_2 = b F_{r,II} \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (13)$$

b – parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2 ;

$F_{r,II}$ – fator de rajada;

z – cota acima do terreno;

p – expoente da lei potencial de variação de S_2 .

A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece que para determinação da resposta dinâmica na direção do vento a velocidade de projeto pode ser definida por uma velocidade média atuando durante 10 minutos (600 segundos) e considerando-se uma altura de 10 metros acima do nível do terreno de categoria II. A Tabela 3 apresenta os parâmetros adotados para a determinação do fator S_2 .

Tabela 3 – Parâmetros adotados para determinação do fator S_2

b	$F_{r,II}$	p	$z \text{ [m]}$
0,86	0,69	0,18	10

Atribuindo-se os valores da Tabela 3 na equação anterior, e substituindo-se na equação (12), tem-se que a velocidade média para a cota de 10 m pode ser definida por:

$$\bar{V}_{10} = 0,59 \cdot V_0 S_1 S_3 \quad (14)$$

Assim, a velocidade média para uma cota “Z” qualquer pode ser expressa conforme indicado na equação (15). Na Tabela 4 é apresentada a variação da velocidade média do vento ao longo da altura da torre em análise.

$$\bar{V}_z = \bar{V}_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (15)$$

Tabela 4 – Velocidade média do vento ao longo da altura da torre

Z (m)	Vz (m/s)	Z (m)	Vz (m/s)
2,95	18,94	59,00	32,96
5,90	21,53	61,95	33,26
8,85	23,21	64,90	33,55
11,80	24,47	67,85	33,83
14,75	25,51	70,80	34,09
17,70	26,38	73,75	34,35
20,65	27,14	76,70	34,60
23,60	27,82	79,65	34,84
26,55	28,44	82,60	35,08
29,50	29,00	84,57	35,23
32,45	29,51	86,53	35,38
35,40	29,99	88,50	35,53
38,35	30,44	90,47	35,67
41,30	30,86	92,43	35,82
44,25	31,25	94,40	35,96
47,20	31,63	96,37	36,09
50,15	31,99	98,33	36,23
53,10	32,33	100,30	36,36
56,05	32,65		

Na Figura 4 é apresentado o perfil da variação da velocidade média do vento ao longo da altura da torre.

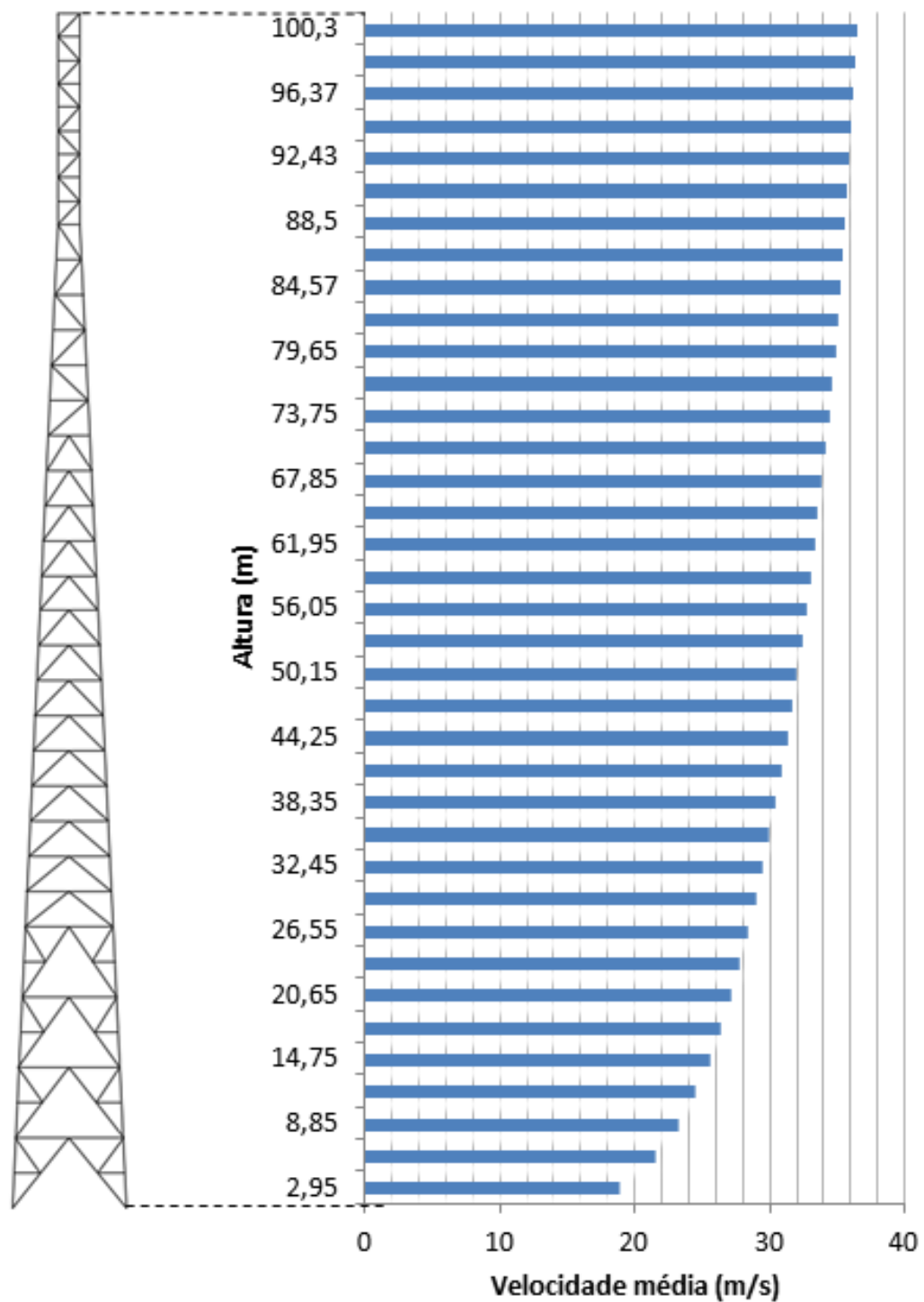


Figura 4 – Perfil da velocidade média do vento ao longo da altura

4.2 DEFINIÇÃO DA PARCELA FLUTUANTE DA VELOCIDADE DO VENTO

4.2.1 Função de densidade espectral

Para a determinação das séries de carregamentos de vento ao longo do tempo para a análise não determinística são utilizados espectros de potência do vento.

A distribuição em frequências da energia cinética contida nos componentes harmônicos é indicada pelo espectro de potência da variância das flutuações do vento.

A contribuição da densidade espectral da variância de um dos componentes das flutuações do vento em torno da velocidade média indica a contribuição desse componente para a variância total da energia cinética contida nas diversas frequências (CHÁVEZ, 2006).

No presente estudo, será utilizado o espectro de potência de Kaimal, apresentado por Blessmann (1995), pois esse apresenta a consideração da altura “z” na determinação da densidade espectral do vento e é amplamente utilizado em pesquisas científicas.

4.2.2 Espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 1995)

O espectro de potência definido por Kaimal (Blessmann, 1995) é apresentado nas equações (16) e (17), e é calculado em função da altura “z” da torre em relação ao nível do terreno.

$$\frac{fS^V(f, z)}{u_*^2} = \frac{200x}{(1 + 50x)^{5/3}} \quad (16)$$

$$x(f, z) = \frac{fz}{V_z} \quad (17)$$

Onde:

f – frequência em Hz;

$S^V(f)$ – densidade espectral da parcela flutuante do vento na frequência f;

x – frequência adimensional;

u_* – velocidade de fricção ou velocidade de corte no escoamento do vento;

V_z – velocidade média do vento na cota z acima do nível do terreno em m/s.

A velocidade de fricção é definida pela equação (18) Blessmann (1995).

$$u_* = \frac{k\bar{V}_z}{\ln(z/z_0)} \quad (18)$$

Onde:

k – representa a constante de Kármán;
 z_0 – representa o comprimento de rugosidade.

É apresentada a curva do espectro de potência do vento de Kaimal (Blessmann, 1995) na Figura 5. O eixo das ordenadas representa a densidade espectral, estando esta normalizada pela variância e o eixo das abscissas apresenta o número de ondas em ciclos por metro. A área delimitada sob a curva entre duas frequências é proporcional à energia total do sistema.

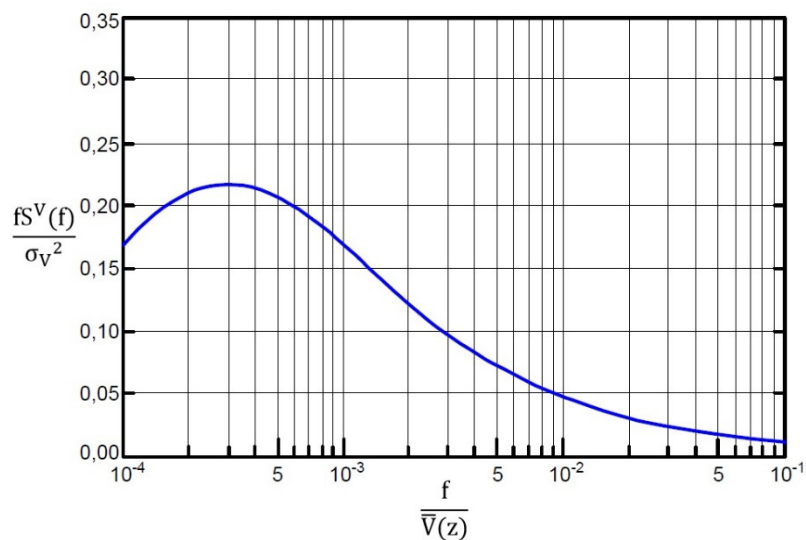


Figura 5 – Espectro de potência do vento de Kaimal (BLESSMANN, 1995) e (OLIVEIRA, 2016)

4.2.3 Definição das séries temporais da velocidade do vento

A definição simplificada da parcela flutuante da velocidade do vento $v(t)$ é apresentada por uma única função harmônica na equação (19).

$$v(t) = V_0 \cos(2\pi ft) \quad (19)$$

A parcela flutuante da velocidade de vento está inserida em um processo aleatório estacionário, ergódico com média igual a zero (SHINOZUKA e JAN, 1972).

Nesse estudo considerou-se que a parcela flutuante da velocidade do vento é calculada com base na superposição de harmônicos, considerando-se que a amplitude destes é definida pela densidade espectral da excitação, que por sua vez é definida através do espectro de Kaimal (Figura 5). O caráter aleatório não

determinístico da parcela flutuante da velocidade do vento está inserido na aleatoriedade dos ângulos de fase (números randômicos). A equação (20) apresenta a formulação matemática não determinística utilizada no âmbito deste trabalho.

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (20)$$

Onde:

N – número de divisões no espectro de potência de Kaimal;

$S^V(f_i)$ – densidade espectral da parcela flutuante do vento na frequência f_i ;

f_i – frequência em Hz;

Δf – incremento da frequência em Hz, em relação ao espectro de Kaimal;

θ_i – ângulo de fase aleatório entre 0 e 2π .

Sendo a amplitude das funções temporais definida pela equação (21).

$$a_i = \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \quad (21)$$

Para determinação das séries temporais, é necessária a escolha das faixas de frequências dentro do espectro de potência do vento, abrangendo as principais frequências naturais do modelo estrutural. A faixa de frequência adotada neste trabalho contém as 10 primeiras frequências naturais sendo adotada a faixa de 0,05 até 2,85. Em seguida, dividiu-se esta faixa de frequência em “N” partes, onde $N = 81$, de modo que o incremento Δf é igual a 0,0346.

4.4 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO DE VENTO NÃO DETERMINÍSTICO

A pressão dinâmica do vento está apresentada na equação (22) e foi definida de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988), em função da velocidade do vento.

$$q = 0,613 V^2 \quad (22)$$

Onde:

q – pressão dinâmica do vento em N/m^2 ;

V – velocidade do vento em m/s .

Como a velocidade do vento utilizada é o somatório de duas parcelas, a média e a flutuante, que varia ao longo do tempo, a equação (22) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$q(t) = 0,613 (\bar{V} + v(t))^2 \quad (23)$$

A força do vento que atua sobre cada nó da torre é definida de acordo com a equação (24).

$$F(t) = C_{ai} q(t) A_i \quad (24)$$

Onde:

C_{ai} – coeficiente de arrasto considerado na região “i” do modelo estrutural;

A_i – área de influência considerada na região “i” do modelo estrutural, definida como o produto da área da superfície limitada pelo contorno do reticulado pelo o índice de área exposta “ $\emptyset$ ”.

4.5 FORMULAÇÃO PARA ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

Após a determinação da força de vento atuante em cada nó da torre, foram obtidos os deslocamentos ao longo do tempo para 40 séries de carregamento não determinístico de vento, aplicados ao modelo completo da torre, em conjunto com suas fundações e a interação solo-estrutura.

Foi obtido, através do programa computacional ANSYS o deslocamento máximo no topo da torre, na direção de aplicação das cargas de vento, na fase permanente do gráfico deslocamento por tempo, para cada série de carregamento aplicada. Posteriormente, foi aplicado o tratamento estatístico desses deslocamentos máximos em cada série de carregamento analisada. São apresentados a seguir os detalhes do tratamento estatístico utilizado.

4.5.1 Média dos deslocamentos máximos

A equação (25) apresenta o primeiro parâmetro utilizado, que foi a média dos deslocamentos máximos obtidos para cada série de carregamento aplicada.

$$\bar{U} = \frac{U_1 + U_2 + \dots + U_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n U_i \quad (25)$$

Onde:

$\bar{U}$ – representa média dos deslocamentos máximos de cada série de carregamento

n – representa o número de séries de carregamento analisadas, sendo no presente trabalho, n igual a 40.

4.5.2 Média quadrática dos deslocamentos máximos

A equação (26) apresenta média quadrática calculada para ser utilizada no cálculo da variância e do desvio padrão da amostra.

$$\bar{U}_q = \sqrt{\frac{U_1^2 + U_2^2 + \dots + U_n^2}{n}} \quad (26)$$

4.5.3 Variância e desvio padrão da amostra

As equações (27) e (28) representam respectivamente a variância e o desvio padrão da amostra, este último definido pela raiz quadrada positiva da variância. O desvio padrão é utilizado para representar a variabilidade dos valores à volta da média, sendo uma medida de dispersão.

$$\sigma_U^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \bar{U})^2 \quad (27)$$

$$\sigma_U = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \bar{U})^2} \quad (28)$$

4.5.4 Índice de confiabilidade

O índice de confiabilidade é o intervalo em que se considera que a média de um parâmetro de determinada amostra tem uma dada probabilidade de ocorrer. É comum adotar o intervalo em que há 95% de probabilidade da média verdadeira da população inteira ocorrer (MONTGOMERY E RUNGER, 2012).

Foi adotado neste estudo um índice de confiabilidade do modelo. O valor característico da resposta estrutural, em termos de deslocamentos máximos, é dado pela equação (29).

$$U_{95\%} = \bar{U} + 1,96 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (29)$$

No presente capítulo, foi descrita a metodologia adotada para aplicação do carregamento de vento de caráter não determinístico. A metodologia utilizada, conforme detalhado é composta da determinação das parcelas média e flutuante da velocidade de vento. A primeira definida com base na norma NBR 6123 (ABNT, 1988) e a segunda definida em função do espectro de potência da velocidade do vento proposto por Kaimal (BLESSMANN, 1995). O tratamento estatístico realizado nas respostas dinâmicas obtidas, para cada série de carregamento de vento não determinístico, em termos de deslocamentos máximos, também foi apresentado.

A seguir será apresentado o modelo estrutural estudado, com a descrição detalhada de suas características, geometria e materiais adotados. Também será apresentada a distribuição das cargas estáticas e dinâmicas não determinísticas aplicadas ao modelo.

5 MODELO ESTRUTURAL DA TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES

Neste capítulo serão apresentados o modelo estrutural da torre, suas fundações, as características do solo considerado e os carregamentos de vento estático e dinâmico não determinístico aplicados.

5.1 DESCRIÇÃO DO MODELO INVESTIGADO

5.1.1 Concepção estrutural da torre de telecomunicações

A torre estudada teve seu modelo baseado no trabalho de OLIVEIRA (2016), que possui o sistema estrutural de treliça, sendo simétrica em relação aos seus eixos horizontais e tendo altura de 100,3 metros.

A seção transversal da torre se divide em dois segmentos: o primeiro se estende da base até a altura de 82,6 metros sendo formado por seções de um tronco de pirâmide para as respectivas alturas, variando de 9,5 metros a 1,8 metros de largura, e o segundo da altura de 82,6 metros ao topo (100,3 metros) é constituído por seção quadrada de 1,8 metros de largura. Os perfis utilizados na torre são cantoneiras de abas iguais e as ligações são aparafusadas.

Os equipamentos para montagem, operação e manutenção da torre, como escada, plataformas de trabalho e cabos ficam localizados em seu interior. As antenas para transmissão de sinal estão instaladas na parte externa da torre. A Figura 6 apresenta a geometria da estrutura, com suas barras nomeadas e a Tabela 6 apresenta o perfil aplicado em cada posição.

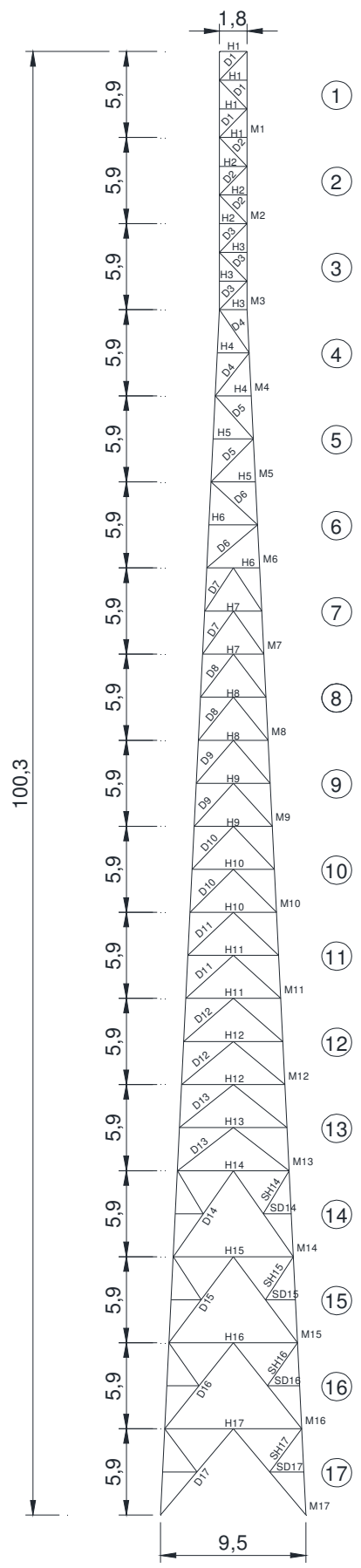


Figura 6 – Geometria da estrutura (dimensões em metros)

5.1.2 Propriedades físicas do aço

São apresentadas na Tabela 5 as principais propriedades físicas do material adotado para a confecção dos perfis metálicos. Foi adotado o aço estrutural ASTM A572 Grau 50, com resistência característica de escoamento (f_y) igual a 345 MPa, módulo de elasticidade (E) de 205 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e densidade (γ) de 78,5 kN/m³.

Tabela 5 – Propriedades físicas do aço

ASTM A572 Gr. 50	
F_y (MPa)	345
E (GPa)	205
ν	0,3
γ (kN/m ³)	78,5

5.1.3 Propriedades geométricas dos materiais empregados

Na Figura 7 são apresentadas as principais dimensões de um perfil de cantoneira simples com abas iguais. A Tabela 6 apresenta os perfis de cantoneira empregados em cada posição do modelo estrutural estudado. A Tabela 7 apresenta as principais dimensões em centímetros das seções transversais desses perfis.

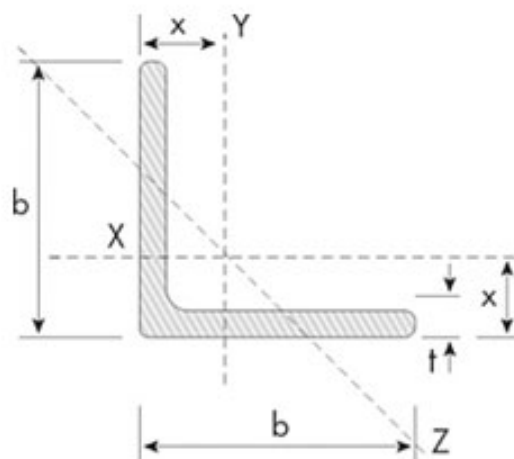


Figura 7 – Perfil de cantoneira

Tabela 6 – Perfis adotados por posição

POSIÇÃO	PERFIL	POSIÇÃO	PERFIL
M1	L 64 x 4,7	M11	2L 127 x 9,5
H1	L 51 x 4,8	H11	L 76 x 6,4
D1	L 76 x 6,4	D11	L 102 x 6,4
M2	L 76 x 6,4	M12	2L 127 x 9,5
H2	L 51 x 4,8	H12	L 102 x 6,4
D2	L 76 x 6,4	D12	L 127 x 9,5
M3	L 102 x 6,4	M13	2L 127 x 9,5
H3	L 51 x 4,8	H13	L 102 x 6,4
D3	L 76 x 6,4	D13	L 127 x 9,5
M4	2L 102 x 6,4	M14	2L 152 x 9,5
H4	L 76 x 6,4	H14	L 102 x 6,4
D4	L 102 x 6,4	D14	L 102 x 9,5
M5	2L 102 x 6,4	SH14	L 44 x 4,8
H5	L 76 x 6,4	SD14	L 102 x 6,4
D5	L 102 x 6,4	M15	2L 152 x 9,5
M6	2L 102 x 6,4	H15	L 127 x 9,5
H6	L 76 x 6,4	D15	L 102 x 9,5
D6	L 127 x 9,5	SH15	L 51 x 4,8
M7	2L 102 x 7,9	SD15	L 102 x 6,4
H7	L 76 x 6,4	M16	2L 152 x 9,5
D7	L 102 x 6,4	H16	L 127 x 9,5
M8	2L 102 x 9,5	D16	L 102 x 9,5
H8	L 76 x 6,4	SH16	L 51 x 4,8
D8	L 102 x 6,4	SD16	L 102 x 6,4
M9	2L 102 x 9,5	M17	2L 152 x 9,5
H9	L 76 x 6,4	H17	L 127 x 9,5
D9	L 102 x 6,4	D17	L 127 x 9,5
M10	2L 102 x 9,5	SH17	L 64 x 4,7
H10	L 76 x 6,4	SD17	L 102 x 6,4
D10	L 102 x 6,4		

Tabela 7 – Propriedades geométricas das seções transversais das cantoneiras

Perfil	b (cm)	t (cm)	Área (cm ²)	Peso (kgf/m)	rx (cm)	ry (cm)	rz (cm)
L 44 x 4,8	4,40	0,48	4,00	3,15	1,37	13,70	0,89
L 51 x 4,8	5,10	0,48	4,58	3,63	1,58	1,58	1,02
L 64 x 4,7	6,40	0,47	5,80	4,57	1,98	1,98	1,24
L 76 x 6,4	7,60	0,64	9,29	7,29	2,36	2,36	1,50
L 102 x 6,4	10,20	0,64	12,51	9,81	3,17	3,17	2,00
L 102 x 9,5	10,20	0,95	18,45	14,57	3,12	3,12	2,00
L 127 x 9,5	12,70	0,95	23,29	18,30	3,94	3,94	2,51
2L 102 x 6,4	10,20	0,64	25,02	19,62	4,20	4,20	3,17
2L 102 x 7,9	10,20	0,79	30,95	24,38	4,24	4,24	3,15
2L 102 x 9,5	10,20	0,95	36,90	29,14	3,12	3,12	4,28
2L 127 x 9,5	10,20	0,95	36,90	29,14	4,28	4,28	3,12
2L 152 x 9,5	10,20	0,95	56,24	44,44	6,34	6,34	4,78

5.1.4 Concepção estrutural das fundações

As fundações são formadas por tubulões sem base alargada, em concreto armado, um em cada perna da torre. A seção transversal dos mesmos é circular e possui diâmetro de 0,7 metros. O comprimento de cada tubulão é de 7,0 metros e os mesmos possuem afloramento de 0,3 metros em relação ao nível do terreno.

Os elementos de interface entre a torre e os tubulões são compostos por perfis de cantoneira de aço ASTM A572 Gr. 50, denominados stubs. Os mesmos se encontram aparafusados nos pés da torre e engastados nos elementos de fundação. Os stubs adotados nesse projeto são formados por perfis 2L 152 x 9,5, acompanhando os perfis utilizados nos pés da torre. As Figuras 8 e 9 apresentam os detalhes das fundações.

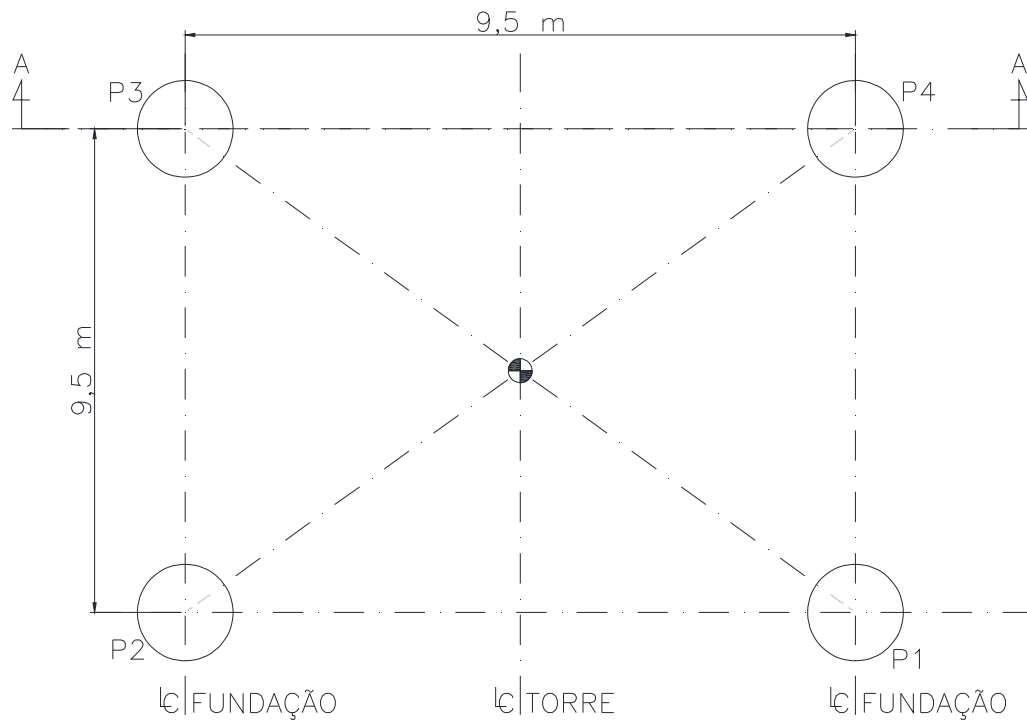


Figura 8 – Planta das fundações

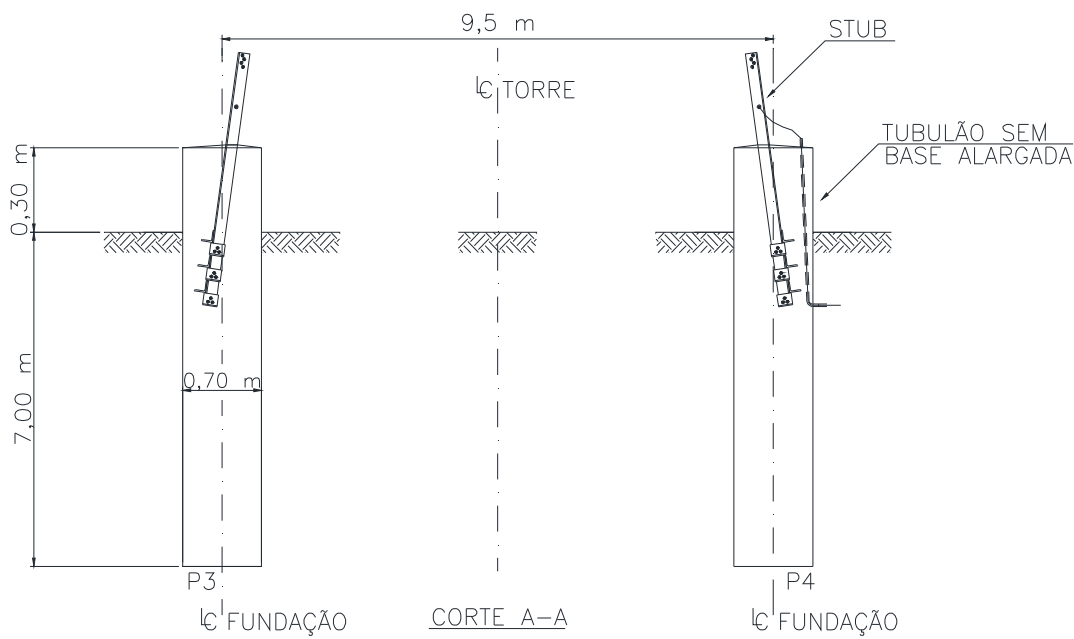


Figura 9 – Corte A-A das fundações

5.1.5 Propriedades físicas do concreto

As propriedades físicas do material utilizado nas fundações estão apresentadas na tabela 8. O concreto utilizado possui as seguintes características: resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 20 MPa, módulo de elasticidade (E) igual a 21,287 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e densidade (γ) igual a 25 kN/m³,

Tabela 8 – Propriedades físicas do concreto

CONCRETO ARMADO FCK = 20Mpa	
f_{ck} (Mpa)	20
E (GPa)	21,287
ν	0,2
γ (kN/m ³)	25

5.1.6 Características do solo

O solo estudado foi selecionado por estar em uma região que por sua localização e altitude é propícia e usual para a instalação de torres de telecomunicações. A sondagem apresentada na Figura 10, é referente a Angra dos Reis, no estado do Rio de Janeiro.

O solo foi caracterizado de acordo com os dados apresentados na sondagem à percussão – SPT da Figura 10, a qual apresentou profundidade de 7,37 metros, com paralisação de acordo com os critérios da norma brasileira NBR-6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio (ABNT, 2001).

As camadas de solo foram classificadas de acordo com a norma NBR-6484 (ABNT, 2001), conforme apresentado na Tabela 9, podendo ser caracterizadas por solo argiloso com média compactidade até a cota – 5,0 metros, solo argiloso com alta compactidade entre as cotas de – 5,0 metros e – 6,0 metros e solo arenoso com alta compactidade entre as cotas – 6,0 metros e – 7,37 metros.

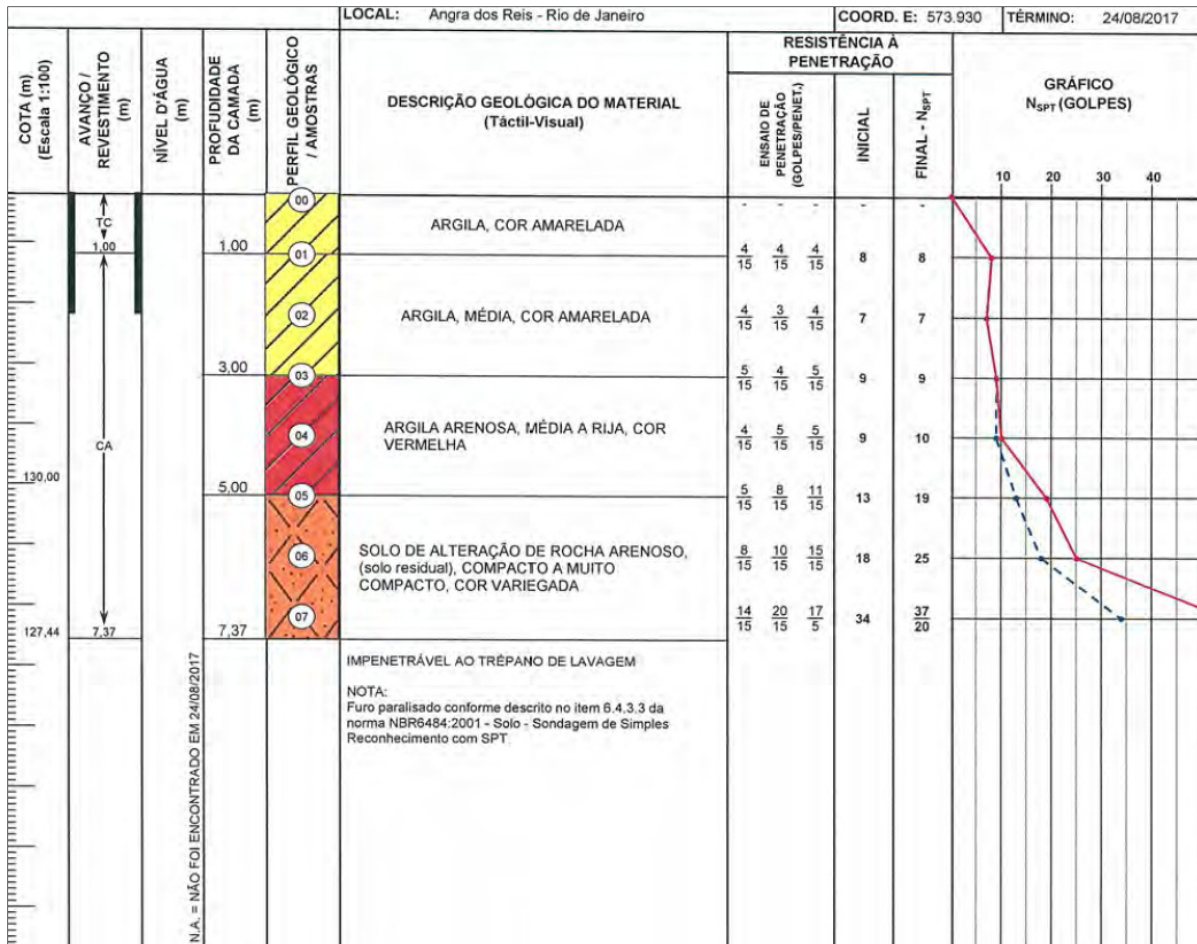


Figura 10 – Sondagem à percussão – SPT

Tabela 9 – Classificação dos solos – NBR 6484 (ABNT, 2001, p. 17)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação ⁽¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

(1) As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Os parâmetros do solo não apresentados na sondagem estão detalhados na Tabela 11 e foram estimados com base no número de golpes (NSPT) de cada camada e a correlação estabelecida BOWLES (1997), detalhada na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros de resistência e deformabilidade do solo em função do SPT (BOWLES, 1997)

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m³)	C (t/m²)	Φ °	E (t/m³)	ν
Fofa	1,6	0	25 – 30	100 – 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 – 35	500 – 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 – 40	1400 – 4000	
Compacta	2,0	0	40 – 45	4000- 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m³)	C (t/m²)	Φ °	E (t/m³)	ν
Muito Mole	1,3	0 – 1,2	0	30 – 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 – 2,5	0	120 – 280	
Média	1,7	2,5 – 5,0	0	280 – 500	
Rija	1,9	5,0 – 15,0	0	500 – 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	
Onde: γ – peso específico/ C – coesão/ Φ – ângulo de atrito/ E – módulo de elasticidade/ ν – coeficiente de poisson					

Tabela 11 – Parâmetros do solo em função do NSPT

z	NSPT	Solo	Compacidade	Φ °	c (t/m ²)	γ (t/m ³)	c (kN/m ²)	γ (kN/m ³)
0,00	8	Argiloso	Média	0	4	1,7	39	17
0,50	8	Argiloso	Média	0	4	1,7	39	17
1,00	8	Argiloso	Média	0	4	1,7	39	17
1,50	8	Argiloso	Média	0	4	1,7	39	17
2,00	7	Argiloso	Média	0	3	1,7	29	17
2,50	7	Argiloso	Média	0	3	1,7	29	17
3,00	9	Argiloso	Média	0	4	1,7	39	17
3,50	9	Argiloso	Média	0	4	1,7	39	17
4,00	10	Argiloso	Média	0	5	1,7	49	17
4,50	10	Argiloso	Média	0	5	1,7	49	17
5,00	19	Argiloso	Rija	0	15	1,9	147	19
5,50	19	Argiloso	Rija	0	15	1,9	147	19
6,00	25	Arenoso	Compacta	42	0	2,0	0	20
6,50	25	Arenoso	Compacta	42	0	2,0	0	20
7,00	50	Arenoso	Muito Compacta	45	0	2,0	0	20

5.2 APLICAÇÃO ESPACIAL DOS CARREGAMENTOS ESTÁTICO E DINÂMICO

Para determinar o sentido em que o carregamento de vento iria ser aplicado, foram analisados os modos de vibração da torre. Como o primeiro modo de vibração apresentou flexão em torno do eixo global “Y”, o carregamento de vento foi aplicado na direção do eixo “X”, correspondendo, dessa forma, à mesma direção do primeiro modo de vibração, a fim de obter os máximos deslocamentos quando a frequência natural da estrutura e do carregamento dinâmico não determinístico se aproximarem. Na Figura 11 são apresentadas as vistas frontais e em perspectiva da torre com o carregamento de vento aplicado na direção do eixo global “X”.

Neste capítulo foram apresentados os detalhes do modelo estrutural estudado, como sua geometria, propriedades dos materiais e aplicação do carregamento. No próximo capítulo serão apresentados os modelos estruturais utilizados e as estratégias de modelagem computacional desenvolvidas em elementos finitos.

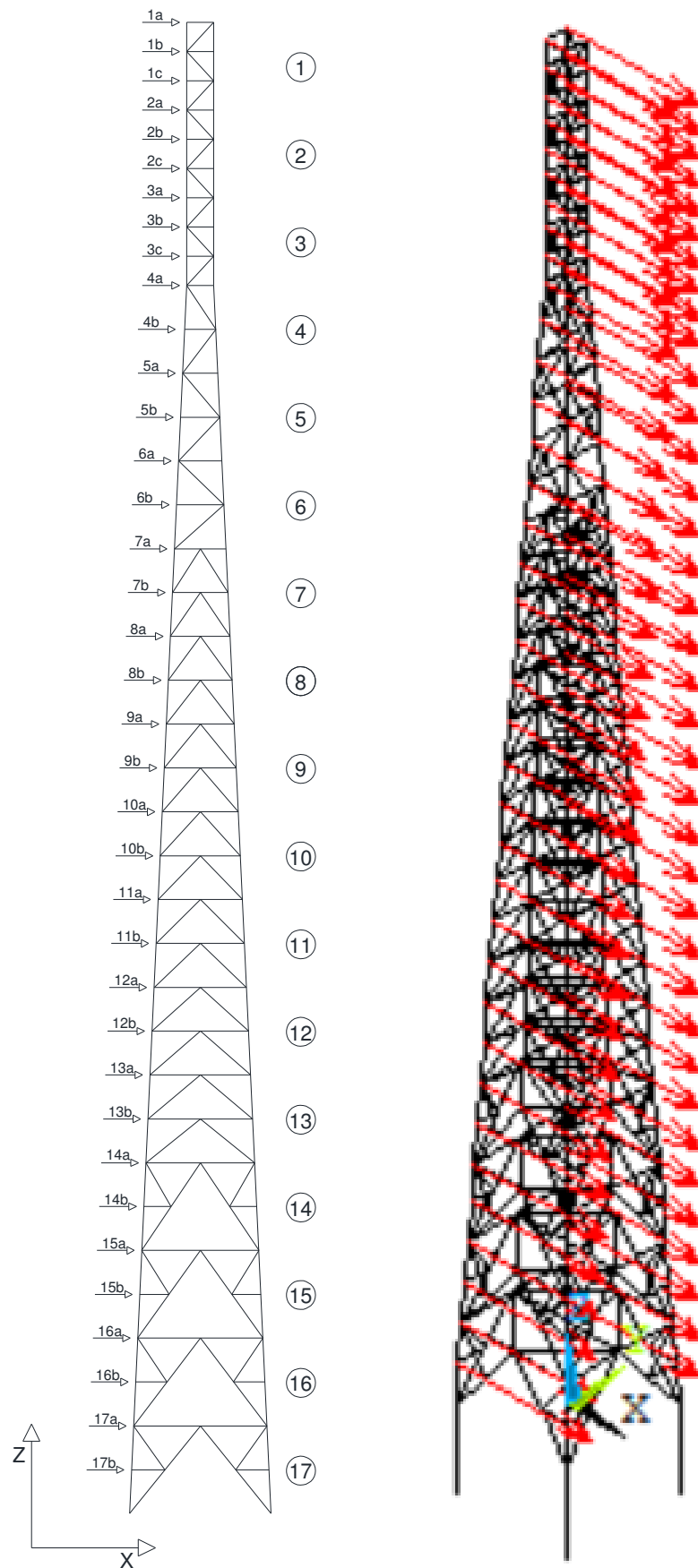


Figura 11 – Aplicação do carregamento de vento

6 ESTRATÉGIAS DE MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Neste capítulo são apresentadas as estratégias de modelagem em elementos finitos aplicadas através do programa ANSYS. Foram desenvolvidas duas estratégias de modelagem, uma que contém somente a estrutura isoladamente, sem considerar a modelagem das fundações (apoios rígidos) e outra com base na modelagem numérica dos efeitos da interação solo-estrutura (modelagem das fundações: tubulões). A seguir são apresentados os detalhes do desenvolvimento da modelagem no programa.

6.1 MODELAGEM DA TORRE DE AÇO PARA TELECOMUNICAÇÕES

Para a modelagem da torre, utilizou-se o elemento finito de viga espacial BEAM44 (ANSYS, 2007) para representar os montantes e os elementos principais da torre. O elemento de treliça espacial LINK8 (ANSYS, 2007) foi utilizado na representação dos contraventamentos da estrutura.

O elemento BEAM44 (ANSYS, 2007) está apresentado na Figura 12 e é um elemento uniaxial de viga espacial composto por dois nós “i” e “j” com seis graus de liberdade cada, sendo três graus de translação em x, y e z e três graus de rotações em x, y e z. O elemento permite a orientação e o posicionamento correto dos perfis, através de um nó de orientação espacial (“k”).

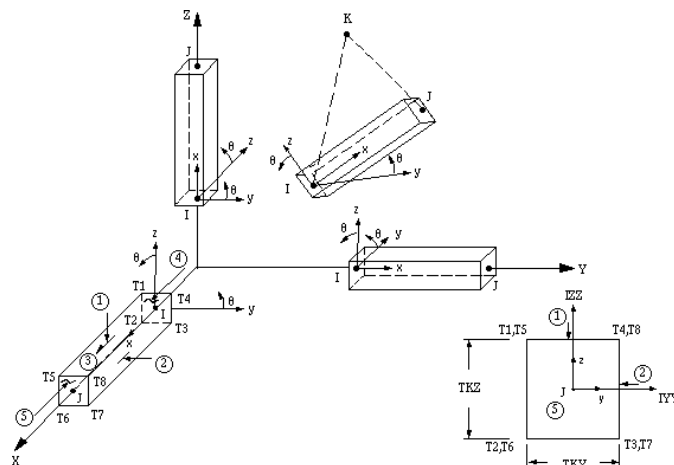


Figura 12 – Elemento BEAM 44 (ANSYS, 2007)

Como os perfis de cantoneira não possuem simetria em relação aos eixos de sua seção transversal, esse recurso torna-se importante para a elaboração de um modelo estrutural que se aproxime mais da realidade da estrutura.

O elemento de treliça espacial LINK8 (ANSYS, 2007) está apresentado na Figura 13 e é um elemento uniaxial composto por dois nós “i” e “j” com cada nó com três graus de liberdade, translação em x, y e z.

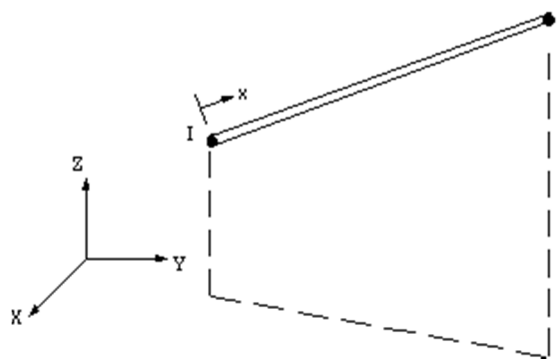


Figura 13 – Elemento LINK 8 (ANSYS, 2007)

As ligações entre os montantes e os contraventamentos foram consideradas de acordo com a Figura 14, sendo as ligações dos contraventamentos com os montantes representadas por rótulas apoiadas nos montantes, e as ligações entre os contraventamentos como rotuladas.

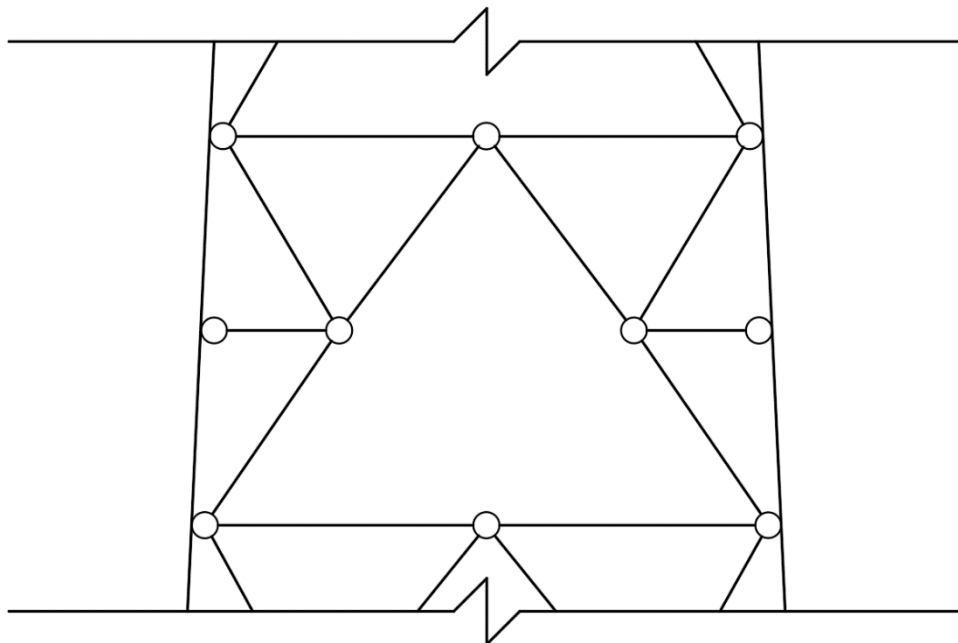


Figura 14 – Detalhe das ligações na modelagem

A principal desvantagem da utilização desse tipo de elemento é que ele, por ser um elemento de treliça e possuir as extremidades rotuladas, não considera a flexão, levando em consideração apenas os esforços axiais.

O modelo desenvolvido está ilustrado na Figura 15 e possui 437 nós, 910 elementos sendo destes 380 elementos de viga tridimensionais BEAM44 (ANSYS, 2007), 418 elementos de treliça espacial LINK8 (ANSYS, 2007), 112 elementos de molas COMBIN14 (ANSYS, 2007).

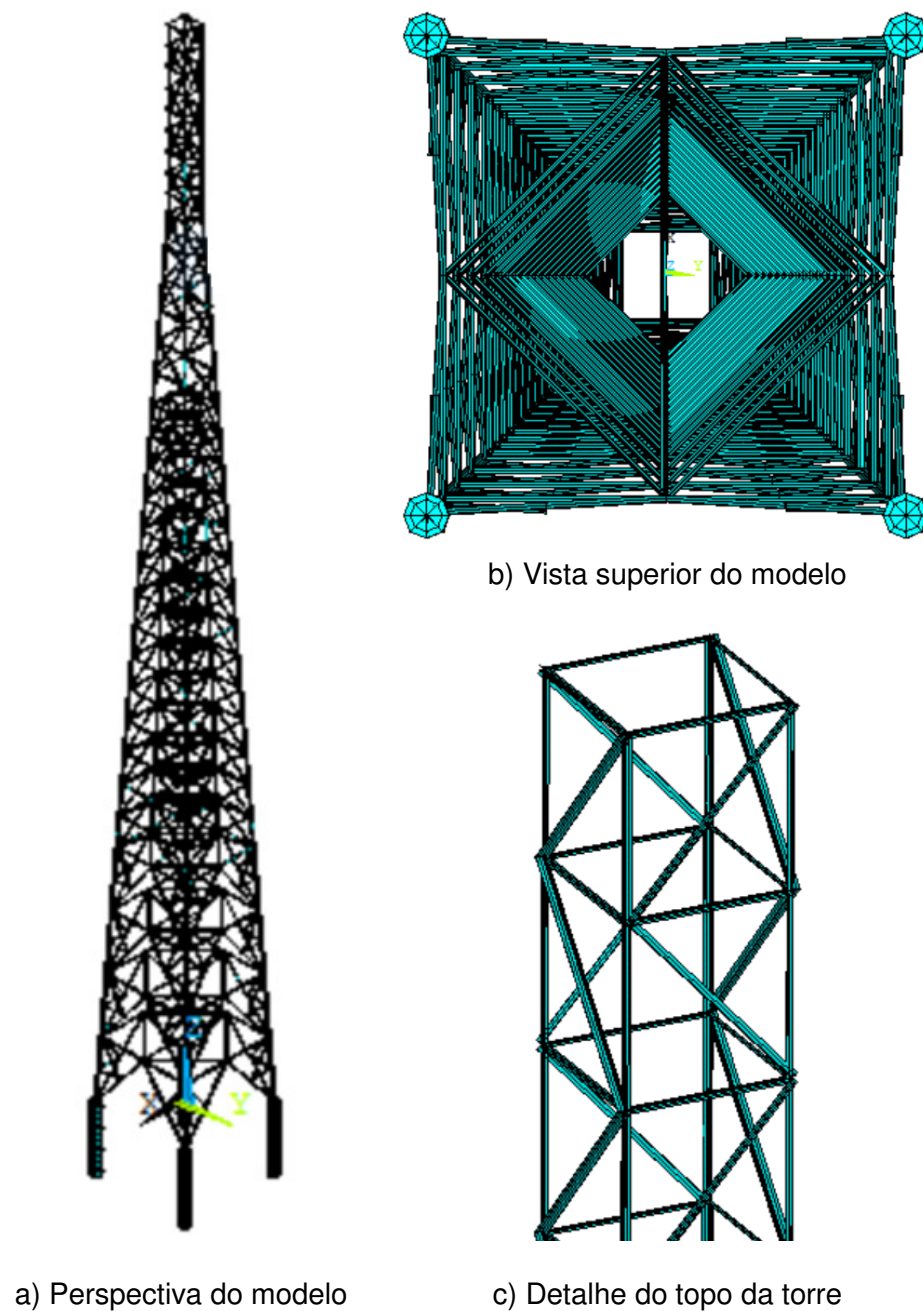


Figura 15 – Modelo em elementos finitos da torre

A análise estrutural foi realizada através do regime linear elástico e foi considerado que as seções transversais dos elementos permanecem planas no estado deformado.

As condições de contorno aplicadas para as duas estratégias de modelagem desenvolvidas, restringem os deslocamentos translacionais na horizontal e vertical dos quatro nós da base da torre e das fundações respectivamente.

6.2 MODELAGEM DAS FUNDAÇÕES

As fundações foram modeladas com o elemento finito de viga espacial BEAM44 (ANSYS, 2007), conforme ilustrado na Figura 12. A Figura 16 ilustra a modelagem dos tubulões sem base alargada, adotados como fundações para a torre estudada.

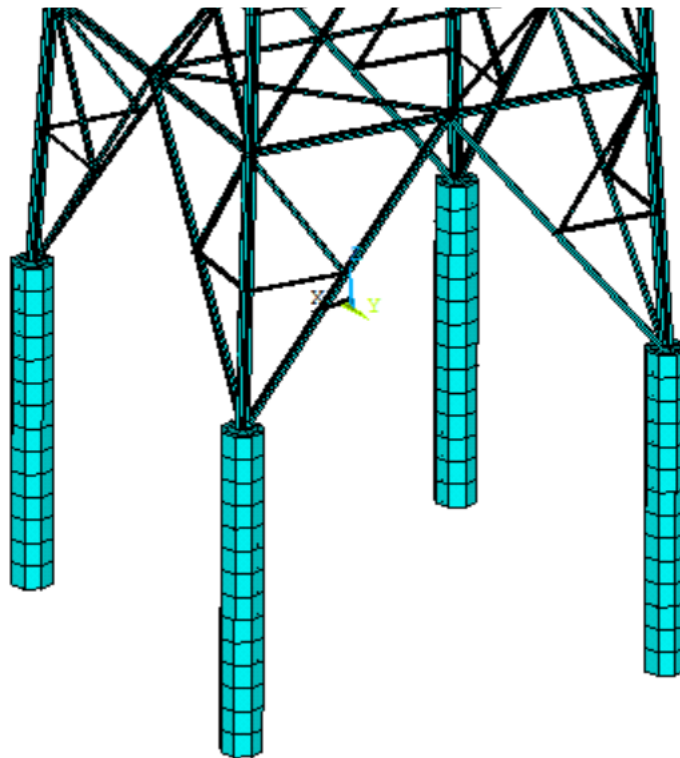


Figura 16 – Detalhe das fundações da torre

6.3 MODELAGEM SOLO

O solo foi modelado através do elemento finito de mola linear COMBIN14 (ANSYS, 2007). O elemento mola linear COMBIN14 (ANSYS, 2007) é um elemento

composto por dois nós “i” e “j”, onde cada nó possui três graus de liberdade, translação em x, y e z ou rotação em x, y e z, conforme ilustrado na Figura 17.

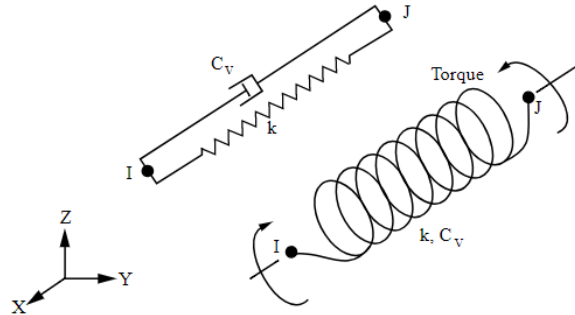


Figura 17 – Elemento COMBIN14 (ANSYS, 2007)

A rigidez axial das molas foi calculada a cada 0,5 metros de profundidade, de acordo com a metodologia apresentada por Bowles em 1997. A Tabela 12 apresenta o valor do coeficiente de reação horizontal (K_s) por profundidade (Z).

Tabela 12 – coeficiente de reação horizontal das molas (K_s) por profundidade

Z (m)	K_s (kN/m)	Z (m)	K_s (kN/m)
0,00	659	- 3,50	659
- 0,50	659	- 4,00	659
- 1,00	659	- 4,50	671
- 1,50	659	- 5,00	728
- 2,00	659	- 5,50	741
- 2,50	659	- 6,00	82412
- 3,00	659	- 6,50	82412

6.4 AMORTECIMENTO ESTRUTURAL

O amortecimento estrutural pode ser definido como o processo de dissipação de energia proveniente do movimento vibratório (CLOUGH, 1993). A avaliação desse efeito não é simples, pois depende das propriedades dos materiais componentes da estrutura e também de qualquer objeto acoplado à mesma, como escadas, antenas e cabos.

Pela dificuldade e complexidade da avaliação real desse efeito, ele é usualmente calculado através da matriz de amortecimento de Rayleigh, apresentada equação (30), que considera contribuições da matriz de rigidez (δ) e da matriz de massa (α).

$$C = \alpha M + \delta K \quad (30)$$

Onde:

M – matriz de massa

K – matriz de rigidez do sistema

Em termos da taxa de amortecimento modal e da frequência natural circular (rad/s), a equação anterior pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\delta\omega_{0i}}{2} \quad (31)$$

Onde:

ξ_i – taxa de amortecimento do modo i;

ω_{0i} – frequência natural circular do modo i.

Isolando α e δ da equação (30) para duas frequências naturais importantes, obtém-se:

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \delta\omega_{01}\omega_{01} \quad (32)$$

$$\delta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}\omega_{02} - \omega_{01}\omega_{01}} \quad (33)$$

Com os valores conhecidos de duas frequências naturais e as equações 32 e 33 se pode chegar aos valores de α e δ . Normalmente as duas primeiras frequências do modelo são adotadas. Neste trabalho, pelo fato das duas primeiras frequências possuírem o mesmo valor, as frequências adotadas para o cálculo do amortecimento estrutural foram a primeira ω_{01} e a terceira ω_{03} .

De acordo com o proposto por Carril Jr. (2000), foi adotada a taxa de amortecimento igual 0,7% ($\xi = 0,007$). Estão apresentados na Tabela 13, os coeficientes das matrizes de massa e rigidez.

Tabela 13 – Coeficientes das matrizes de massa e rigidez α e δ

f_{01} (Hz)	f_{03} (Hz)	α	δ
0,93	1,68	0,052657426	0.000853705

Foram apresentados, neste capítulo, os modelos numéricos que serão utilizados nas análises estudadas nesse trabalho de pesquisa. Foram detalhadas as condições de contorno empregadas e a metodologia para o cálculo do amortecimento estrutural.

Serão apresentadas no próximo capítulo as análises autovalores e autovetores associadas, respectivamente as frequências principais dos modelos estruturais desenvolvidos e aos modos de vibração respectivos a cada frequência.

7 ANÁLISE MODAL DA TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES

Será apresentada neste capítulo a análise modal para as duas estratégias de modelagem estudadas. Serão apresentadas as frequências naturais (autovalores) mais relevantes e os respectivos modos de vibração (autovetores).

7.1 FREQUÊNCIAS NATURAIS OU AUTOVALORES

Neste trabalho foram obtidas as seis primeiras frequências naturais para cada uma das estratégias de modelagem. É importante o conhecimento das principais frequências naturais dos modelos para a determinação da faixa de frequência do espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 1995), que foi adotado na geração das séries temporais de carregamento.

O primeiro modo de vibração também é importante na definição do sentido de aplicação do carregamento dinâmico. Aplicou-se esse carregamento na direção do primeiro modo de vibração com o objetivo de se obter um possível deslocamento ressonante.

As frequências naturais correspondentes aos 6 primeiros modos de vibração são apresentadas na Tabela 14, para cada uma das estratégias de modelagem. Com esses valores define-se a faixa de frequência do espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 1995), que absorva as principais frequências naturais dos modelos estudados, conforme descrito no Capítulo 3.

Tabela 14 – Frequências naturais dos modelos desenvolvidos

Modo de vibração	Frequência natural (Hz) Torre isolada (apoios rígidos)	Frequência natural (Hz) Torre com a interação solo-estrutura (modelagem das fundações)
f_{01}	0,95	0,93
f_{02}	0,95	0,93
f_{03}	1,68	1,68
f_{04}	1,99	2,14
f_{05}	2,15	2,19
f_{06}	2,27	2,19

A Tabela 14 mostra que para os três primeiros modos de vibração as frequências naturais das duas estratégias de modelagem da estrutura são bastante

próximas, já para os demais são observadas diferenças maiores. Isso ocorre porque os três primeiros modos de vibração são correspondentes, ou seja, a estrutura se desloca da mesma forma em ambas as estratégias de modelagem. Já para os outros existem diferenças nas deformações observadas em cada uma das estratégias de modelagem da torre.

7.2 MODOS DE VIBRAÇÃO OU AUTOVETORES

7.2.1 Estratégia de modelagem da torre isoladamente (apoios rígidos)

As Figuras 18 a 23 apresentam os seis modos de vibração, referentes às frequências definidas na Tabela 14 para a modelagem da torre isoladamente, sem considerar a modelagem das fundações (apoios rígidos).

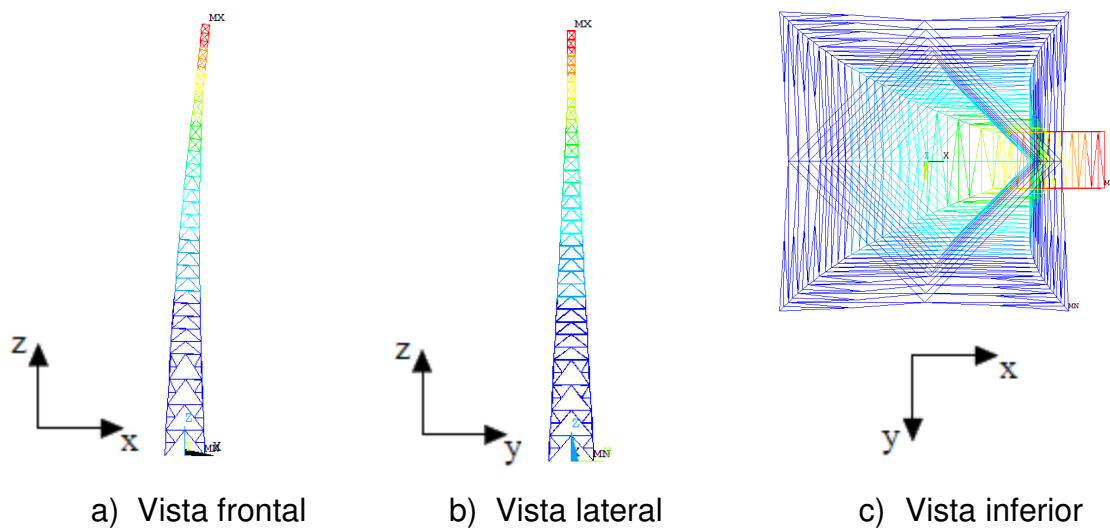


Figura 18 – 1º Modo de vibração: $f_{01} = 0,95$ Hz (OLIVEIRA, 2016)

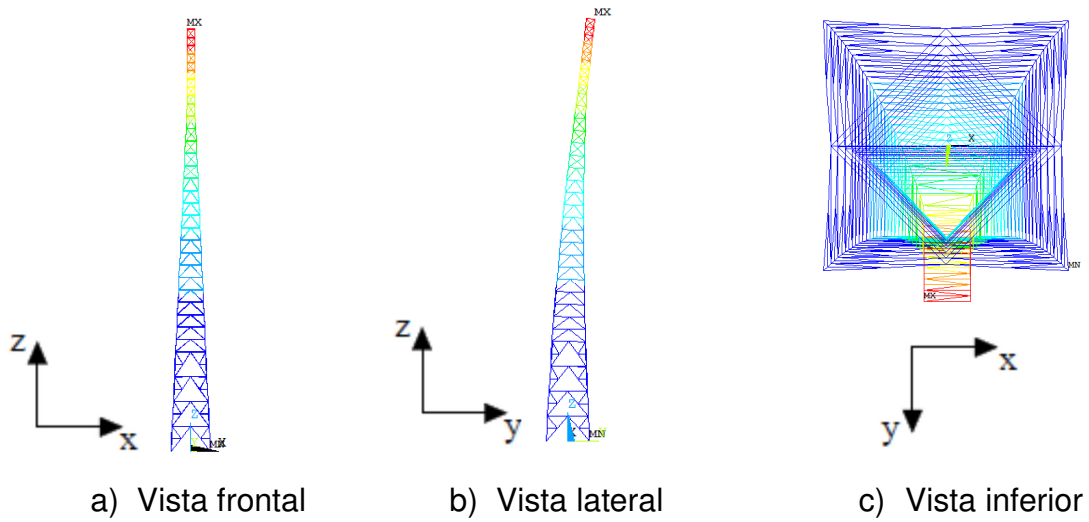


Figura 19 – 2º Modo de vibração: $f_{02} = 0,95$ Hz (OLIVEIRA, 2016)

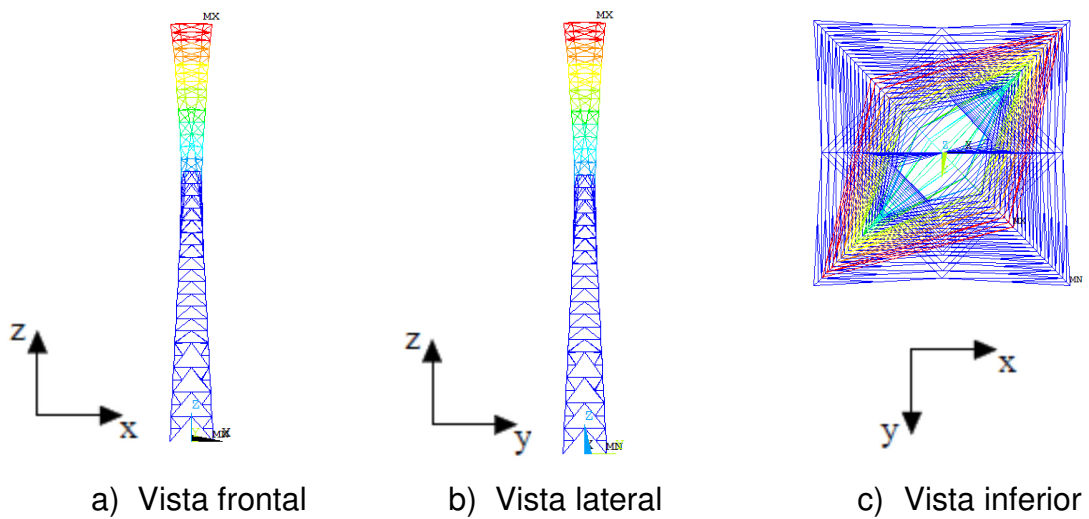


Figura 20 – 3º Modo de vibração: $f_{03} = 1,68$ Hz (Oliveira, 2016)

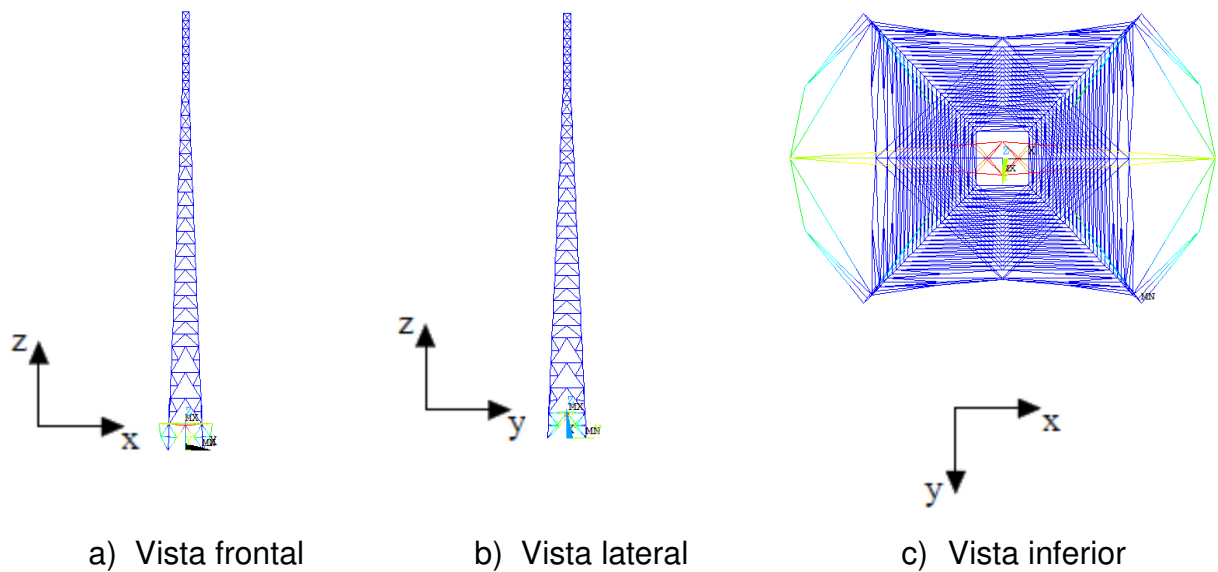


Figura 21 – 4º Modo de vibração: $f_{04} = 1,99$ Hz (OLIVEIRA, 2016)

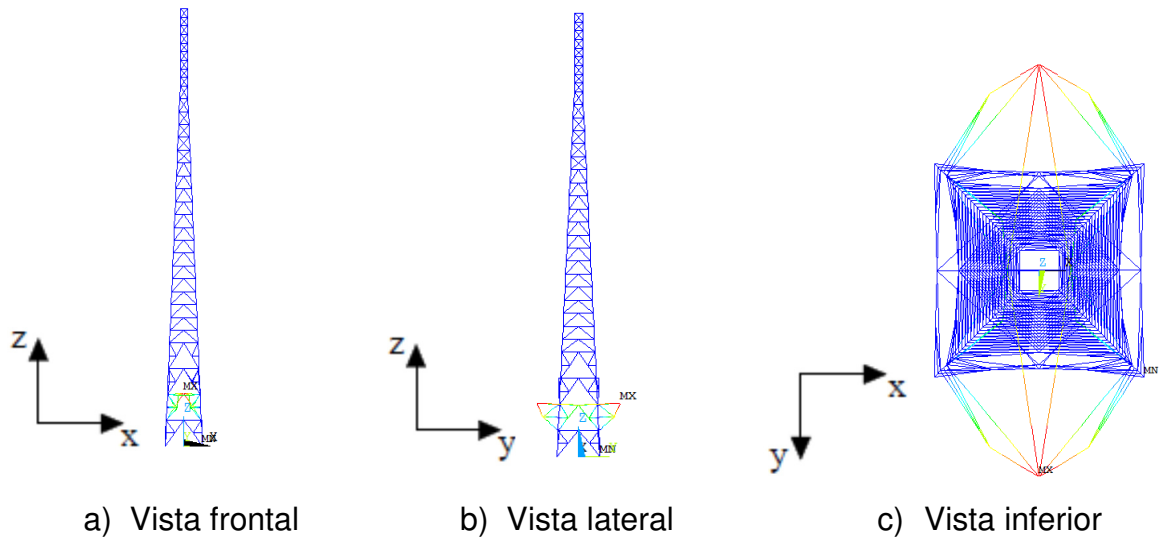


Figura 22 – 5º Modo de vibração: $f_{05} = 2,15$ Hz (Oliveira, 2016)

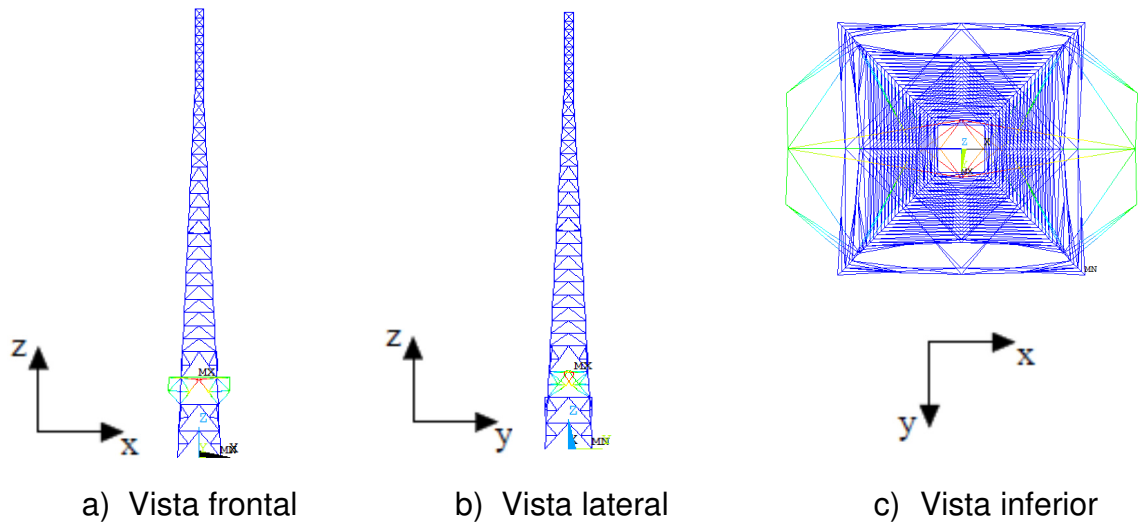


Figura 23 – 6º Modo de vibração: $f_{06} = 2,27$ Hz (OLIVEIRA, 2016)

7.2.2 Estratégia de modelagem com consideração da interação solo-estrutura (modelagem das fundações: tubulões)

São apresentados nas Figuras 24 a 29 os seis modos de vibração, referentes às frequências definidas na Tabela 14 para a modelagem que contém a interação solo-estrutura (modelagem das fundações: tubulões).

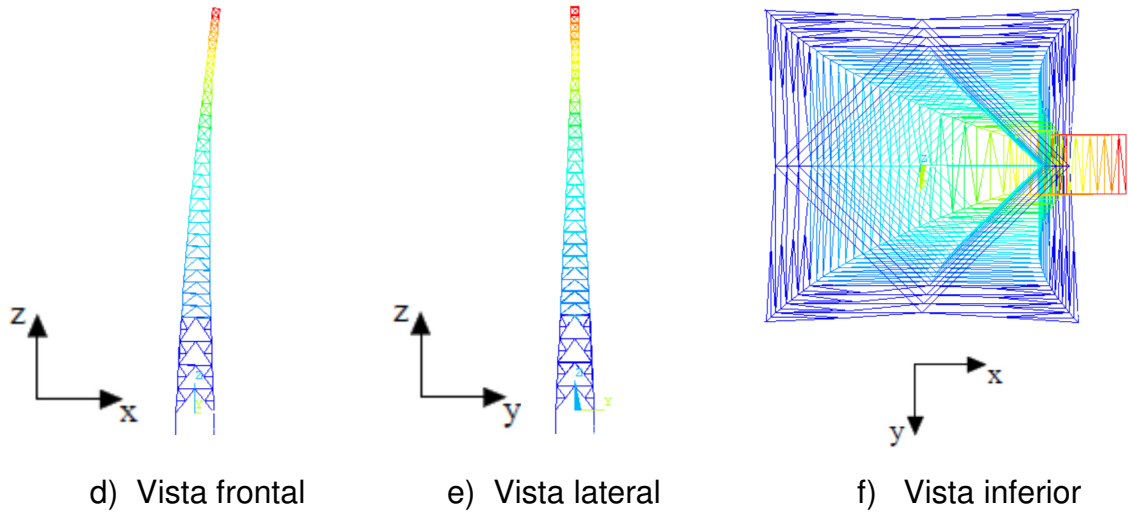


Figura 24 – 1º Modo de vibração: $f_{01} = 0,93$ Hz

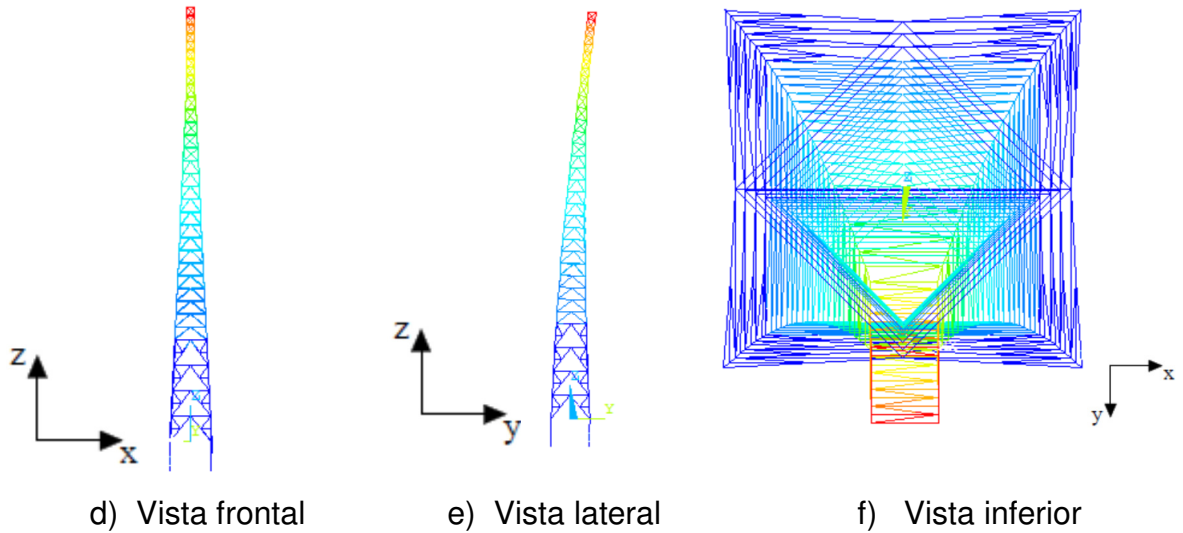


Figura 25 – 2º Modo de vibração: $f_{02} = 0,93$ Hz

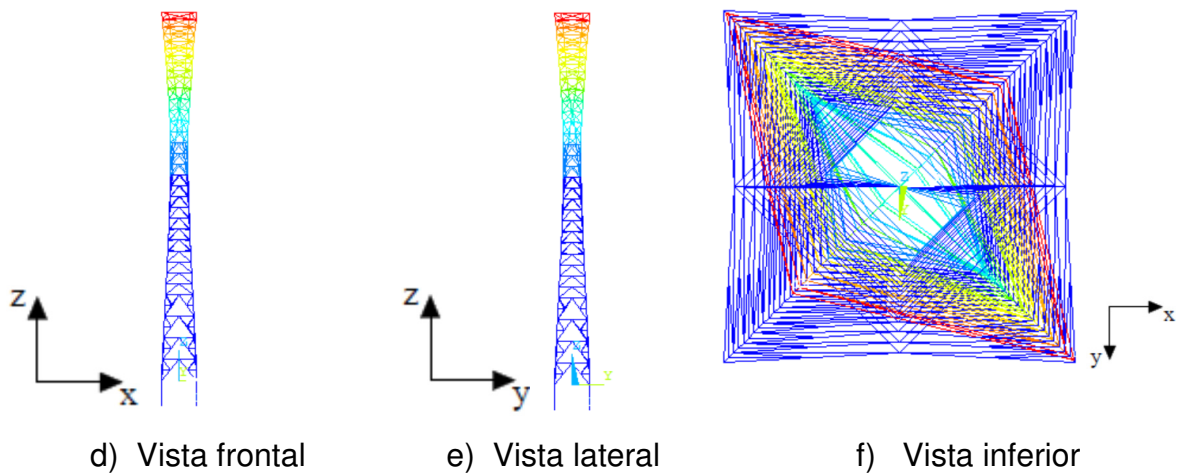


Figura 26 – 3º Modo de vibração: $f_{03} = 1,68$ Hz

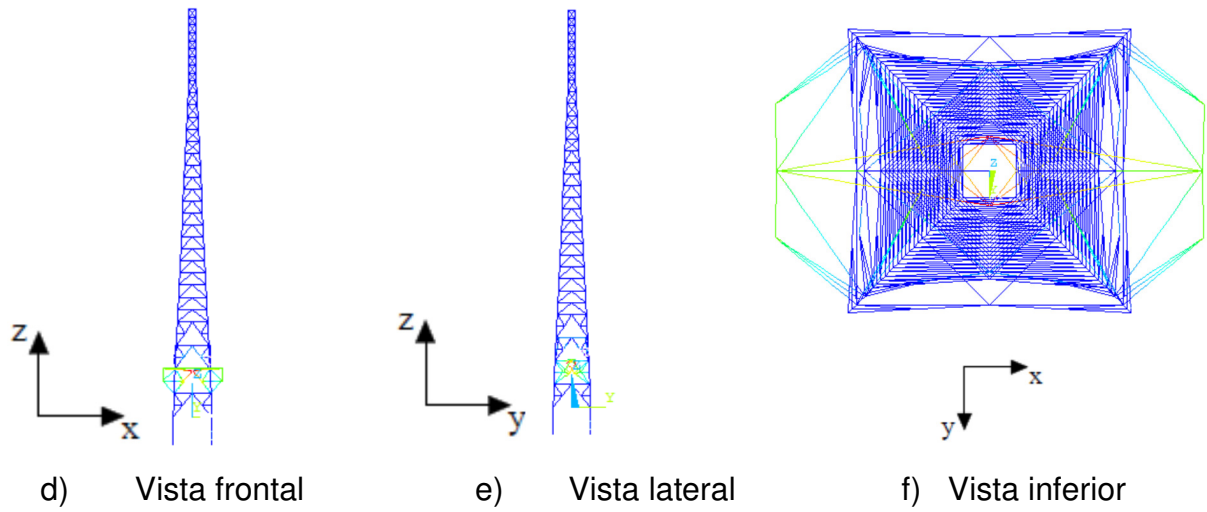


Figura 27 – 4º Modo de vibração: $f_{04} = 1,99$ Hz

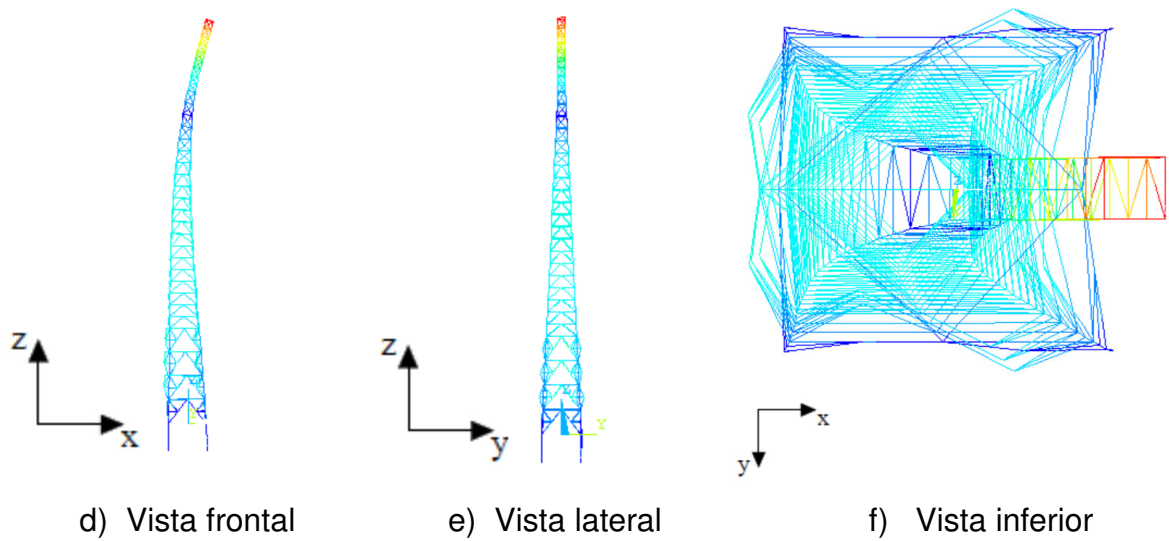


Figura 28 – 5º Modo de vibração: $f_{05} = 2,19$ Hz

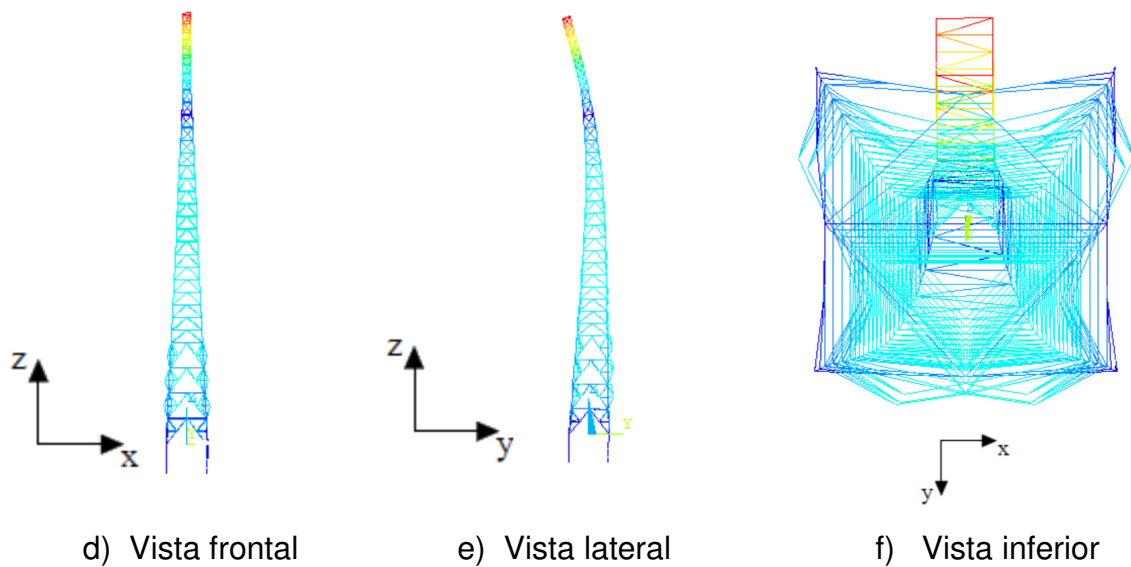


Figura 29 – 6º Modo de vibração: $f_{06} = 2,19$ Hz

Em relação a ambas as estratégias de modelagem pode-se observar que no primeiro e segundo modo de vibração ocorre efeito de flexão global em torno dos eixos “Y” e “X” respectivamente (efeito global). No terceiro modo de vibração destaca-se a torção local no topo da torre (efeito local). No quarto, quinto e sexto modos de vibração predominam os efeitos de flexão e torção local próximo à base da torre (efeito local). Em seguida a Tabela 15 apresenta um resumo do que foi observado em relação às análises de autovalores (frequências) e autovetores (modos de vibração) referentes às duas estratégias de modelagem.

Tabela 15 – Resumo dos efeitos referentes aos modos de vibração

Modo de vibração	Frequência natural (Hz) modelagem torre isolada (apoios rígidos)	Efeito observado	Frequência natural (Hz) modelagem torre em conjunto com suas fundações e interação solo-estrutura	Efeito observado
f_{01}	0,95	Flexão global em torno do eixo Y (efeito global)	0,93	Flexão global em torno do eixo Y (efeito global)
f_{02}	0,95	Flexão global em torno do eixo X (efeito global)	0,93	Flexão global em torno do eixo X (efeito global)
f_{03}	1,68	Torção próximo ao topo da torre (efeito local)	1,68	Torção próximo ao topo da torre (efeito local)
f_{04}	1,99	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)	1,99	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)
f_{05}	2,15	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)	2,19	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)
f_{06}	2,27	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)	2,19	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)

Foi apresentada nesse capítulo a análise modal e as principais frequências naturais e modos de vibração obtidos para cada estratégia de modelagem. Esses resultados são importantes para a determinação da faixa de frequência a ser adotada no espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 1995), conforme foi apresentado no Capítulo 3 desta dissertação. No próximo capítulo serão apresentados os detalhes da aplicação do carregamento de vento para análise estática segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) e os resultados em termos de deslocamentos horizontais no topo da torre.

8 ANÁLISE ESTÁTICA SEGUNDO A NBR 6123 (ABNT, 1988)

Esse capítulo irá detalhar a análise estática utilizada nesse estudo, que foi aplicada de acordo com o modelo discreto proposto na norma NBR 6123 (ABNT, 1988) apresentado no Capítulo 2.

O objetivo da realização de tal análise é o da obtenção dos deslocamentos máximos que ocorrem no topo da torre, na aplicação das parcelas de carregamento de vento médio estático, flutuante e total. Com os deslocamentos máximos obtidos é possível compará-los aos da análise dinâmica, o que será apresentado no próximo capítulo.

A Tabela 16 apresenta os valores utilizados para o cálculo do carregamento estático de vento de acordo com o modelo discreto apresentado na norma NBR 6123 (ABNT, 1988).

Tabela 16 – Dados adotados para o cálculo do vento (Oliveira, 2016)

V_0	40 m/s
S_1	1
S_3	1
b	0,86
p	0,185
z_r	10 m
m_0	125 kg
A_0	3,54 m ²
ξ	1,33
γ	2,656
ρ	1,225 kg/m ³

A Tabela 17 apresenta o cálculo do carregamento estático de vento, através de suas parcelas média, flutuante e total e é apresentado por altura.

$$\mu_i = \left(\frac{z_i}{z}\right)^{2,656} \quad (34)$$

Onde " μ_i " é o primeiro modo de vibração da estrutura, definido por Carril Jr. (2000) na equação (34).

Tabela 17 – Planilha de cálculo das cargas estáticas segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) (Oliveira, 2016)

Modelo Discreto - NBR-6123													
Seção		ϕ_i	Área (m ²)	z_i (m)	C_{ai}	μ_i (modo)	β_i	$\beta_i \cdot \mu_i$	m_i	(m _i /m ₀) μ^2	F _{médio} (N)	F(t) (N)	F _{total} (N)
1	1a	0,3	1,77	100,3	2,50	1,0000	0,57	0,570	625	5,000	1075	9587	10662
	1b	0,15	3,54	98,33	3,15	0,9487	0,72	0,683	125	0,900	1345	1819	3164
	1c	0,15	3,54	96,37	3,15	0,8993	0,72	0,647	125	0,809	1335	1724	3059
2	2a	0,17	3,54	94,4	3,05	0,8513	0,79	0,673	125	0,725	1453	1632	3085
	2b	0,17	3,54	92,43	3,05	0,8049	0,78	0,628	125	0,648	1442	1543	2985
	2c	0,17	3,54	90,47	3,05	0,7604	0,78	0,593	125	0,578	1431	1458	2889
3	3a	0,2	3,54	88,5	2,90	0,7172	0,87	0,624	125	0,514	1588	1375	2963
	3b	0,2	3,54	86,53	2,90	0,6756	0,86	0,581	125	0,456	1574	1295	2869
	3c	0,35	3,54	84,57	2,38	0,6357	1,24	0,788	625	2,021	2242	6094	8336
4	4a	0,23	6,15	82,6	2,78	0,5971	1,64	0,979	130	0,371	2964	1191	4155
	4b	0,23	6,15	79,65	2,78	0,5421	1,63	0,884	149	0,350	2924	1239	4163
5	5a	0,23	7,74	76,7	2,78	0,4904	2,04	1,000	168	0,323	3629	1264	4893
	5b	0,23	7,74	73,75	2,78	0,4419	2,02	0,893	187	0,292	3577	1268	4845
6	6a	0,21	9,365	70,8	2,86	0,3965	2,28	0,904	205	0,258	4004	1247	5251
	6b	0,21	9,365	67,85	2,86	0,3541	2,26	0,800	224	0,225	3942	1217	5159
7	7a	0,2	11	64,9	2,90	0,3147	2,55	0,802	243	0,193	4398	1173	5571
	7b	0,2	11	61,95	2,90	0,2781	2,53	0,704	262	0,162	4323	1118	5441
8	8a	0,18	12,6	59	3,02	0,2443	2,69	0,657	281	0,134	4558	1053	5611
	8b	0,18	12,6	56,05	3,02	0,2132	2,66	0,567	300	0,109	4472	981	5453
9	9a	0,16	14,25	53,1	3,10	0,1847	2,72	0,502	319	0,087	4524	904	5428
	9b	0,16	14,25	50,15	3,10	0,1587	2,69	0,427	338	0,068	4429	823	5252
10	10a	0,15	15,85	47,2	3,15	0,1351	2,82	0,381	357	0,052	4589	740	5329
	10b	0,15	15,85	44,25	3,15	0,1138	2,79	0,318	376	0,039	4481	656	5137
11	11a	0,16	17,5	41,3	3,11	0,0947	3,20	0,303	395	0,028	5079	574	5653
	11b	0,16	17,5	38,35	3,11	0,0778	3,15	0,245	413	0,020	4941	493	5434
12	12a	0,17	19,1	35,4	3,05	0,0629	3,53	0,222	432	0,014	5455	417	5872
	12b	0,17	19,1	32,45	3,05	0,0499	3,48	0,174	451	0,009	5283	345	5628
13	13a	0,16	20,75	29,5	3,10	0,0388	3,55	0,138	470	0,006	5300	280	5580
	13b	0,16	20,75	26,55	3,10	0,0293	3,48	0,102	489	0,003	5097	220	5317
14	14a	0,15	22,35	23,6	3,15	0,0214	3,50	0,075	508	0,002	5007	167	5174
	14b	0,15	22,35	20,65	3,15	0,0150	3,41	0,051	527	0,001	4766	121	4887
15	15a	0,15	23,95	17,7	3,15	0,0100	3,55	0,036	546	0,000	4824	84	4908
	15b	0,15	23,95	14,75	3,15	0,0061	3,44	0,021	565	0,000	4509	53	4562
16	16a	0,14	25,6	11,8	3,20	0,0034	3,34	0,011	584	0,000	4208	30	4238
	16b	0,14	25,6	8,85	3,20	0,0016	3,17	0,005	603	0,000	3783	15	3798
17	17a	0,14	27,2	5,9	3,20	0,0005	3,12	0,002	621	0,000	3459	5	3464
	17b	0,14	27,2	2,95	3,20	0,0001	2,75	0,000	640	0,000	2677	1	2678
Σ			496,9				16,99		12908	14,40	134687	44206	178893

A Tabela 18 apresenta o fator de rajada por altura, que descreve o valor da razão entre a força total e a força média.

Tabela 18 – Fator de rajada em termos de força estática

z_i (m)	F_{total} (N)	$F_{médio}$ (N)	Fator de Rajada	z_i (m)	F_{total} (N)	$F_{médio}$ (N)	Fator de Rajada
			$F_{total}/F_{médio}$				$F_{total}/F_{médio}$
100,30	10662	1075	9,92	53,10	5428	4524	1,20
98,33	3164	1345	2,35	50,15	5252	4429	1,19
96,37	3059	1335	2,29	47,20	5329	4589	1,16
94,40	3085	1453	2,12	44,25	5137	4481	1,15
92,43	2985	1442	2,07	41,30	5653	5079	1,11
90,47	2889	1431	2,02	38,35	5434	4941	1,10
88,50	2963	1588	1,87	35,40	5872	5455	1,08
86,53	2869	1574	1,82	32,45	5628	5283	1,07
84,57	8336	2242	3,72	29,50	5580	5300	1,05
82,60	4155	2964	1,40	26,55	5317	5097	1,04
79,65	4163	2924	1,42	23,60	5174	5007	1,03
76,70	4893	3629	1,35	20,65	4887	4766	1,03
73,75	4845	3577	1,35	17,70	4908	4824	1,02
70,80	5251	4004	1,31	14,75	4562	4509	1,01
67,85	5159	3942	1,31	11,80	4238	4208	1,01
64,90	5571	4398	1,27	8,85	3798	3783	1,00
61,95	5441	4323	1,26	5,90	3464	3459	1,00
59,00	5611	4558	1,23	2,95	2678	2677	1,00
56,05	5453	4472	1,22	-	-	-	-

Os resultados apresentados na Tabela 18 demonstram que ocorre um aumento no fator de rajada com a altura da torre. Em seguida, com a aplicação das cargas de vento definidas na Tabela 17 foi possível obter os deslocamentos translacionais horizontais: médio, flutuante e total por altura.

A obtenção dos deslocamentos foi realizada através do software ANSYS, para o modelo que contém a torre isolada (apoios rígidos) e para o modelo que além da torre inclui as fundações e a interação solo-estrutura.

A Tabela 19 apresenta os deslocamentos por altura para cada um dos modelos, além do fator de rajada em termos dos deslocamentos, que consiste na razão entre os valores do deslocamento total e médio.

Tabela 19 – Fator de rajada em termos de deslocamento estático

z _i (m)	Modelagem da torre isolada (apoios rígidos)				Modelagem da torre com as fundações e a interação solo-estrutura			
	UX _{total} (m)	UX _{médio} (m)	UX _{flutuante} (m)	Fator de Rajada	UX _{total} (m)	UX _{médio} (m)	UX _{flutuante} (m)	Fator de Rajada
				UX _{total} /UX _{médio}				UX _{total} /UX _{médio}
100,30	0,726	0,350	0,376	2,07	0,749	0,364	0,385	2,06
98,33	0,692	0,337	0,355	2,05	0,714	0,351	0,363	2,03
96,37	0,657	0,323	0,334	2,03	0,679	0,338	0,341	2,01
94,40	0,623	0,310	0,313	2,01	0,645	0,325	0,320	1,99
92,43	0,589	0,297	0,292	1,98	0,611	0,311	0,300	1,96
90,47	0,556	0,284	0,272	1,96	0,577	0,298	0,280	1,94
88,50	0,524	0,271	0,253	1,93	0,545	0,285	0,261	1,92
86,53	0,494	0,258	0,236	1,91	0,515	0,272	0,243	1,89
84,57	0,465	0,246	0,219	1,89	0,485	0,259	0,225	1,87
82,60	0,437	0,234	0,203	1,87	0,457	0,247	0,210	1,85
79,65	0,400	0,217	0,183	1,84	0,420	0,231	0,189	1,82
76,70	0,365	0,201	0,164	1,82	0,385	0,214	0,170	1,79
73,75	0,333	0,186	0,147	1,79	0,352	0,199	0,153	1,77
70,80	0,303	0,172	0,131	1,76	0,322	0,184	0,137	1,75
67,85	0,275	0,158	0,117	1,74	0,293	0,170	0,123	1,72
64,90	0,248	0,144	0,104	1,72	0,266	0,157	0,110	1,70
61,95	0,225	0,132	0,093	1,70	0,242	0,144	0,098	1,68
59,00	0,203	0,121	0,082	1,68	0,220	0,133	0,088	1,66
56,05	0,182	0,110	0,072	1,65	0,199	0,121	0,078	1,64
53,10	0,163	0,099	0,064	1,65	0,179	0,111	0,069	1,62
50,15	0,145	0,089	0,056	1,63	0,161	0,100	0,060	1,60
47,20	0,128	0,079	0,049	1,62	0,143	0,090	0,053	1,58
44,25	0,112	0,070	0,042	1,60	0,127	0,081	0,046	1,57
41,30	0,097	0,062	0,035	1,56	0,112	0,073	0,040	1,55
38,35	0,084	0,054	0,030	1,56	0,098	0,064	0,034	1,53
35,40	0,071	0,046	0,025	1,54	0,085	0,057	0,029	1,51
32,45	0,060	0,040	0,020	1,50	0,074	0,050	0,024	1,49
29,50	0,050	0,033	0,017	1,52	0,063	0,043	0,020	1,46
26,55	0,040	0,028	0,012	1,43	0,054	0,037	0,016	1,44
23,60	0,032	0,022	0,010	1,45	0,045	0,032	0,013	1,42
20,65	0,025	0,018	0,007	1,39	0,043	0,031	0,012	1,37
17,70	0,019	0,014	0,005	1,36	0,032	0,023	0,008	1,37
14,75	0,013	0,010	0,003	1,30	0,031	0,024	0,008	1,32
11,80	0,009	0,007	0,002	1,29	0,021	0,016	0,005	1,32
8,85	0,005	0,004	0,001	1,25	0,023	0,018	0,005	1,27
5,90	0,003	0,002	0,001	1,50	0,013	0,010	0,003	1,32
2,95	0,000	0,001	-0,001	0,00	0,010	0,008	0,002	1,28

Na Tabela 19 pode-se observar que o fator de rajada em termos de deslocamento estático aumenta com o aumento da altura da torre. Nas análises realizadas observou-se que os máximos deslocamentos translacionais horizontais para os carregamentos aplicados ocorrem nos nós do topo da torre, representados como A, B, C e D na Figura 30.

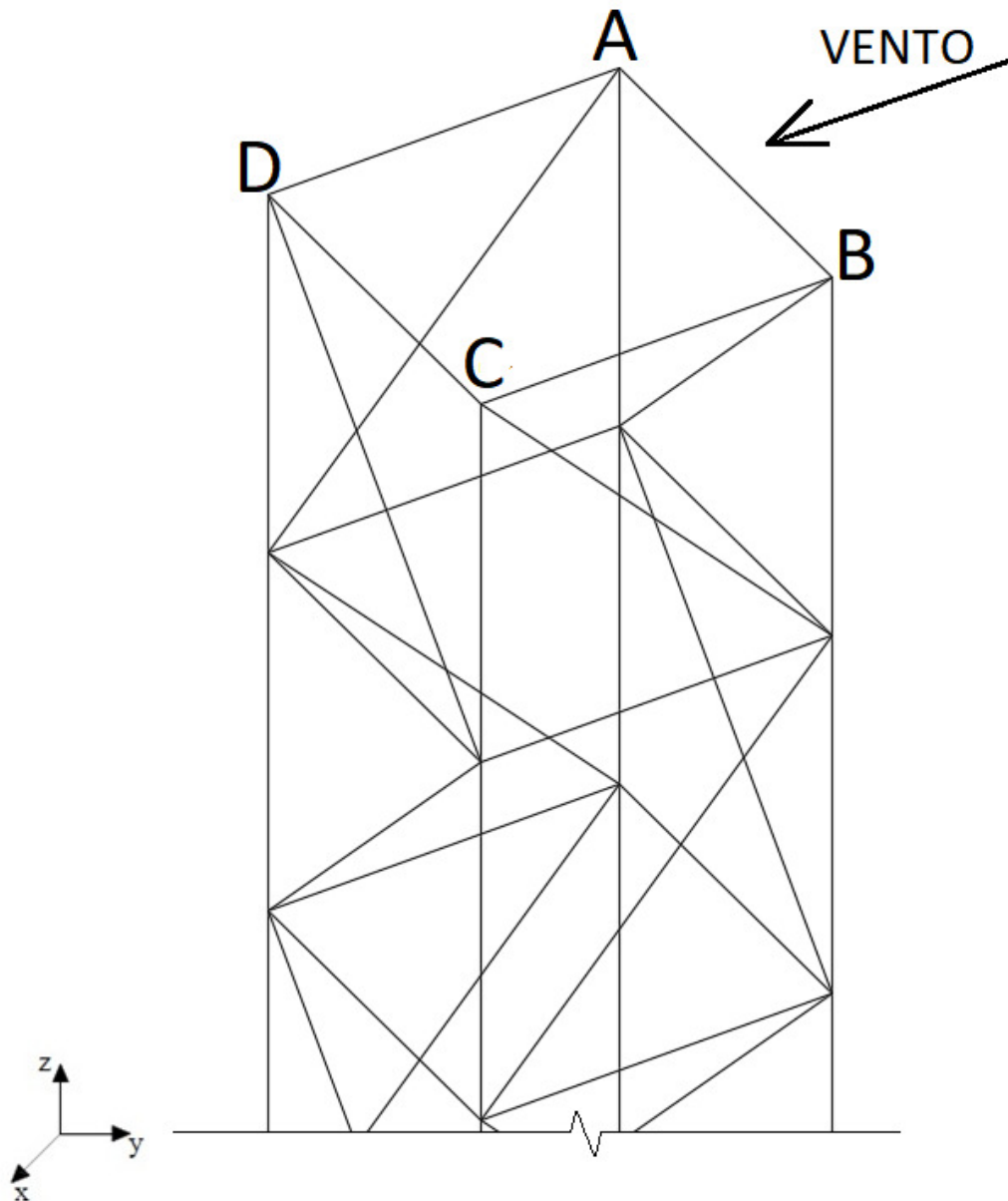


Figura 30 – Nós de deslocamentos máximos

São apresentados na Tabela 20 os deslocamentos máximos obtidos para o modelo que contém a torre isoladamente, sem considerar a modelagem das fundações (apoios rígidos) e na Tabela 21 os deslocamentos máximos obtidos para modelagem da torre considerando a interação solo-estrutura e a modelagem das fundações: tubulões. Em seguida, os deslocamentos máximos estão detalhados em termos de deslocamentos: médio, flutuante e total, obtidos para os nós A, B, C e D do topo da torre de acordo com a Figura 30.

Tabela 20 – Deslocamentos estáticos máximos para modelagem da torre isoladamente (apoios rígidos) (OLIVEIRA, 2016)

Nó	UX _{médio} (cm)	UX _{flutuante} (cm)	UX _{total} (cm)
A	35,0	37,8	72,6
B	35,0	37,8	72,6
C	34,8	37,6	72,5
D	34,8	37,6	72,5

Tabela 21 – Deslocamentos estáticos máximos para modelagem da torre considerando a interação solo estrutura e modelagem das fundações: tubulões

Nó	UX _{médio} (cm)	UX _{flutuante} (cm)	UX _{total} (cm)
A	36,4	38,5	74,9
B	36,4	38,5	74,9
C	36,3	38,3	74,6
D	36,3	38,3	74,6

Através das análises das Tabelas 20 e 21, observa-se que a diferença percentual entre os deslocamentos médio, flutuante e total são respectivamente 4%, 2% e 3% para as duas estratégias de modelagem: torre isolada (apoios rígidos) e torre considerando a interação solo estrutura e a modelagem das fundações (tubulões). Essa diferença mostra que existe um deslocamento superior quando se analisa a torre em conjunto com suas fundações.

Neste capítulo foi apresentada a análise estática do carregamento de vento e foram obtidos os valores dos deslocamentos máximos estáticos no topo da torre.

9 ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA

Neste capítulo será estudado o comportamento da torre ao ser submetida às cargas dinâmicas não determinísticas do vento, para a modelagem da torre considerando a interação solo-estrutura e a modelagem das fundações: tubulões. Para isso, são obtidos os deslocamentos na fase permanente da resposta dinâmica para as séries de cargas aleatórias estudadas. É realizado então, um tratamento estatístico dos máximos deslocamentos de cada série de acordo com o apresentado no item 3.4 do Capítulo 3 para que se possam comparar os valores obtidos para deslocamentos estáticos e dinâmicos com os propostos em normas e recomendações de projetos correntes.

Para a realização dessa análise, foram geradas 40 séries de carregamentos para posteriormente serem obtidos os deslocamentos ao longo do tempo para cada série. Assim através do tratamento estatístico dos deslocamentos máximos e da aplicação de um índice de confiabilidade se obteve a resposta global não determinística da estrutura.

9.1 CARREGAMENTO DINÂMICO NÃO DETERMINÍSTICO

O sentido de aplicação do carregamento de vento dinâmico não determinístico foi definido da mesma forma como foi o do estático, através da análise dos modos de vibração da torre, logo as cargas serão aplicadas na direção do eixo “X”, mesma direção, portanto do primeiro modo de vibração.

A série de carregamento foi gerada através da aplicação de uma rotina no programa computacional MatLab (2012), com utilização dos mesmos dados utilizados para o cálculo do carregamento para análise estática, apresentados na Tabela 16.

Na Figura 31 é apresentada a variação com o tempo do carregamento de uma das séries no topo da torre (100,3 m). O tempo adotado para análise foi de 10 minutos (600 segundos).

A Figura 32 apresenta a densidade espectral das cargas de vento no topo da torre, obtidas através da metodologia da transformada rápida de Fourier, para determinar em que faixa de frequência a maior parte da transferência de energia do sistema ocorre.

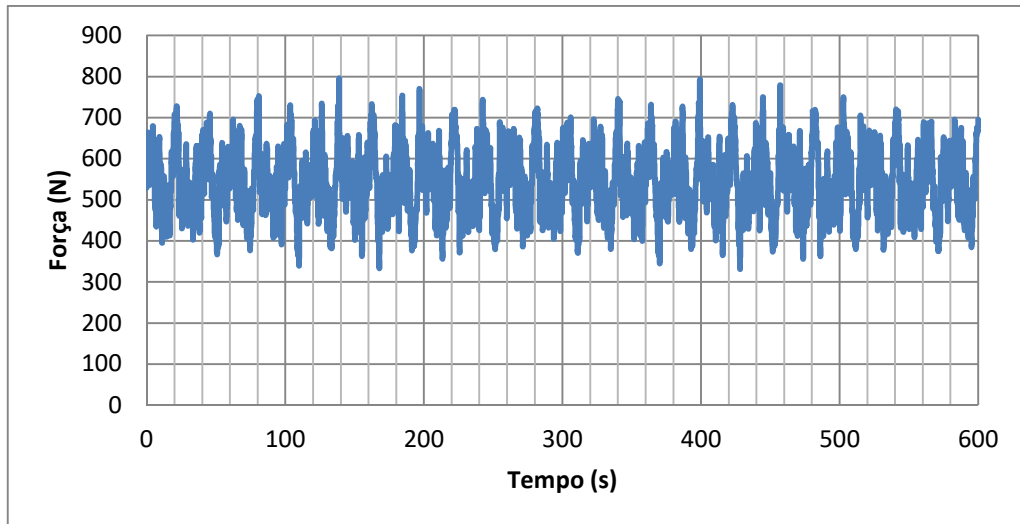


Figura 31 – Força no tempo na cota $z = 100,3$ m - 1ª série de carregamentos

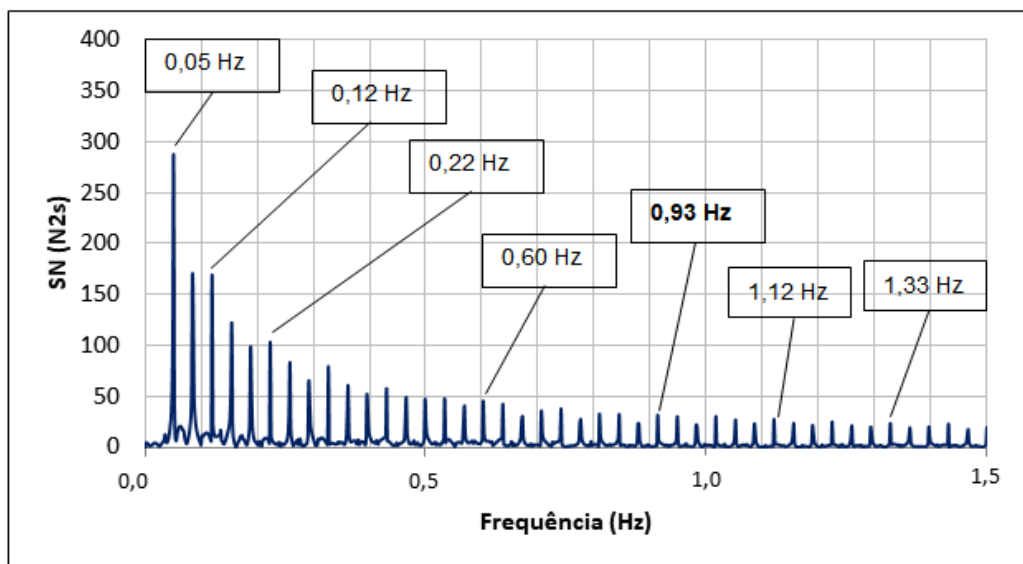


Figura 32 – Densidade espectral da força do vento na cota $z = 100,3$ m - 1ª série de carregamentos

9.2 RESPOSTA DINÂMICA DA ESTRUTURA

Para obter e avaliar a resposta dinâmica da estrutura foram aplicadas as 40 séries de carregamento dinâmico não determinístico geradas e foram obtidos os deslocamentos translacionais horizontais máximos nos quatro nós do topo da torre (A, B, C e D), conforme ilustrados na Figura 30.

Os deslocamentos obtidos ao longo do tempo, no topo da torre (100,3 m) para determinada série de carregamento são apresentados na Figura 33. O tempo adotado

para análise foi de 10 minutos (600 segundos), onde compreendem as fases transiente (entre 0 e 100 segundos) e permanente (após os 100 segundos), que consiste na ocorrência de deslocamentos de caráter predominantemente periódico.

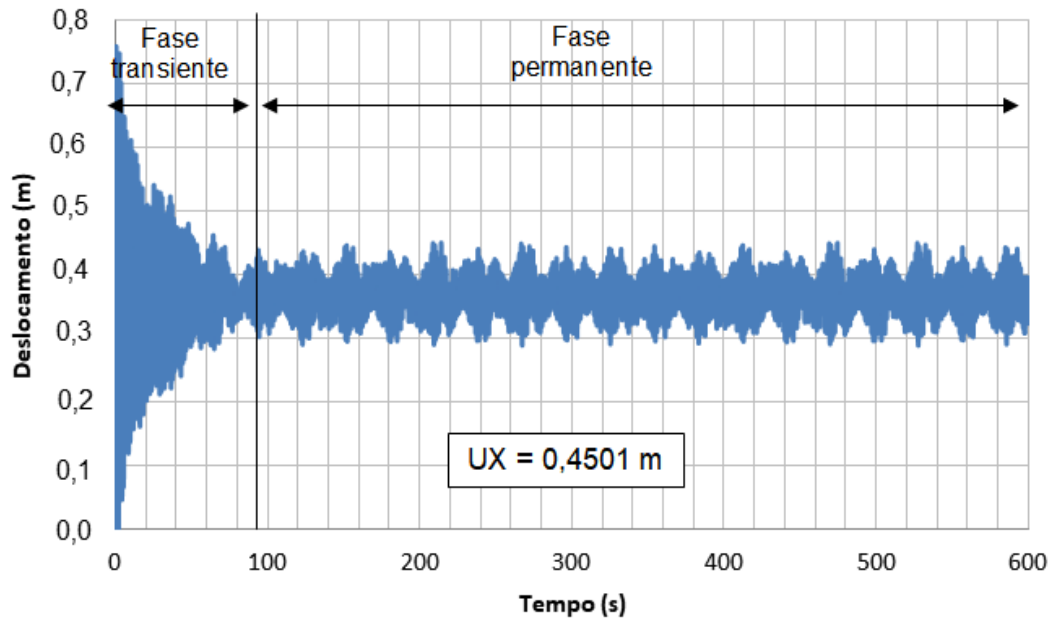


Figura 33 – Resposta dinâmica modelagem viga série 33

Na série de carregamento apresentada, o deslocamento translacional horizontal máximo resultante, para as fases permanente e transiente da resposta dinâmica foram inferiores ao limite máximo “ UX_{lim} ” de 0,875 m definido na norma SDT-240-410-600 (TELEBRÁS, 1997).

A resposta dinâmica do deslocamento no domínio da frequência para a série de carregamentos aplicada correlaciona a densidade espectral dos deslocamentos (UX) com as frequências em Hz, com o objetivo de conhecer as frequências naturais que apresentam as maiores transferências de energia do sistema estrutural.

A Figura 34 apresenta a densidade espectral das cargas de vento no topo da torre, que foram obtidas através da metodologia da transformada rápida de Fourier. É possível concluir que as frequências mais próximas a 1 Hz são responsáveis pela maior parte da transferência de energia do sistema.

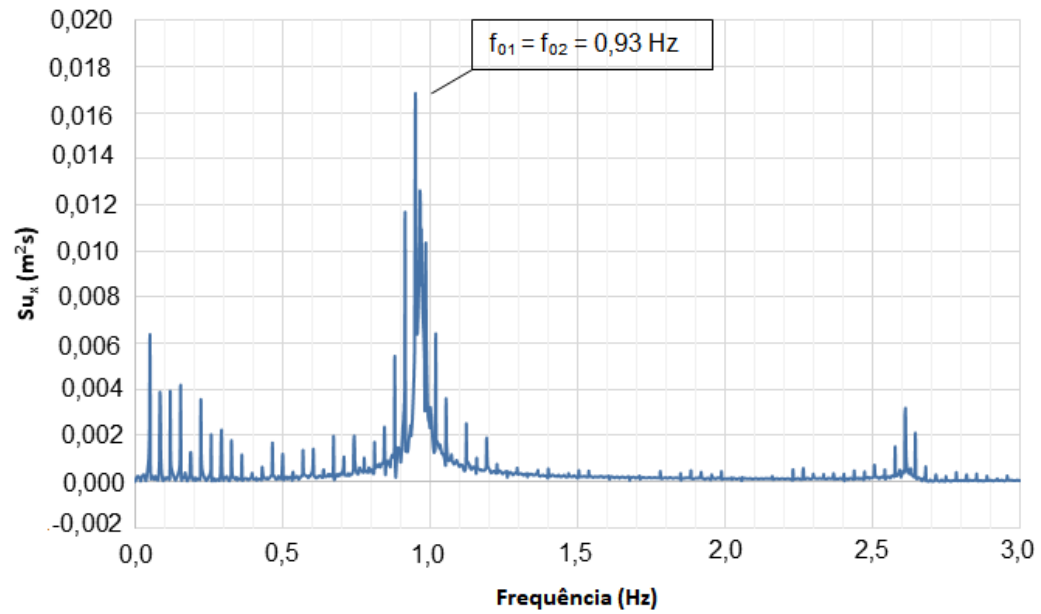


Figura 34 – Densidade espectral dos deslocamentos modelagem viga série 5

A Figura 35 e a Tabela 22 apresentam os deslocamentos translacionais máximos para as séries de 1 a 40.

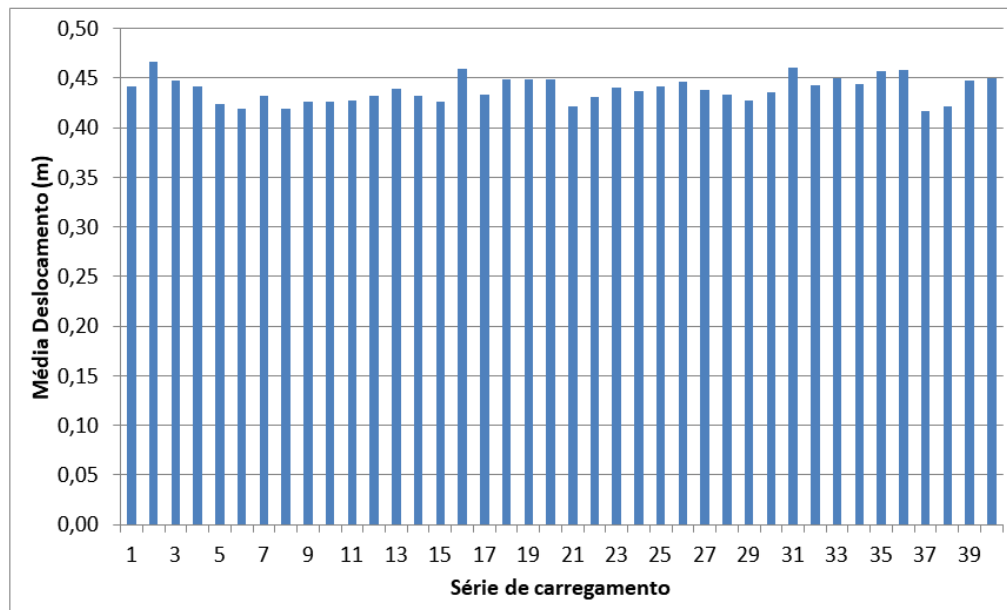


Figura 35 – Comparação dos deslocamentos translacionais máximos; séries 1 a 40

Tabela 22 – Deslocamentos translacionais máximos; séries 1 a 40

Séries de Carregamento	Média de Deslocamentos (m)
1	0,4421
2	0,4667
3	0,4475
4	0,4415
5	0,4233
6	0,4192
7	0,4316
8	0,4186
9	0,4265
10	0,4256
11	0,4272
12	0,4319
13	0,4397
14	0,4320
15	0,4261
16	0,4593
17	0,4327
18	0,4485
19	0,4485
20	0,4482
21	0,4217
22	0,4303
23	0,4409
24	0,4374
25	0,4418
26	0,4461
27	0,4380
28	0,4328
29	0,4275
30	0,4353
31	0,4610
32	0,4425
33	0,4501
34	0,4442
35	0,4569
36	0,4577
37	0,4166
38	0,4215
39	0,4476
40	0,4501
Máximo	0,4667
Média	0,4384
Desvio Padrão	0,0126
UX _{95%}	0,4423

A Figura 36 ilustra a média dos deslocamentos translacionais horizontais máximos em função das séries de carregamentos aplicadas. Pode-se notar que com o aumento do número de séries, a média tende a se estabilizar.

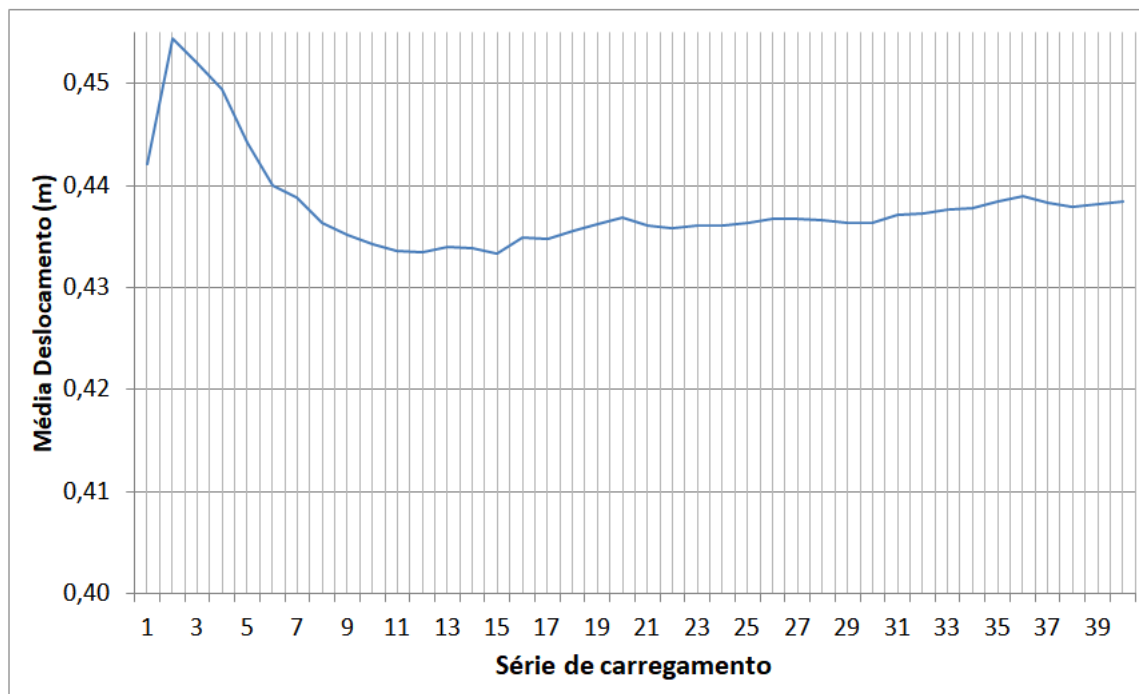


Figura 36 – Comportamento da média dos deslocamentos translacionais horizontais máximos em relação ao número de séries utilizadas

O valor da deflexão máxima para que não ocorram falhas ou problemas nos equipamentos associados às torres de telecomunicações é definido na norma SDT-240-410-600 do Sistema de Documentação Telebrás (TELEBRÁS, 1997). Esse valor é de $0^{\circ} 30' 00''$ para torres autoportantes. Como a altura total da torre estudada é de 100,3 metros, o deslocamento máximo calculado por esse parâmetro é igual a 0,875 metros. Esse valor foi calculado trigonometricamente pelo produto entre a altura máxima (100,3 m) com a tangente do ângulo de deflexão máximo ($0^{\circ} 30' 00''$) estabelecido em norma, conforme apresentado na equação (35) e ilustrado na Figura 37.

Para analisar os deslocamentos translacionais horizontais máximos previstos nas normas e recomendações usuais de projeto, compararam-se na Tabela 23 os deslocamentos obtidos através da aplicação dos esforços, calculados de acordo com o modelo de cálculo apresentado na norma NBR 6123 (ABNT, 1988) com os obtidos através da aplicação dos esforços, calculados de acordo com metodologia de análise

não determinística da ação do vento desenvolvida. Os máximos valores obtidos são comparados ao valor máximo recomendado pela norma SDT-240-410-600 (TELEBRÁS, 1997), definido na da equação (35).

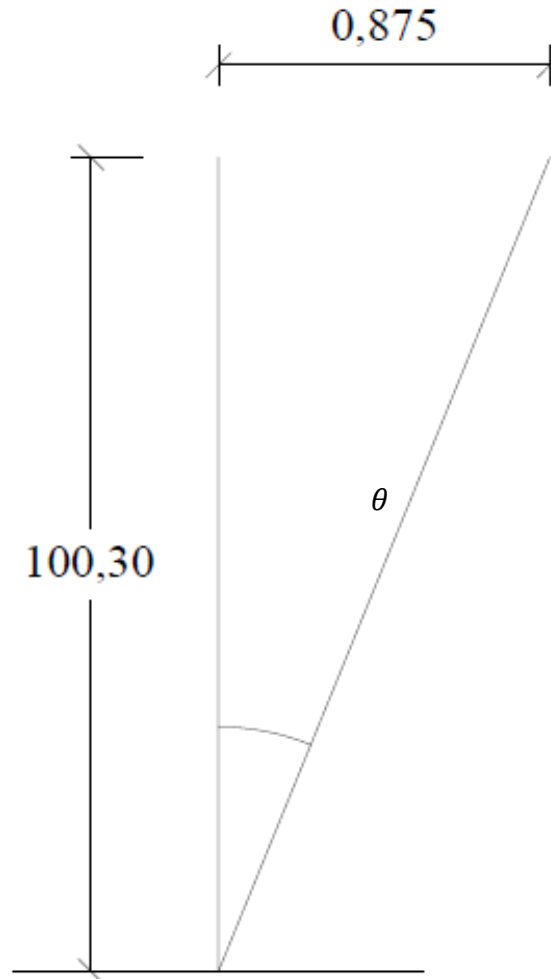


Figura 37 – Deslocamento máximo permitido pela norma SDT-240-410-600 (TELEBRÁS, 1997) e (OLIVEIRA, 2016)

$$\theta = 0^{\circ}30'00''$$

$$UX_{lim} = 100,30 \cdot \tan \theta = 0,875 \text{ m}$$

(35)

Tabela 23 – Comparação dos resultados entre os modelos discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988) e o modelo não determinístico

Modelo de cálculo	Deslocamento médio (cm)	Deslocamento flutuante (cm)	Deslocamento total (cm)
	$UX_{\text{médio}}$	$UX_{\text{flutuante}}$	UX_{total}
Modelo discreto NBR 6123	36,4	38,5	74,9
Modelo não determinístico	36,4	10,3	46,7

Conforme ilustrado na Tabela 23, quando se compara o valor de deslocamento translacional horizontal máximo no topo da torre obtido com o modelo discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988) e o alcançado através da aplicação do modelo não determinístico, pode-se observar que o deslocamento máximo do primeiro é cerca de 60% maior que o do segundo.

Sendo assim, a modelagem não determinística apresenta valores de deslocamentos bastante inferiores em relação à norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988). Isso ocorre, pois, a parcela flutuante da velocidade de vento aplicada no segundo método apresenta características essencialmente probabilísticas, resultando em valores menores.

Ressalta-se que os resultados fornecidos pelo modelo discreto simplificado de projeto da NBR 6123 (ABNT, 1988) encontram-se a favor da segurança, conforme o esperado e que em ambos os modelos o limite máximo de deslocamento estabelecido na norma SDT-240-410-600 do Sistema de Documentação Telebrás (TELEBRÁS, 1997) é atendido.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho de pesquisa teve como principal objetivo, desenvolver uma metodologia de análise para avaliação do comportamento estrutural dinâmico não determinístico aplicado a torres de aço treliçadas para telecomunicações. Para isso foi realizado o estudo do comportamento dinâmico de uma torre real de telecomunicações, com altura de 100,3 metros em conjunto com suas fundações e considerando a interação solo-estrutura. O modelo matemático representativo das ações do vento foi definido com base no espectro de potência de vento de Kaimal.

10.1 CONCLUSÕES ALCANÇADAS

a) Análise das frequências naturais e modos de vibração

Através da análise das frequências naturais (autovalores) e modos de vibração (autovetores) da torre, observou-se que o modelo estrutural investigado possui frequências inferiores a 1 Hz, sendo que a frequência fundamental do modelo da torre isolada, sem considerar a modelagem das fundações (apoios rígidos) foi da ordem de 0,95 Hz e a frequência fundamental da modelagem considerando os efeitos da interação solo-estrutura e a modelagem das fundações: tubulões foi de 0,93 Hz. A análise da frequência natural é importante para estruturas que possuam grande esbeltez.

A modelagem da torre isoladamente, sem considerar a modelagem das fundações (apoios rígidos) apresentou-se mais rígida do que a modelagem considerando os efeitos da interação solo-estrutura e a modelagem das fundações: tubulões, isso mostra que a estratégia de modelagem utilizada, influenciou nos valores das frequências naturais dos modelos analisados. Sendo a diferença entre elas de aproximadamente 2%. Isso é justificado pelo emprego dos elementos finitos de molas para a modelagem do solo. Foi observado também que o primeiro e o segundo modo de vibração da torre apresentaram efeito de flexão em torno do eixo global em ambos os casos.

A realização da análise de frequências e modos de vibrações é de fundamental importância, pois a faixa de frequências no espectro de potência utilizado

para a geração das séries de carregamento não determinísticas representativas do vento devem absorver as principais frequências da estrutura.

b) Análise estática

A análise estática foi realizada com a aplicação do modelo discreto apresentado na NBR 6123 (ABNT, 1988). A partir dessas diretrizes foram gerados e aplicados os carregamentos estáticos de vento e foram obtidos os deslocamentos translacionais horizontais máximos: médio, flutuante e total.

Os deslocamentos máximos: médio, flutuante e total obtidos para o modelo da torre isolada, sem considerar a modelagem das fundações (apoios rígidos) foram da ordem de 35,0 cm, 37,8 cm e 72,6 cm respectivamente, já para a modelagem considerando os efeitos da interação solo-estrutura e modelagem das fundações: tubulões foram de 36,4 cm, 38,5 cm e 74,9 cm respectivamente.

De acordo com os valores de deslocamentos obtidos, conclui-se que a modelagem considerando os efeitos da interação solo-estrutura e modelagem das fundações: tubulões apresentou valores superiores ao do modelo da torre isolada, sem considerar a modelagem das fundações (apoios rígidos), com diferenças percentuais de 4%, 2% e 3% para os deslocamentos translacionais máximos médios, flutuantes e totais respectivamente. Comprovando-se assim, a maior rigidez do modelo que possui apenas a torre representada.

c) Análise dinâmica não determinística

Em relação à análise dinâmica não determinística da torre, os deslocamentos translacionais horizontais no topo da torre foram obtidos através da aplicação de quarenta séries de carregamentos aleatórios de vento.

Através da análise dos resultados obtidos pode-se constatar que na fase permanente o comportamento aleatório dos deslocamentos é observado, mostrando coerência no método aplicado.

A avaliação desses deslocamentos no domínio da frequência mostrou que ocorrem picos de frequência ao longo das análises em faixas próximas as da frequência fundamental do modelo estrutural, o que indica que as maiores transferências de energia na resposta dinâmica do sistema estrutural ocorrem em

frequências próximas da frequência fundamental da estrutura (harmônico ressonante), o que era esperado nos resultados da análise.

Os valores dos deslocamentos máximos obtidos no topo do modelo, para as quarenta séries de carregamento geradas, foram analisados estatisticamente, sendo possível estabelecer um valor característico da resposta para um índice de confiabilidade de 95%.

Foi verificado assim, o deslocamento translacional horizontal máximo, que foi de 46,7 centímetros, na fase permanente e comparado com as recomendações de projeto, onde os deslocamentos não devem superar o valor de 87,5 cm, sendo assim o deslocamento obtido possui valor cerca de 47% inferior ao máximo recomendado.

d) Recomendações práticas de projeto

Comparando-se os valores encontrados para os máximos deslocamentos translacionais horizontais nas duas metodologias aplicadas no âmbito desse trabalho [NBR 6123 (ABNT, 1988) e Modelo não determinístico] com as recomendações apresentadas na norma SDT-240-410-600 (TELEBRÁS, 1997), ambas as metodologias apresentaram valores que atendem o limite máximo de 87,5 centímetros.

Dentre elas, a modelagem não determinística forneceu valores inferiores em relação à norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988). Isso se deve ao fato de que o modelo randômico representativo das ações dinâmicas do vento possui características essencialmente probabilísticas. Sendo assim, os valores presentes na norma encontram-se a favor da segurança, conforme o esperado.

REFERÊNCIAS

ABOSHOSHA, H. et all, Dynamic Behaviour of Transmission Lines Structures Under Synoptic Wind Loads. Artigo publicado em "CIGRE-IEC". 2016. Canadá.

ALMEIDA, J. A. S. Análise Comparativa Entre Normas Europeias e Norma Norte Americana na Caracterização da Ação Dinâmica do Vento em Torres de Telecomunicações de Grande Altura. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto, Portugal, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE TELECOMUNICAÇÕES (TELEBRASIL). Indicadores de Comunicação Móvel: Estação Rádio Base (ERBs) do SMP (celular). Disponível em: <<http://www.telebrasil.org.br/panorama-do-setor/consulta-a-base-de-dados>>. Acesso em: 26 dez. 2017.

BO CHEN, ET ALL, Dynamic Responses and Vibration Control of the Transmission Tower-Line System: A State-of-the-Art Rewiew. Artigo publicado em "The Scientific World Jornal". 3 de julho de 2014. China.

BOWLES, J. E. Foundation Analysis and Design, 2nd Edition. Editora McGraw Hill. New York, 1997.

CASTANHEIRA, E. C. Modelos de Torres em Perfis Tubulares para Radio, TV e Telefonia Utilizando a Teoria da Semelhança. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Presto, Ouro Preto, 2004.

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

FILIPE, J. C. I. Estudo Paramétrico da Ação do Vento em Torres Metálicas de Telecomunicações. Dissertação de Mestrado. Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias, Portugal, 2012.

FRANCO, M. e MEDEIROS, S. R. P. O Método do “Vento Sintético” – Novas Considerações. Artigo publicado em TQS News, Ano XV, n 33, agosto 2011.

GUIMARÃES, E. H., OLIVEIRA, S. A. G. e CLAPIS, A. P. Influência das Condições de Contorno na Análise Modal de Torres Estaiadas pelo Método de Elementos Finitos. Artigo apresentado no 17º Simpósio de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2007.

HADIMANI, P. Static and Dynamic Analysis of Tranmission Line Tower. Artigo publicado em "International Journal of Emerging Research in Management e Technology". 2017. India.

LAZANHA, E. C. Análise Dinâmica Elasto-Plástica de Estruturas Metálicas sob Excitação Aleatória de Vento. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

LUZARDO, A. C. Simulação do Comportamento Dinâmico de Torres de Linhas de Transmissão sob Ação de Ventos Originados de Downburst. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2016.

MACHADO, A. C. Caracterização das propriedades aerodinâmicas de torres metálicas para determinação da resposta devida ao vento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil, 2003.

MINISTÉRIO DAS COMUNICAÇÕES. Agência Nacional de Telecomunicações. Relatórios Consolidados - Indicadores de 2012 a 2015. Brasília, DF, 2015. Disponível em: "<http://www.anatel.gov.br/dados/2015-02-04-18-43-59/indicadores-de-2012-a-2014>". Acesso em: 26 dez. 2017.

MOREIRA, C. H. Análise de Cais de Paramento Fechado – Interação Solo-Estrutura. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil, 2018.

NASCIMENTO, F. O. D. A. Análise de Estruturas Metálicas de Torres Treliçadas Autoportantes para Telecomunicações. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Brasil, 2002.

OBATA, S. H. O Vento Sintético e a Simulação de Monte Carlo – Uma Forma de Considerar a Característica Aleatória e Instável do Carregamento dos Ventos em Estruturas. Artigo publicado na revista "Exacta". Jan/Mar de 2009. Brasil.

OLIVEIRA, B. A. S. e SILVA, J. G. S. Análise Dinâmica de Torres de Aço de Telecomunicações Submetidas À Ação Não Determinística do Vento. Artigo publicado em "XXXVI Ibero-Latin American Congress on ComputationMethods in Engineering". 22-25 de Novembro de 2015. Brasil.

OLIVEIRA, B. A. S. Modelagem do Comportamento Estrutural de Torres de Aço de Telecomunicações Submetidas à Ação Dinâmica Não Determinística do Vento. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil, 2016.

PRAKASH, S. e SHARMA, H. D. Pile Foundations in Engineering Practice. Editora John Wiley and Sons, New York, 1990.

RIERA, J. D. Sobre a Definição do Vento para Projeto Estrutural na ABNT NBR 6123 (1989) e Outras Normas Sul Americanas. Artigo publicado em "Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural". 2016. Brasil.

RODRIGUES, R. O. Análise não-linear estática e dinâmica de torres de telecomunicações.

SECCIONAL. Imagem torre metálica treliçada para telecomunicações. Disponível em: "<https://www.seccional.com.br/produto/triangular-telecom/>". Acesso em: 26 dez. 2017.

VELLOS E LOPES. Fundações vol. 2. Editora Oficina do Texto. São Paulo, 2010.

ZAMPIRON, I. Avaliação das Características e Desempenho de Estruturas para Telecomunicações Visando o Projeto de Novo Modelo de Torre Autoportante. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil, 2008.