



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

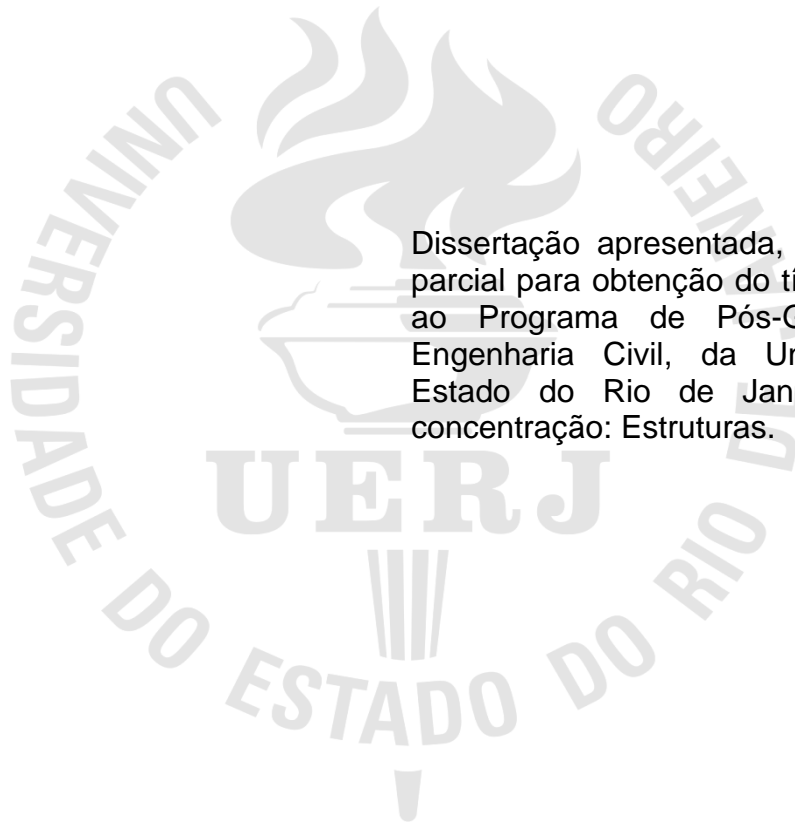
Rodrigo Guedes Simões

**Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de
torres de aço para suporte de turbinas eólicas**

Rio de Janeiro
2020

Rodrigo Guedes Simões

**Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de torres de aço
para suporte de turbinas eólicas**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2020

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S593 Simões, Rodrigo Guedes.
Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de torres de aço para suporte de turbinas eólicas / Rodrigo Guedes Simões. – 2020.
135f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Torres - Teses. 3. Energia eólica - Teses. 4. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. 5. Aço - Fadiga - Teses. 6. Método dos elementos finitos - Teses. I. Bila, Daniele Maia. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.97

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

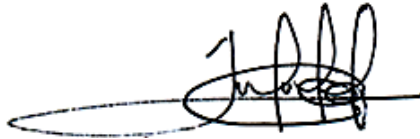
Rodrigo Guedes Simões

**Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de torres de aço
para suporte de turbinas eólicas**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 10 de Dezembro de 2020.

Banca Examinadora:



Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Presidente / Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. André Tenchini da Silva
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Paulo Anderson Santana Rocha
Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP



Prof. Dr. Miguel Henrique de Oliveira Costa
Universidade Estácio de Sá - UNESA



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

Rio de Janeiro
2020

DEDICATÓRIA

A Deus, em primeiro lugar, por me dar forças para sempre seguir em frente. À minha avó, meu querido e falecido pai e minha mãe, pelo incentivo, inspiração e paciência.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Paulo e Irene, por sempre me incentivarem a estudar e fazer de tudo para concretizar os meus sonhos, pelo amor e dedicação ao longo de toda a minha vida. Infelizmente meu pai não está presente para ver a realização deste feito, mas acredito que onde ele estiver, com certeza estará orgulhoso pela minha realização.

A minha noiva Dandara, melhor amiga e companheira, que sempre me acompanhou desde o começo da graduação até esta realização, me dando força e sempre me incentivando.

Ao meu padrinho Eduardo por sempre me apoiar, estimular e auxiliar tanto emocionalmente quanto financeiramente na obtenção do meu título de Engenheiro Civil e agora Mestre.

Ao meu orientar, Professor José Guilherme pela confiança, incentivo, amizade e principalmente paciência ao longo de todo o trabalho.

A todos os amigos que conquistei durante esta jornada, que sempre me ajudaram e apoiaram.

Ao meu professor de graduação Bruno Assunção, por me incentivar a fazer o Mestrado em Estruturas, me apoiar e me orientar na vida acadêmica.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

SIMOES, Rodrigo Guedes. *Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de torres de aço para suporte de turbinas eólicas*. 2020. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

A energia eólica tem ocupado papel de grande relevância perante a matriz energética brasileira, principalmente no que se refere à região nordeste do Brasil. Neste sentido, uma grande evolução tecnológica tem ocorrido ao longo de várias décadas, transformando moinhos de ventos antigos em torres extremamente altas e esbeltas, com capacidade para gerar grandes quantidades de energia. De acordo com este contexto, o presente trabalho tem como objetivo o estudo da resposta estrutural dinâmica e avaliação da fadiga estrutural (vida útil) de uma torre de aço para suporte de uma turbina eólica modelo MM92 da Repower. Deste modo, um modelo numérico foi desenvolvido para a representação da torre investigada, via emprego do software ANSYS, por meio do emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF). A análise dinâmica não determinística foi realizada com base na utilização de diversos perfis de velocidades de vento, na faixa de 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h), objetivando obter a resposta estrutural dinâmica da estrutura, em termos dos valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais e tensões de von Mises. Tendo em mente os resultados das análises, os valores das tensões, calculados na fase permanente da resposta do sistema, serão utilizados para as análises de fadiga visando à determinação da vida útil da torre. Com base nos resultados alcançados ao longo da pesquisa, cabe ressaltar que até a velocidade de 35 m/s (126 km/h), o projeto estrutural da torre atende aos limites de projeto estabelecidos para os valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais e para a vida útil da torre, tornando o projeto da torre eólica investigada viável em regiões do território brasileiro. Todavia, destaca-se que para velocidades de vento mais elevadas ($v > 35$ m/s [126 km/h]), o projeto da torre precisa ser reavaliado, especialmente no tocante à fadiga estrutural.

Palavras-chave: Torres de aço eólicas; Análise estrutural dinâmica; Verificação de projeto à fadiga; Modelagem em Elementos Finitos.

ABSTRACT

SIMOES, Rodrigo Guedes. *Modeling of dynamic structural behavior and fatigue verification of steel towers for support of wind turbines*. 2020. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Wind energy has been playing an very important role in the Brazilian energy matrix, mainly especially with regard to the northeast region of Brazil. In this sense, a great technological evolution has occurred over several decades, transforming old windmills into extremely tall and slender towers, with the capacity to generate large amounts of energy. According to this context, this work and research aims to study the dynamic structural response and structural fatigue assessment (service life) of a steel tower to support a wind turbine model MM92 by Repower. In this way, a numerical model was developed to represent the investigated tower, using the ANSYS software, using the Finite Element Method (FEM). The non-deterministic dynamic analysis was performed based on the use of different wind speed profiles, in the range of 10 m/s to 70 m/s, aiming to obtain the dynamic structural response of the structure, in terms of the maximum values of the translational horizontal displacements and von Mises stresses. Bearing in mind the results of the analyzes, the values of the stresses, calculated in the permanent phase of the response of the system, will be used for the fatigue analyzes aiming at the determination of the useful life of the tower. Based on the results achieved throughout the research, it is worth mentioning that up to a speed of 35 m/s, the structural design of the tower meets the design limits established for the maximum values of the horizontal translational displacements and for the useful life of the tower, making the investigated wind tower project viable throughout the Brazilian territory. However, it is noteworthy that for higher wind speeds ($v > 35$ m/s), the design of the tower needs to be reassessed, especially with regard to structural fatigue.

Keywords: Steel towers of wind turbines; Dynamic analysis of structures; Numerical modeling; Fatigue design verification; Finite Element Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Moinho de vento localizado em Amsterdam - www.conexaoamsterdam.com.br	18
Figura 2 – Parque eólico em Araripe – www.casadosventos.com.br	19
Figura 3 – Complexo Eólico Statkraft (Bahia) - www.statkraft.com.br	20
Figura 4 - Isopletas da velocidade básica do vento V_0 (m/s) - NBR 6123 (ABNT, 1988).	40
Figura 5 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes - NBR 6123 (ABNT, 1988). ...	41
Figura 6 – Fator de amplificação dinâmica ξ - NBR 6123 (ABNT, 1988).	44
Figura 7 - Coeficientes de arrasto (C_a) - NBR 6123 (ABNT, 1988).	45
Figura 8 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo, Oliveira (2019).	47
Figura 9 – Espectros de potências (Blessman, 1995).	54
Figura 10 – Espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 1995).	55
Figura 11 – Características geométricas da torre de aço e da fundação.	63
Figura 12 – Componentes da torre eólica e detalhe de ligação das partes.	64
Figura 13 – Detalhe da nacelle e rotor (Repower systems, 2008).	65
Figura 14 – Forças geradas no rotor (Oliveira, 2019).	67
Figura 15 - Direção de aplicação da força proveniente do vento.	68
Figura 16 – Forças devido ao desprendimento de vórtices.	70
Figura 17 – Cargas proveniente dos desprendimentos de vórtices no domínio da frequência.	71
Figura 18 – Elemento finito de casca SHELL 181 (ANSYS, 2015).	74
Figura 19 – Elemento finito tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS, 2015).	75
Figura 20 – Elemento finito de mola COMBIN39 (ANSYS, 2015).	75
Figura 21 - Modelo numérico da torre eólica.	76
Figura 22 – Discretização dos nós dos elementos de mola.	76
Figura 23 – 1°, 2°, 3° e 4° modos de vibração do modelo numérico.	82
Figura 24 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica (Oliveira, 2019).	89
Figura 25 – Deslocamento translacional máximo.	90
Figura 26 – Trecho com a tensão máxima de von Mises.	91
Figura 27 – Deslocamentos translacionais máximos para todos os perfis de velocidades estudados.	93

Figura 28 – Tensão máxima de von Mises para todos os perfis de velocidades estudados.....	93
Figura 29 – Carga não determinística do vento no domínio do tempo para $V_0 = 24$ m/s.	96
Figura 30 – Carga não determinística do vento no domínio do tempo para $V_0 = 25$ m/s.	96
Figura 31 – Carga não determinística do vento no domínio do tempo para $V_0 = 30$ m/s.	97
Figura 32 – Carga não determinística do vento no domínio da frequência para $V_0 = 24$ m/s.	97
Figura 33 – Carga não determinística do vento no domínio da frequência para $V_0 = 25$ m/s.	98
Figura 34 – Carga não determinística do vento no domínio da frequência para $V_0 = 30$ m/s.	98
Figura 35 – Verificação da convergência dos valores, adaptado (Oliveira, 2019).....	99
Figura 36 – Deslocamentos no domínio do tempo em $h=76,15$ m e $V_0=24$ m/s.....	103
Figura 37 – Amplitude dos deslocamentos em $h=76,15$ m e $V_0=24$ m/s.	103
Figura 38 – Tensão máxima de von Mises no domínio do tempo para $V_0=24$ m/s..	104
Figura 39 – Amplitude da tensão máxima de von Mises para $V_0=24$ m/s.	104
Figura 40 – Deslocamentos no domínio do tempo em $h=76,15$ m e $V_0=25$ m/s.....	105
Figura 41 – Amplitude dos deslocamentos em $h=76,15$ m e $V_0=25$ m/s.	105
Figura 42 – Tensão máxima de von Mises no domínio do tempo para $V_0=25$ m/s..	106
Figura 43 – Amplitude da tensão máxima de von Mises para $V_0=25$ m/s.	106
Figura 44 – Deslocamentos no domínio do tempo em $h=76,15$ m e $V_0=30$ m/s.....	107
Figura 45 – Amplitude dos deslocamentos em $h=76,15$ m e $V_0=30$ m/s.	107
Figura 46 – Tensão máxima de von Mises no domínio do tempo para $V_0=30$ m/s..	108
Figura 47 – Amplitude da tensão máxima de von Mises para $V_0=30$ m/s.	108
Figura 48 – Deslocamento translacional máximo em $h=76,15$ m.	109
Figura 49 – Tensão máxima de von Mises (Oliveira, 2019).	109
Figura 50 – Resultados dos deslocamentos máximos ao longo das velocidades. ...	113
Figura 51 – Resultados das tensões máxima de von Mises ao longo das velocidades.	113
Figura 52 – Exemplo de tensão com amplitude variável e caráter aleatório (Silva, 2014).	116

Figura 53 – Metodologia do fluxo da gota de chuva para picos e vales (Lage, 2008).	118
Figura 54 – Curva S-N, adaptado do EUROCODE 3 (2005).....	119
Figura 55 – Detalhe utilizado para classificação, adaptado do EUROCODE (2005).	120
Figura 56 – Gráfico dos deslocamentos translacionais máximos para 10, 15 e 20 amostras.....	123
Figura 57 – Gráfico das tensões máximas de von Mises para 10, 15 e 20 amostras.	123
Figura 58 – Vida útil da estrutura para todas as velocidades estudadas.	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores mínimos do fator S3 - NBR 6123 (ABNT, 1988).....	42
Tabela 2 – Parâmetros p e b – NBR 6123 (1988).	43
Tabela 3 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos - NBR 6123 (ABNT, 1988).	43
Tabela 4 - Velocidade média ao longo da torre para: 10 m/s, 15 m/s, 20 m/s e 24 m/s.	51
Tabela 5 - Velocidade média ao longo da torre para: 25 m/s, 30 m/s, 35 m/s e 40 m/s.	52
Tabela 6 - Velocidade média ao longo da torre para: 45 m/s, 50 m/s e 70 m/s.	53
Tabela 7 – Características físicas dos materiais empregados no modelo estrutural.	65
Tabela 8 – Forças devido ao rotor (Oliveira, 2019).	67
Tabela 9 – Cálculo da rigidez média das molas.	77
Tabela 10 - Amortecimento estrutural segundo NBR 6123 (1988).....	79
Tabela 11 - Frequências naturais do sistema estrutural.....	81
Tabela 12 – Parâmetros adotados para as velocidades (10, 15, 20, 24, 25 e 30) m/s.	84
Tabela 13 – Parâmetros adotados para as velocidades (35, 40, 45, 50, e 70) m/s... ..	85
Tabela 14 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica: $V_0 = 24$ m/s (86 km/h).	86
Tabela 15 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica: $V_0 = 25$ m/s (90 km/h).	87
Tabela 16 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica: $V_0 = 30$ m/s (108 km/h).	88
Tabela 17 – Deslocamento máximo e tensão máxima para todas as velocidades estudadas.....	92
Tabela 18 – $U_{máx}$ para V_0 : 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 30 m/s (108 km/h).	100
Tabela 19 – $\sigma_{máx}$ para V_0 : 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 30 m/s (108 km/h).	101
Tabela 20 – Resumo dos valores característicos de deslocamentos e tensões máximas.....	102

Tabela 21 – Valores máximos médios para todas as velocidades estudadas.	110
Tabela 22 – Resumo dos valores característicos de deslocamentos translacionais máximos e tensão máxima de von Mises e limites estabelecidos pelas normas. ...	112
Tabela 23 – Médias de 10, 15 e 20 séries para as velocidades de 24 m/s, 25 m/s e 30 m/s.	121
Tabela 24 – Resumo das médias de 10, 15 e 20 séries para os deslocamentos máximos.	122
Tabela 25 – Resumo das médias de 10, 15 e 20 séries para as tensões máximas.	122
Tabela 26 – Ciclos de tensão, dano e vida útil da torre para todos os perfis de velocidade.	125

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
ASCE	American Society of Civil Engineering
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEN	European Committee for Standardization
FEM	Finite Element Method
ISO	International Organization for Standardization
MATLAB	MATHWORKS Inc.
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

a_i	amplitude das séries temporais
A_e	Área frontal efetiva sobre a qual o vento incide
A_i	área frontal da superfície na região “i” do modelo estrutural, limitada pelo contorno do reticulado.
b	diâmetro da seção transversal média (=3,63 m)
B	diâmetro da fundação
c	amortecimento estrutural
C	matriz de amortecimento estrutural do sistema
C_a	coeficiente de arrasto
C_{ai}	coeficiente de arrasto na região “i” do modelo estrutural plano perpendicular da menor direção de incidência do vento
d	(diâmetro médio da torre).
d_{lim}	deslocamento translacional máximo limitado pela norma
E_s	módulo de elasticidade do solo (= 300000 kN/m ²)
f	frequência em Hz
f_d	tensão solicitante de projeto
f_j	frequência correspondente ao modo j
f_k	tensão característica do material (aço = 355 MPa)
f_y	resistência característica do aço
F_a	força de arrasto
F_k	carga de vento cruzado devido ao desprendimento de vórtices
$F(t)$	força do vento em função do tempo
g	aceleração da gravidade
H	Altura onde atua o deslocamento translacional máximo
k	constante de Kármán ($k = 0,4$)
K	matriz de rigidez do sistema
k_z	rigidez do solo
l	plano perpendicular da maior direção de incidência do vento
l_1	dimensão de referência
m	média dos resultados

M	matriz de massa do sistema
n	número de divisões do espectro de potência do vento
$n_{i,y}$	frequência natural de ressonância da estrutura para o modo "i"
p	coeficiente exponencial
P_m	probabilidade média
q	pressão necessária para provocar um deslocamento unitário
q_0	pressão dinâmica
$q(t)$	pressão dinâmica horizontal
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento em função da altura "z"
Re	número de Reynolds
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
St	número de Strouhal (= 0,18)
S^v	densidade espectral
t	tempo
u^*	velocidade de fricção
\bar{U}	média dos deslocamentos máximos de cada série de carregamento
$U_{máx}$	deslocamento translacional máximo proveniente da análise estática
U_q	média quadrática dos deslocamentos máximos de cada série
$U_{Z95\%}$	resposta para o deslocamento com grau de confiabilidade de 95%
$v(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento
V_{10}	velocidade média do vento na cota de 10 metros acima do terreno
$V(t)$	representa a velocidade do vento em função do tempo
V_{cr}	velocidade crítica do vento para o modo 1 (modo de flexão)
V_k	velocidade característica do vento
V_m	velocidade média do vento de 10 minutos característicos na seção transversal onde ocorre o efeito vórtice
V_0	velocidade básica do vento
V_p	velocidade de projeto do vento
V_z	velocidade média do vento na cota z acima do nível do terreno (m/s)
\bar{V}	parcela média da velocidade do vento
X	frequência adimensional

z	altura do edifício
z_i	cota de atuação da força de arrasto no nó "i"
z_r	altura de referência (= 10 metros)
z_0	comprimento de rugosidade
α	taxa de contribuição da matriz de massa
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
$\delta_{\text{máx}}$	deslocamento máximo permitido
Δf	incremento de frequência
Δt	incremento de tempo
ξ	amplificação dinâmica
ξ_1	Taxa de amortecimento relacionado 1º modo de vibração
ξ_2	Taxa de amortecimento relacionado 2º modo de vibração
γ_m	coeficiente de ponderação de resistência
γ_f	coeficiente de ponderação das cargas
ν	coeficiente de Poisson
θ_i	ângulo de fase aleatório
ρ	massa específica do ar (=1225 kg/m ³)
σ_d	tensão solicitante de projeto
$\sigma_{z95\%}$	tensão máxima de von Mises proveniente da análise dinâmica não determinística
σ_{est}	tensão máxima de von Mises proveniente da análise estática
$\sigma_{\text{máx}}$	tensão máxima de von Mises limitada pela norma
σ_u	desvio padrão da amostra
σ_u^2	variância
ω_{01}	frequência natural circular da estrutura do modo 1 em rad/s
ω_{02}	frequência natural circular da estrutura do modo 2 em rad/s
ξ	taxa de amortecimento
ξ_i	taxa de amortecimento referente ao modo i
ζ	amortecimento crítico

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	18
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2 CARGAS DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123 (ABNT, 1988)	37
2.1 Método contínuo simplificado NBR 6123 (ABNT, 1988)	37
3 MODELAGEM DO CARREGAMENTO NÃO DETERMINÍSTICO DO VENTO	47
3.1 Modelagem não determinística das cargas	47
3.2 Parcela média da velocidade	48
3.3 Parcela flutuante da velocidade	54
3.3.1 Modelo de carregamento - espectro de potência de Kaimal	54
3.3.2 Séries temporais de velocidade do vento	56
3.4 Carregamento não determinístico do vento	57
3.5 Análise estatística dos resultados	59
4 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO	62
4.1 Descrição do modelo	62
4.1.1 Características geométricas	62
4.1.2 Características físicas dos materiais	65
4.2 Descrição dos carregamentos	66
4.2.1 Peso próprio da torre.....	66
4.2.2 Cargas geradas pelo rotor.....	66
4.2.3 Cargas provenientes do vento.....	68
4.2.4 Cargas geradas devido ao desprendimento de vórtices	69
4.3 Modelagem da interação solo-estrutura	71
5 MODELAGEM NÚMERICA EM ELEMENTOS FINITOS	73
5.1 Modelagem computacional	73
5.1.1 Elementos utilizados para descrição do modelo numérico.....	73
5.1.2 Descrição do modelo numérico desenvolvido	75
5.2 Modelagem do amortecimento	77
6 ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES	80
6.1 Frequências naturais (autovalores)	80
6.2 Modos de vibração da estrutura (autovetores)	81
7 ANÁLISE ESTÁTICA	84

7.1 Descrição das cargas aplicadas	84
7.2 Resultados das análises	90
8 ANÁLISE TRANSIENTE.....	95
8.1 Carregamento não determinístico do vento	95
8.2 Resposta estrutural dinâmica da torre eólica.....	98
8.2.1 Tratamento estatístico dos resultados.....	99
8.2.2 Análise do comportamento da resposta estrutural dinâmica	102
8.3 Comparação dos resultados com normas de projetos.....	110
9 ANÁLISE À FADIGA	115
9.1 Generalidades.....	115
9.1.1 Formação de trincas por fadiga	116
9.1.2 Danos por fadiga	117
9.1.3 Método de contagem de ciclos	117
9.1.4 Fadiga baseada em ciclos de tensões – Curva S-N.....	119
9.2 Considerações e aproximações utilizadas	120
9.3 Vida útil de serviço à fadiga	124
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
10.1 Análise estática	127
10.2 Análise modal	128
10.3 Análise transiente	128
10.4 Análise e verificação de projeto à fadiga	129
10.5 Sugestões para trabalhos futuros	130
REFERÊNCIAS.....	131

INTRODUÇÃO

A crescente demanda por energia em conjunto com o desenvolvimento tecnológico, e a busca de se obter uma energia pura sem causar grandes impactos no meio ambiente, estimulou o desenvolvimento de sistemas capazes de captar energias de fontes renováveis, como o vento, maré e o sol. A energia eólica tem se desenvolvido bastante nas últimas décadas, transformando pequenos moinhos de vento de séculos atrás, em torres de aço esbeltas, com capacidade de gerar grande quantidade de energia.



Figura 1 – Moinho de vento localizado em Amsterdam - www.conexaoamsterdam.com.br

A Figura 1 apresenta um moinho de vento octogonal, a estrutura possui lâminas que ficam no alto de uma torre e são conectadas a um eixo, este eixo giratório fornece energia para um mecanismo que faz o trabalho, como uma bomba de água ou um moedor de grãos, este eixo também pode fornecer energia para um gerador e produzir energia elétrica. Este moinho em questão era utilizado para a drenagem de uma área de um pântano localizado em Amsterdam.

A produção de energia elétrica é constituída por diversos processos, sendo os principais a usina hidrelétrica, que é uma obra de engenharia que utiliza as forças das águas para gerar energia, usina termoelétrica ou termelétrica, onde a geração de energia elétrica é realizada a partir de energia liberada por queima de combustíveis, como restos de madeira, óleo combustível, óleo diesel, gás natural, dentre outros e parques eólicos (Figura 2), que convertem a energia do vento para a produção de energia.



Figura 2 – Parque eólico em Araripe – www.casadosventos.com.br

O Brasil é um país cuja produção de eletricidade é baseada historicamente em duas matrizes principais: a hidrelétrica, predominante e prioritária, e a termoelétrica, cuja operação só é realizada em tempos de baixa da primeira matriz citada. No ano de 2002, o governo brasileiro criou o Programa de Incentivo às Fontes Alternativas de Energia Elétrica (Proinfa), com o intuito de ampliar matrizes energéticas que geram menos impactos ambientais, como a eólica, a solar, e outras.

Cabe ressaltar que este desenvolvimento do setor eólico no Brasil pode ser justificado pela qualidade dos ventos brasileiros, são ventos estáveis, com intensidades certas e sem mudanças bruscas de velocidade ou direção. Cada vez mais parques eólicos estão operando em 2020, a estimativa do setor é de que o país

tenha cerca de 24,2 GW de capacidade instalada até 2024. A região do Brasil com o maior potencial de produção de energia elétrica através dos ventos é a região Nordeste e Sul, já os estados brasileiros onde encontram-se os maiores parques eólicos é a Bahia (Figura 3), Rio Grande do Norte, Ceará, Rio Grande do Sul e Santa Catarina.



Figura 3 – Complexo Eólico Statkraft (Bahia) - www.statkraft.com.br

A obra de arte responsável para a geração de energia eólica se chama torre eólica e é composta basicamente por uma torre metálica ou de concreto armado com grande altura para otimizar a captação das energias provenientes do vento e um aerogerador, que é um grupamento de equipamentos responsável pela conversão desta energia recebida pelos ventos em energia elétrica. Considerando o nível de esbeltez destes modelos estruturais, torna-se necessário e de extrema relevância o estudo do seu comportamento estrutural dinâmico não determinístico, pois estas torres estão cada vez mais, sendo solicitadas por estas cargas devido ao acréscimo de altura.

Este estudo investiga a resposta estrutural dinâmica de uma torre de aço cônica

com 76,15m de altura, utilizada para suportar um aerogerador modelo MM92 da Repower, quando submetida a cargas não determinísticas do vento para as velocidades de 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Além destas cargas, são consideradas para a análise da torre, as cargas provenientes do: Peso Próprio da estrutura e todos os seus componentes, Forças geradas pelo rotor e o Efeito causado pelo desprendimento de Vórtices.

O modelo estrutural desenvolvido considera a interação solo-estrutura sob a resposta estrutural dinâmica da torre eólica em estudo. Os resultados verificados são representados em termos de deslocamentos máximos e tensões máximas de von Mises. Em posse dos valores das tensões máximas atuantes na torre, é realizado uma estimativa de vida útil da torre. Todos estes valores máximos são comparados com os valores limites recomendados por normas correntes de projeto.

Motivação

A motivação principal deste trabalho de pesquisa é a busca por novas fontes de energias, principalmente de carácter renováveis, como a eólica. Este processo de obtenção de energia tem evoluído bastante, aumentando a potência dos aerogeradores e chegando a alturas cada vez mais desafiadoras para os calculistas estruturais. Como trata-se de estruturas extremamente esbeltas, se torna cada vez mais necessário o estudo do comportamento estrutural quando submetidos a carregamentos dinâmicos não determinísticos do vento.

Objetivos

O presente trabalho de pesquisa objetiva realizar a modelagem numérica de torres eólicas, avaliando o seu comportamento estático e dinâmico e também a verificação de projeto à fadiga quando submetido a cargas não determinísticas do vento. Assim sendo, a estrutura investigada é uma torre eólica para suporte de um gerador com capacidade de geração de energia de 2,05 MW com 76,15 metros de altura e com espessura variável ao longo de sua altura, de 30mm na base até 12mm no topo. Os resultados obtidos sobre o modelo numérico são comparados em termos de deslocamentos translacionais máximos, das tensões máximas de von Mises e vida útil, com valores limites estabelecidos por normas correntes de projeto.

Estrutura da dissertação

No primeiro capítulo, o leitor irá se situar sobre avanços realizados por pesquisadores no mundo.

No segundo capítulo é apresentada a metodologia utilizada para determinar o carregamento do vento, conforme orientações da NBR 6123 (ABNT, 1988).

O terceiro capítulo relata sobre a modelagem das cargas não determinísticas do vento que atuam sobre a estrutura e suas principais características.

No quarto e quinto capítulo são apresentados o modelo estrutural investigado, mostrando as características geométricas e físicas dos materiais e a modelagem numérica.

No sexto capítulo são abordadas as análises de autovalores e autovetores do modelo estrutural. São apresentadas as frequências naturais e os modos de vibração.

O sétimo capítulo apresenta a análise estática da torre eólica com base no modelo simplificado proposto pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para os perfis de velocidades propostos: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). O objetivo da análise estática é obter o deslocamento translacional máximo e as tensões máximas de von mises.

No oitavo capítulo é apresentado o estudo do comportamento da estrutura quando submetida a cargas dinâmicas não determinísticas do vento, onde são obtidos os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de von Mises para as velocidades de: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h), utilizando séries de carregamentos aleatórias. Posteriormente estes resultados são comparados com normas de projetos correntes.

O nono capítulo apresenta a análise à fadiga da torre eólica, levando em consideração os resultados obtidos na análise dinâmica em termos de tensões máximas de von Mises. É utilizado o método de contagem de ciclos Rainflow para a contagem dos ciclos de tensões, posteriormente é calculado o dano causado na estrutura e sua vida útil para todos os perfis de velocidade estudados.

Finalmente, o décimo capítulo, expõe as conclusões alcançadas durante cada processo do desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, além de sugestões para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com o intuito de situar o leitor no atual estágio de estudo do presente trabalho, esta seção aborda de forma resumida e cronológica a descrição dos trabalhos referentes as ações dinâmicas em torres de aço para suporte de turbinas eólicas. Os primeiros registros de moinhos de vento referem-se aos dispositivos de eixos verticais afegãos que existiram por volta de 1700 a.c. e foram utilizados na moenda de grãos. Aparatos de eixo horizontal utilizados para o mesmo fim são citados em documentos persas, tibetanos e chineses que datam de 1000 a.c. (Ackermann, 2002). Por influência das Cruzadas a configuração de eixo horizontal se espalhou pelo Oriente Médio, Mediterrâneo e Europa, por volta do século XII, e influenciou o desenho dos aparatos portugueses, holandeses e dinamarqueses que hoje figuram em cartões postais mundo à fora.

Entre os séculos XII e XIX a performance dos moinhos foi melhorada continuamente. Em 1800 aproximadamente 20000 moinhos estavam em operação somente na França e 90% da energia mecânica utilizada na indústria holandesa vinha do vento (Ackermann, 2002). Os moinhos de vento, que eram vistos do Sul até o extremo norte da Europa, foram introduzidos nos Estados Unidos da América por colonizadores europeus onde ficaram muito populares no bombeamento de água de poços. A “rosa dos ventos”, comumente chamada de cata-vento, foi a primeira turbina eólica fabricada no mundo. Este moinho de múltiplas pás foi desenvolvido nos Estados Unidos da América entre 1850-1860 por Daniel Halladay, um dos primeiros fabricantes. O cata-vento americano possuía um dispositivo mecânico, uma grande pá paralela ao plano da turbina, cuja função era girar a turbina sobre seu eixo vertical de maneira a proteger o aparelho em situações onde a força do vento poderia danificar as pás da turbina.

No Brasil, é muito comum ver este modelo de turbina nas salineiras de Cabo Frio onde eram utilizadas para bombear água. Os primeiros experimentos em uma turbina eólica com a finalidade de gerar eletricidade foram conduzidos pelo Físico, Meteorologista e Professor de nível médio dinamarquês, Poul la Cour. Seu trabalho no estudo da aerodinâmica das pás da turbina foi revolucionário para a época e resultou em dois modelos de turbina financiados pelo governo dinamarquês, o primeiro em 1891 e o segundo em 1897 (Ackermann, 2002). Os aparatos de la Cour

eram muito parecidos com moinhos de vento, as turbinas foram montadas sobre um prédio de dois andares.

O precursor dos aerogeradores modernos surgiu na Dinamarca em 1941, construído pela empresa F.L. Smidth, e utilizava aerofólios no lugar de pás de arrasto, além de possuir controle de velocidade do rotor pela variação do perfil das pás da turbina. A motivação dinamarquesa foi resultado da escassez de energia devido à segunda grande guerra. Na mesma época surgiu nos Estados Unidos da América uma enorme turbina, com 53 metros de diâmetro de rotor, projetada por uma equipe de engenheiros coordenados por Palmer Putnam sob encomenda de uma empresa fabricante de geradores hidrelétricos. A turbina americana era baseada em uma filosofia diferente de funcionamento, onde o rotor vertical recebia o vento por trás da torre e o controle de velocidade do rotor se dava pela variação do ângulo de ataque das pás da turbina, cuja velocidade de funcionamento era considerada elevada (Ackermann, 2002).

A partir desse breve histórico, pesquisadores no mundo todo foram desenvolvendo (e ainda continuam a fazê-lo) estudos e pesquisas com sistemas de torres eólicas. Abaixo, seguem em ordem cronológica, as pesquisas importantes que servirão de fundamentação para o presente trabalho.

Jensen e Folkestad (1984) escreveram sobre a importância das medições de campo na análise do comportamento dinâmico de torres. Em sua pesquisa, descreveram e recomendaram técnicas de instrumentação necessárias para extração de valores importantes tanto para a análise de integridade estrutural quanto para análise de condições de serviço das torres.

Franco (1993) com o intuito de representar a natureza aleatória e não determinística do vento, apresentou conceitos estatísticos que se caracterizam por uma simulação numérica aleatória de componentes harmônicos através do método de Monte Carlo. A metodologia proposta divide o carregamento do vento em duas parcelas distintas, uma parcela média estática e uma parcela flutuante, referente às variações provenientes das rajadas. A parcela referente à flutuação é determinada pela superposição de componentes harmônicas com fases aleatoriamente definidas. Segundo o autor, a parcela referente à flutuação pode ser dividida em uma série aleatória de 11 componentes harmônicas, de tal forma que um dos harmônicos coincida com a frequência ressonante da estrutura, e os demais harmônicos sejam múltiplos ou submúltiplos do harmônico referente à frequência ressonante. A

amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida em função do espectro de potência do vento.

Mikitarenko e Perelmuter (1998) investigaram o efeito de fadiga em torres de aço. Para isto, foi proposto um modelo para representação do histórico de tensões atuantes nos membros da estrutura. As análises realizadas consideraram diferentes níveis de amortecimento estrutural, com o principal objetivo de avaliar a vida útil das estruturas perante as vibrações provocadas pelo vento.

Wahba e Madugula (1998) propuseram dois diferentes modelos de elementos finitos para a simulação dinâmica de torres estaiadas. O trabalho contou com uma análise modal experimental de modelos reduzidos das estruturas, onde os autores atingiram bons resultados ao compararem os modelos numéricos aos experimentais desenvolvidos.

Negma et al (2000) estudaram vários modelos de otimização para o projeto de uma estrutura de torre eólica. Foram consideradas cinco estratégias de otimização, onde a torre principal é considerada como segmentos uniformes e as variáveis de projeto a serem escolhidas são: a área da seção transversal, o raio de giro e a altura de cada segmento. A combinação nacelle/rotor é considerada como uma massa rígida não rotativa anexada no topo da torre. A experimentação extensiva do computador mostrou que a otimização global é alcançável a partir da proposta de modelo discretizado, e um novo conceito matemático é dado para a colocação exata das frequências do sistema. Os autores aplicam o modelo ao projeto de uma turbina eólica de eixo horizontal de 100 kW (ERDA-NASA MOD-0) e chegam às soluções ótimas que mostram melhorias significativas no conjunto desempenho do sistema em comparação com um projeto de referência ou de linha de base.

Zhiquan et al (2001) realizaram um estudo correspondente a análise dinâmica estrutural das pás de uma turbina eólica de eixo horizontal (HAWT). Inicialmente foi utilizada uma pá de uma máquina de 300 W e foram realizadas análises modais e experimentais teóricas. No experimento foi usado um DAS (sistema de diagnóstico e análise de falhas de sinais dinâmicos) para obtenção dos parâmetros modais, medindo as vibrações em vários locais ao longo da superfície da pá. Também foi utilizado um método de análise de elementos finitos para a análise modal, e após, a comparação dos resultados experimentais com o teórico evidenciando as condições de vibração de baixa ordem. O efeito das diferentes restrições do modelo de

elementos finitos é discutido. Finalmente, a análise modal teórica é utilizada para analisar uma pá de uma máquina de potência de 600 kW. Os resultados são comparados com os calculados usando Bladed for Windows de Garrad Hassan e Partners Ltd (Reino Unido), e uma concordância satisfatória entre eles é obtida.

Repetto e Solari (2001) estudaram o fenômeno da fadiga em estruturas esbeltas onde publicaram um artigo no qual propunham um modelo matemático para correta previsão do número de ciclos de carga suportado por essas estruturas.

Bazeos et al (2002) analisou uma torre eólica de 38 metros de altura dividida em três partes, as referidas partes eram ligadas por um sistema de parafusos que formavam os flanges da torre. Para os carregamentos foram considerados os efeitos de gravidade, as cargas do rotor referente a operação da torre e as condições aerodinâmicas. Na análise estática foi observado que as tensões máximas de cisalhamento ocorrem mais acentuadamente nas proximidades da abertura da porta com valores inferiores a 100 MPa e nesta mesma região a tensão de von mises não ultrapassa a 211 MPa. Já na análise dinâmica, foram consideradas somente a carga de vento e observou-se o valor dos quatro primeiros modos de vibração com suas respectivas frequências. Os autores concluem com o estudo que a maior parte destas estruturas de torres eólicas numa análise sísmica, não produz nenhuma resposta crítica.

Chaoyang et al (2005) estudou uma estrutura de 57,00 m de altura e forma tubular com seção transversal e espessura da parede variável ao longo de sua altura. Foram analisadas as características estruturais da torre sob os efeitos de cargas operacionais e de cargas de vento. Para a simulação de resposta estrutural, foram utilizados dois modelos de elementos finitos diferentes. Com base nos resultados da última análise e a comparação entre os modelos e a torre real, o elemento de casca mostrou-se um elemento de representação com resultados satisfatórios para construção do modelo da torre, e as frequências naturais da torre são muito maiores do que as frequências de trabalho, evitando que a ressonância aconteça. Os autores simplificaram o modelo de cálculo devido à complexidade da estrutura e os resultados mostraram que isso é viável para se analisar as frequências da torre e os modos de vibração. Entretanto, o momento de inércia de Nacelle não pode ser omitido para calcular as altas frequências da torre e os modos de vibração com precisão.

Yoshida (2006) desenvolveu um programa de otimização da torre de turbinas eólicas, usando um algoritmo genético. Isso permitiu uma análise racional para reduzir a massa de torres eólicas, considerando, por exemplo, as distribuições de diâmetro e espessura da parede e as posições de flanges e portas de acesso. As cargas extremas e de fadiga foram calculadas, com base nos requisitos de projeto de turbinas eólicas e na Lei Padrão de Construção do Japão. Portanto, foram consideradas as características aeroelásticas e o controlador de cada turbina. O estudo de caso para a turbina de vento SUBARU80 2.0 indicam sensibilidades para vários parâmetros de projeto, como: classe de vento, diâmetro da base da torre, portas de acesso, materiais, relação de amortecimento estrutural e etapas de espessura da parede. Como as torres presentes são principalmente determinadas pela fadiga, a classe de vento mais baixa fornece uma torre significativamente mais leve.

Merce et al (2007) avaliou três torres metálicas autoportantes com 50, 70 e 90 m de altura submetidas a três formas distintas de discretização do carregamento de vento: Método de Davenport, Método de Simulação de Monte Carlo e o Método Discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988). A resposta da ação do vento, em razão da parcela dinâmica foram comparadas e mostraram diferenças significativas quanto aos métodos utilizados para a determinação desses carregamentos.

Ribeiro (2007) desenvolveu um estudo numérico onde avaliou o comportamento de torres metálicas estaiadas de seção quadrada para telecomunicações, submetidas as ações estática e dinâmica do vento. Para tal, utilizou os procedimentos preconizados na NBR 6123 (ABNT, 1988) para determinação das cargas estáticas e para discretização das cargas dinâmicas utilizou-se da formulação de Monte Carlo, para a simulação da parcela flutuante do vento. Os resultados alcançados revelaram a importância de se considerar as ações estáticas e dinâmicas do vento para a determinação dos esforços máximos nessas estruturas.

Györgyi J. e Szabó G. (2008), mostraram que os cálculos com a função artificial do vento para uma estrutura, que não existe formulação padrão, trata-se de um método de solução real. Para casos que não haja informações sobre os coeficientes de força ou o número de Strouhal, pode-se usar o software CFD para simulações. Uma forma circular simples foi considerada e obtiveram-se os coeficientes necessários e o número de Strouhal para os cálculos. Boas

concordâncias foram obtidas para seções com diferentes razões laterais. E diferenças aceitáveis no caso dos coeficientes de força na direção do vento. Em caso de $d/b = 1$, o número de Strouhal coincide com o valor padrão, em outros casos, supera esse valor.

Siqueira (2008) analisou uma torre de aço para suporte de um aerogerador da Repower, modelo MM92. O dimensionamento da torre foi concebido segundo os Eurocódigos e para a análise numérica foi feito um modelo no Ansys usando elementos finitos de casca e considerando efeitos de não linearidade do material e geométrica. Foi realizada análise dinâmica para avaliação das frequências naturais e modos de vibração, além da análise harmônica e transiente para verificação da resposta dinâmica da torre no domínio do tempo. Os resultados da parcela dinâmica evidenciam a importância da mesma para o comportamento da estrutura. O autor faz uma análise não linear onde mostra o fenômeno da flambagem local na parede da torre sujeita à compressão.

Dias (2009) desenvolveu uma metodologia baseada no Método dos Elementos Finitos, permitindo estudar o comportamento mecânico de estruturas de torres eólicas em termos estático e dinâmico e aplicar vários tipos de materiais em simultâneo. O autor utilizou a inclusão do elemento finito sólido apropriado para modelar o comportamento de flanges, combinado com um elemento de casca, para obter respostas mecânicas das estruturas mais próximas dos seus comportamentos reais, possibilitando assim proceder a uma otimização mais efetiva por via da redução de espessuras. A metodologia foi aplicada a sete casos de estudo, com o objetivo de obter estruturas de torres eólicas que apresentem uma melhor resposta mecânica em termos estáticos e dinâmicos e também uma otimização em termos dos seus pesos próprios efetuadas pela combinação de diferentes materiais e redução de espessuras.

Obata (2009), apresentou uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos, estudo de muita importância para torres eólicas, onde demonstra a sequência de aplicação do Método do Vento Sintético, como uma rotina de procedimentos a ser aplicada no desenvolvimento de projetos, onde há análise e carregamentos aleatórios e instáveis dos ventos nas estruturas. Para tal utilizou-se o Método de Monte Carlo.

Feijó et al (2010), apresenta uma formulação para a otimização do projeto de uma torre de aço constituída de segmentos tubulares tronco de cone; onde as

variáveis de projeto são os diâmetros representativos dos segmentos e as suas espessuras. O custo mínimo é procurado minimizando-se o peso da torre. As restrições dizem respeito à rigidez, resistência e estabilidade (de acordo com recomendações de norma), frequências naturais, processo de fabricação e transporte. A análise estática linear e de vibração livre são realizadas usando-se elementos finitos de viga e supondo a torre engastada na base. As cargas incluem os efeitos das massas da torre, do conjunto nacelle/rotor (concentradas no topo da torre) e do vento. Uma ferramenta de otimização com Algoritmos Genéticos foi selecionada para a solução do problema em virtude da natureza discreta adotada para as espessuras e de descontinuidades presentes nas restrições. Algumas aplicações da formulação são feitas e soluções são obtidas usando algoritmos genéticos. Os resultados foram comparados com soluções da literatura.

Mendes e Menezes (2010), estudaram critérios para a definição de uma metodologia para o dimensionamento de torres tubulares flexíveis de geradores eólicos, dentro do contexto nacional levando em conta as tecnologias e materiais disponíveis, com o propósito de obtenção de uma geometria ótima. A torre estudada foi verificada quanto a seu comportamento vibracional, dentro de faixas seguras de frequências naturais, bem como, o seu comportamento quanto à resistência estática e estabilidade elástica. Os autores verificaram no trabalho, com a adoção de um critério de torre rígida, que a verificação estática e de flambagem revelaram grandes margens de segurança para a carga de empuxo aplicada. Porém, o requisito de vibrações mecânicas mostrou-se o mais crítico, particularmente, com a consideração de uma massa equivalente à do aerogerador situada no topo da torre. Esse acréscimo de massa resulta em uma previsível diminuição das frequências naturais da torre avaliada.

Wang et al (2010) trabalhou com um modelo matemático que é aplicado para prever o desempenho dinâmico de um sistema de turbinas eólicas. Uma vez que a torre e o rotor são estruturas flexíveis de paredes finas, é aplicada uma expressão consistente para suas deformações, que emprega uma sucessiva série de transformações para localizar qualquer ponto na lâmina e na torre em relação a um sistema de coordenadas inerciais. Os termos de energia cinética e potencial de cada corpo flexível e corpo rígido são derivados para uso na abordagem de Lagrange para formular a equação governante do sistema de turbinas eólicas. As formas de modo são então obtidas a partir da solução de vibração livre, enquanto as

distribuições de estresse dinâmico e o deslocamento da torre e do rotor são calculados a partir da análise de resposta de vibração forçada. O autor utiliza esse modelo dinâmico, para estudar a influência da rigidez da torre na deformação da ponta da lâmina. A partir da análise, é evidente que o modelo proposto não herda apenas a simplicidade do elemento de feixe 1-D tradicional, mas também é capaz de fornecer informações detalhadas sobre a resposta da torre e do rotor devido à incorporação da teoria de feixe flexível de paredes finas.

Gwon (2011) utilizou o programa Ábacus para realizar análise estática e dinâmica de uma torre de aço utilizada como suporte de uma turbina eólica pequena da Cal's Poly de 3 kW localizada na Califórnia. Um modelo simplificado que representa a torre foi criado utilizando elementos de viga e casca. Foi aplicada uma condição de carga máxima para verificar o nível de tensão da torre na análise estática. Durante a análise modal, foi obtido as frequências naturais do sistema estrutura, junto com os respectivos modos de vibração da torre. A análise transiente foi realizada utilizando como premissa o método de superposição modal. Logo em seguida são estudadas as respostas estruturais da torre para terremotos que existem possibilidade de ocorrer no local de instalação da torre.

Moura (2012), fez avaliação comparativa em termos de *Life Cycle Cost Analysis (LCCA)* e de *Life Cycle Assessment (LCA)* de dois tipos de soluções, a saber, torres tubulares em aço e híbridas aço-concreto para diferentes alturas e potências. As verificações de cálculo foram feitas baseado no Eurocódigo 8 (2010), onde foram consideradas para o pré-dimensionamento ações como: peso próprio, vento sobre as pás do rotor, vento sobre a torre e sismo. Confirmou-se que para torres de até 80 metros, as seções tubulares em aço são mais competitivas. Porém, para alturas acima de 100 metros, as torres híbridas são mais competitivas, desde que não exista risco de sismo. As torres tubulares em aço são mais vantajosas em frente ação sísmica pelo fato de terem menor massa e conseqüentemente menores forças horizontais a que se encontrarão sujeitas.

Rebelo et al (2012), fez um monitoramento estrutural de uma torre de aço de 80 metros de altura que suporta uma turbina de 2,1 MW, classe de vento IEC2a, erguida na parte central de Portugal. Os sinais foram medidos em quatro níveis (base, dois ao longo da torre e topo). Foram monitoradas: acelerações, tensões na parede da torre e dentro dos parafusos de conexão, inclinação e temperatura.

Henriques (2012), desenvolveu um trabalho que comparou a análise de dois tipos de torres com 150 metros de altura para suporte de aerogeradores: reticuladas e tubular auto suportada. Para o dimensionamento de torres treliçadas o autor teve que recorrer a regulamentos de vários países, já que a regulamentação dá ênfase ao dimensionamento de torres tubulares. Assim, foram usados o *DNV (Standard for Design of Wind Turbine Support Structures)* e o *ASCE/AWEA (American Society of Civil Engineers / American Windy Energy Association)* para as imposições relativas às torres eólicas, além dos Eurocódigos (EN 1991-1-4 e EN 1993-3-1) para o cálculo da ação do vento sobre a estrutura e o Eurocódigo 3 para o dimensionamento metálico. No processo de dimensionamento, e como era esperado, as ações dimensionantes foram a ação do vento e a ação do vento combinada com o gelo. No final do trabalho o autor constata que a torre treliçada tem vantagem econômica de cerca de 40% frente à estrutura tubular de mesma altura. O mesmo complementa mostrando que a torre treliçada se mostra mais vantajosa no quesito de produção de energia também, pelo fato de torres tubulares terem limitações de construção aproximadamente em 100 metros, fato que limita a altura do rotor e consequentemente o rendimento da turbina.

Oliveira (2012) realizou um estudo sobre a análise do comportamento dinâmico de uma torre eólica com capacidade de geração de energia de 2 MW Repower, localizada no Parque Eólico do Torrão, com o objetivo de desenvolver um modelo numérico que a represente do modo mais real. Ao longo do estudo o autor realizou ensaios dinâmicos e utilizou o Método da Seleção de Picos, ótimo na determinação das frequências próprias de uma estrutura. O autor encerra mostrando, mais uma vez, que apesar de alguns erros mínimos já esperados, o modelo de casca permite determinar as características modais de uma estrutura com grande rigor, porém faz ressalvas quanto ao modelo de casca com sapata, ajustado aos resultados do ensaio por iterações da rigidez do solo de fundação, constitui a melhor representação da estrutura real, obtendo valores de frequências próprias muito próximos dos obtidos no ensaio dinâmico.

Harte et al (2012) investigou a resposta de vibração forçada na estrutura de uma turbina eólica pela ação do vento. O referido estudo, considera os efeitos da interação solo-estrutura entre a base e o solo subjacente, uma vez que solos mais moles podem influenciar a resposta dinâmica das turbinas eólicas. Dois modelos de solos foram usados um perfil uniforme e um complexo (com múltiplas camadas de

solo). O autor utiliza a abordagem de Euler-Lagrange para a análise dinâmica. A resposta no domínio de frequência do momento e da força de cisalhamento na base da torre, para condições de solo mais rígidas, é caracterizada por picos em múltiplos da velocidade rotacional da turbina eólica (efeitos 3P).

Em sua dissertação, Gonçalves (2012), expressou que o comportamento de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas depende de características como a massa, a rigidez dos vários elementos e a capacidade de dissipação de energia. A resposta dinâmica da estrutura apoiada num solo depende das propriedades dinâmicas dos dois sistemas. A resposta do sistema é influenciada pelos efeitos de interação solo-estrutura. Como resultado de vários ensaios, Gonçalves (2012) descreve que foi notório o aumento do período fundamental nas estruturas pesquisadas.

A.M. Awruch, A.L. Braun e M. Greco (2013), analisaram os comportamentos aerodinâmicos e aeroelásticos de alguns dos problemas mais importantes encontrados na engenharia do vento aplicada à engenharia civil empregando modelos numéricos desenvolvidos especialmente para este fim e que foram comparados com testes experimentais realizados num túnel de vento. Os modelos conseguiram reproduzir adequadamente os principais fenômenos físicos presentes em cada exemplo estudado.

Faria e Noronha (2013) apresentam o estudo de caso da análise geotécnica-estrutural das fundações de um parque eólico no Rio Grande do Sul com 10 torres. Para tanto, são considerados os critérios-base dos Estados Limite Último, Estado Limite de Serviço e Estado Limite de Fadiga. Em todos os casos, a análise observa as normas técnicas vigentes no Brasil, no caso a NBR-6118 e a NBR-6122, e também as especificações técnicas do fabricante das torres eólicas e ainda as normas Europeias Eurocode 2, Eurocode 3 e Eurocode 7 e CEB-FIP 1990. A primeira análise apresentada corresponde ao estudo da geologia do local, seguido do cálculo geotécnico para avaliar o comprimento das estacas de cada base. Por fim, o estudo utilizou um modelo 3D e o Método dos Elementos Finitos para realizar verificações com alta precisão.

Dumby (2014) estudou a sistematização de procedimentos de análise e dimensionamento, onde as ações consideradas no dimensionamento do exemplo apresentado incluem o peso próprio, tanto dos elementos estruturais como dos elementos de produção de energia, e a ação do vento que incide sobre as pás do rotor e sobre a torre. Buscou-se um desenvolvimento de guias de dimensionamento

para torres eólicas tubulares em aço, levando em conta os Eurocódigos, outras normas aplicáveis, e a mais recente investigação levando em conta os melhoramentos das ligações. O referido trabalho atua sobre os procedimentos de projeto para a verificação da estabilidade da casca, fadiga, incluindo ligações em flange e por atrito. O autor apresenta sistematicamente as metodologias e procedimentos de projeto ilustrados com exemplos numéricos onde é feita uma comparação entre ligações em flange convencionais e ligações de atrito, ilustrando-o com o exemplo numérico de uma torre eólica com 80 m de altura.

Silva (2014) utilizando a ferramenta computacional (SAP2000) efetuou um pré-dimensionamento modelando dois tipos de fundações (direta e indireta) de torres eólicas para diferentes tipos de solos. Os esforços considerados nas fundações são resultantes da ação do vento, peso da estrutura e peso dos equipamentos, ao mesmo tempo que são observadas as características físicas de cada tipo de solo. Por fim, o autor apresenta as armaduras que a fundação de uma torre eólica deve possuir para que os requisitos estruturais de segurança sejam cumpridos, bem como os assentamentos provocados em cada solo.

C. Von de Haar e S. Marx (2015), estudaram estruturas de concreto para suporte de turbinas eólicas sob ótica da análise de frequência própria, e especialmente das resistências de rolamento, cisalhamento e torção das juntas de torres de concreto pré-fabricado. Constataram que as torres de concreto pré-fabricadas devem ser projetadas de modo que nenhuma fissura possa se formar sob cargas de fadiga e de carga frequentes, e que qualquer redução associada à rigidez não deve ser considerada para as análises de auto frequência e simulações de carga. Mas para os casos de maior carga e especialmente, para o estado limite último, a formação de fissuras e a redução de rigidez resultante da torre devem ser consideradas no processo de projeto, pois esses levam a deformações adicionais e momentos de flexão de segunda ordem. A rigidez rotacional em cada articulação horizontal é menor em relação aos elementos de concreto ranhurado. Isso leva a rotações adicionais, deflexões maiores e maiores momentos de flexão de acordo com a teoria da segunda ordem.

He e Ge (2015) estudaram o problema de controle de vibração para uma torre eólica submetida a cargas de vento aleatórias. A torre é modelada como um sistema de vigas não uniformes de Euler-Bernoulli com parâmetros distribuídos usando o princípio de Hamilton. Os componentes no topo da torre foram modelados como uma

massa concentrada. O observador de perturbação foi projetado para lidar com os efeitos dos componentes no topo da torre. A estabilidade de todo o sistema é rigorosamente provada através da análise de Lyapunov e o desempenho de controle satisfatório é garantido sob a escolha adequada dos parâmetros de projeto. No final do trabalho os autores apresentam os resultados numéricos para ilustrar que o controlador projetado é eficaz na dissipação das vibrações da torre.

Sellami et al (2016), estudaram as respostas dinâmicas dos sistemas de turbinas eólicas de forma analítica e numérica. Equações diferenciais de movimento de componentes de turbinas eólicas submetidas a vibração são resolvidas, permitindo determinar as suas características dinâmicas, formas, modos e frequências naturais. Dois modelos tridimensionais (3D) microturbina que são criadas pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o software ANSYS. A primeira turbina eólica é uma turbina padrão de três pás e a segunda é uma de micro haste de seis lâminas Rutland 504. Suas frequências naturais e modos de vibração são identificadas com base no princípio de análise modal para verificar a validade dos modelos projetados. Então, gráficos de espectro das estruturas ao longo do eixo x, y e z são analisadas.

Pestana (2016) efetuou o dimensionamento (utilizando os Euro códigos e o RSA) de 20 torres de alturas variáveis a fim de verificar o sistema estrutural mais adequado para diferentes alturas, diferentes ambientes (terra e mar) e tipo de material. Para a modelagem foi utilizado o programa SAP 2000. Concluiu-se que em ambiente onshore, as torres treliçadas de aço são mais vantajosas para uma construção com alturas superiores aos 100 metros, enquanto as torres tubulares em aço são mais vantajosas abaixo dessa mesma altura, pois são mais econômicas do que as de concreto. Quanto às torres offshore, apenas as torres tubulares de aço são as mais indicadas, independentemente da sua altura.

Martins e Mendes (2016) apresentaram um trabalho onde compararam para as fundações de torres eólicas, a rigidez obtida empiricamente com a rigidez obtida através da análise modal. Na última foram medidas as acelerações em dois pontos da base da torre, e os dados coletados foram tratados numericamente revelando os valores de rigidez translacional, rotacional e torcional. Os autores verificaram uma diferença significativa entre os valores da rigidez para os dois casos, reforçando assim, que se deve validar o valor empírico através das análises modais para determinar a rigidez da fundação.

Maranhão (2016) analisou a rigidez rotacional da fundação profunda de uma torre eólica. Pelo fato de estarem sujeitas a fortes cargas dinâmicas, as torres eólicas são fabricadas considerando-se um valor mínimo de rigidez rotacional, esse valor deve ser respeitado no projeto de fundação, para assegurar que todo o sistema da torre eólica terá a frequência natural dentro dos valores assumidos no projeto da torre. No presente trabalho, o autor faz análises dinâmicas do sistema da torre eólica considerando várias hipóteses, para assim, definir a importância da rigidez do bloco dentro da avaliação da rigidez rotacional da fundação (solo, estaca e bloco).

Zúniga (2017) mostrou em seu trabalho que os perfis de esteira variam em função das condições do escoamento incidente. Além disso, observou-se que a turbulência atmosférica influencia diretamente a distribuição das propriedades estatísticas do campo de escoamento na esteira. O autor mostra que o aumento da turbulência incidente diminui o déficit de velocidade máxima e acelera a recomposição dos perfis na esteira, o que conduz a um eventual incremento da eficiência das máquinas localizadas a sota-vento. Por outro lado, ocasiona uma maior intensificação dos níveis de turbulência na esteira, o que resulta em um incremento das solicitações dinâmicas nas turbinas situadas a sota-vento, reduzindo sua vida útil.

Silva e Oliveira (2018), utilizando o critério de von Mises, investigaram o comportamento dinâmico de uma torre eólica real submetida, simultaneamente, a cargas de gravidade, forças do rotor e cargas dinâmicas de vento não determinísticas. Inicialmente, a vibração da estrutura da turbina eólica foi estudada por uma análise numérica para calcular as frequências naturais e os modos de vibrar da estrutura. Verificaram, que o vento do primeiro modo de vibração representa o pico principal de transferência de energia da resposta estrutural dinâmica e que a referida transferência de energia se torna maior com o aumento da velocidade do vento.

Menezes (2019), realizou um estudo da resposta estrutural dinâmica, bem como a determinação da vida útil à fadiga de pisos industriais, quando excitados por vibrações devido a equipamentos mecânicos. Ele utilizou como base o método Rainflow para a contagem dos ciclos, calculou o dano acumulado na estrutura e fez a previsão de vida útil, concluindo que seu piso quando submetido às ações dinâmicas oriundas destes equipamentos mecânicos estudados está dentro dos limites estabelecidos por normas de projeto.

Oliveira (2019) realizou a modelagem numérica de uma torre para suporte de uma turbina eólica modelo MM92 da Repower. O autor desenvolveu quatro modelos numéricos diferentes, sendo a diferença entre eles a sua fundação e a interação solo-estrutura. Foi realizada uma análise modal, estática e transiente para se obter as respostas estrutural estática e dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensão máxima de von Mises. O autor conclui que o modelo estrutural com rigidez média das molas é o mais próximo do modelo real utilizado como referência.

Moraes (2020) propôs uma ferramenta para pré-avaliar o comportamento dinâmico de torres eólicas sujeitas à ação do vento. Foi utilizado o espectro de potência de Kármán para a simulação da ação do vento, também foi utilizado o Matlab para geração destas cargas. O autor realiza simulações com diferentes condições de vento com resultados no domínio do tempo e da frequência. O autor conclui que a velocidade média do vento é o fator determinante para a escolha do local de implantação de torres e parques eólicos, sendo o parâmetro que causa maior impacto nos resultados. Também foi observado a influência do tipo de terreno onde a estrutura está localizada.

Finalmente, cabe ressaltar que após a investigação de todos os trabalhos de pesquisa descritos detalhadamente neste item da dissertação, o tema se prova de grande importância, pois com o aumento da demanda de energia eólica no território nacional, sistemas estruturais mais esbeltos estão sendo desenvolvidos, tendo isto em mente, o objetivo deste trabalho diz respeito a investigação do comportamento estrutural de torres eólicas quando submetidas às cargas de vento cada vez mais elevadas, levando em conta seu comportamento estrutural estático e dinâmico não determinístico, e vida útil à fadiga.

2 CARGAS DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123 (ABNT, 1988)

A norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988) fixa condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo. A norma estabelece dois métodos para a simulação das ações de vento agindo sobre uma estrutura. O primeiro é um modelo contínuo simplificado, recomendado para estruturas homogêneas, no que diz respeito às suas características físicas e geométricas. O segundo é apropriado para modelos estruturais que apresentam seções variáveis ao longo de sua altura. Este capítulo apresenta a modelagem do carregamento do vento agindo sobre a torre eólica em estudo considerando o modelo contínuo simplificado.

2.1 Método contínuo simplificado NBR 6123 (ABNT, 1988)

Este modelo simplificado é estabelecido quando a estrutura avaliada possuir uma seção constante e uma distribuição de massa ao longo da altura com uma determinada homogeneidade.

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), o método pode ser aplicado em estruturas apoiadas na base e de altura inferior a 150 metros, de modo que na resposta dinâmica destas estruturas é levado em consideração somente o modo fundamental da estrutura.

A norma prevê um modelo de cálculo para a resposta dinâmica na direção do vento através da força de arrasto (F_a), conforme a Equação 1 descrita abaixo:

$$F_a = q_{(z)} C_a A_e \quad (1)$$

Onde:

$q_{(z)}$: variação da pressão dinâmica com a altura (N/m²);

C_a : coeficiente de arrasto;

A_e : área frontal efetiva sobre a qual o vento incide (m²);

A seguir é apresentado como encontrar cada parâmetro da Equação 1. No presente trabalho, foi considerado a categoria de rugosidade de terreno II, pois como a estrutura em estudo é uma torre eólica, sua localidade de instalação é em terrenos abertos e planos, com poucos obstáculos, exatamente conforme a descrição desta categoria.

Começando pela variação da pressão dinâmica com a altura que pode ser calculado conforme a Equação 2, na qual o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima de resposta flutuante.

$$q_{(z)} = q_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^{\gamma} \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (2)$$

Onde:

$q_{(z)}$: variação da pressão dinâmica com a altura (N/m²);

q_0 : pressão dinâmica do vento (N/m²);

b : parâmetro de acordo com a rugosidade do terreno;

p : parâmetro de acordo com a rugosidade do terreno;

z : cota dos nós de aplicação das cargas (m);

z_r : altura de referência, segundo a norma seu valor é igual a 10 m;

h : altura da torre (m);

ξ : coeficiente de amplificação dinâmica;

γ : parâmetro de determinação de efeitos dinâmicos;

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), a pressão dinâmica do vento (q_0) é determinada conforme mostra a Equação 3 escrita abaixo:

$$q_0 = 0,613V_p^2 \quad (3)$$

Onde:

q_0 : pressão dinâmica (N/m²);

V_p : velocidade de projeto (m/s);

A velocidade de projeto V_p em terreno de categoria II é obtida pela Equação 4, e corresponde à velocidade média sobre 10 minutos a 10 metros de altura sobre o solo.

$$V_p = 0,69V_0S_1S_3 \quad (4)$$

Onde:

V_p : velocidade de projeto (m/s);

V_0 : velocidade básica do vento (m/s);

S_1 : fator topográfico;

S_3 : fator estatístico;

O número 0,69 é um coeficiente utilizado para passar a velocidade média sobre 3 segundos (V_0) para a velocidade média sobre 10 minutos e a 10 metros de altura. A velocidade básica do vento representa o valor da velocidade do vento pela qual a estrutura será submetida, trata-se de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Este valor dependerá do local de instalação da torre, a Figura 4 apresenta as isopleias das velocidades em todo o Brasil conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988).

Os dados utilizados na elaboração destas curvas foram avaliados estatisticamente e obtidos em estações meteorológicas do Serviço de Proteção ao Voo do Ministério da Aeronáutica com base em valores de velocidades máximas anuais medidas em 49 cidades do Brasil, conforme o anexo C desta norma. A norma também menciona que em caso de dúvida quanto à seleção da velocidade básica e em obras de excepcional importância, é recomendado um estudo específico da região onde a estrutura será instalada para a determinação desta velocidade.

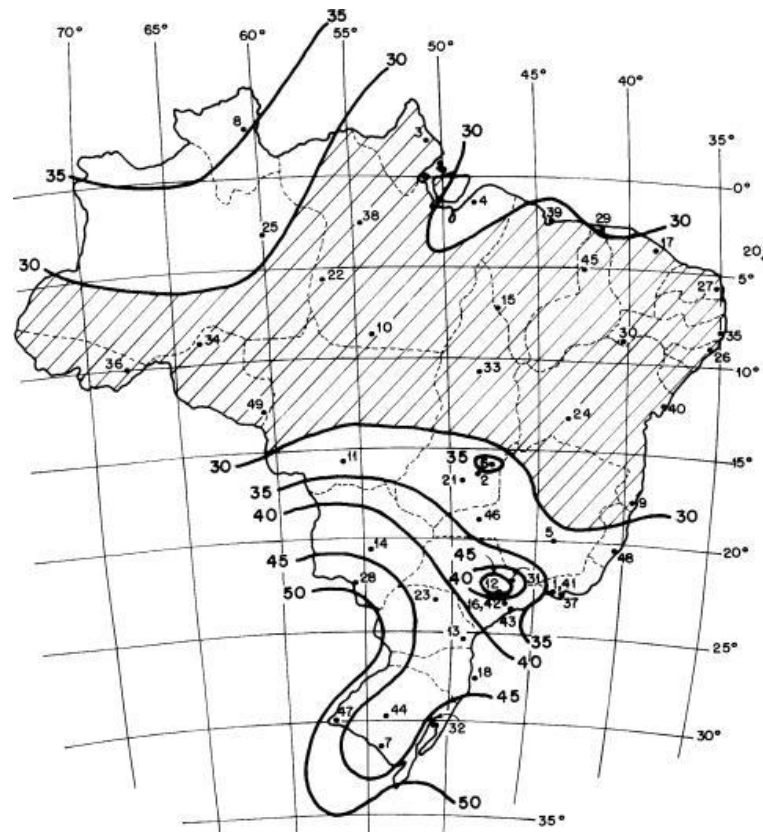


Figura 4 - Isopletas da velocidade básica do vento V_0 (m/s) - NBR 6123 (ABNT, 1988).

O fator topográfico S_1 leva em consideração o tipo de relevo do terreno onde a estrutura está localizada. Três casos são apresentados pela NBR 6123 (ABNT, 1988): terreno plano ou fracamente ondulado ($S_1=1,0$), regiões de vales protegidos de ventos em todas as direções ($S_1=0,9$) e taludes ou morros alongados (S_1 é uma função de z). No último caso descrito, o fator deve ser determinado com o auxílio da Figura 5.

Caso seja necessária maior precisão nos resultados, recomenda-se o uso de túneis de vento para um estudo mais aprofundado. A metodologia consiste na utilização de uma grande caixa onde o ar circula impulsionado por hélices, esta linha de estudo é bastante utilizada no Projeto de Edifícios ou em qualquer estrutura na qual seja possível construir um modelo reduzido.

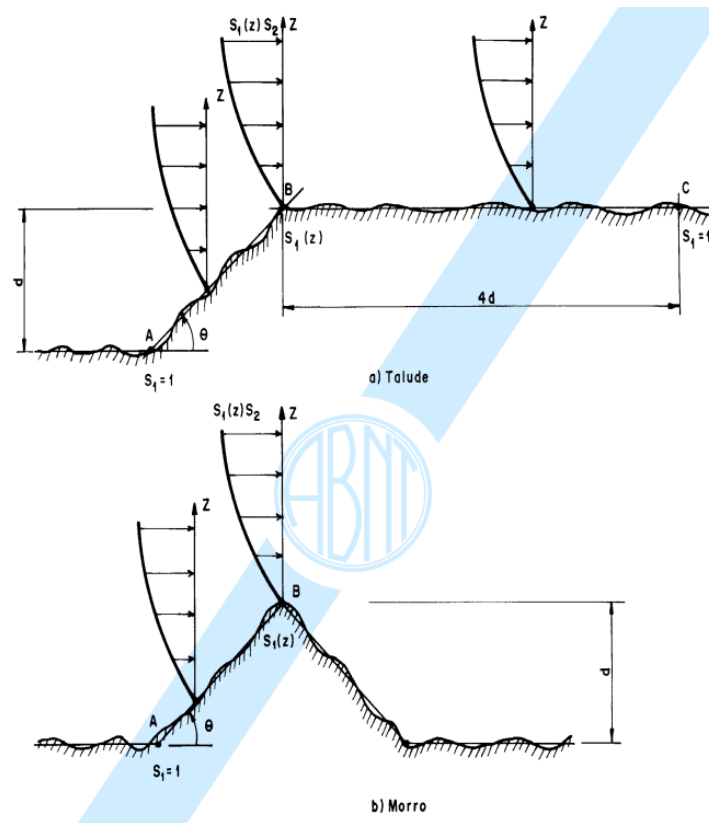


Figura 5 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes - NBR 6123 (ABNT, 1988).

Conforme pode ser observado na Figura 5, a estrutura pode estar localizada nos pontos A, B ou C. Para cada localização um valor de S_1 é atribuído conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988). Caso a estrutura esteja localizada nos pontos A ou C, $S_1=1,0$, caso se encontre no ponto B, S_1 é definido através das seguintes equações:

$$S_1 = 1,0 \quad \text{para } \theta < 3^\circ \quad (5)$$

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad \text{para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad (6)$$

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad \text{para } \theta \geq 17^\circ \quad (7)$$

Onde:

Z: altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado (m);

d: diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro (m);

θ : inclinação média do talude ou encosta do morro ($^\circ$);

Em casos em que os taludes ou morros possuem a inclinação média θ diferente da faixa de ângulos apresentadas nas Equações 5, 6 e 7, uma interpolação linear deverá ser feita. Em casos em que a estrutura esteja entre os pontos indicados, também deverá ser feito uma interpolação linear para obter o fator S_1 .

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura. De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento em um período de recorrência médio de 50 anos. Para determinação do fator estatístico S_3 , a NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta a Tabela 1 onde o valor pode ser obtido dependendo da classificação da edificação.

Tabela 1 - Valores mínimos do fator S_3 - NBR 6123 (ABNT, 1988).

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Para a torre eólica do presente trabalho o fator estatístico S_3 adotado é igual a 1,0. Pois é considerado que a torre atue em um parque eólico para geração de energia.

Obtidos os valores de V_0 , S_1 e S_3 , é possível determinar o valor da velocidade de projeto V_p , e sequencialmente o pode-se obter a pressão dinâmica q_0 . A partir destes resultados se procede a determinação dos parâmetros restantes, tais como: os parâmetros p e b (relacionados a rugosidade do terreno), parâmetros ζ e γ

(ligados aos efeitos dinâmicos causados pela força do vento) e parâmetro ξ (fator de amplificação dinâmica). Determinado cada um desses parâmetros, então pode-se finalmente calcular a pressão dinâmica $q(z)$.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta a Tabela 2 para determinação dos parâmetros p e b , em função da categoria de rugosidade do terreno onde a edificação será projetada.

Tabela 2 – Parâmetros p e b – NBR 6123 (1988).

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

O tipo de estrutura estudada no presente trabalho é uma torre eólica, procura-se instalar esse tipo de estrutura em terrenos planos sem muita declividade, sendo assim, foi considerado a categoria de rugosidade II para a definição dos parâmetros p e b . Os parâmetros de efeitos dinâmicos ζ e γ são determinados segundo a Tabela 3 apresentada na NBR 6123, de acordo com o tipo de edificação.

Tabela 3 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos - NBR 6123 (ABNT, 1988).

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
Edifício de estrutura apertada de concreto, sem cortinas	1,2	0,02	0,05+0,015h (h em metros)
Edifício com estrutura 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, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,01	0,015h
Edifícios com estrutura de aço soldadas	1,2	0,01	$0,29\sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,03	-

O tipo de estrutura deste trabalho se enquadra em Torres e chaminés de aço, seção uniforme, conforme a Tabela 3, os valores de γ e ζ são, respectivamente, 1,7 e 0,008.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) fornece um método para a determinação do fator de amplificação dinâmica ξ . De acordo com a categoria do terreno, dimensões da edificação, amortecimento crítico ζ , relação l_1/h e da frequência f (relação adimensional obtida pela Equação 8).

$$\frac{V_p}{f_j 1800} \quad (8)$$

Onde:

V_p : velocidade de projeto (m/s);

f_j : frequência do 1º modo;

Utilizando o gráfico da Figura 6 fornecido pela NBR 6123 (ABNT, 1988), o fator de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria II é determinado.

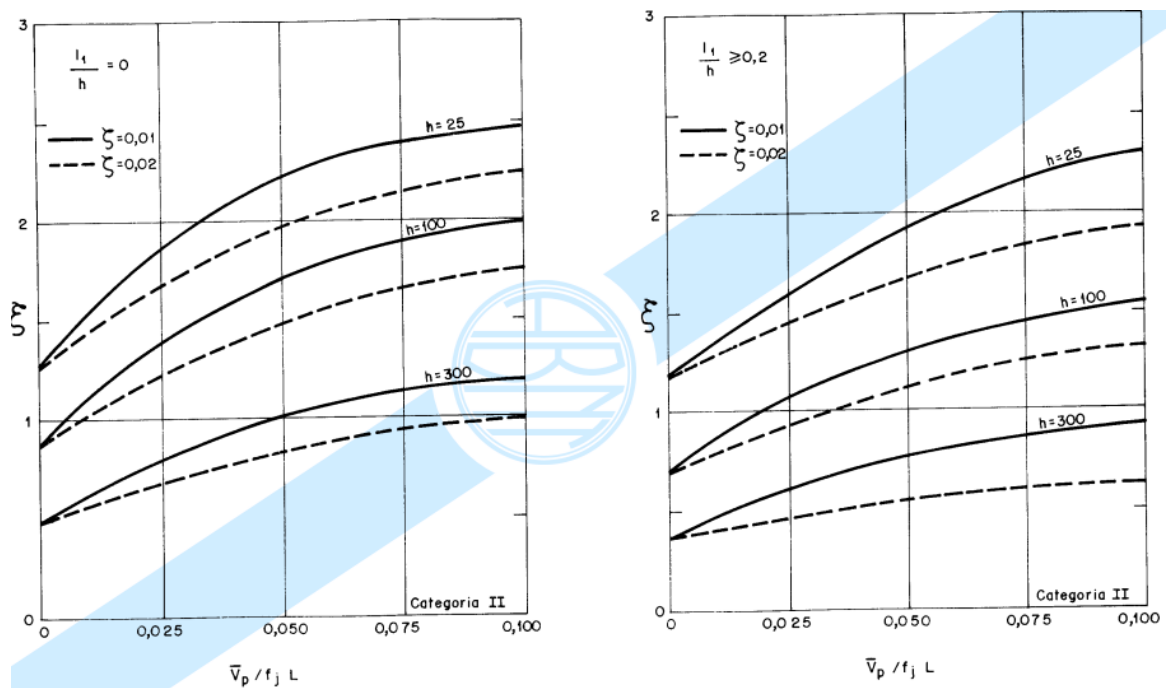


Figura 6 – Fator de amplificação dinâmica ξ - NBR 6123 (ABNT, 1988).

Com todos os parâmetros definidos, a variação de pressão dinâmica do vento com a altura $q(z)$, pode ser calculado.

Um último parâmetro precisa ser determinado para o cálculo da força de arrasto (F_a), que é o coeficiente de arrasto (C_a). Este coeficiente é aplicável em estruturas na qual sua seção transversal é constante ou fracamente variável. A Figura 7 apresenta que os valores de coeficiente de arrasto para corpos de seção constante. Estes dependem diretamente da relação h/l_1 , entre o comprimento do elemento e a dimensão de referência l_1 .

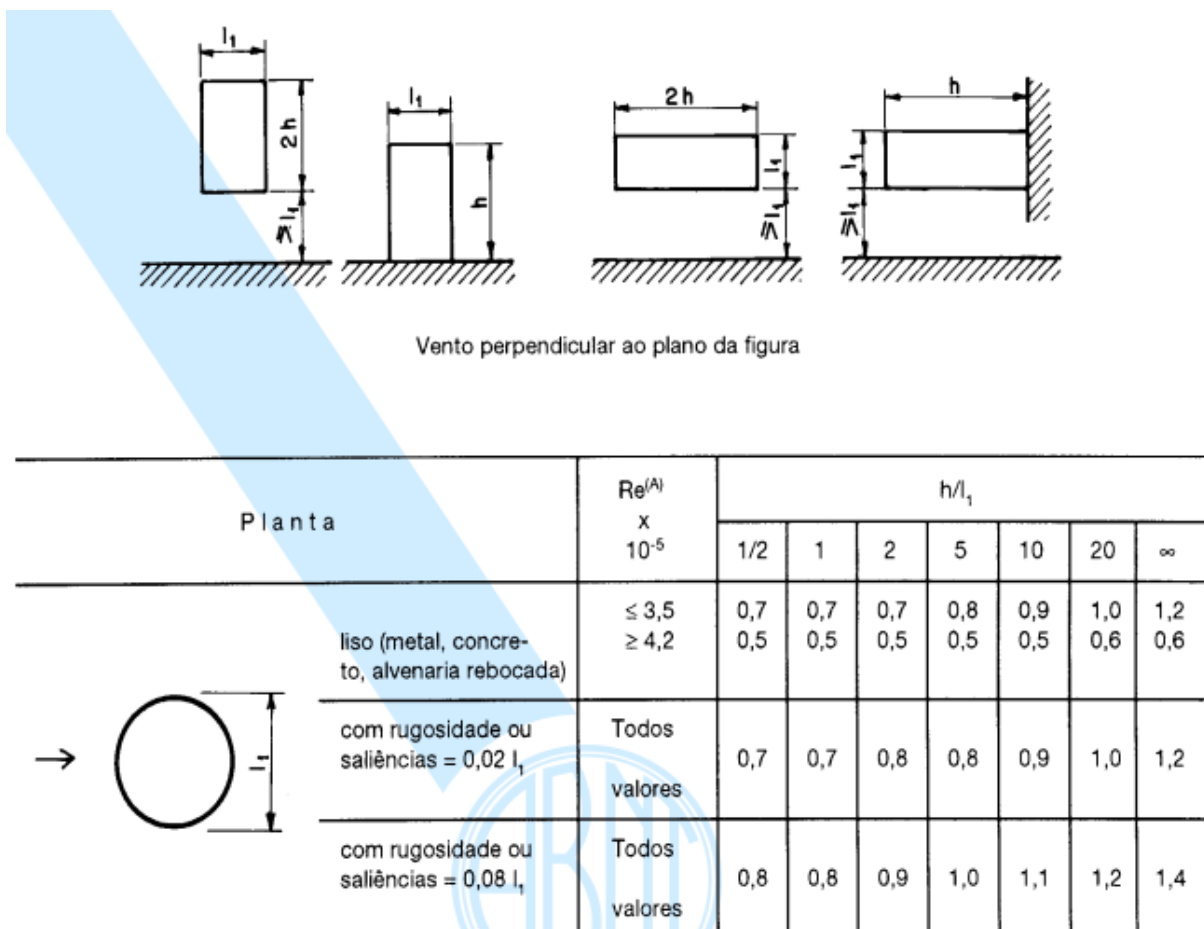


Figura 7 - Coeficientes de arrasto (C_a) - NBR 6123 (ABNT, 1988).

No caso da torre em estudo neste trabalho, o número de Reynolds também é levado em consideração, e pode ser calculado conforme a Equação 9.

$$R_e = 70000V_k l_1 \quad (9)$$

Onde:

V_k : velocidade característica (m/s);

l_1 : representa a dimensão de referência;

A NBR 6123 (ABNT, 1988) menciona que embora os valores não se refiram a corpos inteiramente fechados, podem ser utilizados para corpos com um extremo aberto, como chaminés, desde que a relação h/l_1 seja superior a 8. Na estrutura considerada no presente trabalho o número de Reynolds sempre será maior que $4,2 \times 10^{-5}$ e a relação h/l_1 será sempre maior do que 8.

A torre presente neste trabalho foi dividida em 30 seções ao longo do seu comprimento para o cálculo da força de arrasto do vento (F_a) conforme o modelo apresentado por Oliveira (2019): para cada seção foi calculado a área de seção efetiva (A_e).

As velocidades escolhidas para este trabalho foram de 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Utilizaram-se as velocidades de 10 m/s (36 km/h), 15 m/s (54 km/h), 20 m/s (72 km/h) 24 m/s (86 km/h), pois trata-se das velocidades de operação da torre até o seu limite, já a de 25 m/s (90 km/h) representa o primeiro valor de velocidade para o modo de sobrevivência da torre. As de 30 m/s (108 km/h), 35 m/s (126 km/h), 40 m/s (144 km/h), 45 m/s (162 km/h) e 50 m/s (180 km/h) dizem respeito as velocidades indicadas nas isopletas de velocidade básica do vento no Brasil representadas na NBR 6123 (ABNT, 1988). A de 70 m/s (252 km/h) refere-se à velocidade do vento atingida durante uma tempestade que desencadeou um acidente em um parque eólico no Rio Grande do Sul em dezembro de 2014.

3 MODELAGEM DO CARREGAMENTO NÃO DETERMINÍSTICO DO VENTO

Este capítulo apresenta o modelo de carregamento não determinístico da carga do vento incidente na estrutura. São geradas vinte séries de carregamentos para todas as velocidades investigadas: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Após a determinação dos respectivos valores, é apresentado o método estatístico utilizado para buscar um melhor refinamento, uma vez que a carga do vento é uma carga aleatória.

3.1 Modelagem não determinística das cargas

A metodologia do vento sintético utiliza uma série de dados aleatórios, para a parcela flutuante é necessário a utilização de transformadas apropriadas, como as de Fourier, gerando as amostras representativas para cada série com as suas respectivas propriedades estatísticas. Para tal, utiliza-se um espectro de potência, no trabalho aqui apresentado foi utilizado o espectro de Kaimal, que apresenta um espectro reduzido e a divisão entre a parcela média e a parcela flutuante do carregamento.

A metodologia proposta anteriormente utiliza como premissa a divisão do carregamento do vento em duas parcelas, uma parcela média estática e uma parcela flutuante, essa segunda refere-se as variações provenientes das rajadas, conforme apresentado na Figura 8. Franco (1993) apresentou conceitos estatísticos que representam uma simulação numérica aleatória de componentes harmônicos utilizando como base o método de Monte Carlo, com o intuito de mostrar a aleatoriedade não determinística do vento.

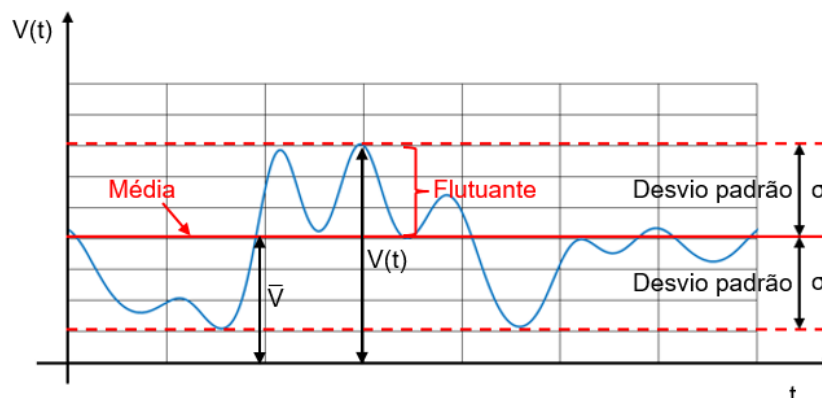


Figura 8 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo, Oliveira (2019).

A parcela referente a parte flutuante é definida pela superposição dos componentes harmônicos. Segundo Franco (1993), esta parcela pode ser representada em 11 partes de uma série aleatória, de uma forma na qual um dos harmônicos coincida com a frequência ressonante da estrutura, os demais harmônicos serão múltiplos do harmônico de referência que coincide com a frequência ressonante.

O carregamento do vento é representado em termos de sua velocidade, este vetor, velocidade do vento, é definido pelas duas parcelas mencionadas anteriormente neste capítulo, uma parcela média \bar{V} , que pode ser obtida através de expressões matemáticas definidas na NBR 6123 (ABNT, 1988) e a parcela flutuante $V(t)$, conforme a Equação (10):

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad (10)$$

Onde:

$V(t)$: velocidade do vento em função do tempo (m/s);

\bar{V} : parcela média da velocidade do vento (m/s);

$v(t)$: parcela flutuante da velocidade do vento (m/s);

3.2 Parcela média da velocidade

Para a definição da parcela média da velocidade do vento, utiliza-se a NBR 6123 (ABNT, 1988). A norma apresenta a metodologia de cálculo, utilizando como base a velocidade do vento V_0 que por motivos probabilísticos é excedida em média uma vez a cada 50 anos com uma cota de altura a 10 metros acima do nível do terreno.

Para o presente trabalho foram utilizados os seguintes valores para a determinação da parcela da velocidade média do vento:

- Velocidades básicas do vento (V_0): 10 m/s, 15 m/s, 20 m/s, 24 m/s, 25 m/s, 30 m/s, 35 m/s, 40 m/s, 45 m/s, 50 m/s e 70 m/s;
- Fator topográfico (S_1): 1,0;
- Categoria do terreno (S_2): Categoria II;
- Fator estatístico (S_3): 1,0;
- Altura da torre (h): 76,15 m;
- Coeficiente de arrasto (C_a): 0,6;

O fato S_2 é definido pela fórmula geral, conforme a Equação (11):

$$S_2 = bF_{r,II} \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (11)$$

Onde:

b : parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2 ;

F_r : fator de rajada;

z : cota acima do terreno (m);

p : expoente da lei potencial de variação de S_2 ;

Definidos os dados acima e utilizando a Equação (12) pode-se determinar a velocidade média do vento \bar{V} .

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

Onde:

V_0 : velocidade básica do vento (m/s);

S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator que considera a influência da rugosidade do terreno;

S_3 : fator estatístico;

A NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta que para a determinação da resposta dinâmica do vento, a velocidade de projeto adotada deve ser definida por uma média atuando durante 10 minutos, a uma altura de 10 metros acima do nível do terreno. Os seguintes valores apresentados a seguir foram utilizados para a determinação do fator de rugosidade S_2 .

- Fator de rajada (F_r): 0,69;
- Coeficiente b: 1,0;
- Coeficiente p: 0,15;
- Altura (z): 10 m;

Utilizando os valores descritos acima e substituindo os valores na Equação (11) e posteriormente na Equação (12), pode-se obter a velocidade média para a cota de 10 metros, definida pela Equação (13) descrita abaixo:

$$V_{10} = 0,69V_0S_1S_3 \quad (13)$$

Assim, pode-se expressar a velocidade média para uma cota “z” qualquer conforme mostrado na Equação (14):

$$\bar{V}(z) = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (14)$$

Onde:

V_{10} : velocidade média para a cota de 10 m (m/s);

F_r : Fator de rajada;

z: Cota do terreno (m);

p: Expoente da lei potencial de variação do fator S_2 ;

A Tabela 4, Tabela 5 e Tabela 6 apresentam a velocidade média para os ventos de 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h) ao longo de toda a altura da torre. Conforme esperado, com o aumento da altura, a velocidade média também aumenta, isso é caracterizado pelo fato de que o vento para alturas elevadas é mais frequente e intenso.

Tabela 4 - Velocidade média ao longo da torre para: 10 m/s, 15 m/s, 20 m/s e 24 m/s.

Altura z (m)	Velocidade média \bar{V}_z (10 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (15 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (20 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (24 m/s)
2,58	5,63	8,45	11,26	13,51
5,15	6,25	9,37	12,49	14,99
7,54	6,61	9,92	13,23	15,87
10,02	6,90	10,35	13,80	16,57
12,60	7,14	10,71	14,29	17,14
15,33	7,36	11,03	14,71	17,66
17,82	7,52	11,29	15,05	18,06
20,21	7,67	11,50	15,34	18,40
22,93	7,81	11,72	15,63	18,76
25,30	7,93	11,90	15,86	19,03
27,78	8,04	12,06	16,09	19,30
30,50	8,16	12,23	16,31	19,57
32,92	8,25	12,38	16,50	19,80
35,52	8,34	12,52	16,69	20,03
37,95	8,43	12,64	16,86	20,23
40,70	8,52	12,78	17,03	20,44
43,03	8,59	12,88	17,18	20,61
45,64	8,66	13,00	17,33	20,80
48,29	8,74	13,11	17,48	20,97
50,79	8,80	13,21	17,61	21,13
53,31	8,87	13,30	17,74	21,29
55,75	8,93	13,39	17,86	21,43
58,44	8,99	13,49	17,98	21,58
60,98	9,05	13,57	18,10	21,72
63,46	9,10	13,66	18,21	21,85
66,00	9,16	13,74	18,32	21,98
68,50	9,21	13,81	18,42	22,10
70,95	9,26	13,89	18,51	22,22
73,68	9,31	13,96	18,62	22,34
76,15	9,36	14,03	18,71	22,45

Tabela 5 - Velocidade média ao longo da torre para: 25 m/s, 30 m/s, 35 m/s e 40 m/s.

Altura z (m)	Velocidade Média \bar{V}_z (25 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (30 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (35 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (40 m/s)
2,58	14,08	16,89	19,71	22,52
5,15	15,61	18,74	21,86	24,98
7,54	16,53	19,84	23,15	26,45
10,02	17,26	20,71	24,16	27,61
12,60	17,86	21,43	25,00	28,57
15,33	18,39	22,07	25,75	29,43
17,82	18,81	22,57	26,34	30,10
20,21	19,17	23,00	26,84	30,67
22,93	19,54	23,44	27,35	31,26
25,30	19,83	23,79	27,76	31,72
27,78	20,11	24,13	28,15	32,17
30,50	20,39	24,47	28,55	32,62
32,92	20,63	24,75	28,88	33,00
35,52	20,86	25,03	29,21	33,38
37,95	21,07	25,28	29,50	33,71
40,70	21,29	25,55	29,81	34,07
43,03	21,47	25,77	30,06	34,35
45,64	21,66	25,99	30,33	34,66
48,29	21,85	26,21	30,58	34,95
50,79	22,01	26,41	30,82	35,22
53,31	22,17	26,61	31,04	35,48
55,75	22,32	26,79	31,25	35,71
58,44	22,48	26,98	31,47	35,97
60,98	22,62	27,15	31,67	36,20
63,46	22,76	27,31	31,86	36,42
66,00	22,89	27,47	32,05	36,63
68,50	23,02	27,63	32,23	36,84
70,95	23,14	27,77	32,40	37,03
73,68	23,27	27,93	32,58	37,24
76,15	23,39	28,07	32,75	37,42

Tabela 6 - Velocidade média ao longo da torre para: 45 m/s, 50 m/s e 70 m/s.

Altura z (m)	Velocidade Média \bar{V}_z (45 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (50 m/s)	Velocidade Média \bar{V}_z (70 m/s)
2,58	25,34	28,16	39,42
5,15	28,11	31,23	43,72
7,54	29,76	33,07	46,30
10,02	31,06	34,51	48,32
12,60	32,14	35,72	50,00
15,33	33,10	36,78	51,50
17,82	33,86	37,62	52,67
20,21	34,51	38,34	53,68
22,93	35,17	39,07	54,70
25,30	35,69	39,65	55,52
27,78	36,19	40,21	56,30
30,50	36,70	40,78	57,09
32,92	37,13	41,25	57,75
35,52	37,55	41,72	58,41
37,95	37,93	42,14	59,00
40,70	38,33	42,59	59,62
43,03	38,65	42,94	60,12
45,64	38,99	43,32	60,65
48,29	39,32	43,69	61,17
50,79	39,62	44,02	61,63
53,31	39,91	44,34	62,08
55,75	40,18	44,64	62,50
58,44	40,46	44,96	62,94
60,98	40,72	45,25	63,35
63,46	40,97	45,52	63,73
66,00	41,21	45,79	64,10
68,50	41,44	46,04	64,46
70,95	41,66	46,29	64,80
73,68	41,89	46,55	65,17
76,15	42,10	46,78	65,49

3.3 Parcela flutuante da velocidade

O vento se comporta de forma instável e aleatória, tornando a consideração determinística inadequada. Portanto, não há possibilidades de alcançar resultados precisos com análises e estudos determinísticos, a melhor opção para estudar e obter resultados mais próximos das realidades é através de ferramentas estatísticas. Todavia, pode-se considerar que a direção do fluxo principal do vento é constante no tempo e no espaço, sendo assim, suas características são fixas durante o período de simulação. É necessário gerar equações de tempo associadas à parcela flutuante do vento, para isto, pode-se utilizar como base uma série de Fourier utilizando espectros de potências. A Figura 9 apresenta os espectros mais utilizados em análise estrutural, sendo eles: Davenport, von Kármán, Harris, Kaimal e Simiu.

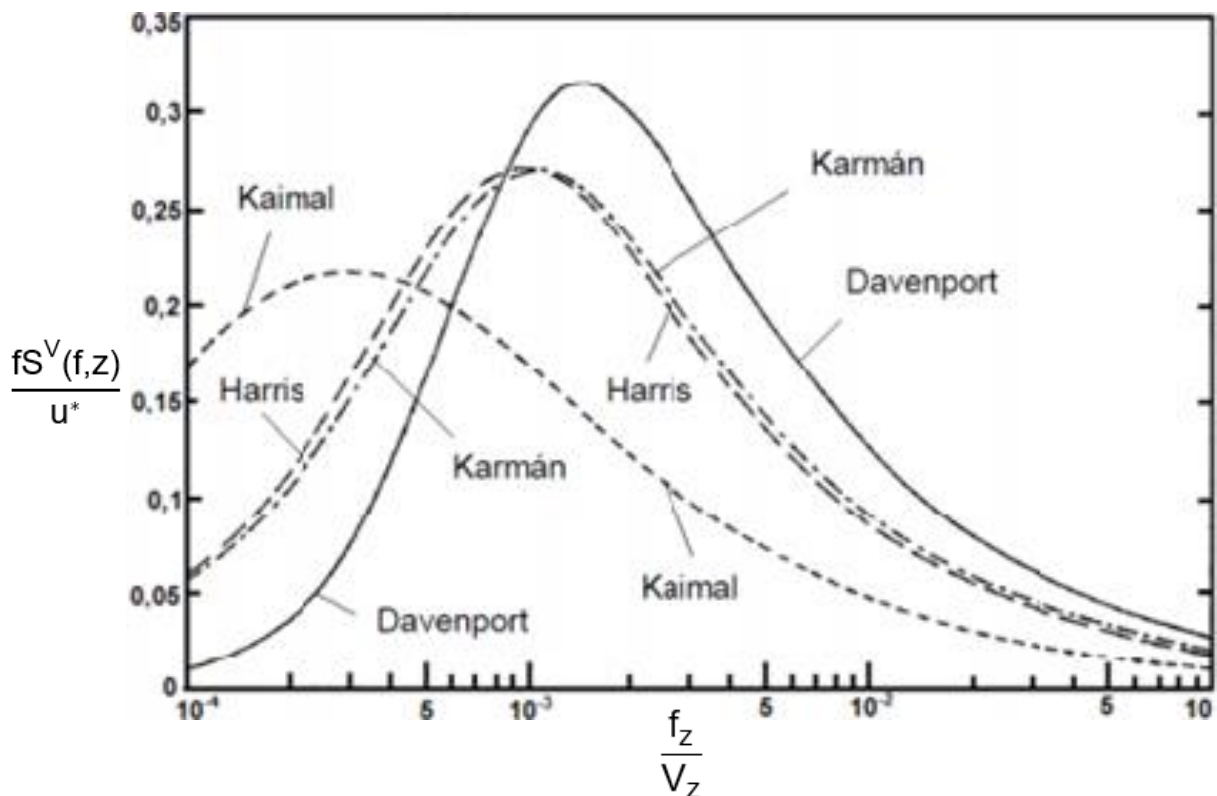


Figura 9 – Espectros de potências (Blessman, 1995).

3.3.1 Modelo de carregamento - espectro de potência de Kaimal

Blessmann (1995) caracteriza o espectro de potência de caráter aleatório como a distribuição de energia contida nesse fenômeno para as diversas frequências. No trabalho aqui descrito foi considerado o espectro de potência de

Kaimal representado na Figura 10, pois ele considera a altura para determinar a densidade espectral do vento.

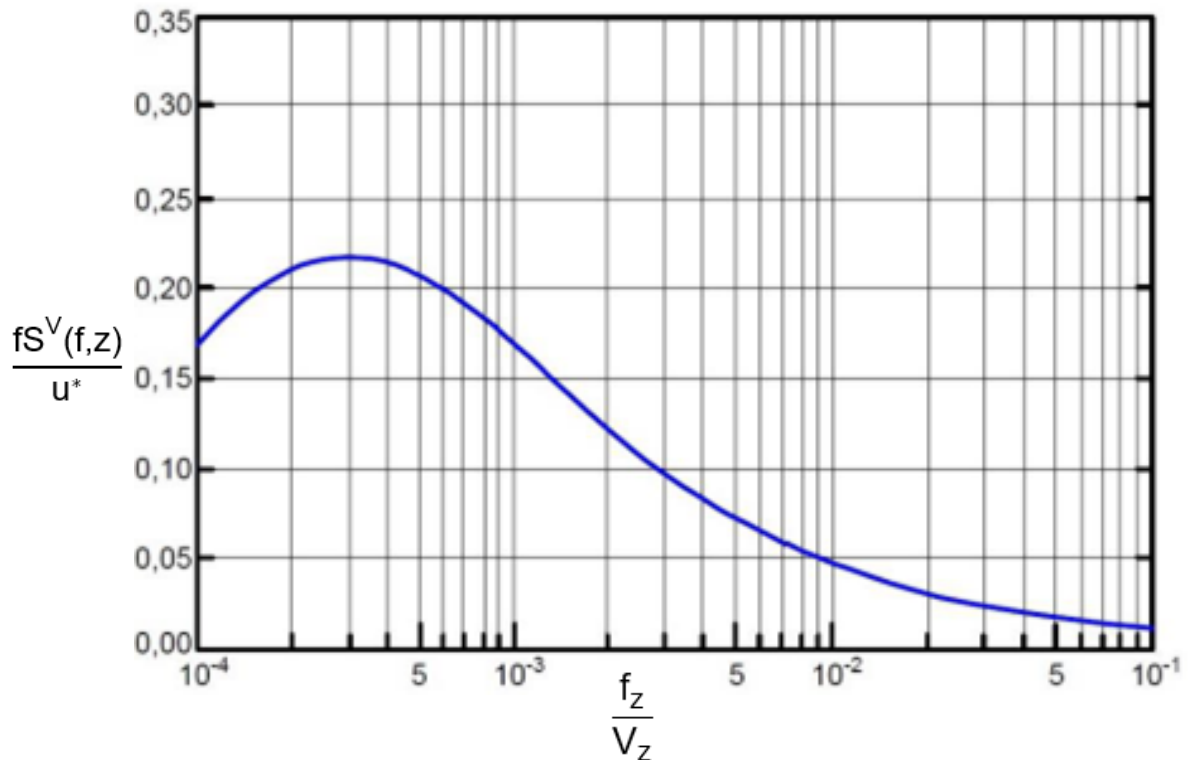


Figura 10 – Espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 1995).

A parcela flutuante do vento é decomposta em um número finito de harmônicos, funções proporcionais às frequências ressonantes da estrutura e com ângulos de fase aleatórios. Considera-se um faixa de frequência definida durante a realização da análise modal e como mencionado anteriormente considera-se que um dos harmônicos presentes no carregamento coincida com a frequência natural da estrutura, enquanto o restante dos harmônicos é múltiplo deste harmônico ressonante. As Equações (15) e (16) representam a amplitude cada harmônico do espectro de Kaimal. A velocidade de fricção é definida conforme a Equação (17) apresentadas abaixo.

$$\frac{fS^V(f,z)}{u^*} = \frac{200X}{(1+50X)^{\frac{5}{3}}} \quad (15)$$

$$X(f,z) = \frac{f_z}{V_z} \quad (16)$$

$$u^* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (17)$$

Onde:

$S^V(f)$: densidade espectral de energia na frequência f ;

u^* : velocidade de fricção (m/s);

X : frequência adimensional;

f : frequência (Hz);

V_z : velocidade média do vento na cota z acima do nível do terreno (m/s);

k : constante de Kármán (0,4);

z_0 : comprimento de rugosidade (m);

3.3.2 Séries temporais de velocidade do vento

A parcela flutuante da velocidade do vento $[v(t)]$ é expressa por uma formulação matemática simulada por um processo aleatório fracamente estacionário de segunda ordem, podendo ser representado por uma integral de Fourier. Shinozuka e Jan (1972) menciona que essa formulação pode ser obtida pela superposição de ondas harmônicas, de acordo com a Equação (18), a amplitude das séries é dada pela Equação (19).

$$v(t) = \sum_{i=1}^n a_i \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (18)$$

$$a_i = \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \quad (19)$$

Onde:

$v(t)$: parcela flutuante da velocidade do vento (m/s);

n : número de divisões do espectro de potência;

S^V : densidade espectral, calculada mediante do espectro de Kaimal;

f_i : frequência (Hz);

θ : ângulo de fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2π ;

Δf : incremento de frequência (Hz);

Para determinar as séries temporais, deve-se verificar faixas de frequência do espectro de potência do vento, de tal maneira que as principais frequências naturais da estrutura investigada estejam englobadas. A faixa de frequência adotada para o presente trabalho, abrange as 5 primeiras frequências naturais. A faixa de variação estudada é de 0,01 até 2,7 Hz, pois frequências acima destes valores não são usuais em engenharia de estruturas.

O modelo utilizado para a discretização das faixas de frequência foi o mesmo adotado por Oliveira (2019), onde esta faixa foi dividida em 163 partes, fazendo com que o incremento de frequência seja igual a 0,0165. Feito isso o 21º harmônico coincide com o harmônico ressonante da estrutura ($f_{01} = 0,34$ Hz), sendo os demais múltiplos e submúltiplos deste.

3.4 Carregamento não determinístico do vento

Neste trabalho é assumido que a pressão do vento agindo no sistema estrutural é calculada diretamente em função da velocidade utilizando o modelo clássico de Davenport. Desta maneira a pressão aerodinâmica pode ser calculada conforme a Equação (20) representada abaixo:

$$q(t) = 0,613 [\bar{V} + v(t)]^2 \quad (20)$$

Onde:

$q(t)$: pressão dinâmica do vento (N/m^2);

\bar{V} : parcela média da velocidade do vento (m/s);

$v(t)$: parcela flutuante da velocidade do vento (m/s);

Com o valor da pressão dinâmica do vento atuante na estrutura, pode-se calcular a carga dinâmica do vento ao longo do tempo $[F(t)]$ em cada nó da torre através da Equação (21).

$$F(t) = C_{ai}q(t)A_i \quad (21)$$

Onde:

$F(t)$: Carga dinâmica do vento (N);

$q(t)$: pressão dinâmica do vento (N/m^2);

C_{ai} : coeficiente de arrasto na região "i";

A_i : área frontal da superfície na região "i", limitada pelo contorno do reticulado (m^2);

O coeficiente de arrasto C_a , depende das relações entre a dimensão da estrutura e pode ser determinado através da NBR 6123 (ABNT, 1988). Desenvolvendo a expressão acima e substituindo os valores das equações anteriores, obtemos a Equação (22).

$$F(t) = 0,613C_D L \left[\bar{V}_0 \left(\frac{z}{z_0} \right)^p + \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \right]^2 \quad (22)$$

Onde:

$F(t)$: carga dinâmica do vento (N);

C_D : coeficiente de arrasto correspondente ao ângulo de ataque;

L : altura da torre (m);

V_0 : velocidade básica do vento (m/s);

z_0 : comprimento de rugosidade (m);

p : expoente da lei potencial de variação do fator S_2 ;

$S^V(f)$: densidade espectral de energia na frequência f ;

Δf : incremento de frequência (Hz);

f_i : frequência (Hz);

θ_i : ângulo de fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2π .

3.5 Análise estatística dos resultados

O carregamento do vento trata-se de um modelo não determinístico, por este motivo uma análise estatística para a verificação da convergência dos resultados deve ser realizada para um melhor refinamento dos resultados. Após a determinação da força do vento atuando em cada nó da torre eólica em estudo, determinado o deslocamento e tensão atuantes na torre através de um modelo em elementos finitos com o auxílio do programa ANSYS (2015), procedeu-se um tratamento estatístico dos resultados obtidos em cada uma das séries de carregamento analisadas.

Assim, as formulações básicas dos parâmetros estatísticos utilizados nesta avaliação são apresentadas para explicitar o procedimento adotado neste trabalho, onde cada série de carregamento, dentro de todos os perfis de velocidades estudados, foi levado em consideração no tratamento estatístico.

Para representar de uma forma mais clara o procedimento estatístico utilizado, será visto como exemplo o deslocamento máximo da estrutura. Primeiramente, é preciso calcular a média dos deslocamentos máximos para cada série de carregamento aplicada na torre em estudo. A Equação (23) apresenta a forma de cálculo das médias.

$$\bar{U} = \frac{U_1 + U_2 + \dots + U_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n U_i \quad (23)$$

Onde:

\bar{U} : média dos deslocamentos máximos de cada série de carregamento;

n: número de séries de carregamento analisadas, (neste trabalho, n = 20);

A seguir é calculada a média quadrática, conforme a Equação (24):

$$\overline{U}_q = \sqrt{\frac{U_1^2 + U_2^2 + \dots + U_n^2}{n}} \quad (24)$$

Onde:

\overline{U}_q : média quadrática dos deslocamentos máximos de cada série de carregamento;

n: número de séries de carregamento analisadas, (neste trabalho, n = 20);

Em posse destes resultados, procede-se ao cálculo da variância e do desvio padrão, respectivamente. As Equações (25) e (26) apresentam a formulação detalhada.

$$\sigma_u^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \overline{U})^2 \quad (25)$$

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \overline{U})^2} \quad (26)$$

Onde:

σ_u^2 : variância;

n: número de séries de carregamento analisadas, (neste trabalho, n = 20);

U_i : deslocamentos máximos referente à série "i";

\overline{U} : média dos deslocamentos máximos das séries analisadas;

σ_u : desvio padrão;

Com o intuito de se obter um modelo mais confiável para utilização, o tratamento estatístico dos resultados deve levar em consideração a resposta com grau de confiabilidade de 95%. Trata-se de uma ferramenta que determina a probabilidade média do parâmetro de uma determinada amostra ocorrer, onde há 95% de probabilidade de ser verdadeiro.

Obata (2009), representa o valor de resposta máxima, com incerteza de 5%, considerando uma distribuição Gaussiana, através da Equação (27).

$$U_{z95\%} = 1,65\sigma_u + m \quad (27)$$

Onde:

$U_{z95\%}$: resposta com grau de confiabilidade de 95%;

σ_u : desvio padrão;

m : média dos resultados dos deslocamentos máximos das séries de carregamentos;

Assim, é possível obter a média, desvio padrão, variância e valores característicos das respostas com grau de confiabilidade de 95%. O mesmo procedimento é repetido para os resultados de tensões para cada série de carregamento dentro de todos os perfis de velocidades estudados. Esta metodologia também é aplicada no tratamento estatístico dos resultados da vida útil de projeto.

Neste capítulo foi apresentado a metodologia empregada para a simulação do carregamento não determinístico do vento, o cálculo das parcelas médias e flutuantes da velocidade do vento. Por fim, apresentou-se também a formulação utilizada para realização do tratamento estatístico dos resultados, visto que estes valores são resultantes de um carregamento de caráter variável.

4 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

Este capítulo tem como objetivo apresentar as características principais do modelo estrutural em estudo, uma torre para geração de energia eólica MM92 da Repower com capacidade de geração de energia de 2,05 MW. São apresentadas as características geométricas da estrutura, características físicas dos materiais empregados, parâmetros de projetos adotados e a descrição dos carregamentos estáticos e dinâmicos que a torre é submetida.

4.1 Descrição do modelo

Em seus trabalhos de pesquisa, Sirqueira (2008) e Oliveira (2019) estudaram o comportamento estrutural da torre eólica modelo MM92 da Repower. Sirqueira (2008) realizou estudos começando sua produção a partir de uma velocidade de 3 m/s (11 km/h) até 24 m/s (86 km/h). Oliveira (2019) realizou estudos mais avançados considerando 4 tipos de modelos numéricos para representação da estrutura, além de considerar as velocidades de 24 m/s (86 km/h), 40 m/s (144 km/h) e 70 m/s (252 km/h). A referida torre é encontrada em alguns parques eólicos da Europa, em países como: Espanha, Portugal e Alemanha (Sirqueira, 2008).

4.1.1 Características geométricas

A torre metálica que sustenta a turbina eólica tem espessura variável ao longo da altura, com 30mm na base e 12mm no topo, possui o formato de cônico vazado dividido em três partes. Esta divisão foi definida por questão de logística de transporte e de instalação da torre. A sua fundação, vista em planta, é uma sapata octogonal inscrita em uma circunferência de 17 metros de diâmetro e uma altura constante de 2,50 metros. A Figura 11 representa com clareza a geometria da torre, com todas as medidas descritas anteriormente, além de apresentar a variação do diâmetro ao longo das três partes na qual a torre foi dividida.

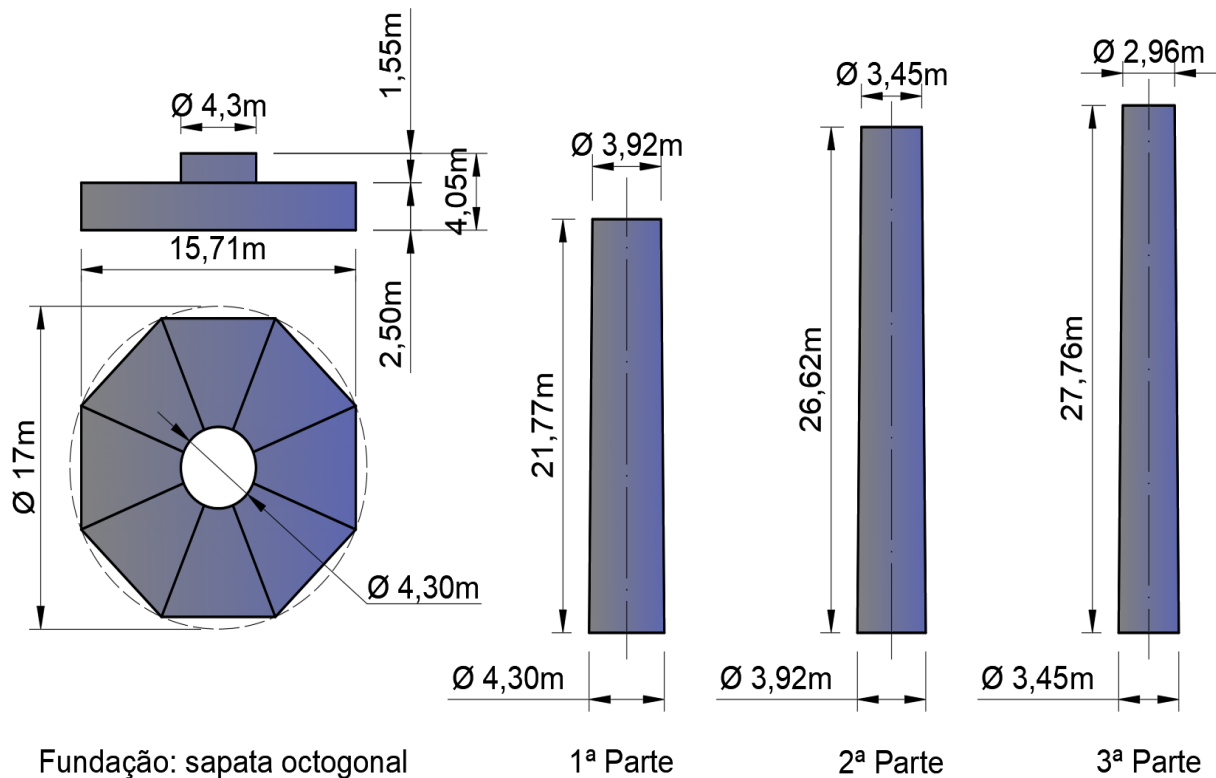


Figura 11 – Características geométricas da torre de aço e da fundação.

As partes da torre de aço são interligadas entre si por meio de flanges e cerca de 464 parafusos. A Figura 11 representa a distribuição dos parafusos em cada parte da torre, sendo a conexão da fundação com a primeira parte, e a primeira parte com a segunda, feita com parafusos com diâmetro de 45mm. A ligação entre a segunda parte e a terceira parte da estrutura é realizada através de parafusos com diâmetro de 39mm, e por fim, a terceira parte da estrutura com a nacelle com parafusos de 30mm de diâmetro. Na ligação de cada uma das partes da torre foram instalados enrijecedores para compensar a diferença de espessura dos flanges de ligação com a parede da torre de aço.

A primeira parte da torre possui duas aberturas, uma utilizada para acessar o interior da torre e a outra para ventilação, ambas com formato de uma elipse e contam com enrijecedores perpendiculares as suas respectivas aberturas para compensar a perda de material. A Figura 12 ilustra a torre eólica e seus principais componentes, incluindo as aberturas mencionadas anteriormente e um detalhe típico da ligação aparafusada.

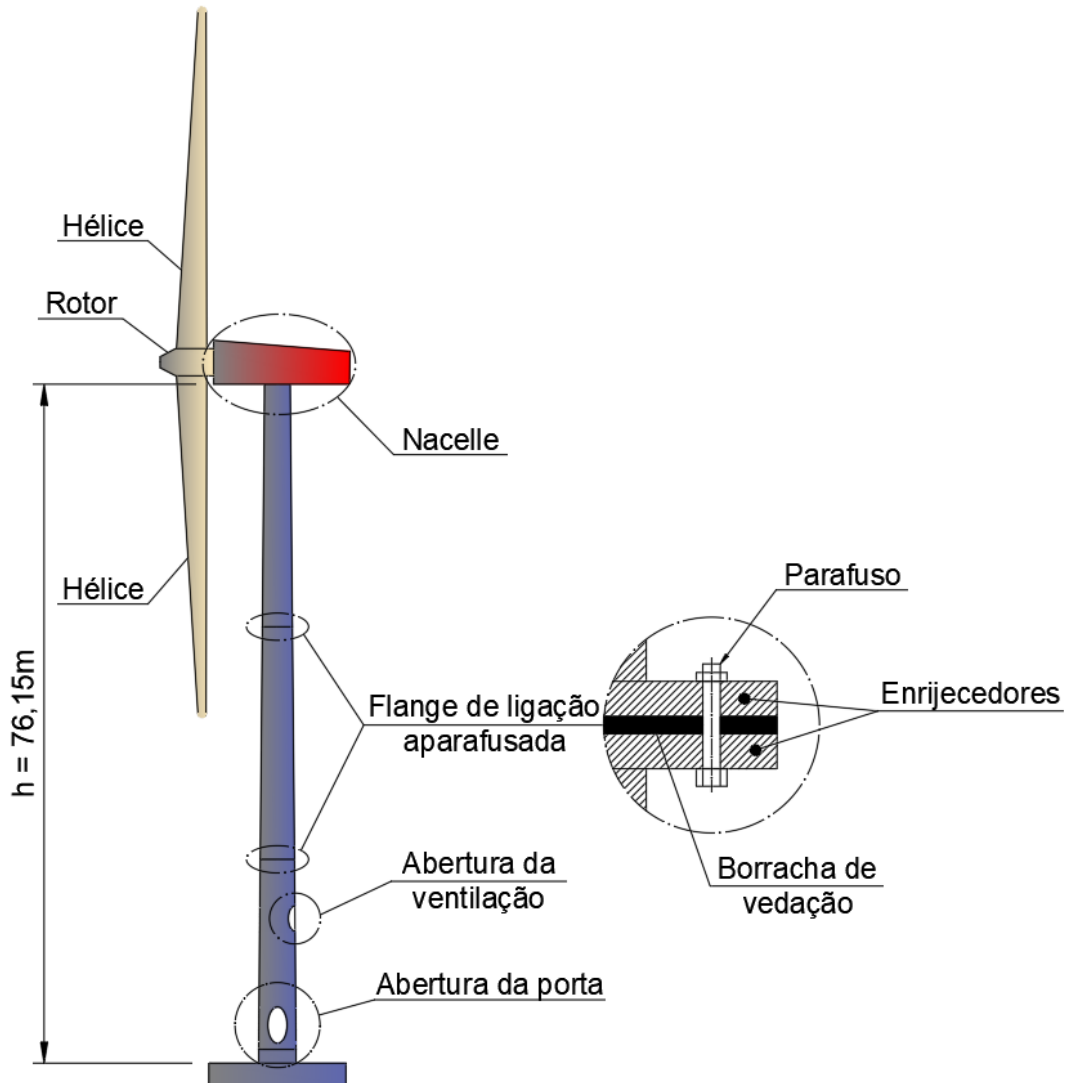


Figura 12 – Componentes da torre eólica e detalhe de ligação das partes.

A torre possui uma altura de 76,15m, e no seu topo está presente a nacelle e o rotor. A nacelle é o compartimento onde se encontram os equipamentos mecânicos, elétricos e eletrônicos do aerogerador, sua massa total é de 71 t (Figura 13). O rotor é o responsável por fazer a turbina girar, conectado diretamente com as pás, ele é composto por um conjunto de componentes para a produzir energia elétrica. As hélices medem cerca de 45 m de comprimento e 5,0 m de altura, cada uma possui uma massa de 7,9 t. O rotor com todas as suas componentes tem massa total de 40,7 t. As aberturas da porta e de ventilação possuem flanges enrijecedores para suprir a falta de material da região.

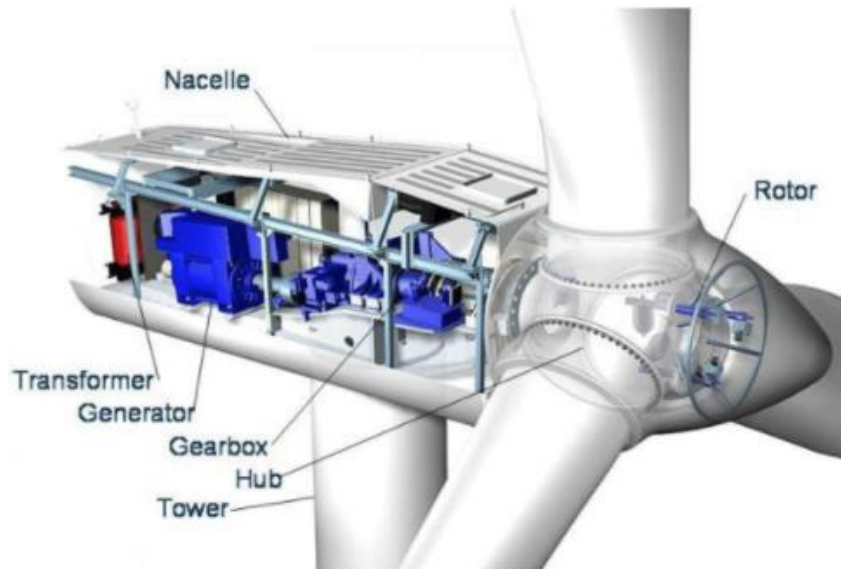


Figura 13 – Detalhe da nacelle e rotor (Repower systems, 2008).

4.1.2 Características físicas dos materiais

A torre de aço, incluindo os flanges e todos os seus enrijecedores são fabricados em aço S355. A sapata de concreto armado octogonal da fundação é composta por concreto armado. A Tabela 7 apresenta as principais características físicas dos materiais descritos acima.

Tabela 7 – Características físicas dos materiais empregados no modelo estrutural.

	Torre metálica (Aço S355)	Sapata e concreto armado (fck 16 MPa)
Tensão de escoamento (MPa)	355	16
Módulo de elasticidade (GPa)	205	30
Densidade (kN/m ³)	78,5	25,5
Coeficiente de Poisson	0,3	0,2

4.2 Descrição dos carregamentos

Os tipos de carregamentos na qual uma estrutura está submetida é de extrema importância para o seu dimensionamento. Esta análise é essencial para a verificação dos esforços gerados provenientes de forças externas, a negligência ou inadimplência nesta fase do projeto pode levar a um dimensionamento mal feito levando a subutilização da estrutura ou até mesmo a ruína.

4.2.1 Peso próprio da torre

Na consideração do peso próprio da torre, foram modelados: a torre de aço para suporte da turbina considerando o peso específico do aço de $78,5 \text{ kN/m}^3$, o gerador com peso específico de $23,24 \text{ kN/m}^3$, o rotor com o peso específico de $32,00 \text{ kN/m}^3$, neste valor também está sendo considerado o peso das pás, e a sapata octogonal sendo considerado o peso específico do concreto armado de $25,50 \text{ kN/m}^3$. A influência do peso próprio das hélices foi computada juntamente com o rotor, pois elas estão presas em seu eixo. Oliveira (2019) discretizou as densidades do rotor e da nacelle desta forma, pois ambos foram calculados de acordo com o volume gerado no modelo numérico apresentado em seu trabalho. Esta metodologia foi utilizada com o intuito de aproximar o modelo estrutural da realidade, uma vez que a massa do rotor e da nacelle são diferentes, caracterizando assim, a distribuição não uniforme de massa no topo da torre de aço.

4.2.2 Cargas geradas pelo rotor

As cargas geradas no rotor são forças que atuam diretamente na estrutura da torre de aço e são produzidas devido a máquinas rotativas, são de difícil obtenção e são fornecidas pelo fabricante da turbina. Oliveira (2019) menciona que é um problema obter essas informações de um fabricante, pois eles não fornecem essas informações. Bazeos et al. (2002) em seu artigo, utiliza uma turbina eólica de 450 kW suportada por uma torre de aço de 38 m de altura. O autor relaciona essas forças em duas situações diferentes: sendo a primeira a operacional, quando a torre está sendo submetida a ventos dentro de sua faixa de trabalho), já a segunda é a de sobrevivência, quando a torre é atingida por ventos acima de sua faixa de operação.

O autor menciona que essas forças geradas pelo rotor na torre de aço aumentam linearmente com o aumento da potência da turbina.

Bazeos et al. (2002) apresentou em seu artigo as forças provenientes do rotor para uma turbina de 3 MW de potência, que são calculadas através desse método por Umut et al. (2011). A partir deste modelo de cálculo Oliveira (2017) calculou também essas forças para uma turbina de 2 MW. Desta forma, chegam-se nas forças geradas pelo rotor para a turbina do presente trabalho. A Figura 14 apresenta esquematicamente os carregamentos com suas devidas direções, e a Tabela 8 mostra os valores dessas forças tanto para o caso operacional quanto para o modo de sobrevivência, também apresenta o eixo de localização de aplicação da carga do rotor em relação a torre.

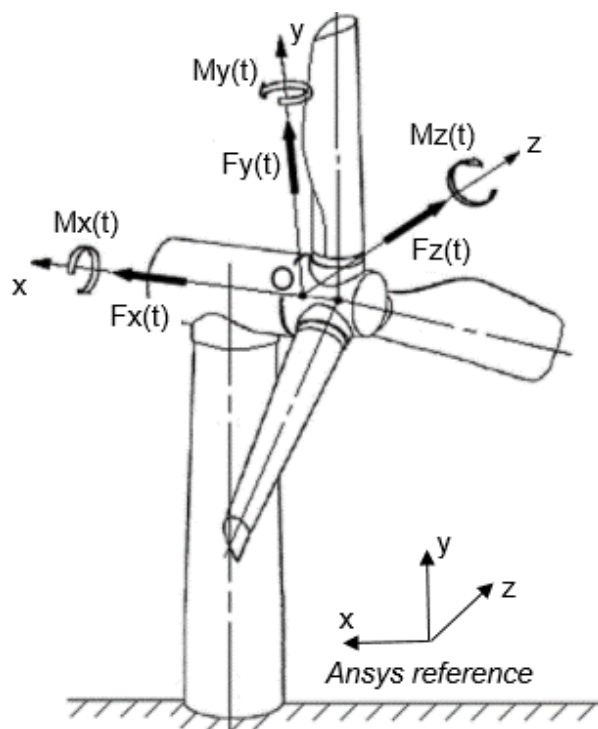


Figura 14 – Forças geradas no rotor (Oliveira, 2019).

Tabela 8 – Forças devido ao rotor (Oliveira, 2019).

Turbina 2 MW	Operacional (3 m/s < vento < 24 m/s)	Sobrevivência (vento > 24 m/s)
F_x (kN)	181,7	510,3
F_y (kN)	544,6	0
F_z (kN)	0,1	0,11
M_x (kNm)	367,2	220
M_y (kNm)	14,1	14,3
M_z (kNm)	219,8	184,5

4.2.3 Cargas provenientes do vento

As forças provenientes do vento são calculadas para todas as velocidades em estudo: 10 m/s (36 km/h), 15 m/s (54 km/h), 20 m/s (72 km/h), 24 m/s (86 km/h) [velocidades de operação da torre], 25 m/s (90 km/h) [primeira velocidade de transição para o modo sobrevivência da torre], 30 m/s (108 km/h), 35 m/s (126 km/h), 40 m/s (144 km/h), 45 m/s (162 km/h), e 50 m/s (180 km/h) [velocidades de acordo com o mapa de isopletas de velocidade do vento no Brasil segundo NBR 6123 (1988)], e 70 m/s (252 km/h) [referente a velocidade que o vento atingiu durante uma tempestade que desencadeou um acidente em um parque eólico no Rio Grande do Sul em dezembro de 2014].

A torre teve seu comprimento dividido em 30 seções nas quais foram utilizadas para a aplicação da carga do vento. Neste trabalho foi considerado o vento atuando somente na direção do eixo do modelo estrutural, a Figura 15 demonstra a direção da aplicação de carga. Esta consideração foi adotada pois Oliveira (2017) realizou um estudo avaliando o vento atuando em três direções distintas, e a situação mais crítica de incidência foi a representada neste trabalho.

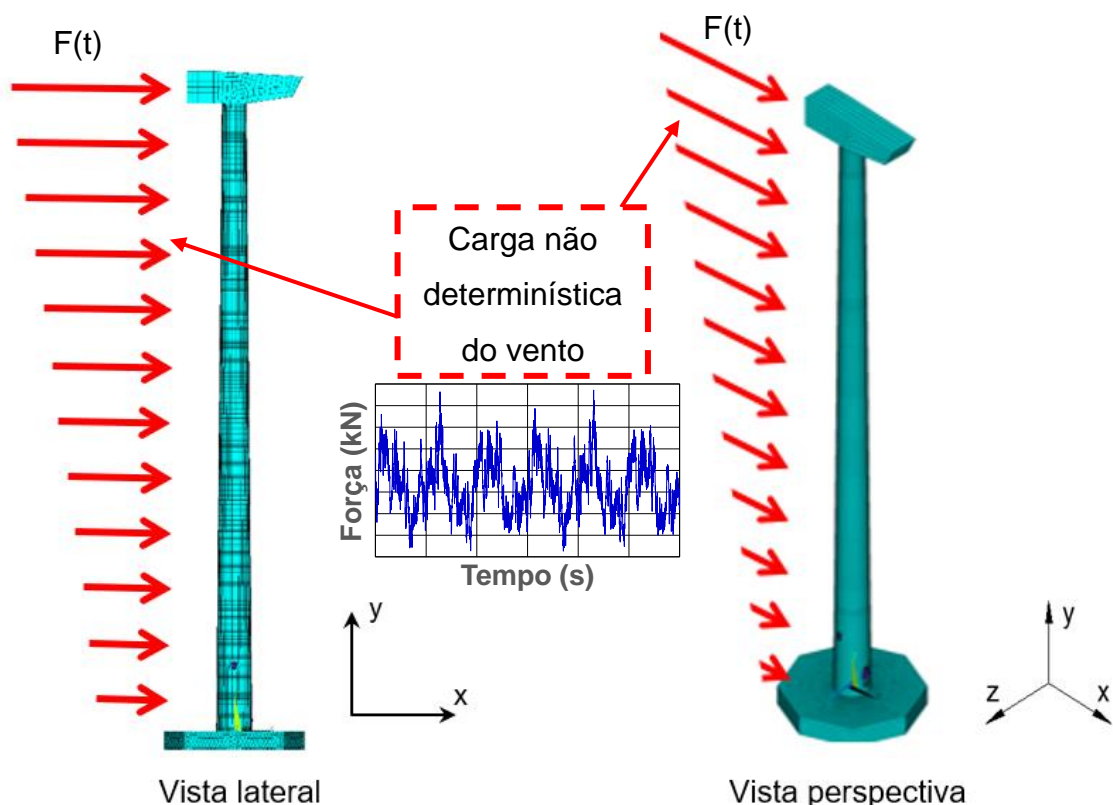


Figura 15 - Direção de aplicação da força proveniente do vento.

4.2.4 Cargas geradas devido ao desprendimento de vórtices

Oliveira (2019) caracteriza o desprendimento de vórtices como um fenômeno que ocorre quando um corpo é submetido a um escoamento com certa velocidade. O autor explica que na região que ocorre o deslocamento da camada limite, surge uma “esteira” na parte traseira do referido corpo devido às forças cisalhantes geradas ao perderem movimento pelo choque com a estrutura. A Equação 28 retirada do Eurocódigo 1 (2005), demonstra quando o efeito do desprendimento de vórtices deve ser investigado.

$$\frac{l}{d} > 6 \quad (28)$$

Onde:

l: altura da torre (m);

d: diâmetro da torre (m);

Conforme ilustrado na Equação 29, o EUROCODE 1 (2005) indica que o desprendimento de vórtices não precisa ser verificado quando:

$$V_{cr} = 1,25V_m \quad (29)$$

Onde:

V_{cr} : velocidade crítica do vento para o modo de flexão (m/s);

V_m : velocidade média do vento de 10 minutos característicos na seção transversal onde ocorre o efeito vórtice (m/s);

A torre eólica apresentada neste trabalho possui a relação $l/d > 6$, sendo assim, deve ser investigado a influência devido ao desprendimento de vórtices. O EUROCODE 1 (2005) evidencia que esse fenômeno tem caráter sinusoidal, logo é criado uma excitação harmônica normal ao fluxo do vento, como mostra a Equação 30 descrita abaixo:

$$F_k = \frac{1}{2} \rho V_{cr}^2 \sin(2\pi n t) \quad (30)$$

Onde:

F_k : carga do vento devido ao desprendimento de vórtices (kN/m²);

ρ : massa específica do ar (1.225 Kg/m³) ou em peso específico (12,25 N/m³)

V_{cr} : velocidade crítica (= V_{cr}) (m/s²).

A velocidade crítica (V_{cr}) é dada pela Equação 31.

$$V_{cr} = \frac{b n_{i,y}}{St} \quad (31)$$

Onde:

b : diâmetro da seção transversal, adotado o diâmetro médio igual 3,63 (m);

$n_{i,y}$: frequência natural de ressonância da estrutura, f_{01} (Hz);

St : número de Strouhal (0,18 para seções cilíndricas);

Em posse dos valores de velocidade crítica, obtêm-se as forças ao longo do tempo provocado pelo desprendimento de vórtices, conforme a Figura 16.

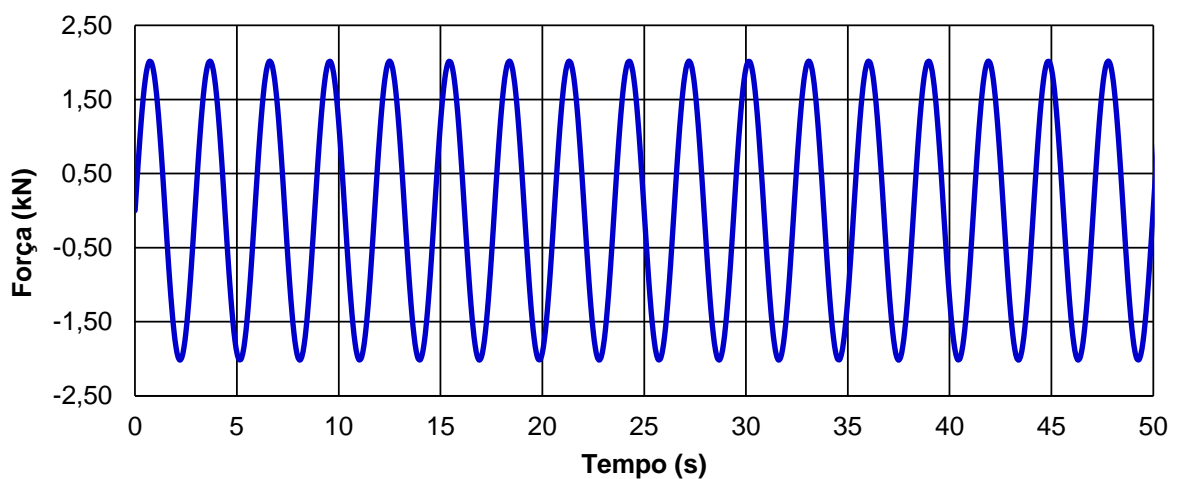


Figura 16 – Forças devido ao desprendimento de vórtices.

Para obter o gráfico da força no domínio da frequência, basta aplicar uma transformada rápida de Fourier. Como mostra a Figura 17, o pico de transmissão de energia ocorre justamente no valor 0,34 Hz, onde é a frequência de ressonância da estrutura. No capítulo 6 é apresentado as análises modais do modelo estrutural e pode se identificar este valor.

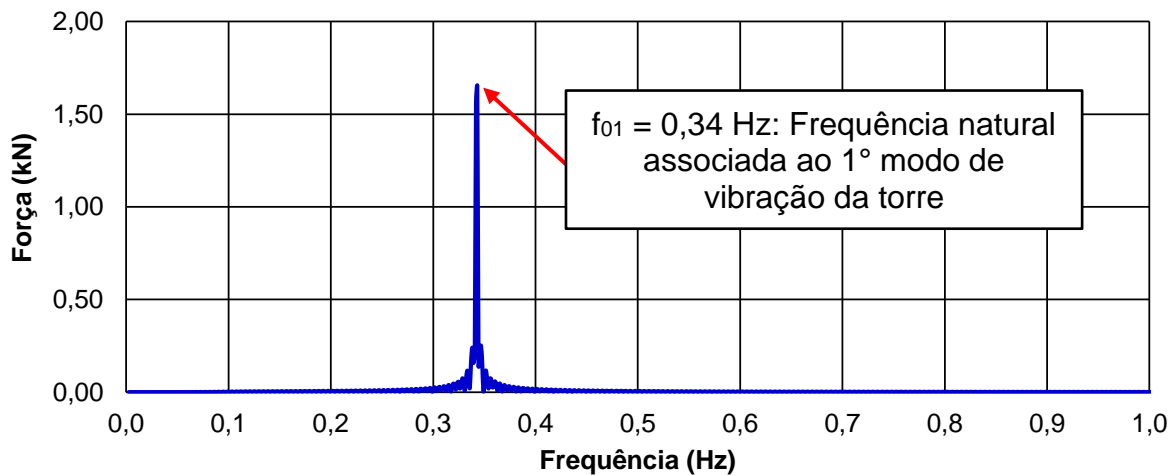


Figura 17 – Cargas proveniente dos desprendimentos de vórtices no domínio da frequência.

4.3 Modelagem da interação solo-estrutura

A grande maioria dos projetos estruturais não levam em consideração a interação solo-estrutura para a obtenção dos esforços atuantes na estrutura. No dimensionamento é considerado apoios imóveis, o que não acontece na realidade. O modelo estrutural adotado neste estudo leva em consideração o sistema estrutural modelado pelo Oliveira (2019), mais precisamente o modelo de fundação com base elástica discreta média, onde ele conclui em seu trabalho que é o modelo que melhor representa a torre eólica em estudo. A modelagem da fundação respeitou as características geométricas especificadas anteriormente.

Como o solo se trata de um elemento extremamente complexo, devido a sua heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear entre força e deslocamento, tornam muito difícil a sua modelagem. Porém, uma alternativa adotada por pesquisadores em todo o mundo é a modelagem do solo através de apoios elásticos, sendo representados por molas e atribuindo a rigidez do solo nas

mesmas. Esta rigidez leva em consideração o módulo de elasticidade do solo (E_s) e é baseado no coeficiente de reação do subleito (k_z), definido pela Equação 32 de (Bowles 1988, Adhikari e Bhattacharya 2011):

$$k_z = \frac{E_s}{B(1-\nu_s)} \quad (32)$$

Onde:

k_z : rigidez do solo (kN/m^3);

E_s : módulo de elasticidade do solo (300000 kN/m^2);

B : diâmetro da fundação (m);

ν_s : coeficiente de Poisson do solo;

Para este trabalho de pesquisa foi considerado solos arenosos baseado em algumas regiões do território brasileiro, sendo assim, foram utilizados seus respectivos módulo de elasticidade (E_s) e coeficiente de Poisson (ν_s).

Neste capítulo foi apresentado o modelo estrutural estudado neste trabalho de pesquisa, uma torre eólica modelo MM92 da repower, composta de nacelle, rotor, 3 pás, uma torre metálica com uma altura de 76,15 metros e uma sapata octogonal em concreto armado inscrita em um círculo com o diâmetro de 17 metros. Também foi descrito o carregamento atuante na estrutura, sendo ele o peso próprio da torre, as cargas geradas pelo rotor, o carregamento proveniente do vento (não determinístico) e as cargas geradas devido ao desprendimento de vórtices. Cabe ressaltar que a interação solo-estrutura também é considerada no modelo.

5 MODELAGEM NÚMERICA EM ELEMENTOS FINITOS

Este capítulo tem como objetivo apresentar o desenvolvimento do modelo numérico investigado neste trabalho de pesquisa. Para a modelagem foi utilizado o software ANSYS (2015). Este software utiliza o Método dos Elementos Finitos como base para a simulação numérica, bastante utilizado por projetistas de estruturas para geração de modelos reais ou idealizados.

5.1 Modelagem computacional

A torre eólica foi modelada tendo como base o modelo estrutural apresentado no capítulo anterior, levando em consideração a fundação em sapata com base elástica discreta média. Na modelagem das aberturas e enrijecedores, foram consideradas todas as suas características geométricas. O rotor, a nacelle e os hélices foram descritos como elemento de casca com densidade equivalente as suas respectivas massas. Para melhor representar o comportamento do engaste da torre com a fundação foi realizado a união dos nós dos elementos de casca da torre com os nós dos elementos sólidos da sapata.

5.1.1 Elementos utilizados para descrição do modelo numérico

Oliveira (2019) elaborou um modelo numérico com base no Método dos Elementos Finitos, trata-se de um método numérico para resolução de problemas com uma tolerância aceitável. O método prevê a discretização do modelo estudado em pequenas regiões para solucionar o problema, ele adota funções de interpolação que descrevem as variáveis do problema em todo o seu domínio. Foi considerado os seguintes elementos para a modelagem do problema:

- Torre e nacelle: elemento de casca SHELL 181 (ANSYS, 2015);
- Sapata de concreto armado: tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS, 2015);
- Interação solo-estrutura: elemento de mola COMBIN39 (ANSYS, 2015);

O elemento finito de casca SHELL181 (ANSYS, 2015) é utilizado para representar estruturas compostas por cascas, como um chapeamento, onde possuem espessuras finas e médias. Este elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade por nó: translações nas direções X, Y e Z e rotações nos eixos X, Y e Z. É um elemento adequado para modelar problemas estruturais que envolvam análise linear e não-linear física e geométrica. A Figura 18 apresenta as características deste elemento.

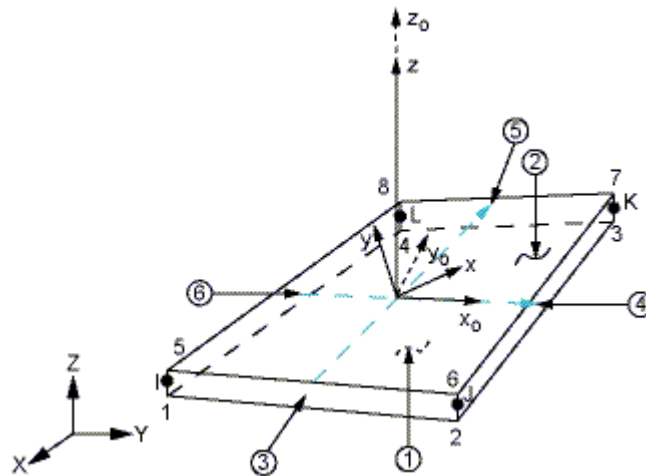


Figura 18 – Elemento finito de casca SHELL 181 (ANSYS, 2015).

O elemento tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS, 2015) é um elemento utilizado para descrever malhas irregulares, como a sapata em concreto armado, este possui quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações e rotações nas direções X, Y e Z. Utilizou-se este elemento, pois a sapata trabalha por gravidade e no caso de torres eólicas a rigidez rotacional da fundação é fundamental em seu dimensionamento, ou seja, a sapata se movimenta como um corpo rígido. A Figura 19 mostra as características deste elemento.

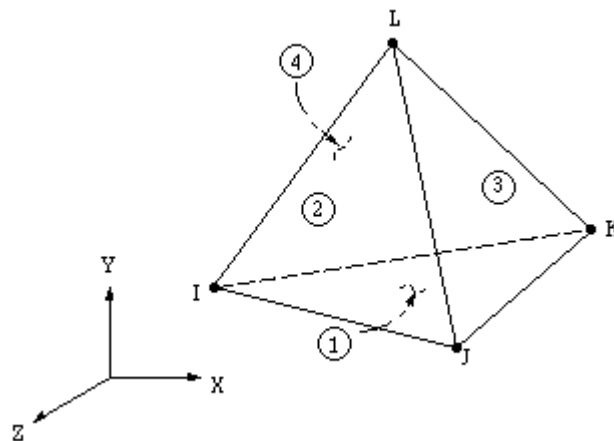


Figura 19 – Elemento finito tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS, 2015).

O elemento de mola COMBIN39 (ANSYS, 2015) é o elemento utilizado para modelar a interação solo-estrutura, dando a opção de computar a não linearidade da rigidez do solo, essa rigidez é descrita em uma curva formada pela relação entre as forças aplicadas na mola e os seus deslocamentos. Este elemento possui apenas dois nós com três graus de liberdade por nó, sendo eles apenas as translações nos eixos X, Y e Z. Optou-se em trabalhar com este elemento pois a interação se dá na direção longitudinalmente, pois esse tipo de fundação trabalha por gravidade. A Figura 20 mostra as características deste elemento.

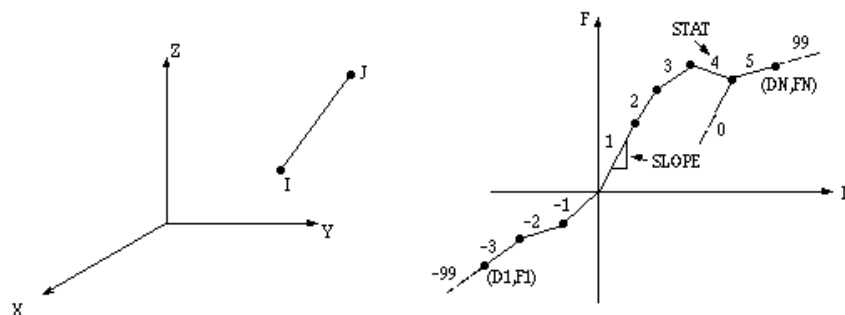


Figura 20 – Elemento finito de mola COMBIN39 (ANSYS, 2015).

5.1.2 Descrição do modelo numérico desenvolvido

O modelo numérico utilizado neste trabalho de pesquisa foi o mesmo desenvolvido e utilizado por Oliveira (2019), trata-se de um modelo numérico onde a torre eólica é formada pela torre de aço, sapata, rotor e nacelle. A sapata é engastada na base da torre, conforme mostra a Figura 21.

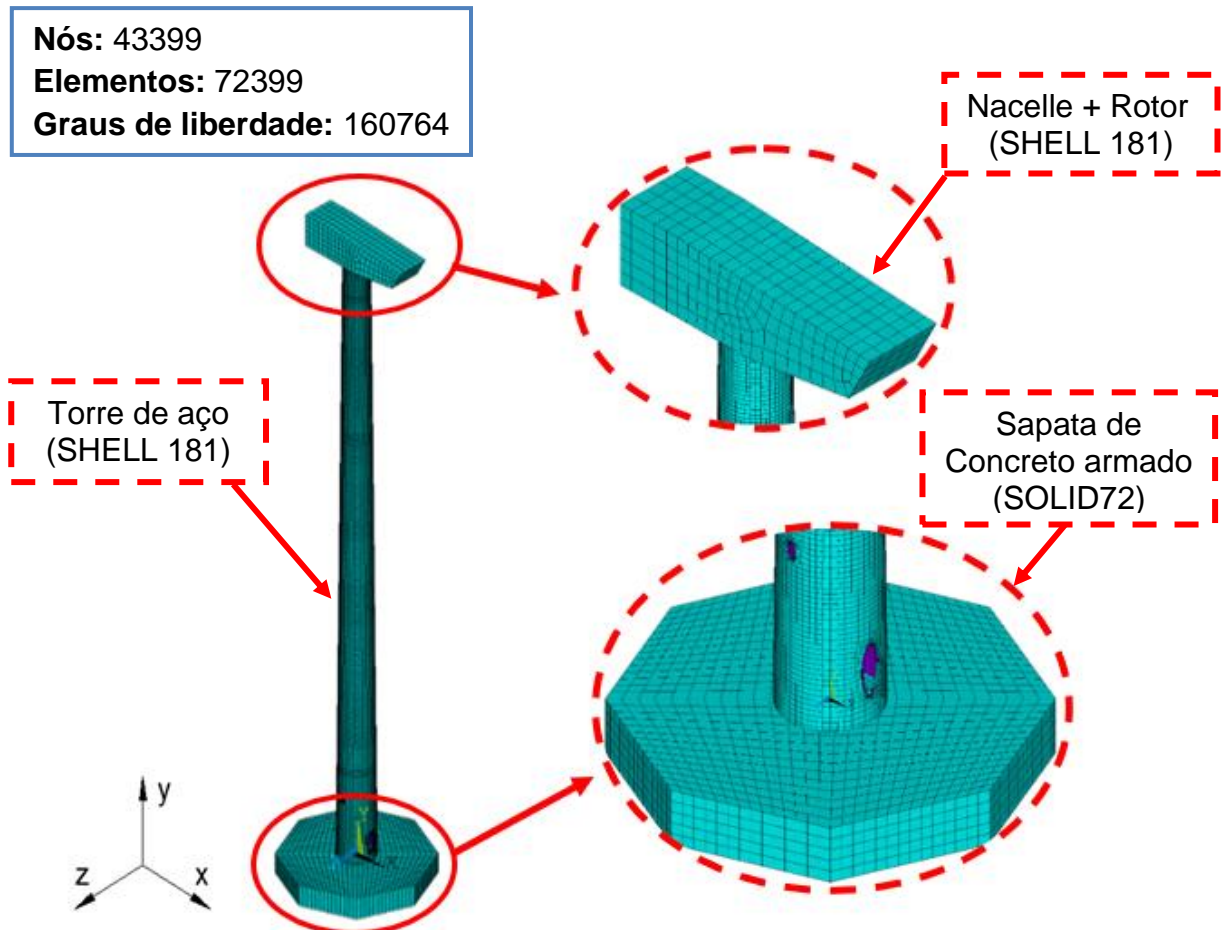


Figura 21 - Modelo numérico da torre eólica.

A sapata em concreto armado, possui as características geométricas conforme descrito anteriormente. Os nós inferiores da sapata utilizam a condição de contorno de engaste e são inseridos elementos de mola nos nós inferiores da base da sapata com o intuito de simular a interação da rigidez do solo com a estrutura, conforme mostrado na Figura 22.

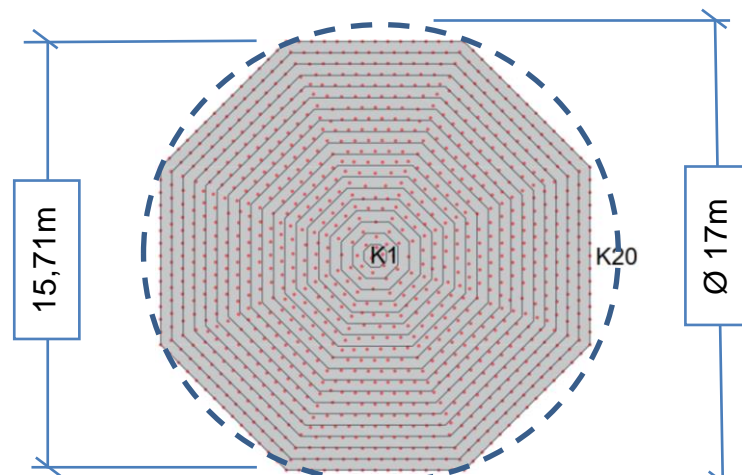


Figura 22 – Discretização dos nós dos elementos de mola.

A rigidez da mola é dada de acordo com o módulo de elasticidade do solo (E_s), é baseada no coeficiente de reação do subleito (k_z) de acordo com a Equação 32 apresentada no capítulo quatro deste trabalho. Trabalhou-se com a rigidez média das molas, ou seja, foi considerado que independente do posicionamento radial na sapata octogonal, cada nó terá a mesma rigidez. Para isto, o autor definiu uma área de influência média, pegando a área total da base da sapata e dividiu pela quantidade total de nós dos elementos de mola. Em posse deste valor, multiplica-se a rigidez (k_z), calculada pela Equação 32, pela área de influência média, chegando no valor da rigidez discreta média das molas. A Tabela 9 apresenta a rigidez média das molas.

Tabela 9 – Cálculo da rigidez média das molas.

Mola	Fator K	Área de Influência (m ²)	Rigidez (kN/m)
Todas	1,000	0,187	3626,075

5.2 Modelagem do amortecimento

Lima e Santos (2008) descreve o amortecimento como processo pelo qual a energia é retirada do sistema elástico pela vibração entre as peças móveis do sistema e/ou pelo atrito interno entre as moléculas das peças do sistema, havendo uma dissipação de energia mecânica sob forma de calor e/ou ruído. Esta avaliação é extremamente complexa pois sua determinação não está ligada à geometria ou do amortecimento dos materiais, segundo Clough e Penzien (1993).

A matriz de amortecimento, C , é expressa em termos de taxa de amortecimento, sendo obtidas experimentalmente através de ensaios de sistemas estruturais em modelo reduzidos ou até mesmo em estruturas reais. A matriz utilizada neste trabalho de pesquisa é a matriz de amortecimento de Rayleigh, que leva em consideração a matriz de massa (α) e a matriz de rigidez (β). A Equação 32 apresenta a matriz de amortecimento:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (33)$$

Onde:

C: Matriz de amortecimento;

α : Parâmetro independente da matriz de massa;

M: Matriz de massa;

β : Parâmetro independente da matriz de rigidez;

K: Matriz de rigidez.

A taxa de amortecimento para o i-ésimo modo é dada pela Equação 34, onde ω_{0i} é a frequência natural circular em rad/s.

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (34)$$

Isolando os parâmetros α e β da Equação (34), para as duas frequências mais importantes utilizadas como referência (ω_{01} e ω_{02}), retiram-se as Equações 35 e 36.

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2\omega_{01}^2} \quad (35)$$

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta(\omega_{01})^2 \quad (36)$$

Onde:

ξ_1 : taxa de amortecimento relacionado ao 1º modo de vibração;

ξ_2 : taxa de amortecimento relacionado ao 2º modo de vibração;

ω_{01} : frequência natural relacionada ao 1º modo de vibração;

ω_{02} : frequência natural relacionada ao 2º modo de vibração.

Conclui-se que, a partir de duas frequências naturais conhecidas, obtém-se o valor dos parâmetros α e β , que expressam a taxa de amortecimento. No presente trabalho de pesquisa foram utilizadas para o cálculo destes parâmetros, as duas primeiras frequências naturais da estrutura. Para o valor da taxa de amortecimento (ξ) foi utilizado o valor recomendado pela NBR 6123 (1988), esta norma recomenda valores para diversos tipos de estruturas, conforme mostra a Tabela 10.

Tabela 10 - Amortecimento estrutural segundo NBR 6123 (1988).

Tipo de edificação	ξ
Edifícios com estrutura aporcionada de concreto, sem cortinas	0,020
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	0,015
Torres e chaminés de concreto, seção variável	0,015
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	0,010
Edifícios com estrutura de aço soldada	0,010
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	0,008
Estruturas de madeira	0,030

Como a torre eólica trata-se de uma torre de aço cônica, com seção fracamente variável em relação a sua altura, foi utilizado o valor de amortecimento estrutural (ξ) de 0,008, pois segundo a Tabela 10 apresentada anteriormente é o valor que mais se assemelha à estrutura deste trabalho.

Neste capítulo foi apresentada a estratégia de modelagem para o modelo numérico desenvolvido através do Método dos Elementos Finitos. Apresentaram-se também condições de contorno adotadas para as análises, e a metodologia adotada para obtenção do amortecimento estrutural.

6 ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES

Este capítulo tem como intuito apresentar as simulações numéricas realizadas no software ANSYS (2015), para determinar as frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) da torre eólica estudada. Foram estudados os dez primeiros modos de vibração e suas respectivas frequências naturais.

6.1 Frequências naturais (autovalores)

A frequência natural é uma característica própria do sistema estrutural, dependendo apenas de sua massa e rigidez. Quando a estrutura é excitada por algum agente externo, é possível que a frequência de excitação coincida com a uma das frequências naturais do sistema, quando isto ocorre, o modo natural de vibração é excitado e amplificado, fazendo com que o sistema entre em ressonância. Esses modos de vibração são de extrema importância para serem analisados. É necessário que nenhuma frequência natural do sistema coincida com as frequências das cargas dinâmicas, como por exemplo, terremotos, ação do vento, marés, vibrações devido a máquinas ou equipamentos etc.

Nesta etapa foram obtidas as frequências naturais de suma importância para a resposta estrutural dinâmica do modelo estrutural proposto. A análise de vibração livre é de extrema importância para determinação da faixa de frequência a ser adotada no espectro de potência de Kaimal, espectro adotado para a geração das séries temporais de carregamento.

A Tabela 11 apresenta as frequências naturais referentes aos dez primeiros modos de vibração da estrutura, obtidos através da análise modal, bem como as frequências dos quatro primeiros modos da análise experimental realizada por Rebelo et. al (2012). Os valores da primeira e segunda frequência naturais são quem comandam os problemas ligados à ressonância, principalmente no caso de estruturas esbeltas como uma torre eólica.

Tabela 11 - Frequências naturais do sistema estrutural.

Frequência	Análise numérica (Hz)	Análise Experimental (Hz)	Diferença (%)
f ₀₁	0,340	0,340	0,00%
f ₀₂	0,342	0,343	0,29%
f ₀₃	2,449	2,767	12,98%
f ₀₄	2,515	2,794	11,09%
f ₀₅	2,651	-	-
f ₀₆	5,456	-	-
f ₀₇	6,451	-	-
f ₀₈	6,462	-	-
f ₀₉	6,678	-	-
f ₁₀	6,763	-	-

Como pode ser observado a partir dos resultados apresentados na Tabela 11, a diferença das frequências naturais obtidas utilizando o Método dos Elementos Finitos e os resultados experimentais é bem pequena, principalmente para a primeira e segunda frequência. Tal fato valida o modelo numérico desenvolvido, bem como os resultados e conclusões obtidas.

6.2 Modos de vibração da estrutura (autovetores)

A seguir é apresentada a Figura 23 que representa as formas modais relacionadas aos quatro primeiros modos de vibração da estrutura. As duas primeiras frequências relacionadas aos dois primeiros modos de vibração comandam o problema de ressonância, sendo eles o de flexão no plano XY e o de flexão no plano XZ, já o terceiro e o quarto modo estão relacionados a torção em torno do eixo Y e flexão no plano XY.

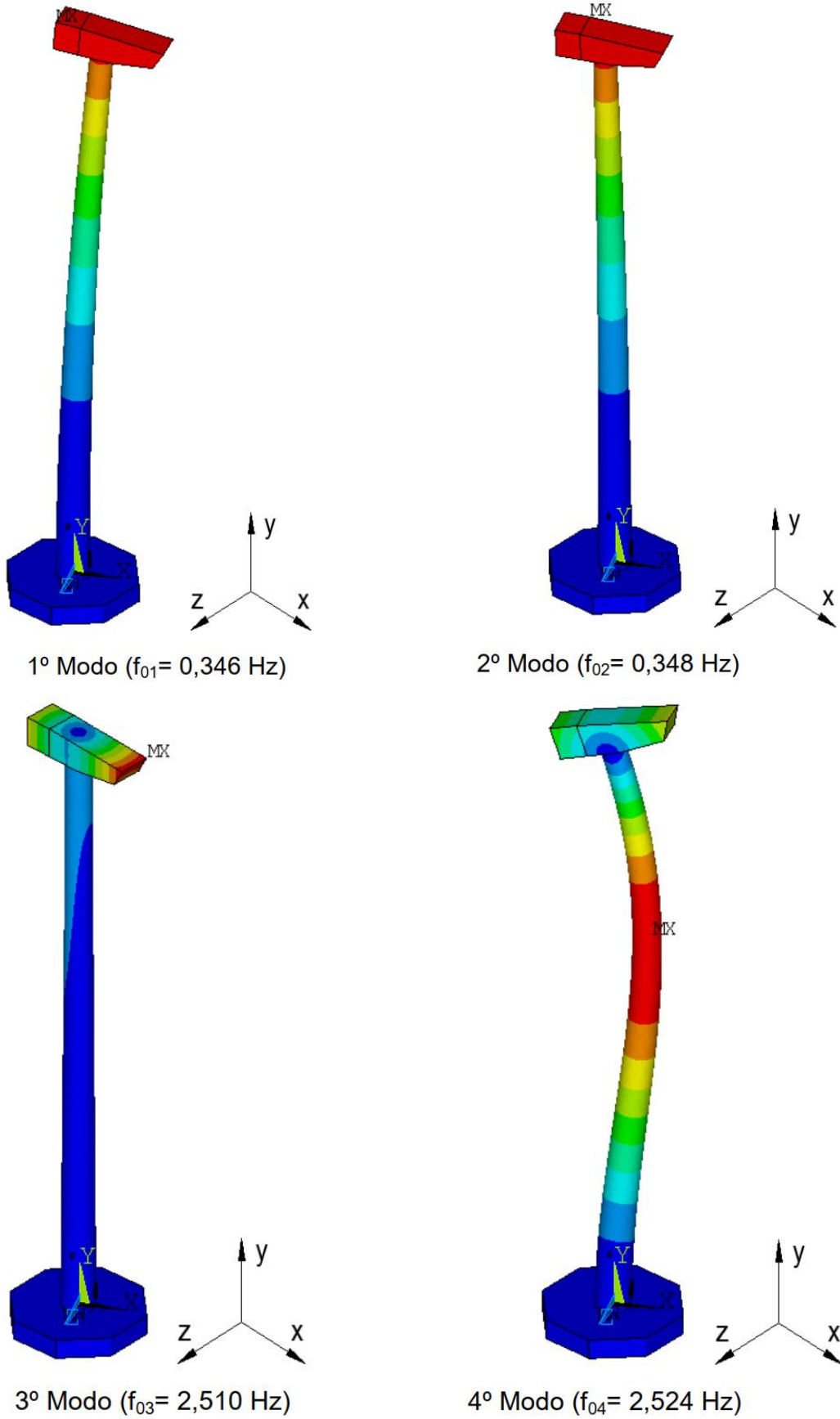


Figura 23 – 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração do modelo numérico.

Conforme pode ser visto na Figura 23, quando é estudado o comportamento dinâmico do modelo estrutural, os modos de vibração de flexão foram predominantes quando o comportamento dinâmico estrutural.

Neste capítulo foram apresentados os resultados das análises modais, foram obtidas as frequências naturais da estrutura (autovalores) e os seus respectivos modos de vibração (autovetores). O próximo capítulo exibirá os resultados das análises dinâmicas desenvolvidas durante o estudo, com o intuito de avaliar o comportamento estrutural dinâmico da estrutura investigada quando submetida a cargas não determinísticas do vento.

Tabela 13 – Parâmetros adotados para as velocidades (35, 40, 45, 50, e 70) m/s.

V_0 (m/s)	35	40	45	50	70
V_p (m/s)	24,15	27,60	31,05	34,50	48,30
q_0 (N/m ²)	358	467	591	730	1430
S_1	1	1	1	1	1
S_3	1	1	1	1	1
b	1	1	1	1	1
p	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Z_r (m)	10	10	10	10	10
h	76,15	76,15	76,15	76,15	76,15
ζ	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008
ξ	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7
γ	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
ρ (kg/m ³)	1,225	1,225	1,225	1,225	1,225

As Tabelas 14, 15 e 16 a seguir apresentam as forças de arrasto F_a calculadas pelo método simplificado da NBR 6123 (1988) para as velocidades básicas do vento de 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 30 m/s (108 km/h). As velocidades de 24 m/s e 25 m/s foram escolhidas pois representam a mudança da fase operacional para o modo de sobrevivência da torre eólica, e a velocidade de 30 m/s foi escolhida por ser um valor médio das velocidades básicas do vento no território brasileiro. A torre eólica foi dividida igualmente em trinta seções longitudinais para a aplicação destas cargas.

Tabela 14 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica: $V_0 = 24 \text{ m/s}$ (86 km/h).

Seção	Área (m ²)	z _i (m)	C _a	q(z) (N/m ²)	F _{total} (N)
1	10,955	2,580	0,6	113,36	745
2	10,444	5,148	0,6	142,25	891
3	10,159	7,539	0,6	163,08	994
4	10,433	10,022	0,6	182,22	1141
5	10,819	12,598	0,6	200,82	1304
6	10,521	15,327	0,6	219,91	1388
7	9,735	17,816	0,6	237,13	1385
8	10,083	20,210	0,6	253,74	1535
9	9,922	22,930	0,6	272,80	1624
10	9,337	25,300	0,6	289,66	1623
11	9,899	27,775	0,6	307,59	1827
12	9,685	30,496	0,6	327,72	1904
13	9,338	32,920	0,6	346,06	1939
14	9,244	35,516	0,6	366,16	2031
15	9,410	37,950	0,6	385,45	2176
16	9,114	40,700	0,6	407,77	2230
17	8,747	43,034	0,6	427,17	2242
18	9,178	45,640	0,6	449,33	2474
19	8,890	48,285	0,6	472,37	2520
20	8,554	50,795	0,6	494,74	2539
21	8,326	53,310	0,6	517,66	2586
22	8,507	55,750	0,6	540,38	2758
23	8,539	58,443	0,6	566,01	2900
24	8,084	60,975	0,6	590,64	2865
25	7,985	63,459	0,6	615,30	2948
26	7,897	66,000	0,6	641,04	3037
27	7,643	68,500	0,6	666,86	3058
28	7,873	70,950	0,6	692,66	3272
29	7,793	73,675	0,6	721,91	3375
30	3,669	76,150	0,6	748,98	1649

Tabela 15 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica: $V_0 = 25 \text{ m/s}$ (90 km/h).

Seção	Área (m ²)	z _i (m)	C _a	q _(z) (N/m ²)	F _{total} (N)
1	10,955	2,580	0,6	123,00	808
2	10,444	5,148	0,6	154,35	967
3	10,159	7,539	0,6	176,95	1079
4	10,433	10,022	0,6	197,72	1238
5	10,819	12,598	0,6	217,90	1415
6	10,521	15,327	0,6	238,61	1506
7	9,735	17,816	0,6	257,31	1503
8	10,083	20,210	0,6	275,33	1666
9	9,922	22,930	0,6	296,01	1762
10	9,337	25,300	0,6	314,31	1761
11	9,899	27,775	0,6	333,76	1982
12	9,685	30,496	0,6	355,60	2066
13	9,338	32,920	0,6	375,50	2104
14	9,244	35,516	0,6	397,31	2204
15	9,410	37,950	0,6	418,24	2361
16	9,114	40,700	0,6	442,46	2420
17	8,747	43,034	0,6	463,51	2433
18	9,178	45,640	0,6	487,56	2685
19	8,890	48,285	0,6	512,55	2734
20	8,554	50,795	0,6	536,82	2755
21	8,326	53,310	0,6	561,70	2806
22	8,507	55,750	0,6	586,35	2993
23	8,539	58,443	0,6	614,16	3147
24	8,084	60,975	0,6	640,88	3108
25	7,985	63,459	0,6	667,64	3199
26	7,897	66,000	0,6	695,57	3296
27	7,643	68,500	0,6	723,59	3318
28	7,873	70,950	0,6	751,58	3550
29	7,793	73,675	0,6	783,32	3663
30	3,669	76,150	0,6	812,70	1789

Tabela 16 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica: $V_0 = 30 \text{ m/s}$ (108 km/h).

Seção	Área (m ²)	z _i (m)	C _a	q _(z) (N/m ²)	F _{total} (N)
1	10,955	2,580	0,6	177,20	1165
2	10,444	5,148	0,6	222,55	1395
3	10,159	7,539	0,6	255,34	1556
4	10,433	10,022	0,6	285,59	1788
5	10,819	12,598	0,6	315,07	2045
6	10,521	15,327	0,6	345,41	2180
7	9,735	17,816	0,6	372,85	2178
8	10,083	20,210	0,6	399,35	2416
9	9,922	22,930	0,6	429,82	2559
10	9,337	25,300	0,6	456,82	2559
11	9,899	27,775	0,6	485,56	2884
12	9,685	30,496	0,6	517,87	3009
13	9,338	32,920	0,6	547,33	3067
14	9,244	35,516	0,6	579,65	3215
15	9,410	37,950	0,6	610,68	3448
16	9,114	40,700	0,6	646,62	3536
17	8,747	43,034	0,6	677,88	3558
18	9,178	45,640	0,6	713,59	3930
19	8,890	48,285	0,6	750,75	4004
20	8,554	50,795	0,6	786,84	4038
21	8,326	53,310	0,6	823,84	4116
22	8,507	55,750	0,6	860,53	4393
23	8,539	58,443	0,6	901,92	4621
24	8,084	60,975	0,6	941,72	4568
25	7,985	63,459	0,6	981,57	4703
26	7,897	66,000	0,6	1023,18	4848
27	7,643	68,500	0,6	1064,94	4883
28	7,873	70,950	0,6	1106,66	5228
29	7,793	73,675	0,6	1153,98	5396
30	3,669	76,150	0,6	1197,78	2636

O valor do fator de amplificação dinâmica ξ varia de acordo com a velocidade básica V_0 , alterando assim o valor da pressão dinâmica $q(z)$ e por consequência também a força de arrasto F_a . Quanto maior a velocidade V_0 maior será o fator de amplificação dinâmica ξ . A Figura 24 apresenta a distribuição das forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica.

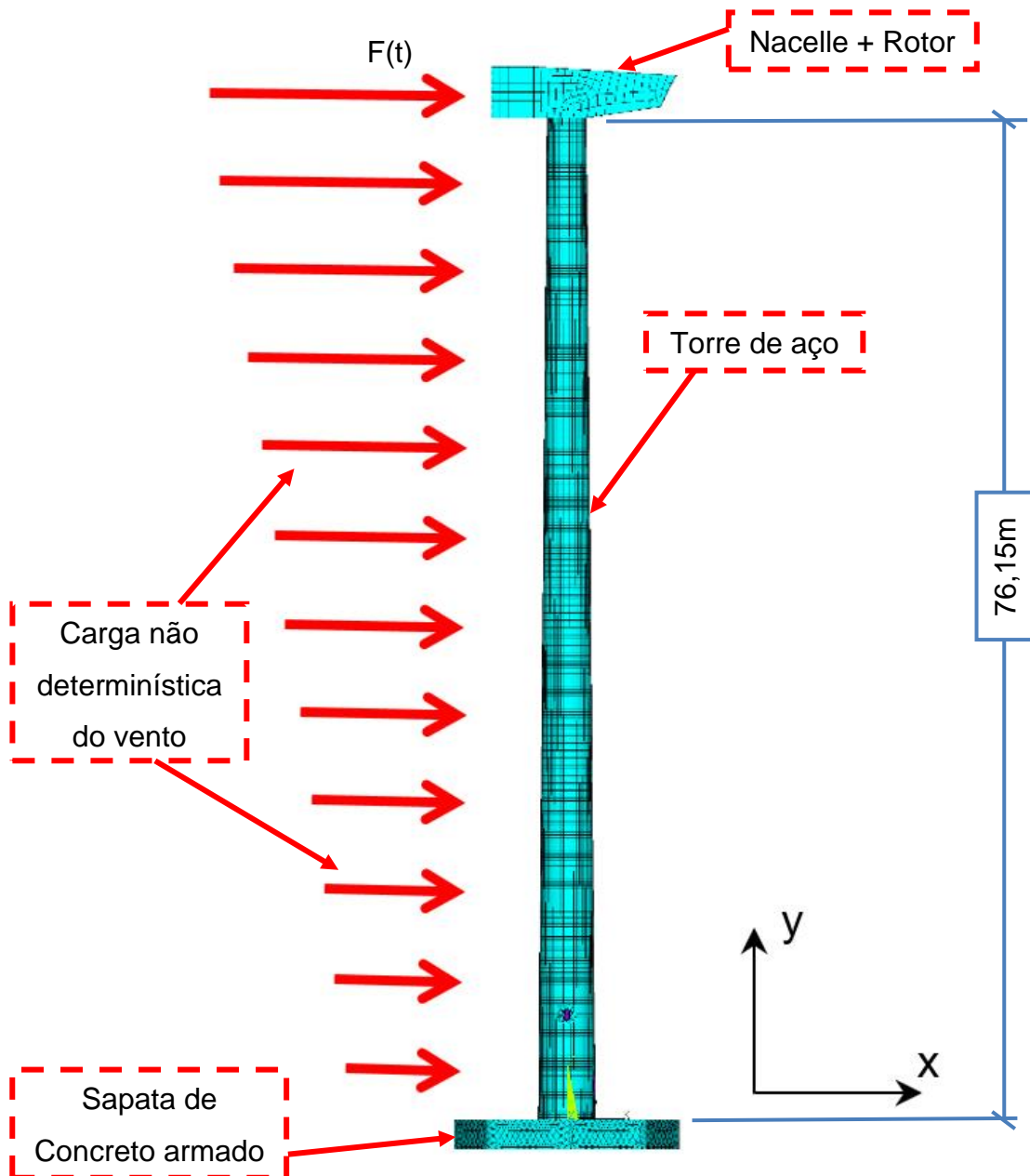


Figura 24 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre eólica (Oliveira, 2019).

Com base nos valores de todas as solicitações calculadas, chega-se aos resultados dos deslocamentos máximos e as tensões máximas de von Mises para cada perfil de velocidade estudado.

7.2 Resultados das análises

Após a realização da análise estática considerando todas as solicitações mencionadas anteriormente, para cada velocidade de trabalho: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Vale ressaltar que as velocidades de 10 m/s (36 km/h) até 24 m/s (86 km/h) as forças atuantes no rotor são para a situação operacional da torre, já as velocidades de 25 m/s (90 km/h) até 70 m/s (252 km/h) são para o caso de sobrevivência, conforme mencionado no Capítulo 4 desta dissertação.

As Figuras 25 e 26 ilustram respectivamente os valores dos deslocamentos translacionais máximos e os valores das tensões máximas de von Mises, considerando todas as velocidades estudadas.

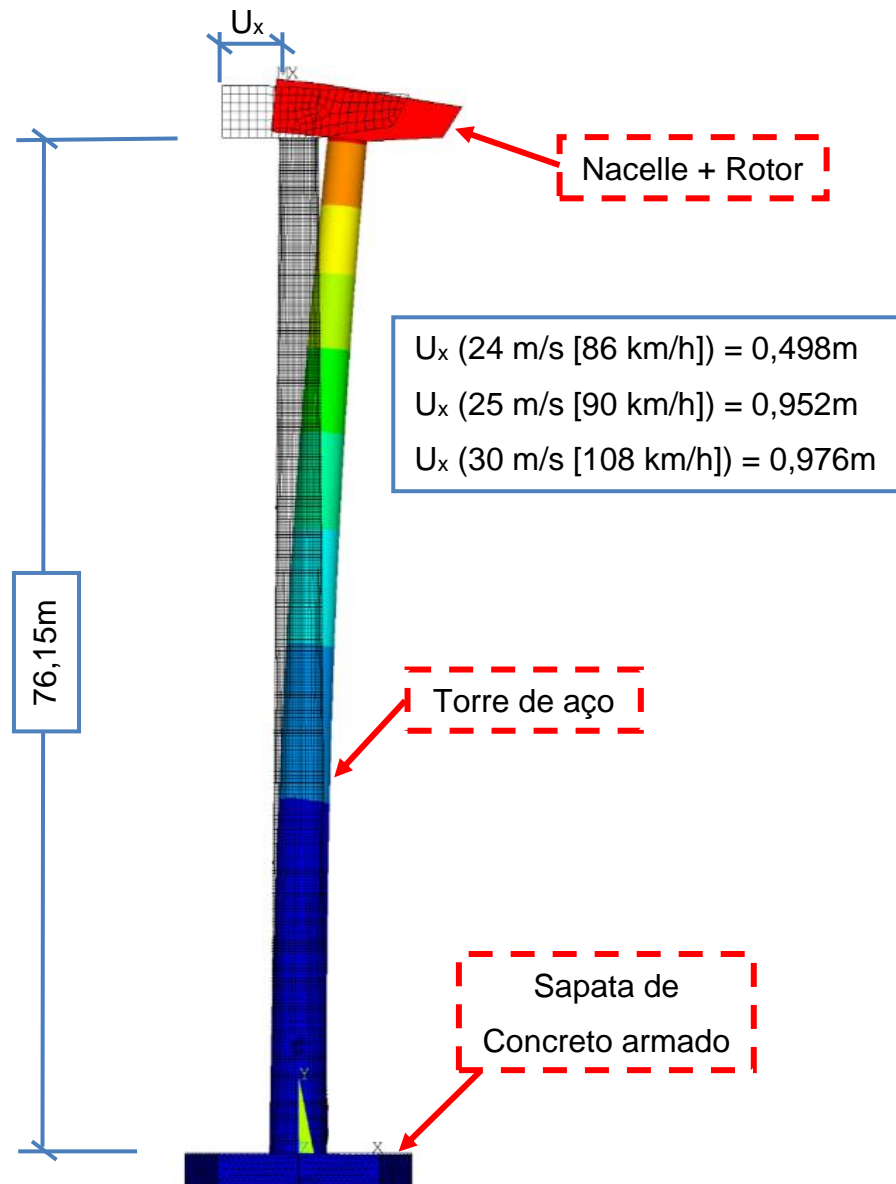


Figura 25 – Deslocamento translacional máximo.

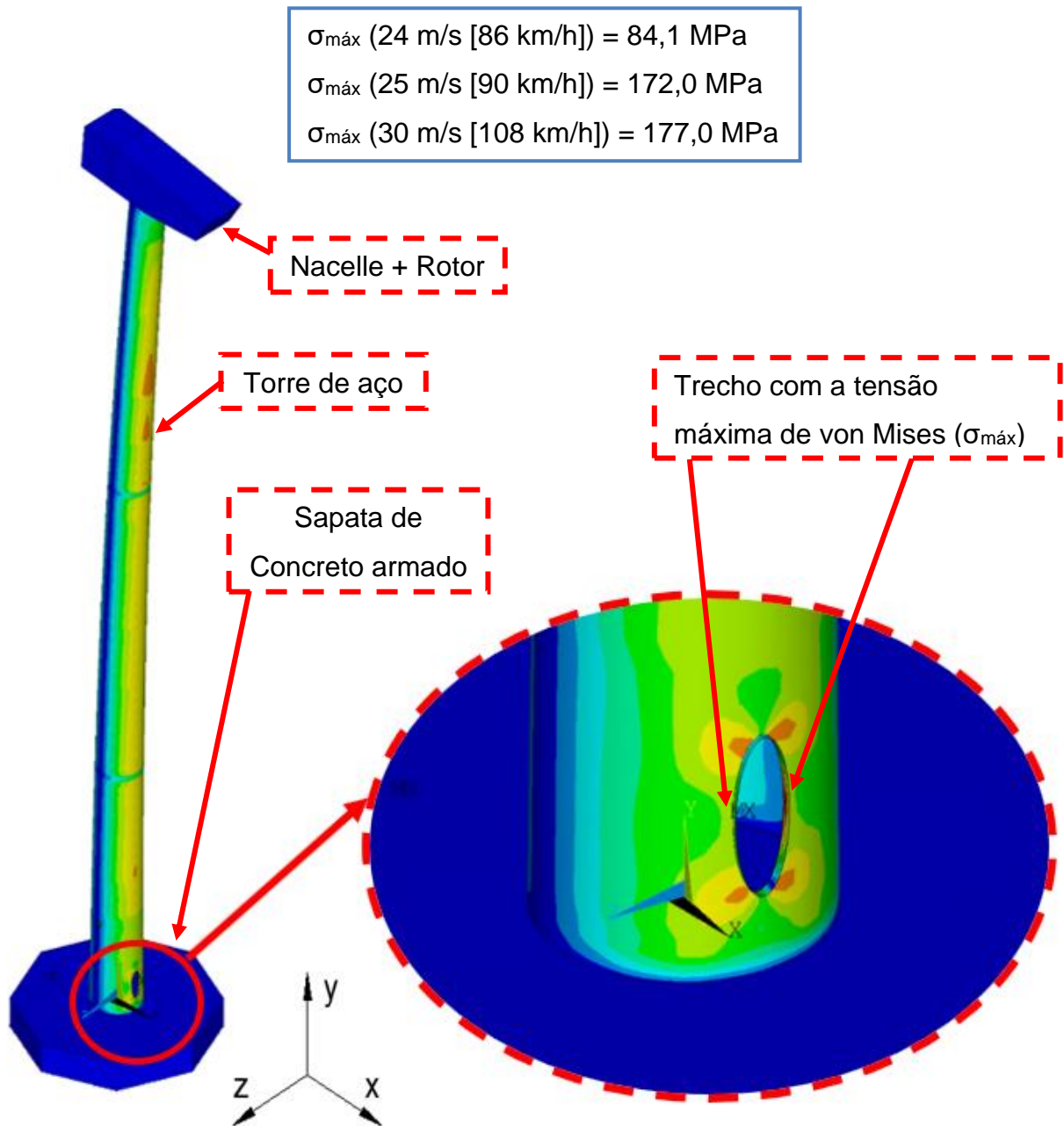


Figura 26 – Trecho com a tensão máxima de von Mises.

As análises mostram que, as tensões máximas de von Mises ocorrem na região indicada na Figura 26, onde existe uma mudança de seção transversal devido a porta de acesso da torre. Nos trechos de ligação da torre eólica, também ocorre um alívio de tensões, devido à existência dos flanges de ligações. Estas peças trabalham como se fossem enrijecedores, tornando a região robusta, facilitando a distribuição das tensões.

A Tabela 17 apresenta os valores dos deslocamentos translacionais máximos e tensão máxima de von Mises para cada velocidade analisada. Foram assinaladas

em vermelho as velocidades de 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 70 m/s (252 km/h) por se tratarem de velocidades importantes nas análises realizadas.

Tabela 17 – Deslocamento máximo e tensão máxima para todas as velocidades estudadas.

V_0 (m/s)	$U_{\text{máx}}$ (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)
10	0,458	75,9
15	0,468	77,4
20	0,483	80,7
24	0,498	84,1
25	0,952	172,0
30	0,976	177,0
35	1,005	184,0
40	1,039	191,0
45	1,079	200,0
50	1,125	211,0
70	1,348	261,0

As Figuras 27 e 28 ilustram graficamente estes resultados. Um ponto para ser observado é o “salto” nos valores dos deslocamentos translacionais máximos e na tensão máxima de von Mises no trecho entre as velocidades de 24 m/s (86 km/h) e 25 m/s (90 km/h), isso ocorre pois nessa faixa de velocidade ocorre a transição de cargas do rotor do modo operacional para o modo de sobrevivência, conforme apresentado na Tabela 8 do Capítulo 4, onde o carregamento no sentido do eixo x apresenta um grande salto de valor.

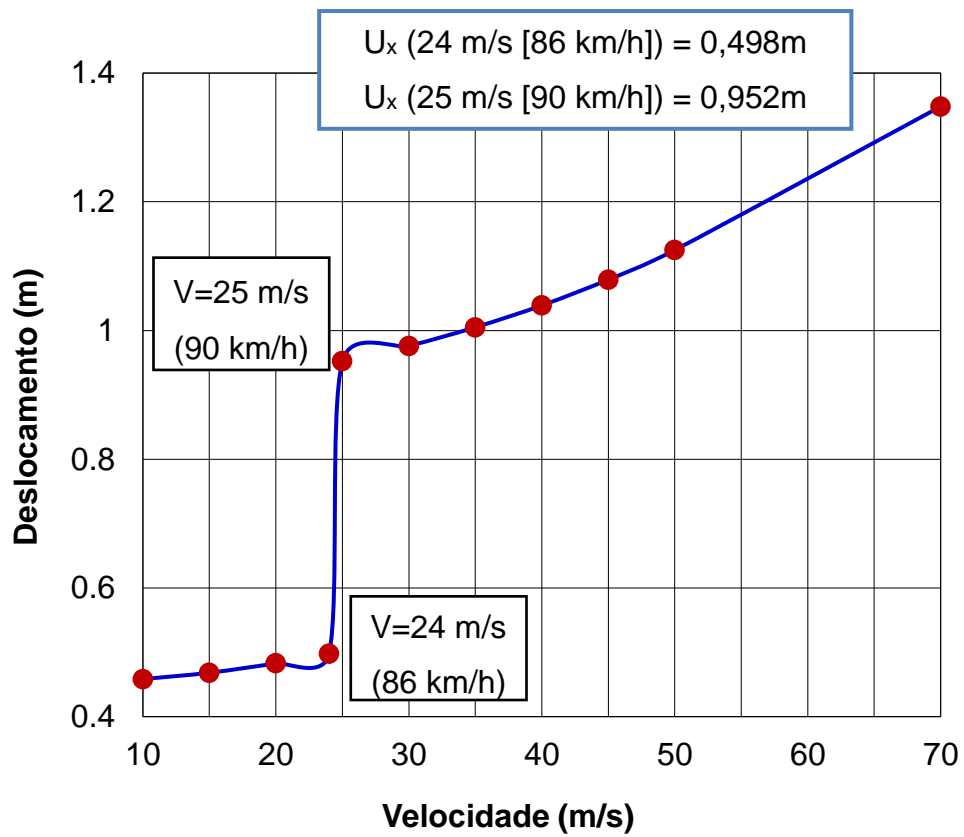


Figura 27 – Deslocamentos translacionais máximos para todos os perfis de velocidades estudados.

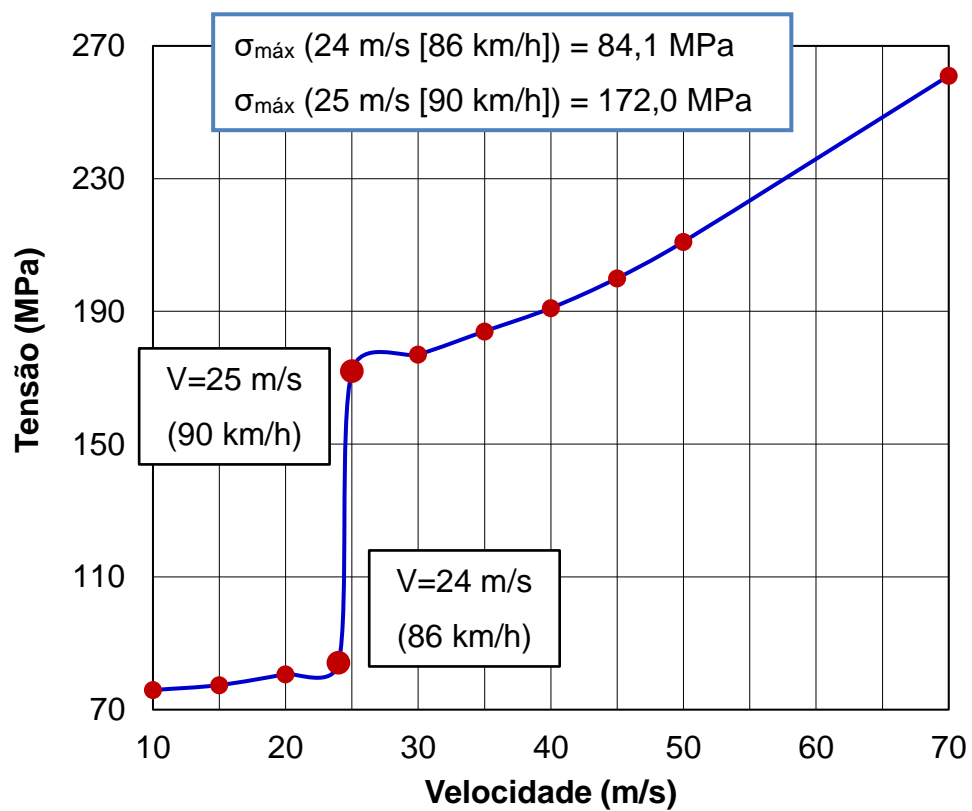


Figura 28 – Tensão máxima de von Mises para todos os perfis de velocidades estudados.

Este capítulo apresentou a análise estática da torre eólica em estudo para todos os perfis de velocidades estudados: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Para estas análises foi utilizado o método simplificado proposto pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para obtenção dos deslocamentos translacionais máximos, no topo da torre ($h=76,15$ m) e as tensões máximas de von Mises que ocorrem na abertura da porta de acesso à torre.

8 ANÁLISE TRANSIENTE

O presente capítulo tem como intuito apresentar o comportamento da torre eólica quando submetida às cargas dinâmicas não determinísticas do vento. Para tal, foram obtidos os valores dos deslocamentos máximos na fase permanente da resposta dinâmica para cada velocidade estudada: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h), utilizando séries de carregamentos aleatórias. Analisam-se os resultados obtidos no modelo numérico através do programa ANSYS (2015). É realizado um tratamento estatístico dos resultados obtidos tanto para os deslocamentos translacionais máximos, quanto para as tensões máximas de von Mises, de cada série de carregamento para cada velocidade estudada, para assim proceder-se da série que melhor representa o valor característico. Ao final, é realizada uma comparação dos resultados obtidos dos deslocamentos estáticos e dinâmicos e as tensões máximas de von Mises com normas de projetos correntes.

Para representar o carregamento não determinístico do vento e a resposta estrutural dinâmica desta dissertação serão apresentadas apenas as velocidades de 24 m/s (86,9 km/h), 25 m/s (90 km/h), pois representam as velocidades de transição do rotor do modo operacional para o modo de sobrevivência, e a velocidade de 30 m/s (108 km/h), pois trata-se da velocidade bastante incidente no Brasil, indicado nas isopletas do vento na NBR 6123 (ABNT, 1988). Ao final de cada item será apresentada uma tabela resumo com os valores de cada perfil de velocidade.

8.1 Carregamento não determinístico do vento

O sentido de aplicação da carga foi definido de maneira análoga ao sentido de aplicação da análise estática presente no capítulo 7 desta dissertação. Foi utilizado o software MatLab (2016) para a geração das séries temporais de carregamento, onde uma rotina foi elaborada. Os parâmetros utilizados para a entrada de dados e geração das séries são os mesmos definidos nas Tabelas 12 e 13 da análise estática. As Figuras 29, 30 e 31 apresentam a variação do carregamento dinâmico do vento ao longo do tempo, para as velocidades de 24 m/s

(86 km/h), 25 m/s (90 km/h), 30 m/s (108 km/h), geradas de acordo com a metodologia apresentada no capítulo 3 deste trabalho de pesquisa.

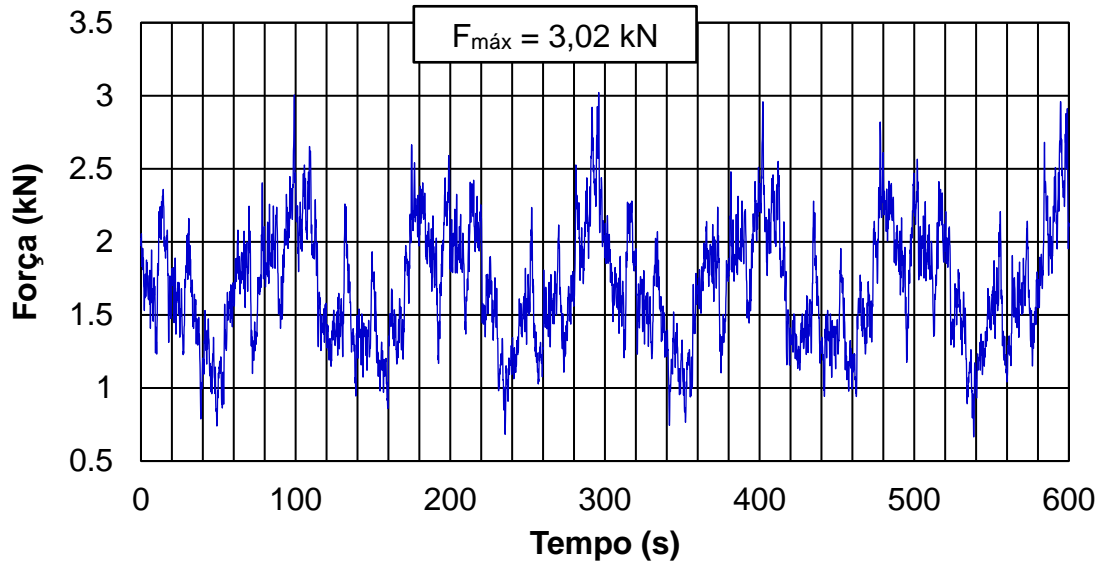


Figura 29 – Carga não determinística do vento no domínio do tempo para $V_0 = 24$ m/s.

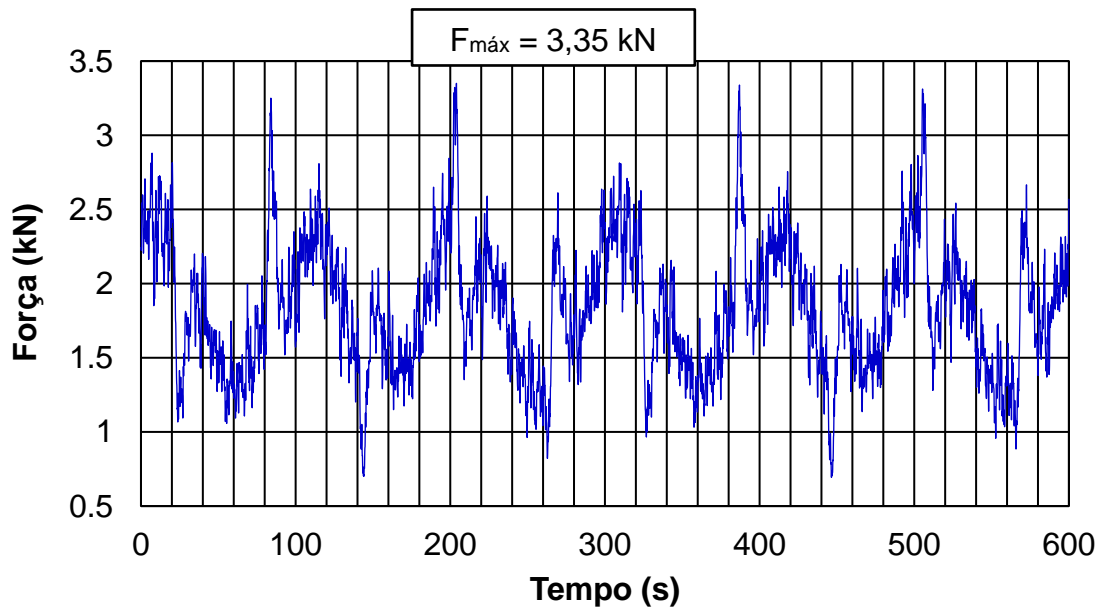


Figura 30 – Carga não determinística do vento no domínio do tempo para $V_0 = 25$ m/s.

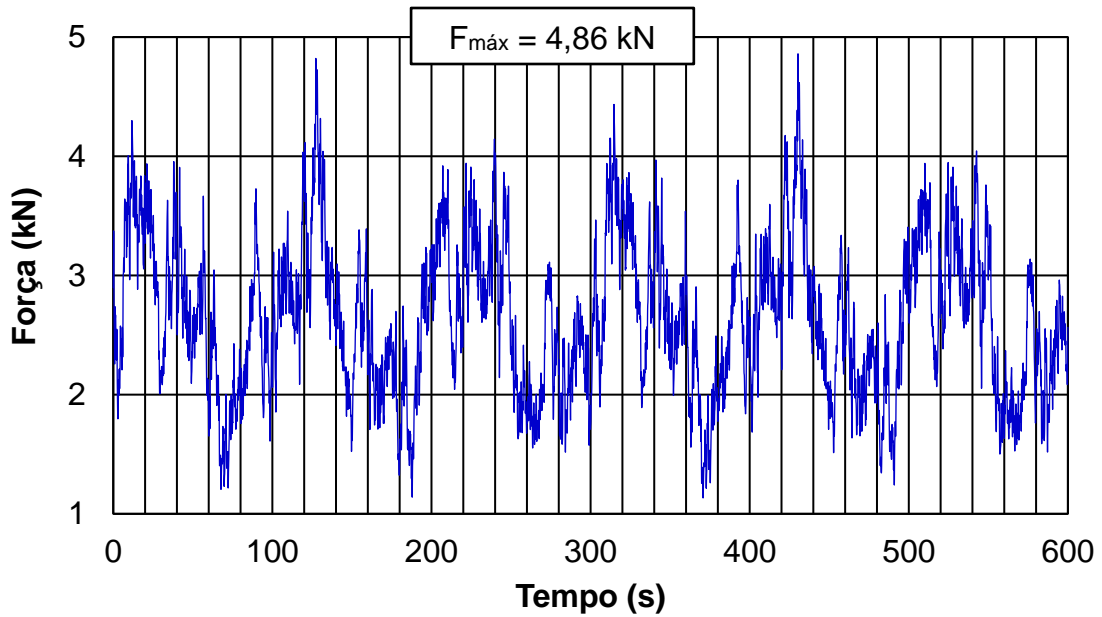


Figura 31 – Carga não determinística do vento no domínio do tempo para $V_0 = 30 \text{ m/s}$.

Uma vez apresentadas as forças no domínio do tempo, a seguir são apresentadas as forças no domínio da frequência, para determinar em que faixa de frequência ocorre a maior parte da transferência de energia contida no sistema estudado. Os gráficos a seguir, representados pelas Figuras 32, 33 e 34, correlacionam a amplitude do carregamento do vento, obtidas através da transformada rápida de Fourier.

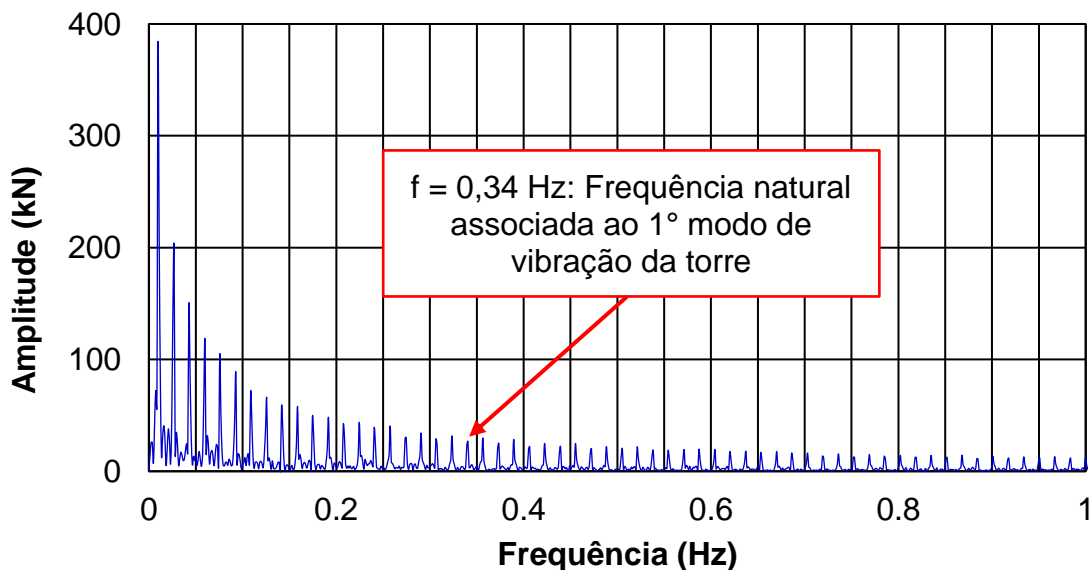


Figura 32 – Carga não determinística do vento no domínio da frequência para $V_0 = 24 \text{ m/s}$.

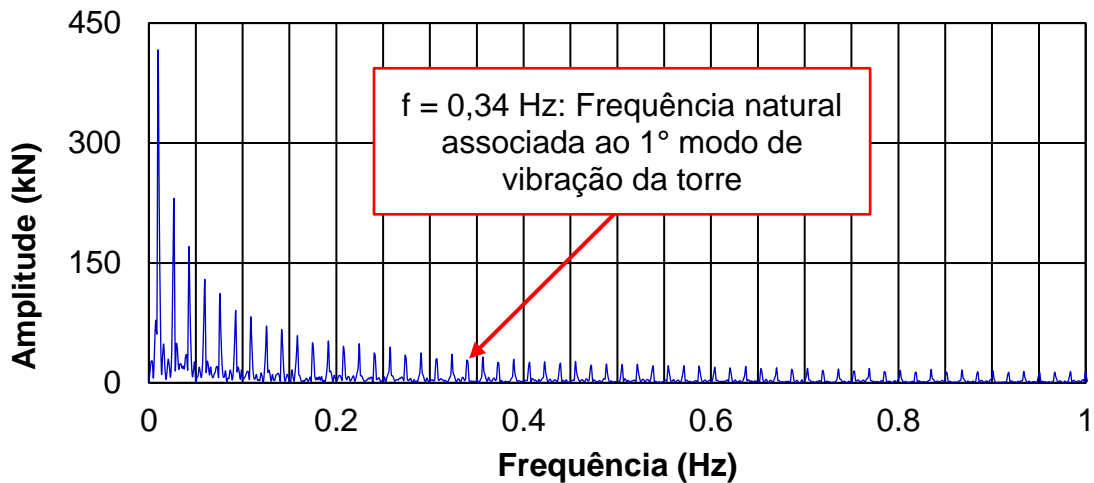


Figura 33 – Carga não determinística do vento no domínio da frequência para $V_0 = 25$ m/s.

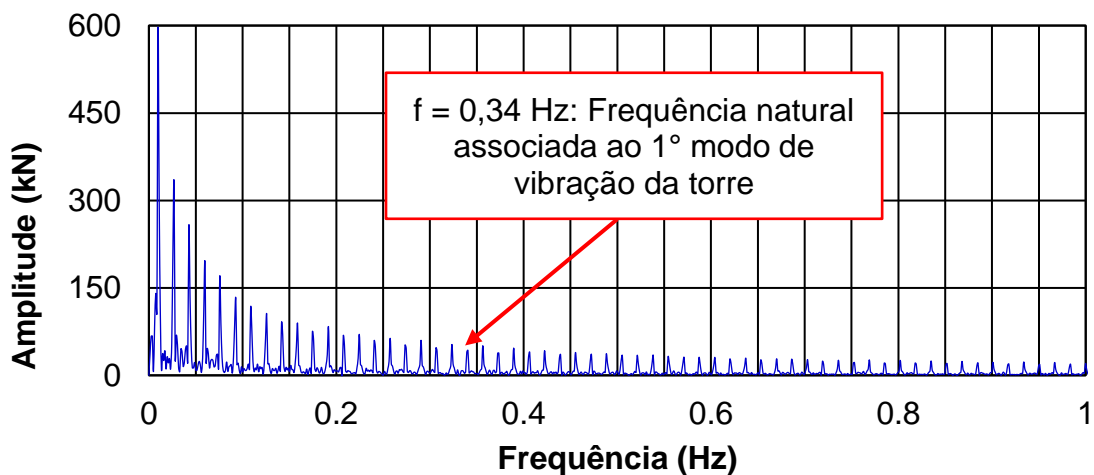


Figura 34 – Carga não determinística do vento no domínio da frequência para $V_0 = 30$ m/s.

Um ponto interessante de se notar é que a amplitude da carga do vento varia de acordo com a velocidade. Conforme esperado, com o aumento da velocidade do vento, maior será a quantidade de energia transmitida para o sistema estrutural.

8.2 Resposta estrutural dinâmica da torre eólica

A análise dinâmica não determinística foi realizada no modelo numérico desenvolvido, para cada perfil de velocidade estudado: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h), com o intuito de se obter a resposta da estrutura e verificar a dimensão

deste carregamento com as normas de projeto, avaliando também o comportamento da torre com relação à fadiga estrutural.

8.2.1 Tratamento estatístico dos resultados

Destaca-se que para as referidas análises dinâmicas, foram geradas 20 séries de carregamentos não aleatórios para cada perfil de velocidade de vento: 10 m/s, 15 m/s, 20 m/s, 24 m/s, 25 m/s, 30 m/s, 35 m/s, 40 m/s, 45 m/s, 50 m/s e 70 m/s. A escolha de 20 séries de carregamentos, foi baseada no trabalho realizado por Oliveira (2019), onde o autor realizou um estudo de convergência de dados para as velocidades de 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s, obtendo a convergência destes valores com 20 séries de carregamentos. A Figura 35 apresenta o resultado desse estudo.

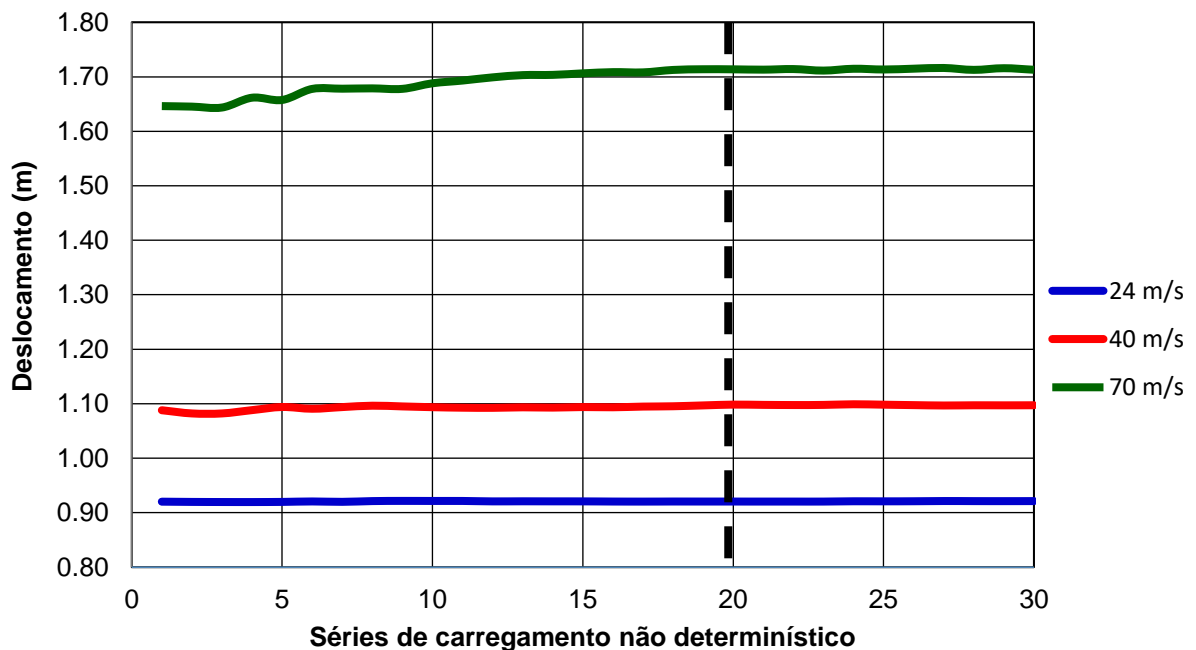


Figura 35 – Verificação da convergência dos valores, adaptado (Oliveira, 2019).

No desenvolvimento das séries de carregamentos, foi elaborada uma rotina no software MatLab (2017). Com o intuito de se obter um modelo numérico mais confiável para utilização da ação não determinística do vento, foi necessária a realização de um tratamento estatístico adequado dos resultados. Assim, é possível obter valores característicos das respostas com um grau de confiabilidade de 95%, através da metodologia apresentada no capítulo 3 deste trabalho de pesquisa.

É realizado a determinação dos valores característicos dos resultados em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de von Mises. As Tabela 18 e 19 apresentam os resultados em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de von Mises para as velocidades de 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 30 m/s (108 km/h). No final de cada tabela também é apresentado o valor característico.

Tabela 18 – $U_{\text{máx}}$ para V_0 : 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 30 m/s (108 km/h).

Séries	Velocidade básica do vento		
	24 m/s (86 km/h)	25 m/s (90 km/h)	30 m/s (108 km/h)
1	0,520	0,957	1,003
2	0,522	0,956	0,994
3	0,515	0,957	1,012
4	0,520	0,960	1,024
5	0,515	0,948	1,009
6	0,517	0,959	0,993
7	0,527	0,951	1,001
8	0,517	0,951	1,007
9	0,516	0,959	1,000
10	0,512	0,955	1,013
11	0,520	0,952	0,998
12	0,525	0,950	1,004
13	0,515	0,949	1,010
14	0,512	0,957	0,998
15	0,523	0,953	1,002
16	0,523	0,961	0,992
17	0,515	0,953	1,006
18	0,513	0,949	1,010
19	0,517	0,961	1,003
20	0,516	0,958	1,002
Média	0,518	0,955	1,004
Desvio Padrão	0,004	0,004	0,008
$U_{95\%}$ (m)	0,525	0,962	1,017

Tabela 19 – $\sigma_{\text{máx}}$ para V_0 : 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 30 m/s (108 km/h).

Séries	Velocidade básica do vento		
	24 m/s (86 km/h)	25 m/s (90 km/h)	30 m/s (108 km/h)
1	77,44	146,78	148,80
2	72,81	141,24	146,07
3	73,28	141,23	150,57
4	77,29	147,08	151,07
5	71,64	142,78	153,33
6	74,45	141,65	150,75
7	71,40	143,36	146,82
8	76,28	145,34	149,85
9	76,27	146,92	146,83
10	72,59	143,89	154,90
11	69,08	141,99	153,37
12	74,35	146,07	150,23
13	75,83	145,78	153,65
14	71,08	141,01	153,40
15	69,32	141,18	148,11
16	76,47	144,96	152,51
17	76,61	146,45	154,25
18	69,72	145,54	150,71
19	76,21	141,65	153,45
20	76,34	145,17	150,28
Média	73,92	144,00	150,95
Desvio Padrão	2,80	2,24	2,64
$\sigma_{95\%}$ (MPa)	78,54	147,69	155,31

A Tabela 20 apresenta de forma resumida os valores característicos tanto para os deslocamentos translacionais máximos, quanto para a tensão máxima de von Mises para cada perfil de velocidade estudado. É interessante notar o “salto” nos valores dos deslocamentos e na tensão no trecho entre as velocidades de 24 m/s e 25 m/s, exatamente como ocorre na análise estática, isso acontece devido à faixa de

transição das cargas do rotor do modo operacional para o modo de sobrevivência. Outro ponto importante é que estas cargas estáticas geradas pelo rotor também exercem grande influência na análise dinâmica.

Tabela 20 – Resumo dos valores característicos de deslocamentos e tensões máximas.

Velocidade básica (m/s)	$U_{95\%}$ (m)	$\sigma_{95\%}$ (MPa)
10	0,442	63,48
15	0,463	66,82
20	0,491	72,26
24	0,525	78,54
25	0,962	147,69
30	1,017	155,31
35	1,078	165,95
40	1,151	179,64
45	1,242	195,04
50	1,322	210,78
70	1,800	292,87

8.2.2 Análise do comportamento da resposta estrutural dinâmica

Em seguida são apresentados nas Figuras 36 e 37, respectivamente, os deslocamentos translacionais horizontal máximo no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre ($h=76,15$ m). Logo em seguida, é representado nas Figuras 38 e 39 a tensão máxima de von Mises no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorre na porta de passagem. Ambos as respostas são para a velocidade de 24 m/s (86 km/h).

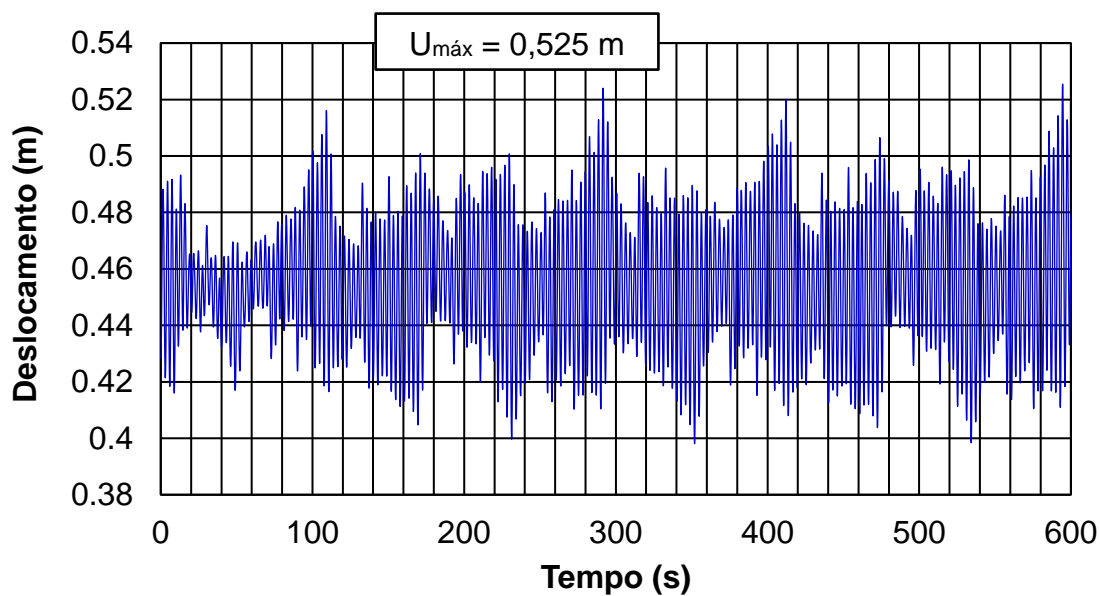


Figura 36 – Deslocamentos no domínio do tempo em $h=76,15$ m e $V_0=24$ m/s.

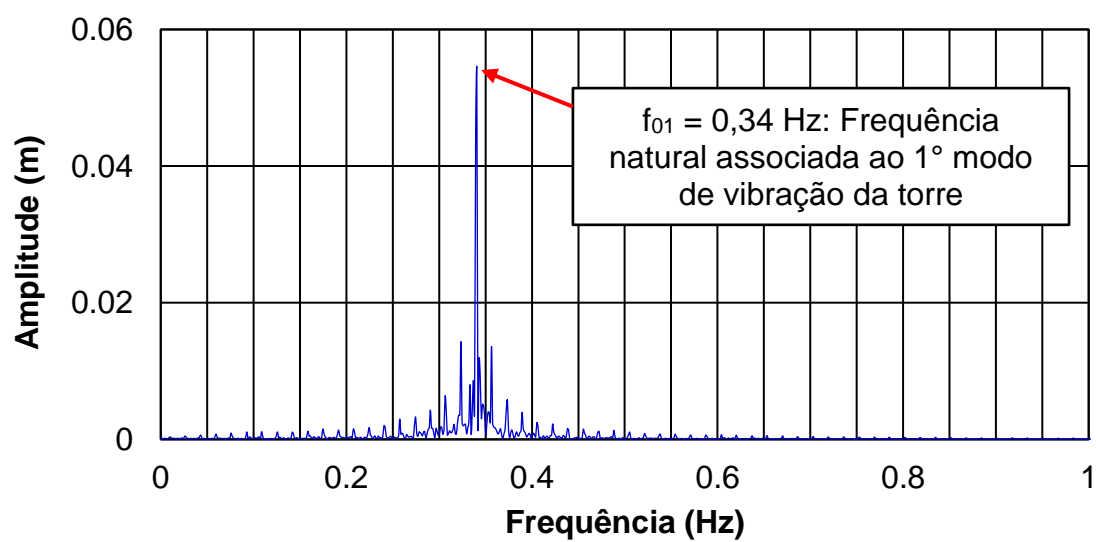


Figura 37 – Amplitude dos deslocamentos em $h=76,15$ m e $V_0=24$ m/s.

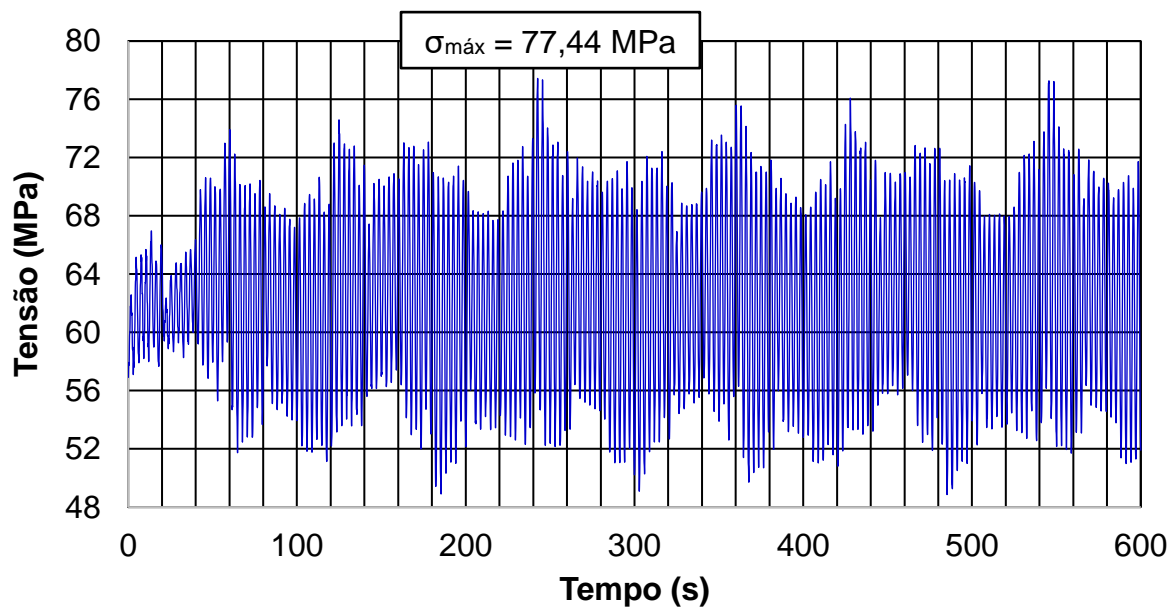


Figura 38 – Tensão máxima de von Mises no domínio do tempo para $V_0=24 \text{ m/s}$.

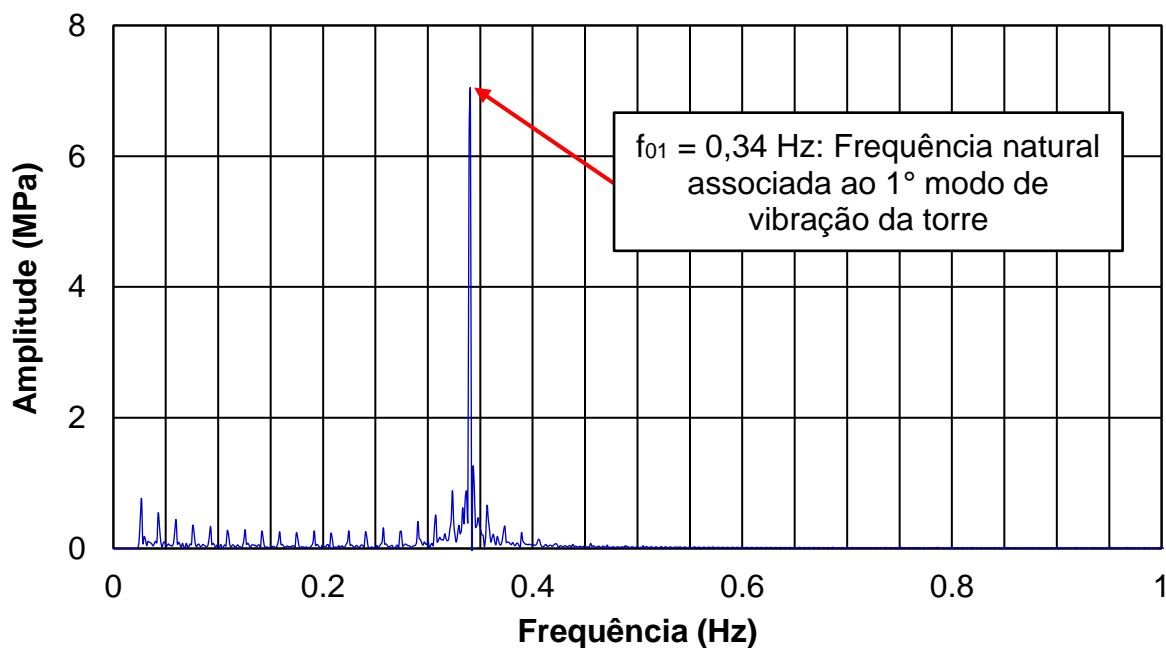


Figura 39 – Amplitude da tensão máxima de von Mises para $V_0=24 \text{ m/s}$.

A série utilizada para ilustrar os exemplos das figuras anteriores foi a série 12 para o deslocamento translacional, e a série 1 para a tensão máxima de von Mises. Essas séries possuem os valores de deslocamento translacional horizontal máximo igual a 0,525 m e tensão máxima de von Mises igual a 77,44 MPa, estes valores são

os mais próximos do valor característico (Tabela 20). É importante notar que a maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,34 Hz, em ambos os gráficos, que é justamente a primeira frequência natural do modelo estrutural.

As Figuras 40 e 41 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais horizontais máximos no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre ($h=76,15$ m). Logo em seguida, é representado nas Figuras 42 e 43 a tensão máxima de von Mises no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorre na porta de passagem. Ambos as respostas são para a velocidade de 25 m/s (90 km/h).

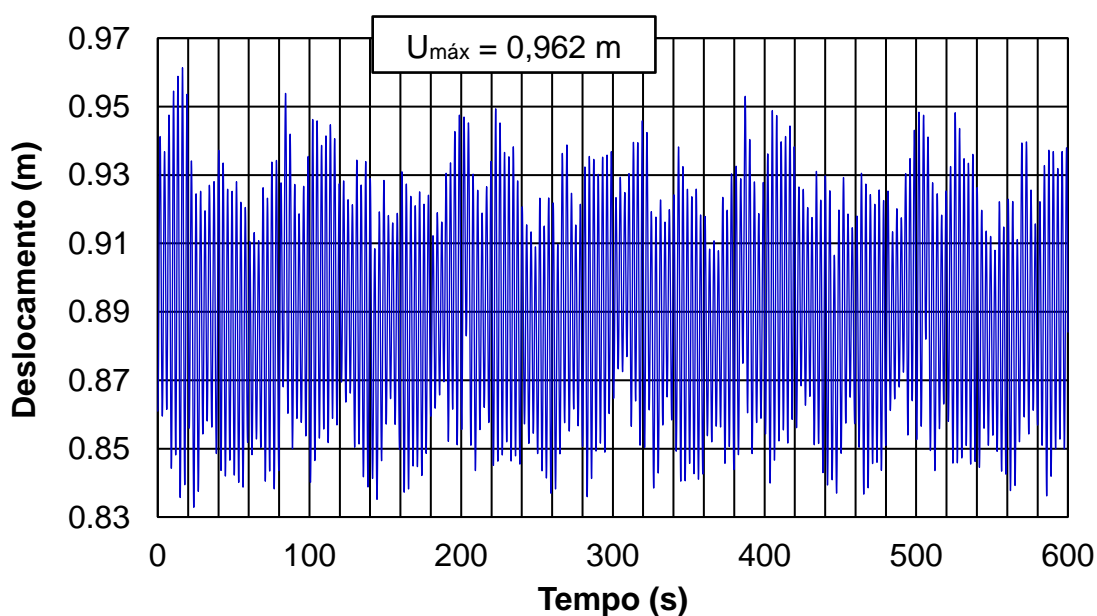


Figura 40 – Deslocamentos no domínio do tempo em $h=76,15$ m e $V_0=25$ m/s.

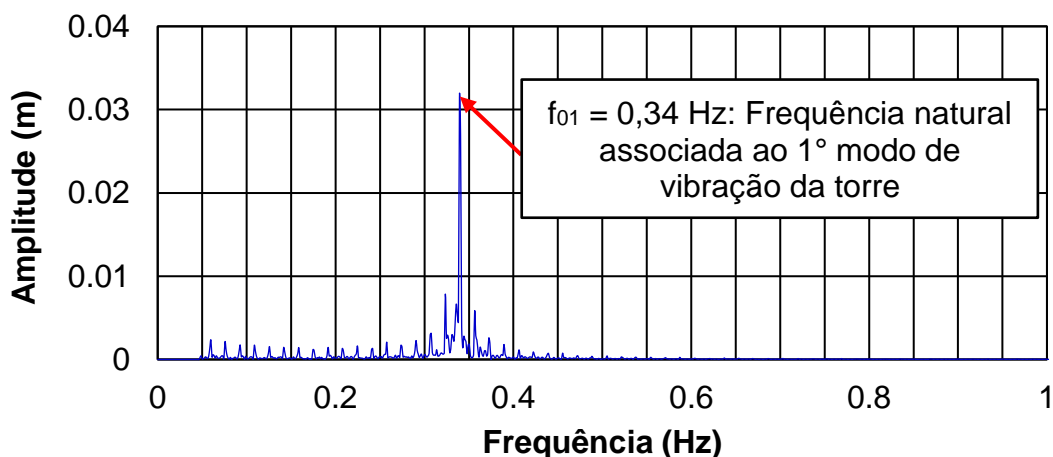


Figura 41 – Amplitude dos deslocamentos em $h=76,15$ m e $V_0=25$ m/s.

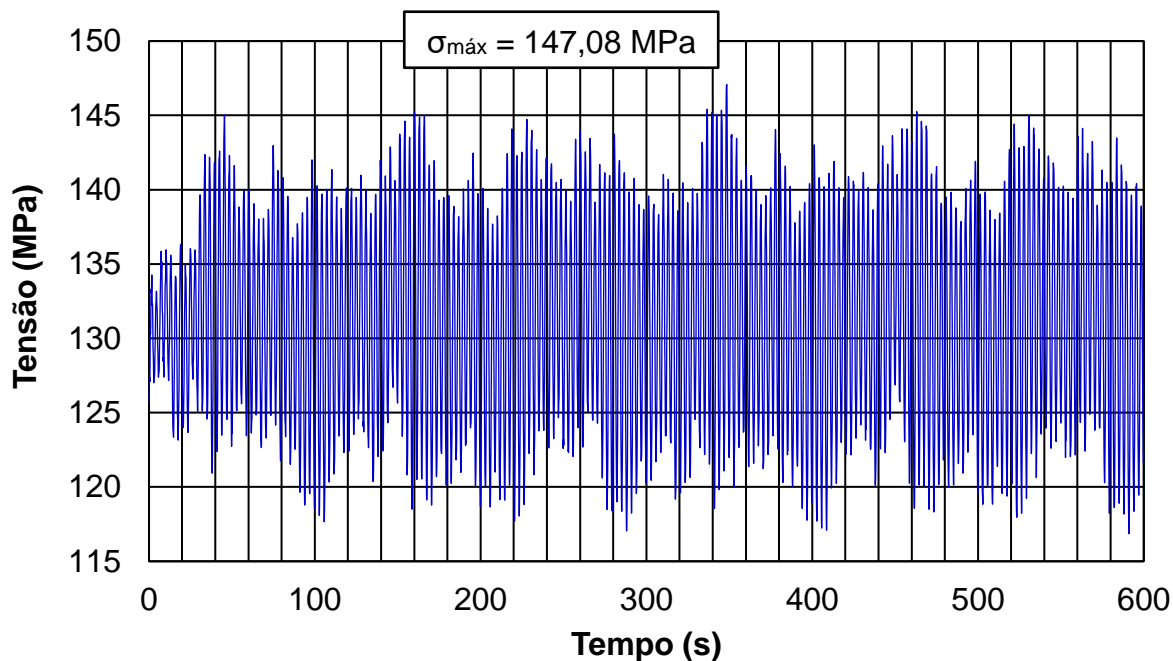


Figura 42 – Tensão máxima de von Mises no domínio do tempo para $V_0=25 \text{ m/s}$.

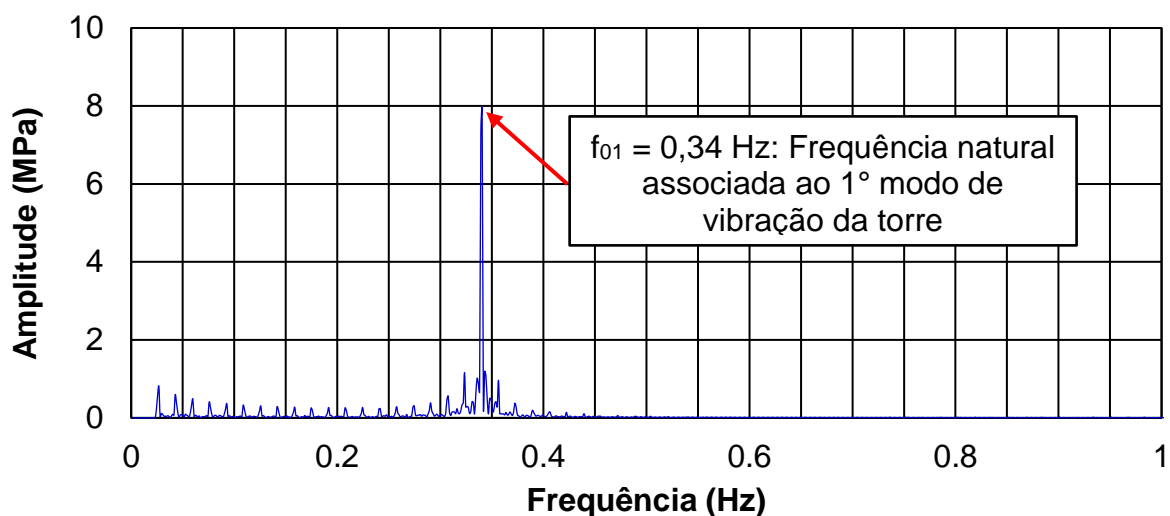


Figura 43 – Amplitude da tensão máxima de von Mises para $V_0=25 \text{ m/s}$.

A série utilizada para ilustrar os exemplos das figuras anteriores foi a série 16 para o deslocamento translacional, e a série 4 para a tensão máxima de von Mises. Essas séries possuem os valores de deslocamento translacional horizontal máximo igual a 0,962 m e tensão máxima de von Mises igual a 147,08 MPa, estes valores são os mais próximos do valor característico (Tabela 20). É importante notar que a

maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,34 Hz, em ambos os gráficos, que é justamente a primeira frequência natural do modelo estrutural.

As Figuras 44 e 45 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais horizontais máximos no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre ($h=76,15$ m). Logo em seguida, é representado nas Figuras 46 e 47 a tensão máxima de von Mises no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorre na porta de passagem. Ambas as respostas são para a velocidade de 30 m/s (108 km/h).

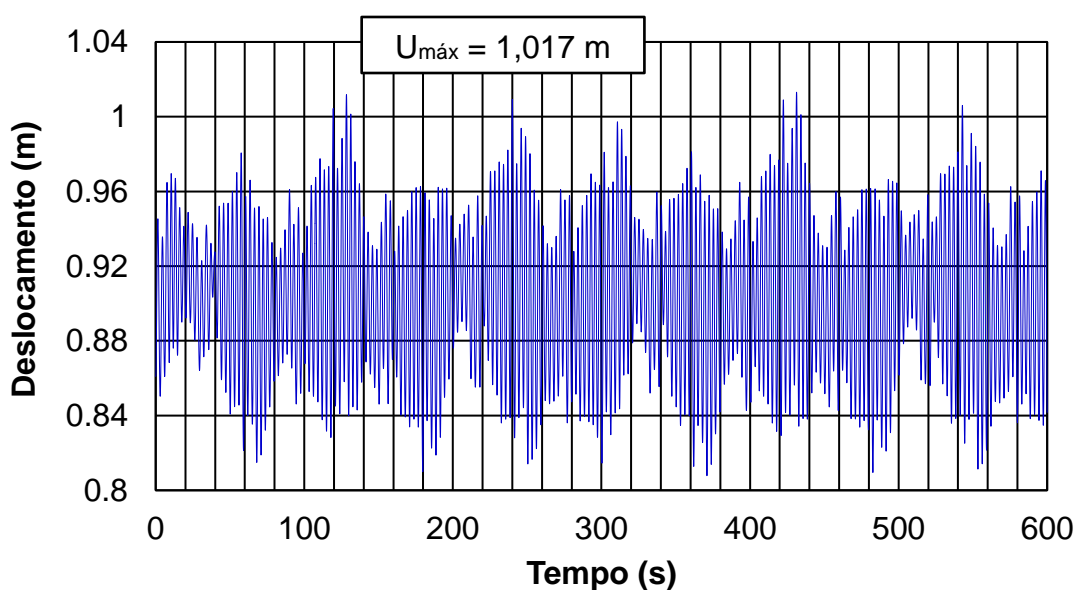


Figura 44 – Deslocamentos no domínio do tempo em $h=76,15$ m e $V_0=30$ m/s.

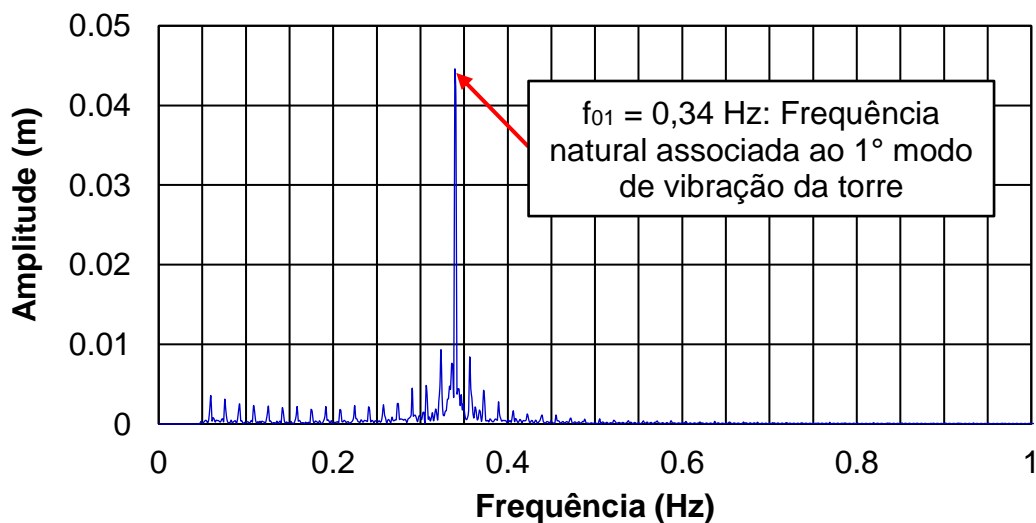


Figura 45 – Amplitude dos deslocamentos em $h=76,15$ m e $V_0=30$ m/s.

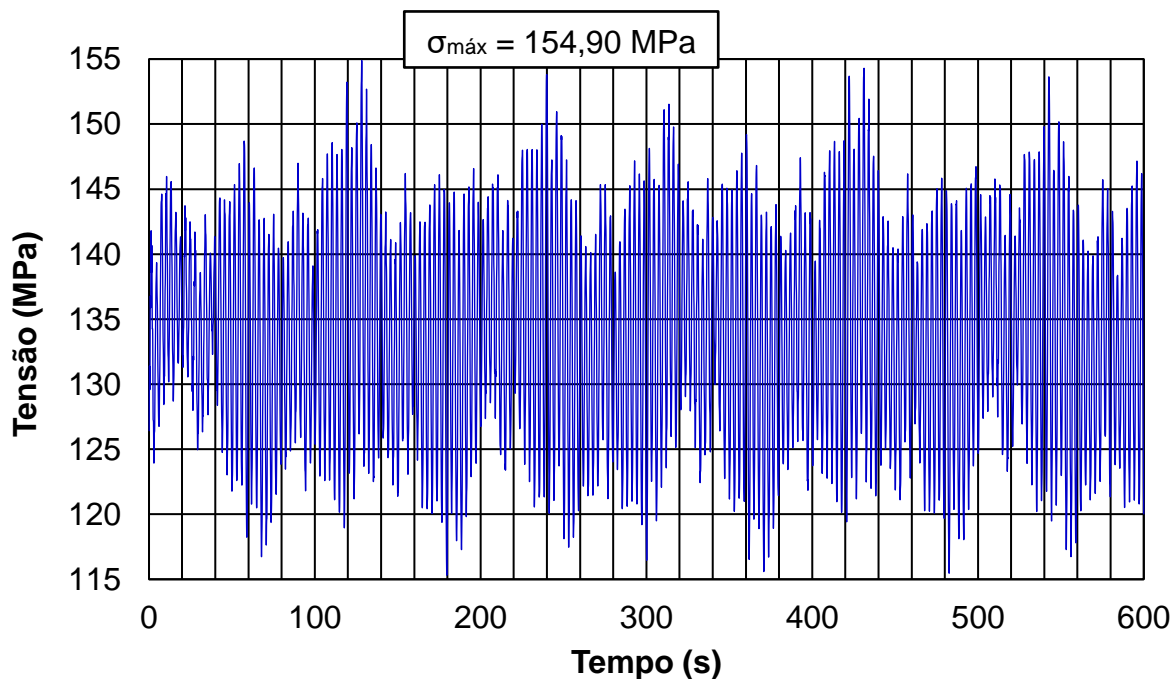


Figura 46 – Tensão máxima de von Mises no domínio do tempo para $V_0=30 \text{ m/s}$.

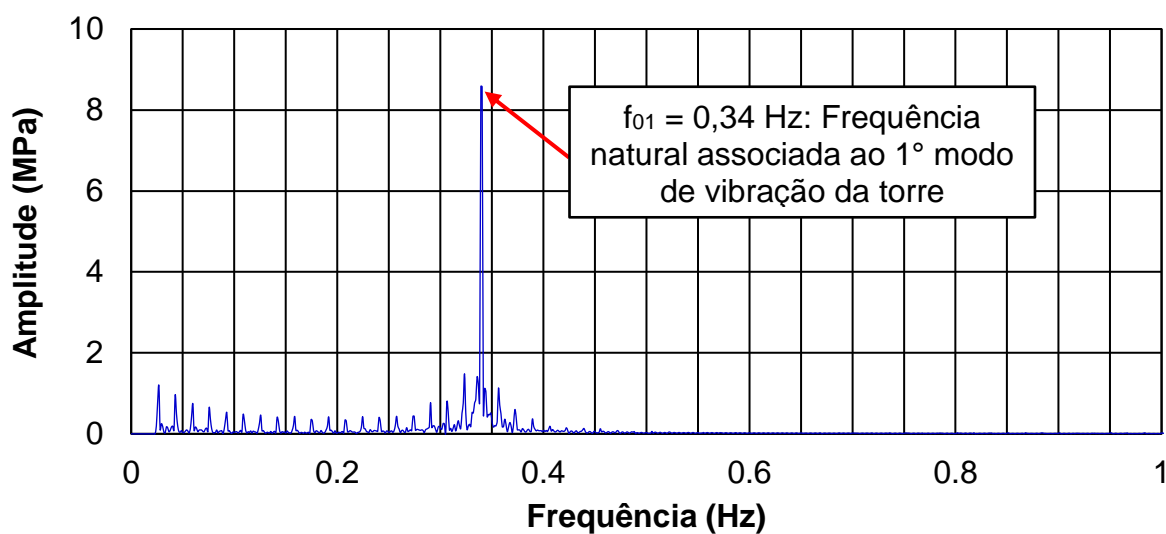


Figura 47 – Amplitude da tensão máxima de von Mises para $V_0=30 \text{ m/s}$.

A série utilizada para ilustrar os exemplos das figuras anteriores foi a série 10 para o deslocamento translacional horizontal máximo, e a série 10 para a tensão máxima de von Mises. Essas séries possuem os valores de deslocamento translacional horizontal máximo igual a 1,017 m e tensão máxima de von Mises igual a 154,90 MPa, estes valores são os mais próximos do valor característico (Tabela

20). É importante notar que a maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,34 Hz, em ambos os gráficos, que é justamente a primeira frequência natural do modelo estrutural. Em seguida, as Figuras 48 e 49 apresentam, respectivamente, o deslocamento translacional horizontal máximo no topo da torre ($h=76,15$ m) e as tensões máximas de von Mises na porta de acesso da torre, para todos os perfis de velocidade estudados: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h), posteriormente a Tabela 21 aponta estes resultados quantitativamente.

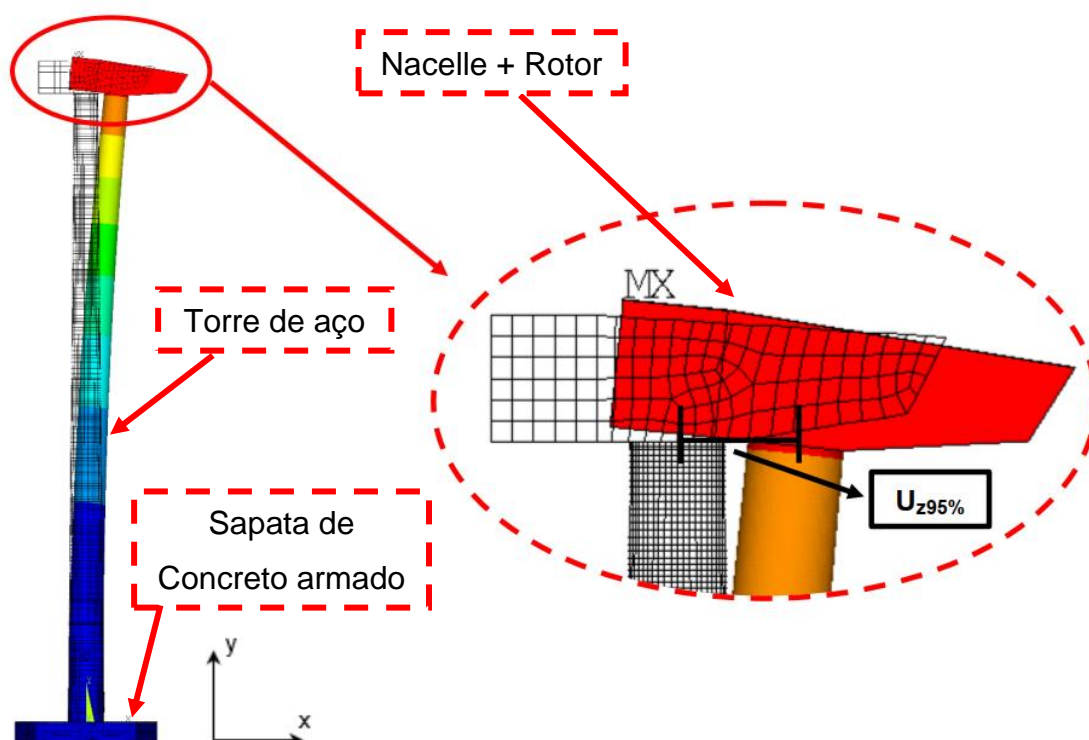


Figura 48 – Deslocamento translacional máximo em $h=76,15$ m.

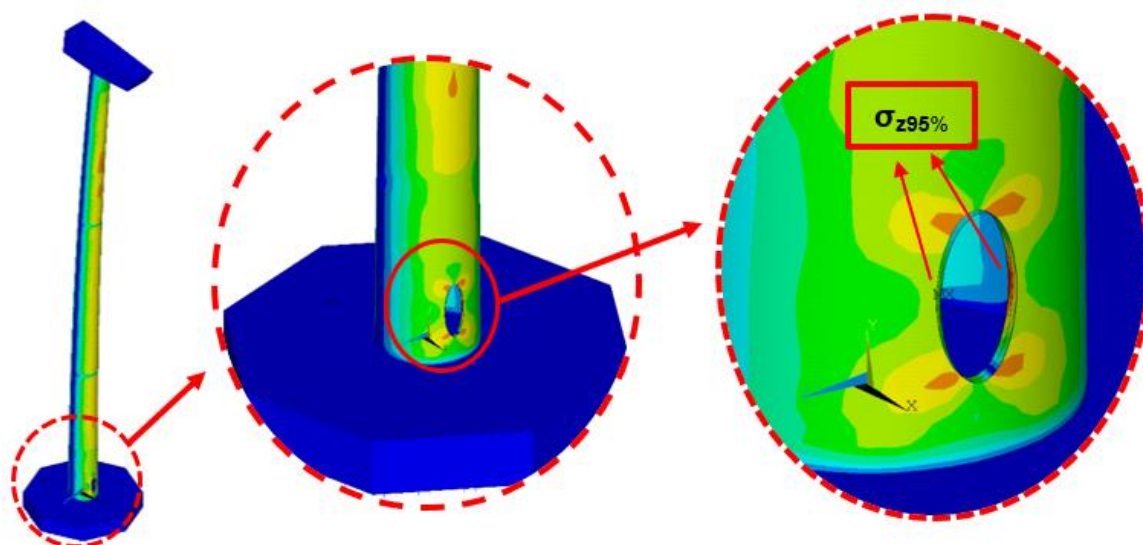


Figura 49 – Tensão máxima de von Mises (Oliveira, 2019).

A Tabela 21 apresenta de forma resumida os resultados das análises dinâmicas tanto para os deslocamentos translacionais máximos, quanto para a tensão máxima de von Mises para todas as velocidades aqui estudadas. É interessante notar o “salto” nos valores dos deslocamentos e na tensão no trecho entre as velocidades de 24 m/s e 25 m/s, exatamente como ocorre na análise estática, isso acontece devido à faixa de transição das cargas do rotor do modo operacional para o modo de sobrevivência.

Tabela 21 – Valores máximos médios para todas as velocidades estudadas.

V_0 (m/s)	$U_{\text{máx}}$ (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ de von Mises (MPa)
10	0,442	63,48
15	0,463	66,82
20	0,491	71,46
24	0,525	77,44
25	0,962	147,08
30	1,017	154,90
35	1,078	165,45
40	1,151	178,64
45	1,242	197,79
50	1,322	210,99
70	1,800	294,94

8.3 Comparação dos resultados com normas de projetos

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) não possui para a consulta, nenhum limite permitido ou de segurança para torres eólicas. Porém, a NBR 8800 (ABNT, 2008), norma de dimensionamento para estruturas de aço e mistas, apresenta a resistência de cálculo f_d de uma estrutura metálica, podendo ser obtida pela Equação (37):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (37)$$

Onde:

f_d : tensão solicitante;

f_k : tensão característica do aço (355 MPa);

γ_m : coeficiente de ponderação de resistência (1,1);

O EUROCODE 3 (2006) apresenta uma metodologia para a verificação do estado limite de utilização de torres metálicas correntes, levando em consideração o deslocamento máximo permitido no topo dessas estruturas, essa verificação é expressa pela Equação (38):

$$\delta_{\text{máx}} = h/50 \quad (38)$$

Onde:

$\delta_{\text{máx}}$: deslocamento máximo permitido no topo da torre;

h: ponto onde ocorre o deslocamento máximo (topo da torre, h=76,15 m);

Além destas duas verificações, o IEC 61400-2 (2006), corresponde a uma norma específica para estruturas de torres eólicas, apresenta algumas recomendações visando à segurança da estrutura. Na parte de análise dos estados limites, ela determina que o estado limite último deve obedecer aos critérios estabelecidos pela Equação (39):

$$\sigma_d \leq \frac{f_k}{\gamma_m \gamma_f} \quad (39)$$

Onde:

σ_d : tensão solicitante de projeto;

f_k : tensão característica do material (355 MPa);

γ_m : coeficiente ligado às características do material (1,1);

γ_f : coeficiente ligado às incertezas de estimativas das cargas atuantes (1,35);

A Tabela 22, apresenta os resultados obtidos em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de von Mises, juntamente com os critérios limites para deslocamentos máximos apresentado pelo EUROCODE 3 (2006) e a tensão limite de utilização estabelecido pelo IEC 61400-2 (2006).

Tabela 22 – Resumo dos valores característicos de deslocamentos translacionais máximos e tensão máxima de von Mises e limites estabelecidos pelas normas.

Velocidade básica (m/s)	$U_{95\%}$ (m)	$\sigma_{95\%}$ de von Mises (MPa)	$\delta_{\text{máx}}$ (m)	σ_d (MPa)
10	0,442	63,48	1,523	239,06
15	0,463	66,82		
20	0,491	71,46		
24	0,525	77,44		
25	0,962	147,08		
30	1,017	154,9		
35	1,078	165,45		
40	1,151	178,64		
45	1,242	197,79		
50	1,322	210,99		
70	1,800	294,94		

As Figuras 50 e 51 apresentam graficamente os resultados das análises dinâmicas tanto para os deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de von Mises para todas as velocidades estudadas, e os respectivos limites de projetos.

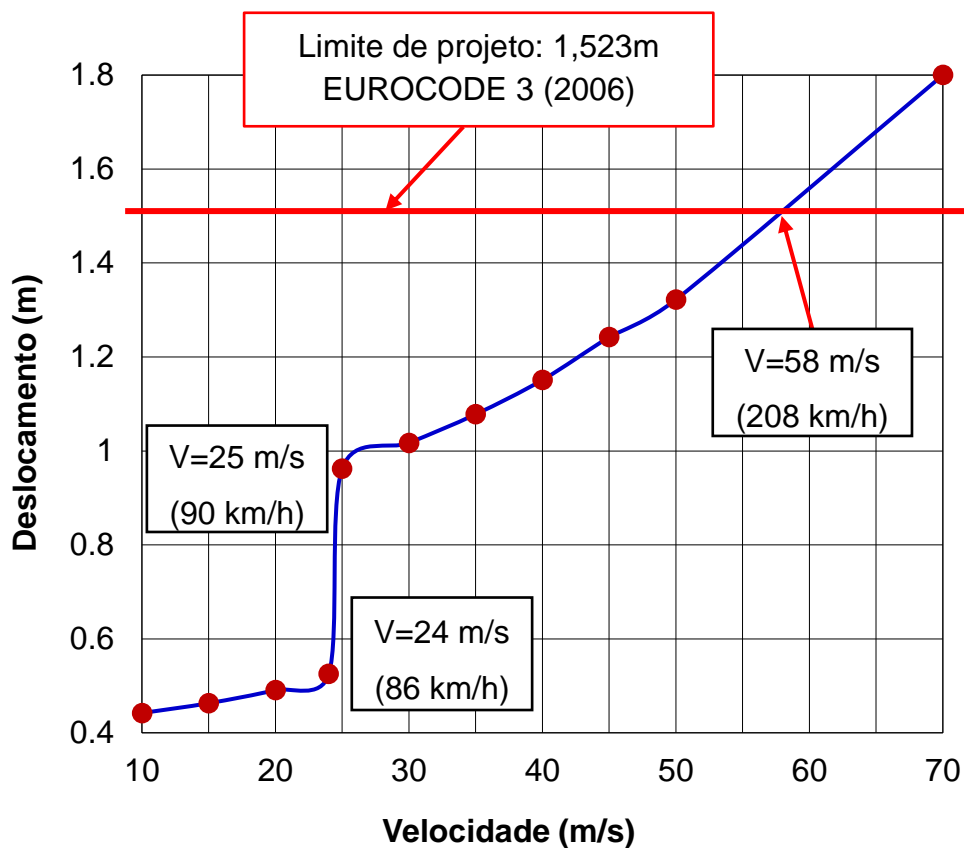


Figura 50 – Resultados dos deslocamentos máximos ao longo das velocidades.

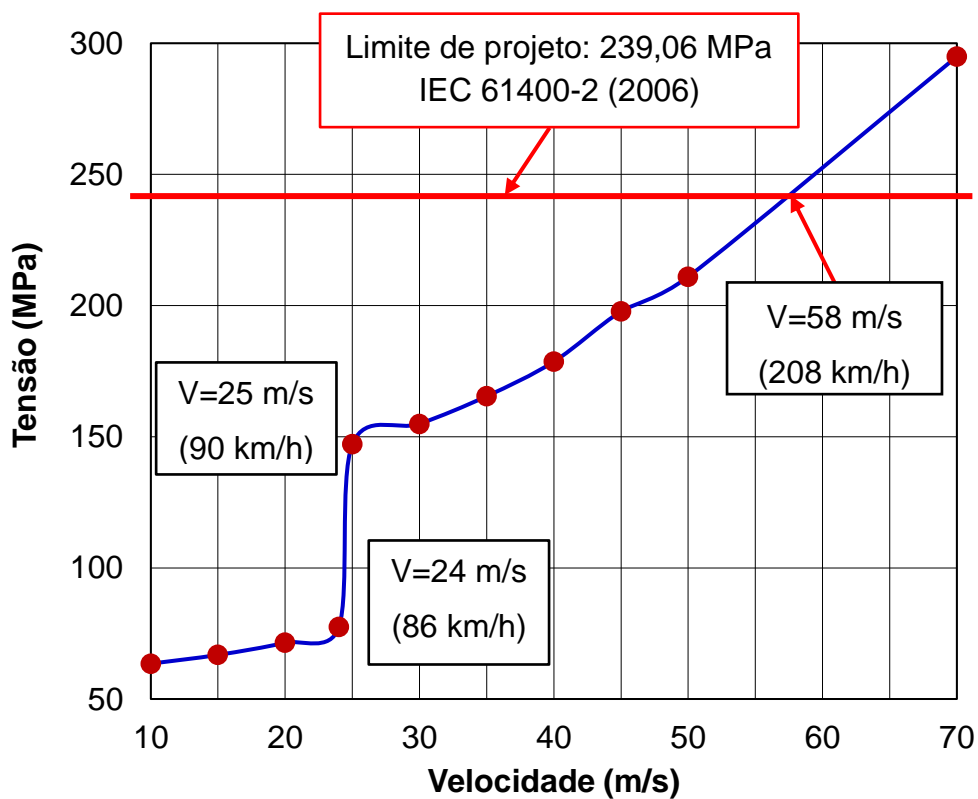


Figura 51 – Resultados das tensões máxima de von Mises ao longo das velocidades.

Com base nas análises dos resultados apresentados nas Figuras 50 e 51, verifica-se que os deslocamentos translacionais horizontais máximos e a tensão máxima de von Mises para a faixa de velocidade de 10 m/s (36 km/h) até 57 m/s (205 km/h) atendem os valores limites estabelecidos pelas normas de projeto do EUROCODE 3 (2006) e IEC 61400-2 (2006). Valores superiores a 58 m/s (208 km/h) não atendem esses critérios, como era de se esperar, os resultados obtidos na análise estática também são superiores. Cabe ressaltar que para as velocidades de projeto corriqueiras em regiões do território brasileiro, entre 30 m/s e 35 m/s a estrutura atende os critérios definidos pelas normas.

Este capítulo apresentou a metodologia utilizada para obtenção do carregamento não determinístico do vento para as séries de carregamento, como também a resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensão máxima de von Mises, tanto no regime no tempo, quanto no domínio da frequência, todas as respostas obtidas tiveram como ponto de amplitude máxima o valor de 0,34 Hz, que é justamente a primeira frequência natural da estrutura em estudo. No final são apresentadas algumas normas de projeto e realizadas as comparações dos resultados com estes critérios.

9 ANÁLISE À FADIGA

No capítulo anterior foram apresentados os resultados obtidos em todas as análises propostas nesta dissertação. Assim, neste capítulo os valores obtidos anteriormente são utilizados para a execução da análise da torre eólica quanto à fadiga.

9.1 Generalidades

Grande parte dos elementos estruturais de engenharia estão submetidos em serviço a carregamentos que se repetem ao longo do tempo, também denominados carregamentos cíclicos. O processo de alteração estrutural permanente, progressivo e/ou localizado, também caracterizado pela aparição e propagação de trincas, que ocorre em um material seguido de eventual perda de sua capacidade portante devido a esses carregamentos é denominado fadiga.

Estruturas submetidas a esforços repetidos, sendo eles ciclos de tensão ou deformação, estão suscetíveis ao fenômeno da fadiga. O carregamento não determinístico do vento submete a estrutura a ciclos de tensões, carregando e descarregando a torre, os gráficos apresentados no capítulo anterior apresentam com clareza este fenômeno.

Silva (2014) menciona que os diferentes tipos de carregamentos provocam diferentes tipos de ciclos de tensão, além de caracterizar como ciclos somente de tração, somente em compressão, alternados entre tração e compressão, ciclos com tensões repetidas, ciclos com tensão flutuante, e ciclos com características pulsativas, entre outros. Estes ciclos de tensão no tempo são divididos entre ciclos com amplitude constante e de amplitudes variáveis. A Figura 52 ilustra variações de tensões associadas a carregamentos com amplitude variável.

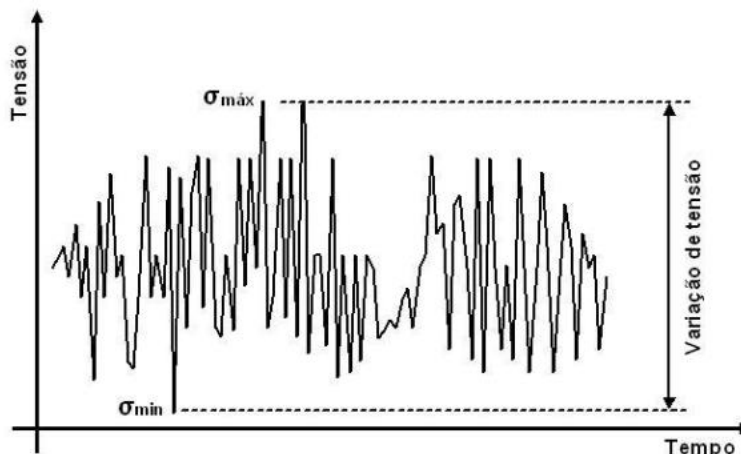


Figura 52 – Exemplo de tensão com amplitude variável e caráter aleatório (Silva, 2014).

Estas tensões com amplitude variável e caráter aleatório estão associadas a carregamentos aleatórios, como vento, tráfego de veículos, cargas hidrodinâmicas, entre outras. A faixa de variação de tensão é de suma importância para a verificação à fadiga de elementos estruturais. As normas de projeto, geralmente, levam em consideração esta faixa para o dimensionamento estrutural.

9.1.1 Formação de trincas por fadiga

O mecanismo da fadiga pode ser dividido em estágios: iniciação da trinca de fadiga, propagação dessa trinca e ruptura ou falha estrutural. A falha por fadiga sempre se inicia com uma microtrinca nucleada na superfície do material, visto que ali é a concentração de tensões máxima, onde os cristais dos metais são mais unidos, portanto, mais suscetíveis à ocorrência de deformação plástica sob tensão. Além disso, estas microtrincas podem existir no material antes mesmo de ser submetido a carregamentos externos, como resultados dos processos de soldagem, tratamento térmico ou conformação mecânica.

Devido a excitações repetidas, submetendo o elemento a variação de tensão repetidas, a trinca evolui até atingir proporções que condizem a ruptura final da estrutura, pois o componente estrutural não é mais capaz de suportar o carregamento aplicado.

9.1.2 Danos por fadiga

Quando um elemento estrutural é sujeito a um número de ciclos solicitantes inferior ao número necessário para causar a sua falha para essa solicitação, este material sofreu um dano, ou seja, teve uma perda de sua resistência. Estes danos por fadiga vão se acumulando até causar a falha estrutural.

Atualmente existem diversas teorias para modelos de danos acumulados por fadiga, o primeiro modelo de dano, mais simples e geralmente utilizado é o dano linear chamado de regra de Miner-Palmgreen ou regra de Miner. Essa metodologia tem como fundamento considerar o dano acumulado proporcional à energia absorvida pela estrutura. A Equação (40) demonstra a aplicação desta regra:

$$\sum D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \geq 1,0 \quad (40)$$

Onde:

D_i : taxa de dano acumulado;

k : número de diferentes níveis de tensão numa sequência específica de carregamento;

n : número de ciclos de tensão com certa amplitude;

N : número de ciclos de tensão necessários para ocorrer a falha;

A falha ocorre justamente quando o critério estabelecido na Equação (40) é atendido.

9.1.3 Método de contagem de ciclos

Em carregamentos complexos, com cargas variáveis, a identificação e contagem destes ciclos é uma tarefa difícil, para solucionar este problema, métodos de contagem de ciclos são empregados para reduzir o histórico do carregamento em uma série de eventos discretos. Dentre os diversos métodos propostos na literatura, um dos mais utilizados é o método do RainFlow.

O método, se faz necessário para a aplicação da regra de Miner para determinar o dano acumulado e, conseqüentemente, a estimativa de vida útil da estrutura. Este método é considerado como uma metodologia válida para contagem de ciclos segundo o EUROCODE 3 (2006), entre outras normas.

O método do Rainflow transforma o histórico de tensões em sequências de picos e vales. Este passo é necessário para que possam se formar meios ciclos de tensão com a combinação desses máximos e mínimos. O registro de tensões é representado na posição vertical, com o sentido do eixo do tempo voltado para baixo, conforme mostra a Figura 53. Este método recebe este nome, pois faz uma analogia do gráfico com a queda de uma gota e chuva ao longo de um telhado.

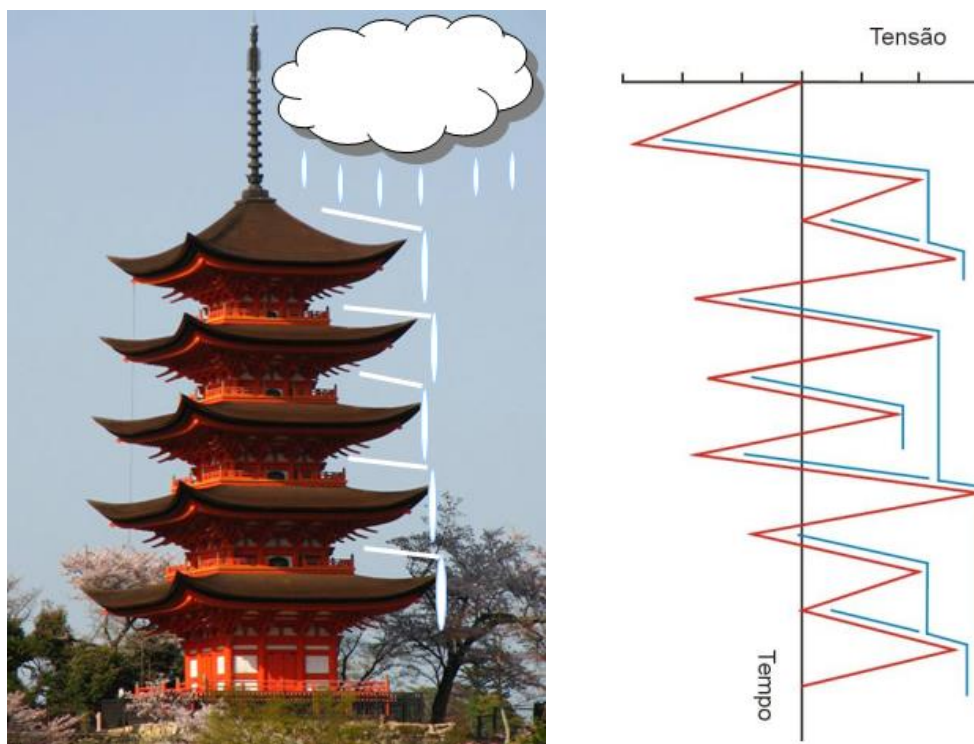


Figura 53 – Metodologia do fluxo da gota de chuva para picos e vales (Lage, 2008).

Existem basicamente três métodos mais utilizados para prever os danos causados por fadiga, a abordagem baseada em ciclos de tensão (curvas S-N), a baseada em ciclos de deformação (curvas ϵ -N) e a abordagem pela Mecânica da Fratura. No presente trabalho de pesquisa será utilizado a abordagem baseada em ciclos de tensão (curvas S-N).

9.1.4 Fadiga baseada em ciclos de tensões – Curva S-N

A metodologia S-N, denominada fadiga controlada por tensões cíclicas, é o método indicado para estimar a vida útil da estrutura quando as tensões estão dentro do regime elástico do material, e o número de ciclos para a falha estrutural é elevado.

Este método de análise compara o início das trincas por fadiga de estruturas reais com dados obtidos através de corpos de prova padronizados e ensaios de laboratório. Estes dados são organizados e representados através de gráficos, denominados curvas S-N (*stress – number of cycles*), em termos da amplitude de tensão em função do número de ciclos para a ruptura, a Figura 54 apresenta este gráfico.

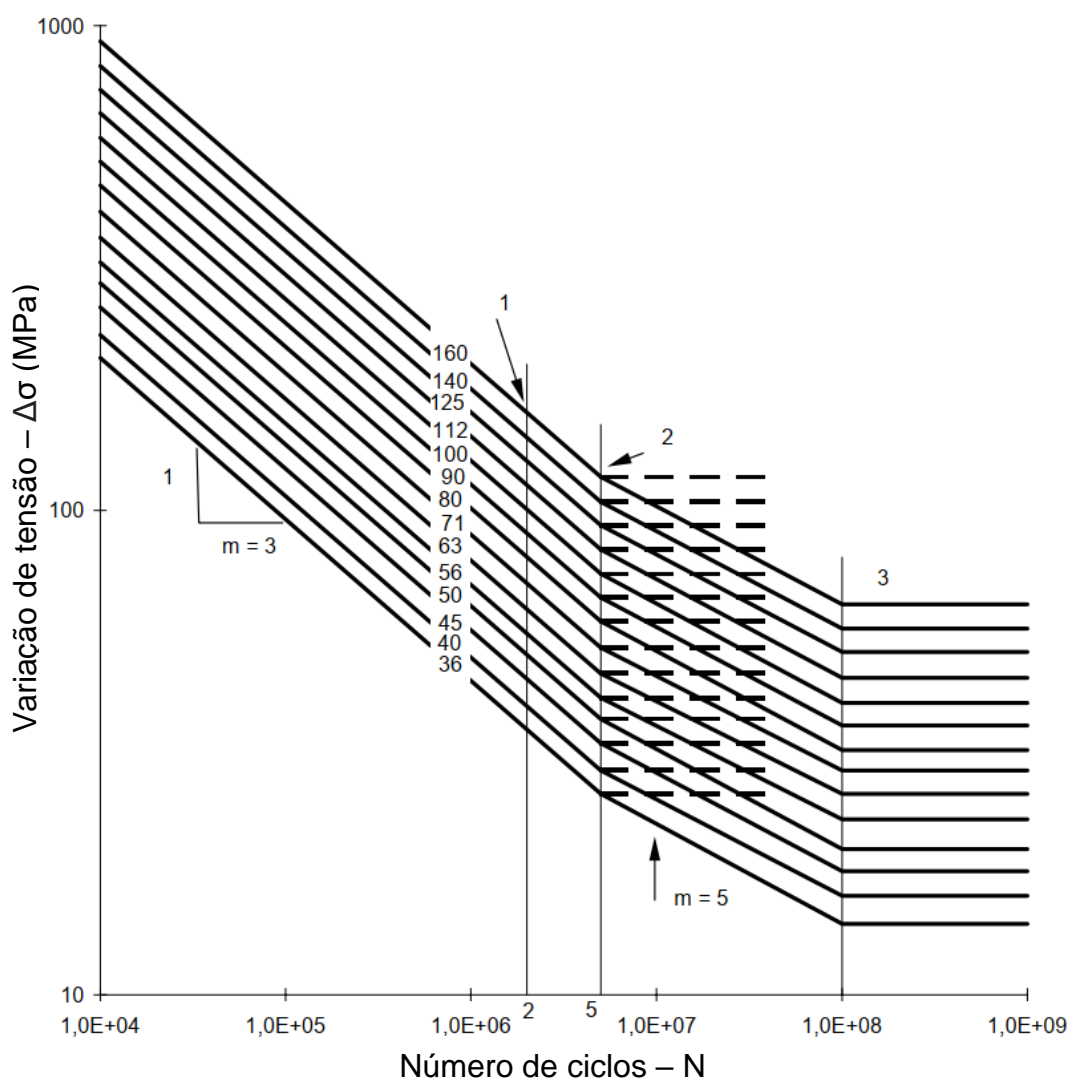


Figura 54 – Curva S-N, adaptado do EUROCODE 3 (2005).

9.2 Considerações e aproximações utilizadas

Tendo em mente o cálculo dos danos causados pela fadiga estrutural e a previsão de vida útil da estrutura foi utilizado a curva S-N apresentada na Figura 55. O EUROCODE 3 (2005) apresenta diversas categorias de detalhes, para análise de faixa de tensão, de acordo com a metodologia construtiva. Foi utilizado o detalhe 40 para representar a estrutura, a Figura 55 apresenta as características deste detalhe.

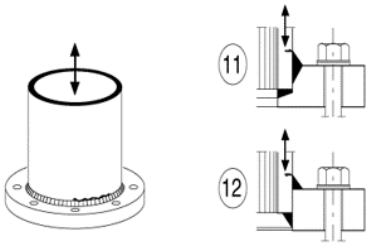
71		11) Junta de encaixe com soldas de topo de penetração total de 80%.	11) Soldado no solo. $\Delta\sigma$ computada no tubo.
40		12) Junta de encaixe com soldas filete.	12) $\Delta\sigma$ computada no tubo.

Figura 55 – Detalhe utilizado para classificação, adaptado do EUROCODE (2005).

Como o carregamento do vento é não determinístico, foi realizado um tratamento estatístico dos dados para melhor representar a vida útil da torre. Para um melhor refinamento dos resultados foi verificado a quantidade de amostras necessárias para validar um resultado de fadiga, para isso foi realizado a média para 10, 15 e 20 séries de carregamento para todos os perfis de velocidades estudados: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h), levando em consideração o deslocamento translacional máximo, ambas as médias apresentaram valores bem próximos. A Tabela 23 mostra estes resultados para as velocidades de 24 m/s (86 km/h), 25 m/s (90 km/h) e 30 m/s (108 km/h).

Tabela 23 – Médias de 10, 15 e 20 séries para as velocidades de 24 m/s, 25 m/s e 30 m/s.

Série de carregamento	Umáx (m)		
	24 m/s	25 m/s	30 m/s
1	0,520	0,957	1,003
2	0,522	0,956	0,994
3	0,515	0,957	1,012
4	0,520	0,960	1,024
5	0,515	0,948	1,009
6	0,517	0,959	0,993
7	0,527	0,951	1,001
8	0,517	0,951	1,007
9	0,516	0,959	1,000
10	0,512	0,955	1,013
Média: 10 séries	0,518	0,955	1,006
11	0,520	0,952	0,998
12	0,525	0,950	1,004
13	0,515	0,949	1,010
14	0,512	0,957	0,998
15	0,523	0,953	1,002
Média: 15 séries	0,518	0,954	1,005
16	0,523	0,961	0,992
17	0,515	0,953	1,006
18	0,513	0,949	1,010
19	0,517	0,961	1,003
20	0,516	0,958	1,002
Média: 20 séries	0,518	0,955	1,004

De acordo com os resultados apresentados na tabela 23, cabe ressaltar que a diferença entre os resultados das séries mediante ao tratamento estatístico é da ordem de 0,1%. Em termos de deslocamentos translacionais máximos, esta diferença é de 0,1 centímetros. Esta mesma metodologia foi aplicada para as outras

velocidades em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de von Mises. As Tabelas 24 e 25 apresentam de forma resumida estes resultados. Essa diferença também pode ser representada graficamente, conforme as Figuras 56 e 57.

Tabela 24 – Resumo das médias de 10, 15 e 20 séries para os deslocamentos máximos.

Deslocamento $U_{\text{máx}}$ (m)			
Velocidade (m/s)	10 amostras	15 amostras	20 amostras
10	0,442	0,442	0,442
15	0,462	0,462	0,463
20	0,491	0,490	0,491
24	0,518	0,518	0,518
25	0,955	0,954	0,955
30	1,006	1,005	1,004
35	1,077	1,074	1,078
40	1,142	1,143	1,151
45	1,243	1,237	1,242
50	1,315	1,322	1,322
70	1,810	1,805	1,800

Tabela 25 – Resumo das médias de 10, 15 e 20 séries para as tensões máximas.

Tensão $\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)			
Velocidade (m/s)	10 amostras	15 amostras	20 amostras
10	63,31	63,52	63,48
15	66,48	66,85	66,82
20	71,88	72,10	72,26
24	78,16	78,05	78,54
25	147,93	147,64	147,69
30	154,63	155,14	155,31
35	166,42	165,69	165,95
40	178,13	177,32	179,64
45	196,89	196,04	195,04
50	211,75	211,46	210,78
70	296,75	294,55	292,87

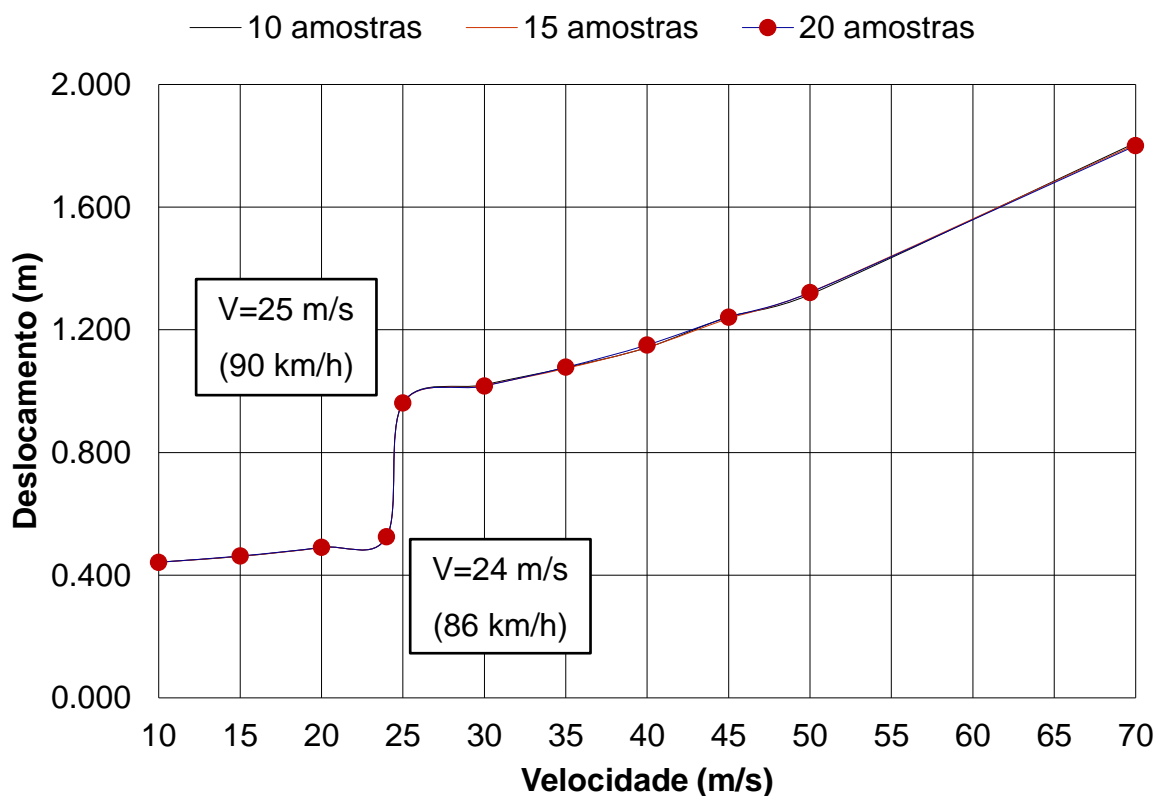


Figura 56 – Gráfico dos deslocamentos translacionais máximos para 10, 15 e 20 amostras.

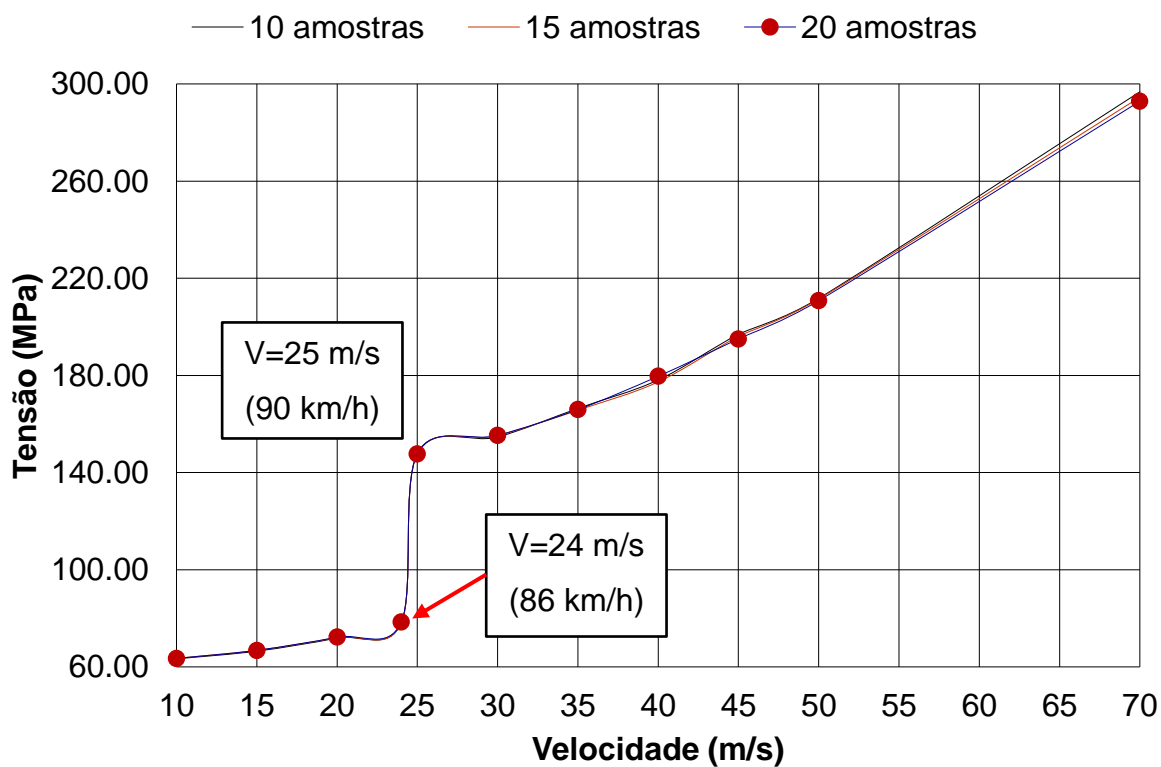


Figura 57 – Gráfico das tensões máximas de von Mises para 10, 15 e 20 amostras.

De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas 24 e 25, também representados nas Figuras 56 e 57, a diferença do tratamento estatístico é muito pequena, sendo assim serão utilizadas 10 amostras para as tensões no cálculo da vida útil da torre.

9.3 Vida útil de serviço à fadiga

A resistência à fadiga é determinada por uma série de curvas $\log(\Delta\sigma_r) \times \log(N)$, conforme apresentado na Figura 53 deste capítulo, cada uma destas curvas representam uma categoria de detalhe típico, designada por um número que a representa, em MPa. O valor de referência $\Delta\sigma_c$ da resistência à fadiga para 2×10^6 ciclos. Foi realizada a contagem dos ciclos de todo o gráfico de tensão.

A partir destes parâmetros é possível utilizar a Equação 41 do EUROCODE 3 (2005), e logo em seguida a Equação 40, para o cálculo do dano provocado pela variação de tensão ao longo do tempo. E finalmente, o inverso do dano acumulado, vai apresentar o tempo de vida útil da estrutura.

$$N_i = 10^{(\log a - m \log \Delta\sigma_i)} \quad (41)$$

Onde:

N_i : Números de ciclos de tensões necessários para ocorrer a falha;

$\log a$: parâmetro do detalhe 40 (11,851);

m : parâmetro do detalhe 40 (3);

$\Delta\sigma_i$: variação de tensão (MPa);

A Tabela 26 apresenta o cálculo da vida útil para o detalhe estrutural 40, e cada faixa de velocidade estudada: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Logo em seguida, a Figura 58 apresenta os resultados de vida útil da torre ao longo dos perfis de velocidades estudados.

Tabela 26 – Ciclos de tensão, dano e vida útil da torre para todos os perfis de velocidade.

Velocidade (m/s)	Ciclos de Tensão	Dano (n/N)	Vida útil (anos)
10	208,5	0,001697807	589
15	211	0,001831387	546
20	217,5	0,003245184	308
24	238,5	0,006971184	143
25	249,5	0,011384434	88
30	268,5	0,015497712	65
35	293,5	0,034087317	29
40	319,5	0,095755698	10
45	331,5	0,171033335	5,8
50	349,5	0,302277695	3,3
70	361,5	2,642919251	0,4

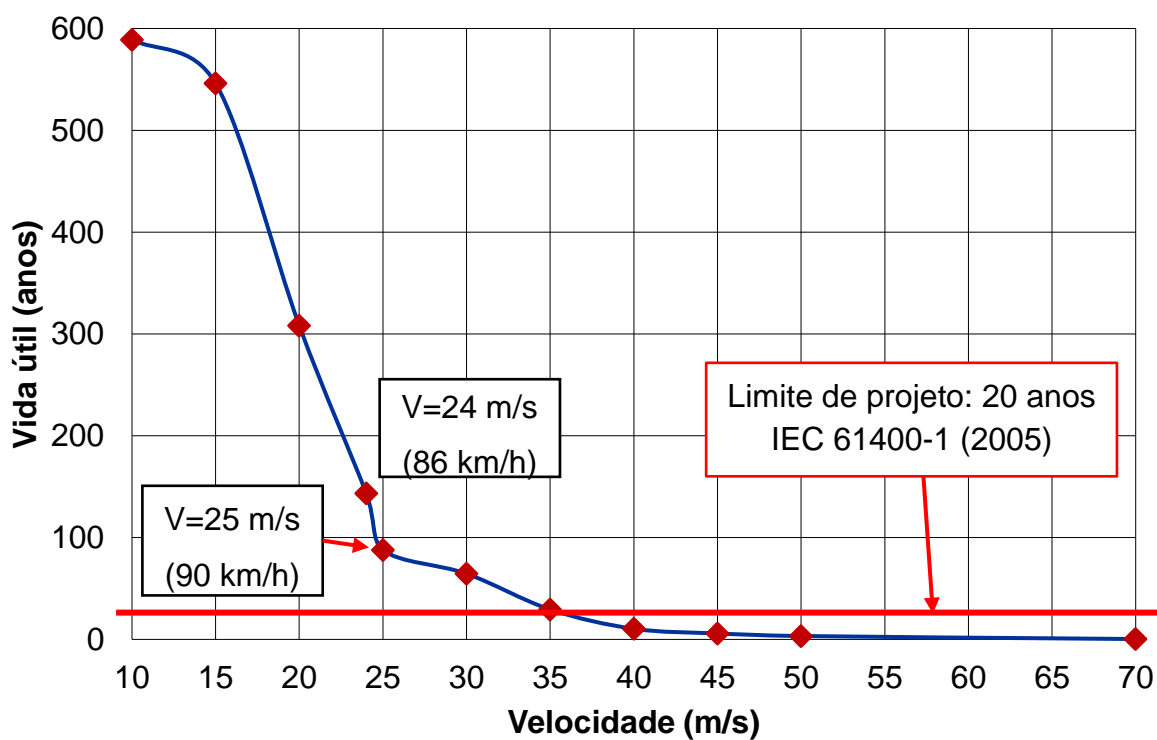


Figura 58 – Vida útil da estrutura para todas as velocidades estudadas.

Conforme esperado a vida útil da estrutura diminui com o aumento da velocidade, esta diferença pode ser visualizada na Figura 58 onde os resultados são apresentados graficamente. Também é demarcado um limite de vida útil de projeto no valor de 20 anos. Este limite foi retirado da norma IEC 61400-1 (2005), uma norma internacional que determina critérios de projeto que uma torre eólica precisa obedecer.

Convém chamar atenção do leitor para as velocidades superiores a 35 m/s (126 km/h), onde os respectivos valores de vida útil param de respeitar o limite de projeto determinado pela norma. Porém cabe ressaltar que para algumas regiões do território brasileiro onde a velocidade média do vento é de 30 m/s (108 km/h), a torre atende ao critério estabelecido pela norma IEC 61400-1 (2005), tornando o projeto viável sob essas circunstâncias.

Neste capítulo foi apresentado a metodologia utilizada para o cálculo da fadiga, inicialmente foi descrito a parte conceitual e o princípio de formação de trincas. Posteriormente foi apresentado o cálculo do dano por fadiga e o método de contagem de ciclos do RainFlow, baseando-se na curva S-N retirada do EUROCODE 3 (2005). A vida útil da estrutura foi calculada levando em consideração o dano ao longo do tempo, podendo ser obtida pelo inverso do dano.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho de pesquisa é investigação da resposta estrutural estática e dinâmica de uma torre eólica projetada para suportar um aerogerador modelo MM92 da Repower. As análises investigadas foram para as velocidades básicas do vento: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Os carregamentos considerados para análise da torre foram: peso próprio, as cargas provenientes do rotor, o efeito causado pelo desprendimento de vórtices e as cargas não determinísticas do vento. Para isto foi desenvolvido um modelo numérico com auxílio do software ANSYS (2015).

São realizadas análises estáticas e dinâmicas para o modelo numérico com o intuito de obter a resposta estrutural estática e dinâmica da estrutura, em termos de deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de von Mises. Estes resultados são comparados com limites recomendados por normas de projeto e os resultados das tensões são utilizados para a realização de uma análise de vida útil da torre. Cabe ressaltar que não foram avaliados a fundação da estrutura e nem os parafusos de ligação das partes da torre eólica.

10.1 Análise estática

Tendo em mente os resultados obtidos pela análise estática, utilizando as velocidades básicas do vento de: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Considerou-se o modelo simplificado sugerido pela NBR 6123 (ABNT, 1988), obtendo as forças de arrasto que atuam ao longo da altura da torre para cada uma das velocidades do vento. São avaliadas as respostas estruturais em termos de deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de von Mises e conforme esperado estes valores aumentam conforme a velocidade básica do vento aumenta.

Considerando-se os limites de projetos estabelecidos pelas normas do EUROCODE 3 (2006) e o IEC 61400-2 (2006), tanto para deslocamentos máximos e tensões máximas de von Mises, verifica-se que para a velocidade média do vento no território brasileiro, 30 m/s (108 km/h), obtém-se um valor de deslocamento de

0,952m e a tensão máxima de von Mises na ordem de 172,00 MPa, ambos os resultados atendem os critérios de projeto estabelecidos, 1,523 m para deslocamento máximo e 239,06 MPa para tensão máxima. Contudo para velocidades de vento acima de 70 m/s (252 km/h), estes resultados não atendem aos valores limites estabelecidos, porém cabe ressaltar que este perfil de velocidade é característico de um desastre natural ou um furacão.

10.2 Análise modal

Com base nos resultados obtidos mediante a análise modal da torre em estudo, verifica-se que a frequência natural, referente ao primeiro modo de vibração da estrutura, é inferior a 1 Hz, seu valor é de 0,340 Hz, correspondente ao modo de flexão no plano XY. Esta frequência também é responsável pela maior transferência de energia na resposta estrutural da torre. As quatro primeiras frequências naturais foram devidamente calibradas com a análise experimental realizada por Rebelo et. al (2012). Trata-se de uma estrutura com grande esbeltez, reforçando a necessidade de uma análise do seu comportamento dinâmico.

10.3 Análise transiente

A análise transiente ou análise dinâmica não determinística, consiste na geração de séries de carregamentos temporais para cada perfil de velocidade estudado: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Para verificar a convergência das respostas é realizado um tratamento estatístico dos resultados, obtendo os valores característicos para os deslocamentos translacionais máximos e a tensão máxima de von Mises e conforme esperado estes valores aumentam conforme a velocidade básica do vento aumenta.

São obtidos os resultados em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensão máxima de von Mises. Importante notar a diferença dos valores obtidos para as velocidades de 24 m/s (86 km/h) - [0,498 m e 84,10 MPa] e 25 m/s (90 km/h) - [0,952 m e 172,00 MPa], pois este salto no resultado representa a troca da fase operacional do rotor para o modo sobrevivência, quando a torre trava todas as hélices, esta alteração de serviço é realizada justamente quando a torre eólica é submetida a ventos superiores a 24 m/s (86 km/h).

Os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos ocorrem no topo da torre em estudo ($h=76,15$ m) e a tensão máxima de von Mises ocorre na abertura da porta de acesso da torre, justamente como apresentado na análise estática. Conforme mencionado anteriormente, estes valores máximos estão associados a máxima transferência de energia que ocorre na frequência de 0,340 Hz referente ao primeiro modo de vibração de flexão no plano XY para todas as velocidades investigadas, essa é a primeira frequência de vibração da estrutura, a responsável pelo fenômeno da ressonância.

Com base na análise dos resultados obtidos durante este trabalho de pesquisa e uma comparação com normas de projeto, verificou-se que para a velocidade básica do vento de 70 m/s (252 km/h) - [1,800 m e 294,94 MPa], os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de von Mises não obedecem aos critérios estabelecidos pelo EUROCODE 3 (2006) e o IEC 61400-2 (2006). Porém, cabe ressaltar que para valores de velocidades de vento correntes no território brasileiro, na faixa de 30 m/s (108 km/h) - [1,017 m e 154,90 MPa] até 35 m/s (126 km/h) - [1,078 m e 165,45 MPa], estes limites são atendidos, tornando este projeto da torre eólica viável quando submetida a esses critérios.

10.4 Análise e verificação de projeto à fadiga

A verificação da fadiga foi realizada para se obter a estimativa de vida útil da torre eólica, com base nas tensões máximas de von Mises obtidas pela análise dinâmica. Foi utilizado o modelo de dano linear chamado de regra de Miner-Palmgreen ou regra de Miner, que utiliza como fundamento o dano acumulado proporcional à energia absorvida pelo sistema estrutural.

A metodologia do fluxo da gota de chuva para picos e vales, também conhecido como método do Rainflow, foi utilizado para contabilizar os ciclos de tensão durante a sua variação levando em consideração a curva S-N retirada do EUROCODE 3 (2006), essa curva é indicada para estimar a vida útil de estruturas quando as tensões estão dentro do regime elástico do material. Para isso foi calculado o dano causado na estrutura para cada perfil de velocidade estudado: 10 m/s (36 km/h) até 70 m/s (252 km/h). Logo em seguida a partir do inverso do dano,

foram obtidos os respectivos valores de previsão de vida útil para cada perfil de velocidade.

Conforme esperado a vida útil da estrutura diminui com o aumento da velocidade do vento. O limite de projeto apresentado na norma IEC 61400-1 de 20 anos deve ser respeitado para que o projeto da torre de aço atenda os critérios de fadiga citados na referente norma de projeto. Foi verificado que para a faixa de velocidade de 10 m/s (36 km/h) até 35 m/s (126 km/h) a torre atende ao critério estabelecido pela norma, porém para as velocidades acima 40 m/s (144 km/h) a previsão de vida útil não atende aos critérios estabelecidos. Cabe ressaltar que o projeto da torre eólica atende requisitos de projeto (deslocamento e tensões) para algumas regiões do território brasileiro, tendo em mente a faixa de velocidade média do vento da ordem de 30 m/s (108 km/h) a 35 m/s (126 km/h). Contudo, para velocidades elevadas o projeto teria dificuldades para atender estes critérios, sendo necessária uma reavaliação. Estas velocidades foram estudadas devido ao acidente que ocorreu em Cerro Chato, Rio Grande do Sul, devido a uma tempestade que atingiu um parque eólico com velocidades de 250 km/h.

10.5 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando-se a atualidade e complexidade do tema de pesquisa em estudo, o autor apresenta as seguintes sugestões para a continuação da pesquisa:

- Inclusão da modelagem das pás dentro do modelo numérico desenvolvido e a computação da instabilidade aero elástica;
- Desenvolvimento de uma análise não linear física e geométrica do modelo numérico desenvolvido neste estudo;
- Estudos experimentais sobre estruturas de torres eólicas reais, de maneira a obter dados para uma melhor avaliação dos critérios de projetos;
- Estudo do comportamento estático e dinâmico para torres mais esbeltas (mais altas) e com aerogeradores com potências superiores;
- Análise das respostas modal, estática e dinâmica não determinística em torres eólicas offshore;

REFERÊNCIAS

A.M. AWRUCH A.L. BRAUN e M. GRECO, Engenharia do vento computacional e suas aplicações na engenharia civil. Análise aerodinâmica e aeroelástica. Artigo científico, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, Elsevier Espanã, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BAZEOS N., HATZIGEORGIOU G.D., KARABALIS D.L., Static, Seismic and Stability Analyses of a Prototype Wind Turbine Steel Tower. Engineering Structures 24: 1015-1025. 2002.

BLESSMANN, J. O Vento na engenharia estrutural, 1ª ed., Porto Alegre: Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995.

CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-6: General rules: Strength and Stability of Shell Structures, EN 1993 1-6, European Committee for Standardization, Brussels, 2004

CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 3-2: Tower, masts and chimneys – Chimneys, EN 1993 3-2, European Committee for Standardization, Brussels, 2006.

CEN, IEC 61400: Wind Turbines Part 1: Design requeriments for a small wind turbines - IEC 61400-1. European Committee for Standardization, Brussels, 2005.

CEN, IEC 61400: Wind Turbines Part 2: Design requeriments for a small wind turbines - IEC 61400-2. European Committee for Standardization, Brussels, 2006.

CHESF-BRASCEP, 1987. Fontes Energéticas Brasileiras, Inventário/Tecnologia. Energia Eólica. V.1 De cata-ventos a aerogeradores: o uso do vento, Rio de Janeiro.

FARIA, P. O. e NORONHA, M. Fundações de Torres Eólicas - Estudo de Caso. GEOSUL 2013, Criciúma, Santa Catarina, Brasil. 2013.

FELICIANO, J, GORTINA, G., SPEAR, A., CALAF, M., Generalized analytical displacement model for wind turbine towers under aerodynamic loading, Paper, Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, pp. 120-130. 2018.

HARTE M., BASU B. e NIELSEN S.R.K., Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction, Engineering structures 45 2012 509-518. 2012.

HENRIQUES J. F. M., Projeto de torres eólicas reticuladas de grande altura (150m) modelação e análise comparativa com estruturas tubulares auto-suportadas, Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

HE W. AND GE S. S., Vibration control of a nonuniform wind turbine tower via disturbance observer, IEEE/ASME Transactions on mechatronics, vol. 20, no. 1, february 2015.

HU, AIJUM; ZHAO JUN; XIANG, LING; Output-only modal analysis of wind turbine tower based on vibration response under emergency stop, Paper, Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, pp. 411-426. 2018.

LAVASSAS I., NIKOLAIDIS G., ZERVAS P., EFTHIMIOU E., DOUDOUMIS I.N., BANIOTOPOULOS C.C., Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW wind turbine tower, Paper, Engineering Structures, pp. 1097-1106. 2003.

MARANHÃO, GEORGE MAGALHÃES. Análise da Rigidez Rotacional de Fundações Estaqueadas de Torres Eólicas. IX CBPE – Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. 2016.

MENDES T. F. e MENEZES J. C., Estudo de sensibilidade e dimensionamento estrutural de torres tubulares para geradores eólicos, VI congresso nacional de engenharia mecânica, Campina Grande – Paraíba – Brasil. 2010.

MENEZES JR, A. E. A. Análise de Vibrações e Verificação de Projeto à Fadiga de Pisos Submetidos à Ação Dinâmica de Equipamentos Mecânicos 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2019.

MERCE, R. N.; BRITO, J. L. V; DOZ, G. N. Análise de torres metálicas submetidas a ação do vento: um estudo comparativo. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, v. 4, n. 1, p. 61-81, 2007.

MORAIS, DODANI RENAN DE. Análise dinâmica estrutural de aerogeradores sob a ação do vento. 123f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

NEGMA H. M., MAALAWI K. Y., Structural design optimization of wind turbine towers, Computers and Structures 74 (2000) 649 – 666. 2000.

OBATA, S. H. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo – uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. Exacta, São Paulo, v. 7, n. 1, p. 77-85, jan./mar. 2009.

OLIVEIRA L. F. M. P. DE, Análise do comportamento dinâmico de torres de geradores eólicos, Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

OLIVEIRA, LEANDRO ROCHA MACHADO DE. Modelagem do comportamento estrutural dinâmico de torres de aço para suporte de turbinas eólicas. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

PESTANA, DIOGO ALEXANDRE CORREIA. Sistemas estruturais para torres eólicas. Madeira, 2016. Dissertação de Mestrado. Universidade da Madeira, Madeira, Portugal, 2016.

REBELO C., VELJKOVIC M., SIMÕES DA SILVA L., SIMÕES R. AND HENRIQUES J., Structural Monitoring of a Wind Turbine Steel Tower - Part I: system description and calibration. *Wind and Structures* 15(4): 1-15. 2012.

REBELO C., VELJKOVIC M., SIMÕES DA SILVA L., SIMÕES R. AND HENRIQUES J., Structural Monitoring of a Wind Turbine Steel Tower - Part II: monitoring results. 2012.

SANTOS, NÚRIA ALICE ALVES SILVA. Otimização de torre de aço para aerogerador eólico. 2013. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SELLAMI T., BERRIRI H., DARCHERIF A.M., JELASSI S., MIMOUNI M.F., Modal and harmonic analysis of three-dimensional wind turbine models. *Wind Engineering* 40(6): 518-527. 2016.

SHEPHERD, D.G., 1994, "Historical Development of the Windmill". In *Wind Turbine Technology – Fundamental Concepts of Wind Turbine Engineering*, SPERA, S.A, (ed), 1 ed. New York, ASME Press, pp 1-46.

SILVA, JOSÉ GUILHERME SANTOS DA; OLIVEIRA, BRENO DE ALMEIDA SANTOS, Evaluation of the nondeterministic dynamic structural response of three-dimensional wind turbine steel towers. *WIND ENGINEERING*, v. 42, p. 364-377, 2018.

SILVA, MANUEL DUARTE DA. Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos. Lisboa, 2014. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2014.

SIQUEIRA, A. S., Comportamento estrutural de torres de aço para suporte de turbinas eólicas. Rio de Janeiro, 2008. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, Universidade do estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil. 2008.

YOSHIDA, P. E. Wind Turbine Tower Optimization Method Using Genetic Algorithm. Wind Engineering - Vol 30, 2006. 453-470. 2006.

ZHIQUAN Y., HAOMIN M., NENGSHENG B., YAN C. e KANG D., Structure Dynamic Analysis of a Horizontal Axis Wind Turbine System Using a Modal Analysis Method, Wind engineering volume 25, no. 4, 2001 pp 237–248. 2001.

ZÚÑIGA INESTROZA, M.A. Influência da turbulência atmosférica na esteira aerodinâmica de turbinas eólicas: estudo experimental em túnel de vento. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.