



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

IÁLYSSON DA SILVA MEDEIROS

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DO
CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO DE AEROGERADORES DE EIXO
HORIZONTAL**

Caruaru

2023

IÁLYSSON DA SILVA MEDEIROS

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DO
CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO DE AEROGERADORES DE EIXO
HORIZONTAL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.
Área de concentração: Tecnologia Ambiental.

Orientadora: Profa. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.

Coorientador: Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima.

Caruaru

2023

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Paula Silva - CRB/4 – 1223

M488i Medeiros, Iálysson da Silva.
Influência da interação solo-estrutura no comportamento do conjunto torre-fundação
de aerogeradores de eixo horizontal. / Iálysson da Silva Medeiros. – 2023.
188 f.; il.: 30 cm.

Orientadora: Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.

Coorientador: Douglas Mateus de Lima.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Pós-
Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

Inclui Referências.

1. Turbinas. 2. Energia eólica – Pernambuco. 3. Análise estrutural (Engenharia).
4. Método dos elementos finitos. 5. Estrutura do solo – Pernambuco. 6. Desempenho
– Avaliação. I. Bello, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira (Orientadora). II. Lima,
Douglas Mateus de (Coorientador). III. Título.

CDD 620 (23. ed.)

UFPE (CAA 2023-084)

IÁLYSSON DA SILVA MEDEIROS

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DO
CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO DE AEROGERADORES DE EIXO
HORIZONTAL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.
Área de concentração: Tecnologia Ambiental.

Aprovada em: 18/12/2023.

BANCA EXAMINADORA

Profa. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Orientadora)
Universidade Federal de Pernambuco - UFPE

Prof. Dr. Rui Manuel de Menezes e Carneiro de Barros (Examinador Externo)
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP

Profa. Dra. Leila Brunet de Sá Beserra (Examinadora Externa)
Universidade Federal de Pernambuco - UFPE

Dedico este trabalho a DEUS, aos meus pais e à minha irmã, por todo amor, cuidado, compreensão e apoio. E a minha sobrinha, parte fundamental da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente àquele que transcende tudo e todos, o nosso Senhor e Salvador, DEUS. Mesmo diante de todas as falhas e erros que cometi, Ele enviou o Seu Filho, que sacrificou a vida para que eu pudesse estar aqui hoje. Agradeço por me conceder o dom da sabedoria, inspirando-me a acreditar em mim mesmo e a superar todas as etapas que a vida apresenta.

À minha mãe, Lizete Maria, meu orgulho e fonte inesgotável de apoio, que desde cedo confiou em mim. Ao meu pai, Ivanildo Medeiros, por sua constante dedicação e apoio. À minha irmã, Ielayne Medeiros, expresso gratidão por sua presença constante. Quero estender meu agradecimento especial à minha sobrinha Maria Lis, que se tornou uma peça fundamental na minha vida.

Agradeço profundamente aos professores que influenciaram positivamente minha formação como estudante, profissional e, acima de tudo, como pessoa. Entre eles, destaco alguns nomes:

Professor Dr. Douglas Mateus de Lima (meu orientador da época de graduação), pelo qual tenho uma enorme admiração tanto como pessoa quanto como profissional. Sempre disponível para compartilhar seus conhecimentos. Agradeço por todas as oportunidades proporcionadas, pela disponibilidade, confiança e valiosos conselhos que contribuíram para o meu crescimento. Sua paciência, esforço e dedicação neste trabalho são inestimáveis;

Professora Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello, minha gratidão pelas conversas proveitosas, as quais foram fundamentais para o meu desenvolvimento acadêmico e profissional. Agradeço pela sua disponibilidade, apoio e paciência;

Aos professores que contribuíram e contribuirão para este trabalho durante as bancas de qualificação e de defesa são dignos de meu sincero agradecimento. Suas análises críticas e sugestões desempenharam um papel fundamental no aprimoramento desta pesquisa;

Aos professores e amigos de trabalho no CAA-UFPE, Giuliana Furtado Franca Bono, José Moura Soares, Gustavo Bono, Anderson Luiz Ribeiro de Paiva, Elizabeth Amaral Pastich Gonçalves, Gilson Lima da Silva, Mariana Fernandes dos Santos Villela, Simone Machado Santos, Juliana Von Schmalz Torres, Kênia Kelly Barros da Silva, Jocilene Otilia da Costa, expresso minha profunda gratidão;

Ao professor Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros e Manuel Braz César por compartilharem generosamente seus conhecimentos durante a minha visita pedagógica-científico-técnica no Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Faculdade de Engenharia da

Universidade do Porto FEUP (Portugal). Agradeço pela oportunidade de aprender com profissionais tão dedicados e qualificados. E aos colegas Anelise Dick e Carlos Francisco Pecapedra Souza por me auxiliarem durante a experiência;

Ao professor Alexandre Duarte Gusmão pela generosa contribuição, disponibilizando os dados geotécnicos. Da mesma forma, agradeço a Evandro Medeiros Braz por disponibilizar alguns dados relacionados às fundações das torres de aerogeradores. Essas informações foram fundamentais para enriquecer e fortalecer o embasamento do trabalho.

Aos grandes amigos, Gustavo José, José Floro, Amanda Albuquerque, Thiago Gomes, Ana Paula, Raquel Ferreira, Thais Santos, expresso minha profunda gratidão. Juntos compartilhamos aconselhamentos, inúmeras conversas e vivemos momentos inesquecíveis. Um agradecimento especial a Henrique Tavares, Luis Alas e Martha Bezerra, pelas experiências compartilhadas durante o curso das disciplinas estudadas no mestrado.

A Priscilla Alexander, Regiane Melo, Rayanny Andrade, pelo exemplo notável de dedicação em suas atividades e pela presença na minha vida. Agradeço por serem fontes inspiradoras de comprometimento e suporte ao longo dessa jornada.

Agradeço a todos os meus amigos da Igreja, por todos os momentos compartilhados, pelos serviços dedicados a Deus na missão de levar Sua mensagem a outros jovens, pelas risadas e resenhas, e, acima de tudo, por serem instrumentos que me aproximaram mais de Deus.

A todas as pessoas, que foram postas em minha vida e contribuíram para minha formação, representadas aqui por Camila Cândido e Dona Rosa (*in memoriam*).

“Vós sois o sal da terra. Se o sal perde o sabor, com que lhe será restituído o sabor? Para nada mais serve senão para ser lançado fora e calcado pelos homens. Vós sois a luz do mundo. Não se pode esconder uma cidade situada sobre uma montanha, nem se acende uma luz para colocá-la debaixo do alqueire, mas sim para colocá-la sobre o candeeiro, a fim de que brilhe a todos os que estão em casa. Assim, brilhe vossa luz diante dos homens, para que vejam as vossas boas obras e glorifiquem vosso Pai que está nos céus.” (BÍBLIA, N. T., Mateus 5:13-16)

RESUMO

O aumento exponencial na construção de sistemas de geração de energia por aerogeradores tem impulsionado a necessidade de torres mais altas em busca de ventos mais fortes, resultando em desafios para o desenvolvimento de soluções estruturais. A presente dissertação tem como objetivo analisar a influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) no comportamento do conjunto torre-fundação de aerogeradores de eixo horizontal. Foi adotado um modelo de torre tubular de aço do tipo S355J2 de 120 m de altura, projetada para sustentar um aerogerador no padrão SWT-3.2-113. São utilizados os dados da caracterização geotécnica do solo a partir dos resultados de 12 (doze) furos de sondagem à percussão (*Standard Penetration Test* - SPT) e de 4 (quatro) ensaios de prova de carga estática (PCE). O *software* ANSYS, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) foi empregado para analisar a influência da ISE no comportamento do conjunto torre-fundação. Diferentes modelos estruturais, com variações nos apoios da base e efeitos de 1ª e 2ª ordem, são considerados. A análise destaca a sensibilidade às condições de apoio, sendo que o modelo com apoios elásticos apresenta o maior deslocamento no topo da torre (1,899 m), evidenciando a influência significativa da ISE e dos efeitos de 2ª ordem. A distribuição da tensão de *von Mises* no flange basal da torre revela aumento significativo, atingindo 73,4 MPa com a ISE e efeitos de 2ª ordem, um aumento de 30,11% em relação ao modelo sem essas considerações. A variação da tensão ao longo da altura da torre destacou um aumento considerável nas tensões. Considerando os efeitos de 2ª ordem, a tensão de *von Mises* aumenta em cerca de 8,34% em comparação com os modelos de base fixa e indeslocável, e 7,11% em relação ao modelo que considera apenas os efeitos de 1ª ordem. No entanto, a estrutura demonstra uma margem de segurança de 13,32% em relação à capacidade de carga do aço utilizado, assegurando que a torre suporte as condições de carregamento. Análises na fundação indicam um aumento significativo nas tensões, ultrapassando a tensão admissível do concreto em 24,3%, destacando a necessidade de otimizações na modelagem da fundação a fim de verificar de forma mais precisa essas tensões. Os resultados mostram a importância da consideração da ISE e da não-linearidade geométrica para uma representação mais precisa da resposta global da estrutura. Para o projeto e aprimoramento de estruturas eólicas deve-se considerar os fatores críticos como deslocamentos, tensões quando consideram-se as interações entre a estrutura e o solo.

Palavras-chave: turbinas eólicas; análise e segurança estrutural; Método dos Elementos Finitos (MEF); influência da ISE; efeitos de 1ª e 2ª ordem.

ABSTRACT

The exponential increase in the construction of energy generation systems through wind turbines has driven the need for taller towers in search of stronger winds, resulting in challenges for the development of structural solutions. This dissertation aims to analyze the influence of Soil-Structure Interaction (SSI) on the behavior of the tower-foundation system of horizontal-axis wind turbines. A model of a steel tubular tower of type S355J2, 120 m in height, designed to support a wind turbine in the SWT-3.2-113 standard, was adopted. Geotechnical soil characterization data were obtained from the results of 12 (Standard Penetration Test - SPT) and 4 static load tests (PCE). The research employed the ANSYS software, based on the Finite Element Method (FEM), to analyze the influence of SSI on the behavior of the tower-foundation system. Different structural models, with variations in base supports and effects of 1st and 2nd order, are considered. The analysis highlights sensitivity to support conditions, with the model with elastic supports showing the greatest displacement at the top of the tower (1.89966 m), demonstrating the significant influence of SSI and 2nd-order effects. The von Mises stress distribution on the tower's base flange reveals a significant increase, reaching 73.4 MPa with SSI and 2nd-order effects, an increase of 30.11% compared to the model without these considerations. Stress variation along the tower height showed a considerable increase. Considering 2nd-order effects, von Mises stress distribution increases by about 8.34% compared to fixed and immovable base models, and 7.11% compared to the model considering only 1st-order effects. However, the structure demonstrates a safety margin of 13.32% regarding the load-bearing capacity of the steel used, ensuring that the tower withstands loading conditions. Analyses of the foundation indicate a significant increase in stresses, exceeding the allowable stress of concrete by 24.3%, emphasizing the need for optimizations in foundation modeling to verify these stresses more accurately. The results show the importance of considering ISE and geometric nonlinearity for a more accurate representation of the structure's global response. For the design and improvement of wind structures, critical factors such as displacements and tensions must be considered when considering the interactions between the structure and the soil.

Keywords: wind turbines; structural analysis and safety; Finite Element Method (FEM); influence of SSI; 1st and 2nd-order effects.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Diâmetro do rotor das pás de turbinas ao longo dos anos.	27
Figura 2 -	Partes componentes de um aerogerador.	34
Figura 3 -	Distribuição de forças aerodinâmicas.	35
Figura 4 -	Componentes principais de um HAWT moderno.	36
Figura 5 -	Deformação do solo através de molas lineares-elásticas (Modelo de Winkler).	41
Figura 6 -	(a) Coeficiente da mola: relação entre a força e deslocamento; (b) Coeficiente de reação vertical: relação entre tensão e deslocamento.	41
Figura 7 -	Modelos utilizados na consideração da interação solo-estrutura.	43
Figura 8 -	Hipótese real elástica.	44
Figura 9 -	Configuração geométrica de turbinas eólicas.	45
Figura 10 -	Detalhamento da fundação na malha do solo.	46
Figura 11 -	Modelo tridimensional completo de solo e turbina.	46
Figura 12 -	Componentes de força tridimensionais no topo da torre (a) e fundação (b).	48
Figura 13 -	Forças resultantes bidimensionais no topo da torre (a) e fundação (b).	48
Figura 14 -	Quatro fundações de turbinas eólicas diferentes.	49
Figura 15 -	Comparação de modelos em Elementos Finitos (EF) de (a) quadrado, (b) octógono e (c) círculo.	50
Figura 16 -	Dimensões da sapata, vista em planta (a) e em corte (b).	52
Figura 17 -	Esquema de aplicação das forças e momento no pedestal.	52
Figura 18 -	Geometria das fundações adotadas na pesquisa.	53
Figura 19 -	Representação das reações do solo sobre a sapata.	54
Figura 20 -	Deslocamentos verticais da sapata (m).	55
Figura 21 -	Fundação superficial em sapata circular.	55
Figura 22 -	Vista em planta e corta da geometria da fundação adotada.	57
Figura 23 -	A influência do solo na turbina eólica é modelada em FAST.	57
Figura 24 -	Modelo da turbina eólica de referência NREL de 5 MW.	58
Figura 25 -	Fundação direta do aerogerador considerada (dimensões em cm).	59
Figura 26 -	Cargas extremas aplicadas na fundação.	60
Figura 27 -	Modelo em elementos finitos planos com ampliação da região central.	60
Figura 28 -	Fluxo das tensões principais no primeiro modelo.	61
Figura 29 -	Fluxo das tensões principais no terceiro modelo.	61

Figura 30 - Tensões Radiais na estrutura (kN/m ²) (vista com corte no eixo crítico).....	61
Figura 31 - Representação do modelo analítico de interação solo-estrutura.	62
Figura 32 - Visão geral do modelo no ABAQUS para o modelo numérico discreto.....	63
Figura 33 - Representação do modelo da turbina eólica considerado a ISE.	64
Figura 34 - Modelo numérico da fundação e subsolo do aerogerador.	65
Figura 35 - Tensões axiais simuladas na armação de reforço de aço.....	66
Figura 36 - Montagem do modelo de toda a estrutura.	67
Figura 37 - Sistema torre-fundação-solo considerado nos modelos 3D em EF.....	68
Figura 38 - Representação das forças e momentos aplicados ao topo da torre.....	72
Figura 39 - Esboço da geometria da torre (sem escala).	74
Figura 40 - Esquema do projeto da fundação (sem escala).....	76
Figura 41 - Definição da área de influência para as molas intermediárias e de extremidade de sapatas.....	81
Figura 42 - Representação geométrica dos elementos finitos utilizados.	84
Figura 43 - Validação do modelo em diferentes <i>softwares</i> a partir da análise progressiva. .	85
Figura 44 - Modelagem da estrutura nos <i>softwares</i> utilizados para validação do modelo. ..	86
Figura 45 - Modelagem da estrutura no Ansys APDL considerando elemento de casca e diferentes condições de apoio na base.....	87
Figura 46 - Deslocamento nodal da torre com apoios fixos na base.....	90
Figura 47 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com apoios fixos: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.....	91
Figura 48 - Deslocamento nodal da torre (m) com base de concreto e apoios indeslocáveis..	93
Figura 49 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios indeslocáveis: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.....	93
Figura 50 - Distribuição nodal das tensões (Pa) principais na sapata da torre com apoios indeslocáveis: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.....	95
Figura 51 - Deslocamento nodal da torre (m) com base de concreto parcialmente indeslocável.....	97
Figura 52 - Deslocamentos verticais da sapata (m) com base parcialmente indeslocável...	98

Figura 53 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto parcialmente indeslocável: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.....	98
Figura 54 - Distribuição nodal das tensões (Pa) principais na sapata da torre parcialmente indeslocável: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.....	100
Figura 55 - Discretização da base da sapata para cálculo da área de influência de cada nó.	104
Figura 56 - Deslocamento nodal da torre (m) com base de concreto e apoios elásticos: (a) análise de 1ª ordem; (b) análise de 2ª ordem.....	106
Figura 57 - Deslocamentos verticais da sapata (m) em análise de: (a) 1ª ordem; (b) 2ª ordem.....	107
Figura 58 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios elásticos, considerando os efeitos de 1ª ordem: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.	108
Figura 59 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios elásticos, considerando os efeitos de 2ª ordem: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.	109
Figura 60 - Distribuição nodal das tensões principais (Pa) da sapata da torre com apoios elásticos, considerando os efeitos de 1ª ordem: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.	112
Figura 61 - Distribuição nodal das tensões principais (Pa) da sapata da torre com apoios elásticos, considerando os efeitos de 2ª ordem: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.	113
Figura 62 - Distribuição da tensão (Pa) de <i>von Mises</i> no flange da base da torre.	118

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1 - Disposição dos eixos das turbinas aerogeradores.	35
Fotografia 2 - Ilustração do macaco hidráulico utilizado no ensaio acoplado em uma Perfuratriz Hélice Contínua.	77
Fotografia 3 - Placa utilizada na Prova de Carga Direta.	77
Fotografia 4 - Posicionamento dos extensômetros no ensaio.	79

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Potências eólicas <i>onshore</i> em GW no ano de 2021.....	27
Gráfico 2 - Matriz elétrica brasileira.	28
Gráfico 3 - Custos de instalação de um parque eólico <i>onshore</i>	29
Gráfico 4 - Determinação do coeficiente de reação vertical do solo através de um ensaio de prova de carga estática (PCE).	80
Gráfico 5 - Variação da tensão de <i>von Mises</i> ao longo da altura da torre com apoios fixos.	92
Gráfico 6 - Variação da tensão de <i>von Mises</i> ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios indeslocáveis.	94
Gráfico 7 - Variação da tensão de <i>von Mises</i> ao longo da altura da torre com base de concreto parcialmente indeslocável.	99
Gráfico 8 - Deformação média do solo considerando carregamento e descarregamento no ensaio de PCE.	103
Gráfico 9 - Variação da tensão de <i>von Mises</i> ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios elásticos.	111
Gráfico 10 -Comparação da distribuição das máximas tensões de <i>von Mises</i> ao longo da altura da torre.	120

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Considerações necessárias para análise de fundações aplicáveis a projetos de aerogeradores.....	38
Quadro 2 - Características da sapata.....	51
Quadro 3 - Nomenclatura e ilustrações dos modelos numéricos.....	82
Quadro 4 - Considerações de ações e carregamentos para cada <i>software</i> utilizado.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Distribuição da capacidade instalada no Brasil até fim de março de 2022..	29
Tabela 2 -	Resultados das verificações de segurança da sapata.	56
Tabela 3 -	Parâmetros do vento para aerogerador classe IIIA.	59
Tabela 4 -	Dados padrões do aerogerador.	72
Tabela 5 -	Carregamento aplicado ao topo da torre.	73
Tabela 6 -	Plano de carga.	78
Tabela 7 -	Resultados da deformação média do solo considerando carregamento e descarregamento no ensaio de PCE.	102
Tabela 8 -	Coeficientes de mola vertical associados a cada mola.	105
Tabela 9 -	Deslocamentos transversais (m) e rotações (graus) no topo da torre.	115
Tabela 10 -	Deslocamentos verticais (mm) da sapata.	117
Tabela 11 -	Tensões e cisalhamentos em diferentes direções e planos (MPa) da fundação.....	122

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Norma Técnicas
ANSYS	<i>Swason Analysis Systems</i>
CAA	Centro Acadêmico do Agreste
CALFEM	<i>Computer Aided Learning of the Finite Element Method</i>
CBEE	Centro de Energia Eólica
CELPE	Companhia Energética de Pernambuco
CRESESB	Centro de Referência para as Energias Solar e Eólica Sérgio de Salvo Brito
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
DSM	<i>Deep Soil Mixing</i>
EF	Elementos Finitos
EHE	<i>Instrucción de Hormigón Estructural</i>
ELF	Estado Limite de Fadiga
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
ELU-FAD	Estado Limite Último de Fadiga
EWEA	<i>European Wind Energy Association</i>
FEM	<i>Finite element method</i>
GEE	Gases de Efeito Estufa
GWEC	<i>Global Wind Energy Council</i>
HAWT	<i>Horizontal Axis Wind Turbine</i>
IEC	<i>International Electrotechnical Commission</i>
ISE	Interação Solo-Estrutura
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LPM	<i>Lumped-Parameter-Model</i>

MEC	Método dos Elementos de Contorno
MEF	Método dos Elementos Finitos
MPA	Modelo de Parâmetro Agrupado
NBR	Norma Brasileira
NREL	<i>National Renewable Energy Laboratory</i>
OPEP	Organização dos Países Exportadores de Petróleo
PCE	Prova de Carga Estática
PPGECAM	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental
RAM	<i>Random Access Memory</i>
RSA	Razão de Sobreedensamento
SIN	Sistema Interligado Nacional
SLT	<i>Static load test</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SSI	<i>Soil-structure interaction</i>
SWT	<i>Siemens Wind Turbine</i>
TEB	Teoria Clássica Euler-Bernoulli
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
VAWT	<i>Vertical Axis Wind Turbine</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

k_v	Coeficiente de reação vertical do solo
k_m	Coeficiente da mola
E_s	Módulo de elasticidade do solo
ν	Coeficiente de Poisson
ϕ	Diâmetro
F	Força
d	Deslocamento
P	Pressão
k_{v1}	Módulo de reação vertical
q	Carga aplicada
b	Dimensão da placa utilizada no ensaio de placa
B	Maior dimensão da fundação
n	coeficiente que depende da camada compressível abaixo da fundação
E_f	Módulo de elasticidade do material utilizado na fundação
I_f	Momento de inércia em relação ao eixo de flexão da fundação
G	Módulo de elasticidade transversal do solo
T	Momento torsor no topo da torre
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
E_c	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
γ	Peso específico
f_y	Tensão de escoamento do aço
L	Comprimento
cob	Cobrimento nominal
M_{lat}	Momento fletor solicitante segundo o eixo y
M_H	Momento fletor solicitante segundo o eixo z

F_H	Força horizontal aplicada
F_{tran}	Força transversal aplicada
CE	Carga extrema
P_C	Peso próprio da fundação
P_S	Peso próprio do reaterro
A_i	Área de influência da mola
A_{sapata}	Área da sapata
N_{SPT}	Número de golpes durante ensaio de resistência à penetração do solo para penetrar os últimos 30 cm
N_{60}	Energia de campo corrigida para 60% no ensaio de N_{SPT}
ER_i	Energia de campo no ensaio de N_{SPT}
C_N	Coeficiente obtido pelas correlações empíricas
σ'_v	Tensão vertical efetiva
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
w	Força do vento atuante ao longo da torre
μ	Coeficiente de atrito

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	23
1.1	PROBLEMÁTICA ABORDADA	25
1.2	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA	26
1.3	OBJETIVOS	31
1.3.1	Objetivo geral	31
1.3.2	Objetivos específicos	31
1.4	CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	32
2	REFERENCIAL TEÓRICO	33
2.1	CARACTERÍSTICAS DOS AEROGERADORES	33
2.2	TIPOS DE FUNDAÇÕES PARA TORRES HAWT	37
2.3	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	39
2.3.1	Modelos de meio discreto (modelo de Winkler)	40
2.3.2	Modelo de meio contínuo	43
2.4	ESTADO DA ARTE	44
3	METODOLOGIA	70
3.1	DESCRIÇÃO DO MODELO DA TORRE	71
3.2	DIMENSIONAMENTO E GEOMETRIA DA FUNDAÇÃO	74
3.4	ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA (PCE)	76
3.5	MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO	79
3.6	MODELAGEM DA ESTRUTURA NO <i>SOFTWARE</i> ANSYS E ANÁLISE PROGRESSIVA NOS DIFERENTES MODELOS	81
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	89
4.1	ANÁLISE DA TORRE ENGASTADA	89
4.1.1	Deslocamentos no topo da torre	90

4.1.2	Análise das tensões na estrutura global	91
4.2	ANÁLISE DO CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO CONSIDERANDO A BASE TOTALMENTE INDESLOCÁVEL	92
4.2.1	Deslocamentos e comportamento do topo da torre	92
4.2.2	Análise das tensões na estrutura global	93
4.3	ANÁLISE DO CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO CONSIDERANDO A BASE PARCIALMENTE INDESLOCÁVEL	96
4.3.1	Deslocamentos e comportamento do topo da torre	97
4.3.2	Análise das tensões na estrutura global	98
4.4	ANÁLISE DO CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO CONSIDERANDO A BASE COM APOIOS ELÁSTICOS	101
4.4.1	Análise do ensaio de prova de carga estática (PCE) e coeficiente de reação vertical do solo	101
4.4.2	Análise do coeficiente de mola vertical e da fundação	104
4.4.3	Deslocamentos e comportamento do topo da torre e da fundação	106
4.4.4	Análise das tensões na estrutura global	108
4.5	AVALIAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MODELOS	114
4.5.1	Deslocamentos do topo da torre e da fundação	115
4.5.2	Tensão na estrutura global	118
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	125
5.1	CONCLUSÕES	125
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	126
	REFERÊNCIAS	128
	APÊNDICE A - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE SPT	139
	APÊNDICE B - CARGAS TRANSMITIDAS À TORRE	171
	APÊNDICE C - DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO - ESTRUTURAL DA SAPATA DA TORRE	177

1 INTRODUÇÃO

A relação entre a energia e o desenvolvimento econômico tem sido uma discussão central ao longo da história. A crise econômica global na década de 1970, em parte desencadeada pela elevação dos preços do petróleo pela Organização dos Países Exportadores de Petróleo (OPEP), destacou a interconexão entre a energia e as questões econômicas (ARIENTI, 2003). A demanda global por energia continua a crescer, impulsionada pela melhoria da qualidade de vida, resultando em uma crescente preocupação com o planejamento de políticas energéticas (MARTINS, GUARNIERI; PEREIRA, 2008).

Diante desse contexto dinâmico, as pesquisas sobre fontes energéticas ganham destaque, especialmente face às crescentes preocupações ambientais e aos esforços para reduzir as emissões de Gases de Efeito Estufa (GEE), impulsionando a busca por alternativas econômicas com menor impacto ambiental.

É nesse contexto, que ao longo dos anos têm sido desenvolvidas algumas alternativas em relação a geração de energia, levando em consideração os impactos ambientais causados, as questões tecnológicas, políticas e sociais, como as hidroelétrica, termoelétrica, biomassa, de marés, eólica, entre outras (ABRAMOWSKI; POSORSKI, 2000; MARTINS, GUARNIERI; PEREIRA, 2008; BRASIL, 2010).

No cenário das energias renováveis, as fontes eólicas têm se destacado devido às suas características em termos de produção, segurança de fornecimento e sustentabilidade ambiental (GWEC, 2018; EWEA, 2010). O Brasil tem aumentado significativamente seus investimentos na geração de energia eólica por meio de aerogeradores *onshore*, aproveitando suas condições climáticas favoráveis. No entanto, esse método enfrenta desafios ambientais, como impactos sonoros, visuais, danos à fauna e interferência eletromagnética, que podem ser atenuados ou eliminados com um planejamento e projeto apropriados (WANG; PRINN, 2010).

Tendo em vista esses aspectos, a ausência de códigos normativos nacionais específicos e a busca cada vez maior do aperfeiçoamento dos estudos nacionais para estruturas de sustentação das torres eólicas, torna-se necessário o desenvolvimento de pesquisas na área que visem um detalhamento estrutural e um aprimoramento no desempenho dos componentes constituintes das fundações dessas torres.

O elemento de fundação utilizado para sustentação da torre do aerogerador é um elemento essencial para o funcionamento da estrutura e vários fatores influenciam diretamente no comportamento estrutural. No entanto, com a falta de normas específicas, os projetos das fundações normalmente são feitos baseados em modelos simplificados utilizando o Método dos

Elementos Finitos (MEF) planos de cascas apoiados em molas, desconsiderando o esforço horizontal e a protensão dos parafusos no flange de ligação torre-fundação. Dessa forma, os projetos de fundação são, de forma geral, realizados de diversas maneiras, algumas das quais não são apropriadas para representar o efeito da transferência de cargas provenientes da torre para a fundação, e da fundação para o solo. Nessa perspectiva, considerações importantes dos efeitos da Interação Solo-Estrutura (ISE) são desprezadas na grande parte dos projetos de fundações rasas para aerogeradores em funcionamento no Brasil, resultando em um dimensionamento fora da realidade.

A Interação Solo-Estrutura está relacionada diretamente com o comportamento e influência entre os elementos do conjunto torre-fundação-solo, no qual, a mudança no estado de tensões de um destes elementos será transmitida ao outro até atingir o equilíbrio. Segundo Colares (2006), este equilíbrio ocorre quando as tensões e deformações atingem a estabilidade, tanto na estrutura como no solo.

A consideração da ISE foi, por muitos anos, inviável de ser utilizada no processo de dimensionamento devido à alta complexidade dos cálculos e a falta de *softwares* para a solução desses problemas. No entanto, com o avanço da tecnologia, o desenvolvimento das pesquisas e a disseminação de *softwares* computacionais, é possível a adoção dos critérios da ISE no cálculo das estruturas (SOUZA; REIS, 2008), contribuindo para a obtenção de projetos mais eficientes e confiáveis, partindo da estimativa dos efeitos da redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, e da forma e intensidade dos recalques diferenciais (IWAMOTO, 2000).

Na análise da ISE são verificados os Estados Limites Últimos (ELU) associados às condições de ruptura estrutural, Estados Limites de Serviço (ELS) ligados aos deslocamentos gerados pelas vibrações do sistema e Estados Limites de Fadiga (ELF) relacionados aos ciclos de carga que atuam na estrutura em toda a vida útil (BHATTACHARYA, 2019). Na consideração das análises da ISE, o solo pode ser considerado por diferentes simplificações, contudo, a modelagem considerando a representação de um meio contínuo e infinito é a que apresenta resultados mais apurados, sendo ainda um modelo escasso no cenário global de aerogeradores *onshore* ou *offshore*.

Portanto, a presente dissertação visa analisar a influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) no comportamento do conjunto torre-fundação de aerogeradores de eixo horizontal, buscando trazer contribuições importantes sob o ponto de vista de segurança. O intuito é contribuir para o enriquecimento do campo de pesquisa ao explorar de maneira mais aprofundada os efeitos da ISE nos elementos das torres de aerogeradores, promovendo uma compreensão mais técnica e específica desses fenômenos.

1.1 PROBLEMÁTICA ABORDADA

O Brasil é uma grande referência em geração de energia elétrica limpa e renovável, tendo como a principal fonte a geração através do uso da água, preponderantemente hídrica. A energia eólica, fonte complementar a supracitada, não emite gases de efeito estufa, gases poluentes e também não gera resíduos durante a sua operação, tornando-se uma fonte de impacto ambiental muito baixo, principalmente quando comparada com as outras fontes. Devido a esses fatores, a energia eólica está se tornando um importante ponto para o futuro.

Tendo em vista esses aspectos, destaca-se a necessidade do desenvolvimento da indústria de energia eólica no Brasil, que pode ser explicada por alguns fatores de grande relevância, sendo um exemplo, as características do vento brasileiro que tem uma grande vantagem em determinadas regiões, além do grande progresso tecnológico alcançado pelas indústrias, e as condições de financiamento e de leilões no mercado. No Brasil, questões políticas, sociais e técnicas têm sido estudadas de maneira a viabilizar e desenvolver a utilização desse tipo de energia para produção de energia elétrica (JUÁREZ *et al.*, 2014).

Na busca por soluções para os desafios no comportamento estrutural do conjunto torre-fundações, vários estudos foram conduzidos. Por exemplo, Pham *et al.* (2018) analisaram a estrutura utilizando modelos numéricos tridimensionais (3D) e compararam o comportamento geral com soluções baseadas em inclusões rígidas. Mohamed, Austrell e Per-Erik (2018) realizaram um estudo comparativo de três soluções de fundação de turbinas eólicas *onshore*. Além desses, Adhikari e Bhattacharya (2012), Araujo, Puel e Candemil (2014), Ntambakwa *et al.* (2016), Ravichandran e Shrestha (2020), Zhou *et al.* (2021) e Martinelli *et al.* (2022) desenvolveram estudos com o objetivo de analisar o desempenho do conjunto torre-fundação dos aerogeradores, trazendo discussões sobre os principais aspectos analisados.

Entretanto, percebe-se uma necessidade de estudos nacionais a respeito da Interação Solo-Estrutura (ISE) em aerogeradores *onshore* de eixo horizontal, com foco nos deslocamentos do conjunto torre-fundação e na distribuição de tensões, representando uma grande contribuição para as pesquisas. Este enfoque oferece uma compreensão mais profunda dos comportamentos da estrutura, permitindo otimizações de design, melhorando a eficiência e a segurança. Ao apresentar os resultados das análises, o estudo poderá promover avanços na tecnologia eólica no Brasil, além de proporcionar informações cruciais para a segurança e sustentabilidade a longo prazo dessas instalações.

É importante salientar que algumas pesquisas acadêmicas têm como base alguns dados técnicos relevantes que são desenvolvidos diretamente pelas empresas relacionadas com esses

tipos de projetos. Contudo, as informações sobre os dados fornecidos pelas empresas ainda são muito inferiores ao que seria necessário para um profundo estudo sobre a fundação, pois, as informações ainda são muito preservadas. Portanto, os estudos provenientes das academias ainda são as únicas fontes públicas para acesso, podendo contribuir e serem amplamente compartilhadas.

1.2 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

A busca global por soluções na redução de gases poluentes impulsiona o desenvolvimento de fontes de energia limpa, tornando-se uma necessidade urgente em todo o mundo. A conservação do meio ambiente gera uma grande preocupação, pois, há muita poluição, exploração desgovernada de recursos naturais, desmatamento, desperdício de água, levando a destruição do nosso planeta.

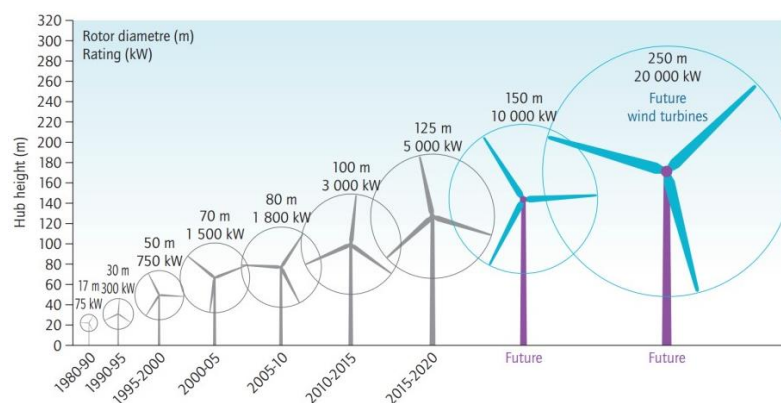
Diante desse cenário, surgem alternativas de geração de energia limpa e sustentável, sendo a energia eólica uma opção destacada. Originária da força dos ventos, essa forma de energia já é utilizada há milênios, sendo empregada inicialmente em moinhos de vento para moagem de grãos e bombeamento de água (OLIVEIRA, 2012).

Com a instalação do primeiro aerogerador no arquipélago de Fernando de Noronha no ano de 1992, teve-se o primeiro uso de energia eólica no Brasil, sendo fruto de uma parceria entre o Centro de Energia Eólica (CBEE) e a Companhia Energética de Pernambuco (CELPE), através de financiamento do Instituto de Pesquisas Dinamarquês Folkecenter.

Durante a década seguinte, pouco foram os avanços na consolidação da energia eólica como fonte alternativa de geração de energia elétrica no país, sendo uma das principais causas deste fato, o alto custo da tecnologia somada à falta de políticas incentivadoras (ABEEólica, 2018). Porém, nas últimas décadas, observaram-se avanços nas instalações das torres de aerogeradores de energia, sendo confirmado com o do Brasil avanço no *ranking* dos países com maiores gerações de energia do mundo.

Devido ao grande aumento da produção mundial de energia eólica nos últimos anos, é necessário que existam evoluções nos aerogeradores para que possam seguir acompanhando esse processo evolutivo. Dessa forma, o comércio dos aerogeradores foram evoluindo ao passar dos anos. Na Figura 1 mostra-se a evolução do diâmetro do rotor, da potência nominal e da altura das torres de sustentação.

Figura 1 - Diâmetro do rotor das pás de turbinas ao longo dos anos.

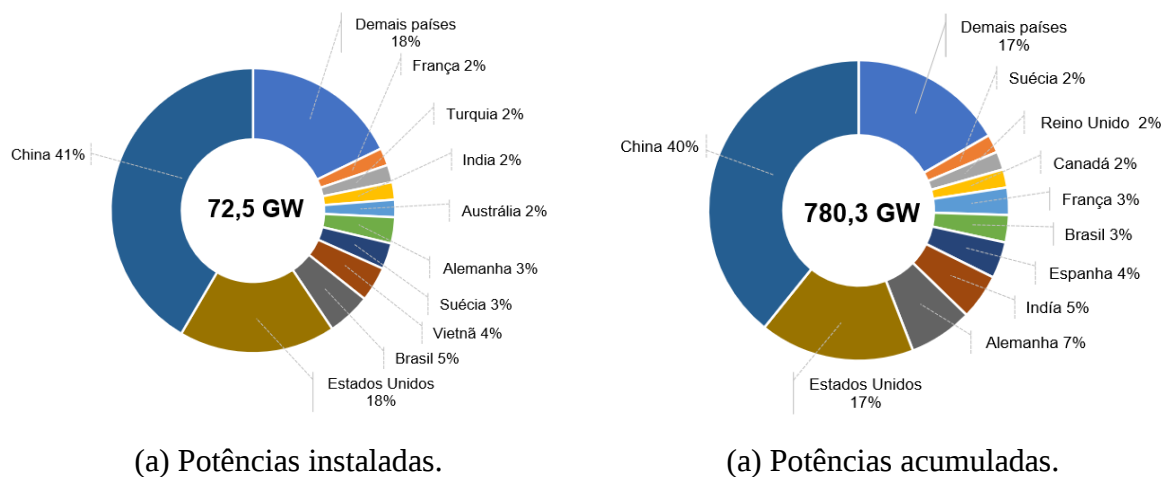


Fonte: AGENCY (2013).

Segundo o *Global Wind Energy Council* (GWEC, 2022), nota-se um crescimento mundial da potência instalada de energia eólica nos últimos anos. Apesar do segundo ano da pandemia de COVID-19, a indústria eólica teve seu segundo melhor ano de todos os tempos, com um crescimento no ano de 2021 (93,6 GW) apenas 1,8% atrás do ano recorde de 2020 (95,3 GW). Além disso, a potência eólica instalada no mundo atualmente está situada em 837 GW no final do ano de 2021.

No Gráfico 1a é mostrado o quantitativo de potência nova instalada no mercado eólico *onshore* nos principais países que geram energia eólica no mundo, no qual, embora caindo de 88,4 GW em 2020 para 72,5 GW no ano de 2021, ainda foi o segundo maior ano da história. No Gráfico 1b é apresentado um *ranking* dos países em relação à potência eólica *onshore* acumulada até o ano de 2021.

Gráfico 1 - Potências eólicas *onshore* em GW no ano de 2021.

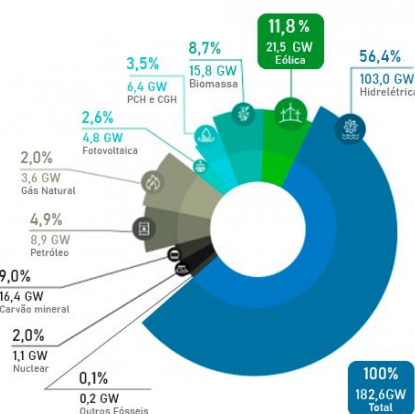


Fonte: GWEC (2022).

Apesar da capacidade instalada relativamente baixa em comparação com outros países, o Brasil registra um notável crescimento na potência eólica instalada. As turbinas eólicas representam uma alternativa eficaz para atender diversas demandas no país, desde pequenas centrais que abastecem redes distantes até grandes centrais com potencial para contribuir significativamente para o Sistema Interligado Nacional (SIN).

No Gráfico 2, é verificada a contribuição da energia eólica na matriz elétrica brasileira, mostrando que o país depende primordialmente da fonte de geração de energia através das hidrelétricas. Essa estatística apresenta alguns problemas quando colocado em função o regime sazonal das chuvas no país, pois, em temporadas de estiagens, temos uma menor vazão nos rios, proporcionando um nível de água nos reservatórios muito baixo, e, conseqüentemente, uma menor geração de energia, já que as hidrelétricas dependem, exclusivamente, do volume de água nos barramentos, e, dessa forma, sendo necessário ir em busca de outras fontes de energias que não fazem o uso de água, mesmo sendo essa com o maior percentual aqui no Brasil.

Gráfico 2 - Matriz elétrica brasileira.



Fonte: ABEEólica (2022).

No ano de 2020, devido a pandemia do Covid-19, causou uma diminuição na procura por novas contratações na instalação de turbinas eólicas. Apesar desse cenário desafiador, o mercado livre demonstrou resiliência. Embora não haja um banco de dados concreto que valide essa situação, estima-se que tenham sido firmados cerca de 3 GW em novos contratos nesse formato de contratação (ABEEólica, 2020).

Do total de 21,5 GW de potência eólica instalada, cerca de 90,3% estão localizadas na região do Nordeste do país. A Tabela 1 mostra a distribuição mais recente desse montante por região. Cerca de 99,1% da energia consumida no subsistema da região do Nordeste veio das Eólicas, totalizando uma geração de 11.331,99 MWmed (ABEEólica, 2022).

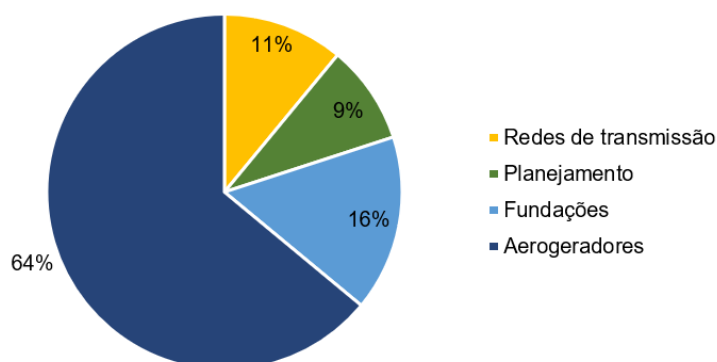
Tabela 1 - Distribuição da capacidade instalada no Brasil até o fim de março de 2022.

Estado	Potência (MW)	Parques	Aerogeradores
RN	6.709,88	219	2.722
BA	6.062,45	227	2.456
CE	2.496,94	97	1.121
PI	2.437,45	83	1.025
RS	1.835,89	80	830
PE	897,37	36	435
PB	628,44	30	257
MA	426	15	172
SC	242,70	15	174
SE	34,50	1	23
RJ	28,05	1	17
PR	2,50	1	5
Total	21.802,15	805	9.237

Fonte: ABEEólica (2022).

O aumento nas dimensões dos aerogeradores demanda torres mais altas, o que por sua vez apresenta o desafio de otimizar o conjunto torre-fundação para garantir a segurança. Nesse contexto, as fundações desempenham um papel crucial na segurança da torre do aerogerador, pois são responsáveis pela adequada transmissão dos esforços da torre para o solo, considerando seu comportamento mecânico e reológico.

As fundações encontradas em uma usina eólica *onshore*, chegam a representar um custo total de aproximadamente 16% do total de instalação do parque (IRENA, 2012), sendo o segundo maior custo no processo de instalação, perdendo apenas para o valor gasto com os próprios geradores. No Gráfico 3 são mostrados os custos referentes a instalação de um parque eólico *onshore*.

Gráfico 3 - Custos de instalação de um parque eólico *onshore*.

Fonte: Irena (2012).

No entanto, a importância do elemento de fundação não está relacionada apenas às questões econômicas, sendo imprescindível a sua eficiência para garantir a segurança da estrutura em todas as circunstâncias, além do controle e funcionamento ideal do gerador.

Fica evidenciado que, para um dimensionamento racional do conjunto torre-fundação, é necessário que seja feita a consideração da ISE que é, por consequência, uma variável a ser implementada nos projetos e deve ser tratada com muita precaução.

O manual do *Guidelines for Design of Wind Turbines* (DNV, 2002) menciona a importância da consideração da flexibilidade dos apoios das torres, mostrando que a consideração do modelo de torre engastada no solo possui inconsistências, sendo relatado o mesmo fato em outros estudos (HUSSAIN; SATARI, 2008; ADHIKARI; BHATTACHARYA, 2012; RIBEIRO, 2017; RIBEIRO, 2020). O manual traz algumas formulações analíticas para analisar a consideração da flexibilidade dos apoios no caso de fundações diretas e estakeadas; no entanto, essas formulações são modelos simplificadores de analisar o problema, no qual não considera a não-linearidade dos solos, e consequentemente não traz resultados consistentes. O fato das formulações da norma DNV (2002) serem consideradas simplificadoras também é observado quando se menciona o fato das expressões para fundações diretas não serem válidas quando há um deslocamento do solo, o que provavelmente ocorrerá nas fundações das torres com cargas extremas. Portanto, são necessários estudos de modelos que considerem os efeitos da ISE buscando um dimensionamento mais coerente acerca do comportamento estrutural.

Nessa perspectiva, nota-se a importância em desenvolver estudos sobre as fundações diretas de aerogeradores, sendo relevante a pesquisa de modelos estruturais que considerem a ISE, buscando um dimensionamento mais racional, com melhores soluções estruturais e visando a economia. Eventualmente, pode-se sugerir critérios normativos para este tipo de estrutura de suporte das torres de aerogeradores, a fim de atender às necessidades na área.

Tal relevância reside no fato de que essas influências impactam os parâmetros usados na avaliação da estabilidade global da estrutura, introduzindo considerações que não são contempladas em projetos dimensionados apenas com apoios indelocáveis. O objetivo é o desenvolvimento das análises estruturais do conjunto torre-fundação com características de solicitações presentes no Brasil, e, visando nacionalizar os projetos e a normatização desses elementos, que na maioria das vezes, são superdimensionados. A abordagem realizada nesta pesquisa foi corroborada por uma revisão da literatura que apontou tais características como lacunas de pesquisa.

Portanto, a singularidade deste trabalho se evidencia ao abordar a influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) no comportamento do conjunto torre-fundação de aerogeradores de eixo

horizontal. Destaca-se como uma contribuição inserida no contexto dos trabalhos publicados, ressaltando o ineditismo do tema dentro do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECAM) da UFPE. Ao realizar uma análise estrutural que incorpora os efeitos da ISE, este trabalho se posiciona como pioneiro e relevante, preenchendo uma lacuna significativa no âmbito das pesquisas desenvolvidas no programa.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Realizar uma análise da influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) no comportamento do conjunto torre-fundação de aerogeradores de eixo horizontal.

1.3.2 Objetivos específicos

- Selecionar o modelo estrutural de fundação adequado para o caso em estudo, considerando as características do solo e as demandas estruturais;
- Estabelecer as condições necessárias para solução do problema proposto, levando em consideração as características da geometria da estrutura e as cargas aplicadas;
- Desenvolver um modelo de massa condensada da estrutura completa do aerogerador (pás, nacelle e torre) sobre a distribuição de massa, rigidez e amortecimentos;
- Modelar a estrutura no *software* ANSYS... (2023) e realizar uma análise progressiva considerando o sistema estrutural utilizando o Método dos Elementos Finitos (EF);
- Utilizar os modelos computacionais para realizar análises estruturais considerando a influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) no comportamento do conjunto torre-fundação;
- Aprofundar a avaliação das respostas estruturais, destacando deslocamentos, tensões e outros parâmetros relevantes, visando compreender o comportamento e desempenho dos diferentes modelos estruturais;
- Comparar os resultados de deslocamentos no topo da torre e na fundação entre diferentes casos analisados, considerando variações nos apoios;
- Investigar a distribuição da tensão de *von Mises* na estrutura global, considerando diferentes condições de apoio e a influência da ISE;

- Avaliar a flexibilidade do sistema fundação-solo, analisando deslocamentos e rotações na base da torre, especialmente sob a influência da ISE e os efeitos de 1ª e 2ª ordem.

1.4 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esse trabalho foi dividido em cinco capítulos, uma lista de referências e apêndices, conforme a sequência de conteúdos descrita a seguir:

Neste primeiro capítulo (INTRODUÇÃO) são feitos comentários iniciais, no qual são apresentados a problemática a respeito do tema abordado, a justificativa, relevância e originalidade do mesmo, bem como o objetivo geral do trabalho e um resumo das etapas que serão seguidas detalhada nos objetivos específicos.

No segundo capítulo (REFERENCIAL TEÓRICO) são apresentadas as principais características de um aerogerador e seus componentes, além das características das fundações. Também é realizado uma abordagem descritiva dos principais trabalhos associados à modelagem da estrutura da torre e fundação de aerogeradores que contribuíram para compreensão e para o desenvolvimento desta dissertação.

No terceiro capítulo (METODOLOGIA) é feito a descrição detalhada da fundação, o detalhamento e combinações das ações atuantes na mesma. Em seguida, são descritos as ferramentas e os procedimentos utilizados para desenvolvimento da dissertação.

No quarto capítulo (RESULTADOS E DISCUSSÕES) são apresentados os resultados referentes aos dados de sondagens e ensaios para caracterização do solo. Introduz-se o coeficiente de reação vertical do solo, crucial para a análise da Interação Solo-Estrutura (ISE). Detalhes sobre a fundação, modelagem estrutural pelo Método dos Elementos Finitos e respostas das análises progressivas são discutidos. A análise de deformações, tensões e peculiaridades de cada modelo é aprofundada, destacando diferenças e semelhanças.

E no quinto capítulo (CONSIDERAÇÕES FINAIS) serão resumidas as conclusões e contribuições significativas deste trabalho. Além de serem delineadas algumas sugestões para futuras pesquisas no âmbito da temática abordada nesta dissertação.

Após os cinco capítulos, é apresentado uma lista de referências (REFERÊNCIAS) no qual se expõe o conjunto de materiais utilizados por base para a elaboração desta dissertação.

Finalmente, os apêndices (APÊNDICES) complementam o trabalho, fornecendo detalhes essenciais para uma compreensão abrangente da pesquisa, sendo fundamentais para leitores interessados em explorar aspectos específicos do estudo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo, são apresentados os principais tipos de fundações para torres de aerogerador de eixo horizontal (*Horizontal Axis Wind Turbine* - HAWT) e suas principais características, e os conceitos estabelecidos por Winkler (1867) para a consideração da Interação Solo-Estrutura (ISE). Em seguida, expõem-se a fundamentação acerca do Método dos Elementos Finitos (MEF) discutidos por diversos autores. Por fim, é apresentado o estado da arte relativo à análise e à ISE do conjunto torre-fundação dos aerogeradores de eixo horizontal, que são a base para o desenvolvimento desta dissertação.

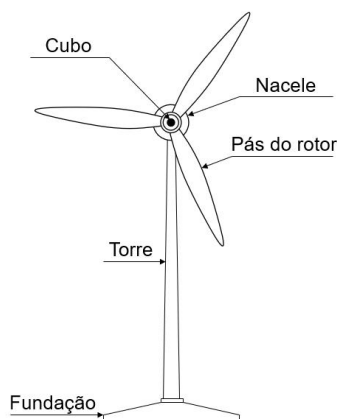
2.1 CARACTERÍSTICAS DOS AEROGERADORES

Os aerogeradores são equipamentos que têm como função a conversão da energia cinética do vento, em energia elétrica ou em energia mecânica, podendo ser usada em diversas aplicações, como por exemplo, para acionamento de bombas d'água, moinhos, e para a geração de energia elétrica.

Segundo Melo (2012) e a ANEEL (2013), os principais componentes de um gerador de energia eólica são descritos a seguir. A Figura 2 ilustra esquematicamente esses componentes.

- Nacele: compartimento que abriga todos os sistemas que compõem o gerador e a transmissão de energia, estando localizado no topo da torre;
- Pás: aerofólios que rotacionam devido a ação do vento e são os principais responsáveis pela captação da energia eólica e transferência da energia cinética gerada pelo seu movimento para o centro do rotor (equipamento que converte a energia cinética do vento em energia mecânica). Geralmente são fabricadas a partir plásticos reforçados com fibras de vidro.
- Cubo: componente que recebe as pás formando o rotor, transmitindo sua rotação para o eixo.
- Torre: elemento de sustentação dos elementos do gerador. Principal responsável pela transmissão das cargas para a fundação.
- Fundação: elemento estrutural responsável pela transmissão dos esforços impostos pela torre e outros equipamentos para o solo.

Figura 2 - Partes componentes de um aerogerador.

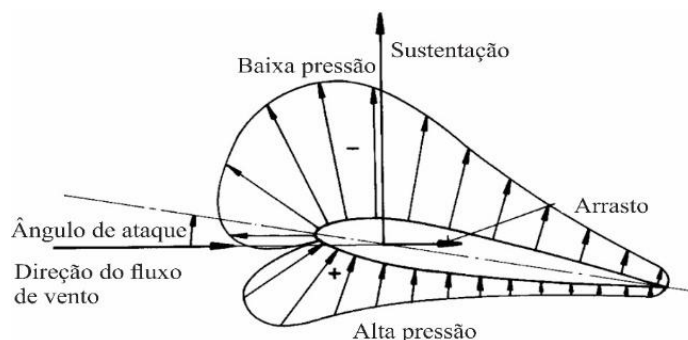


Fonte: O Autor (2022).

O funcionamento das turbinas é baseado através dos movimentos causados pela força de sustentação criada pela incidência dos ventos nas pás, fazendo com que as pás se movimentem e o rotor comece a girar, e acoplado a este rotor, está o eixo de baixa rotação, que também começa a girar. Nesse eixo, é montado um sistema de apoio, para que seja garantido que as forças radiais e axiais não comecem a desgastar o rotor e nem gerar deformações excessivas no mesmo. É necessário a instalação de um variador de velocidade para que o gerador consiga operar, fazendo a rotação aumentar, com o intuito de ser transferido para o eixo de alta rotação. Esse último é composto por um sistema de frenagem para que seja evitado que uma elevada rotação por minuto possa danificar os componentes da turbina. E por último, ocorre a conexão com o gerador, para que seja feito a conversão da energia cinética em energia elétrica (ACKERMANN, 2002).

Segundo Ackermann (2002), os aerogeradores são classificados quanto à maneira de interação com o vento e também quanto à disposição do eixo para o qual é transmitido o movimento mecânico. Existem dois tipos de interação das pás: uma por arraste e outra por sustentação. Na interação por arraste, as pás das turbinas eólicas são impulsionadas pela incidência dos ventos, apresentando um fator importante em relação a sua velocidade, pois a velocidade das pás nunca é maior que a velocidade do vento, sendo considerado um fator limitante para sua eficiência. Já na interação por sustentação, as pás têm o formato de um aerofólio, nas quais o vento atua empurrando as pás, como também o fluxo de ar pelas pás faz surgir uma força de sustentação que aumenta a eficiência da turbina (ACKERMANN, 2002). Na Figura 3 observa-se, detalhadamente, as forças atuantes nas pás do aerogerador de eixo horizontal.

Figura 3 - Distribuição de forças aerodinâmicas.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Hau (2006).

Quanto à disposição do eixo, as turbinas podem ser de eixo vertical, *Vertical Axis Wind Turbine* (VAWT), ou de eixo horizontal, *Horizontal Axis Wind Turbine* (HAWT) (ACKERMANN, 2002), conforme a Fotografia 1a e Fotografia 1b, respectivamente.

Fotografia 1 - Disposição dos eixos das turbinas aerogeradores.



(a) Aerogerador de eixo vertical;

Fonte: Sandia (2006).



(b) Aerogerador de eixo horizontal.

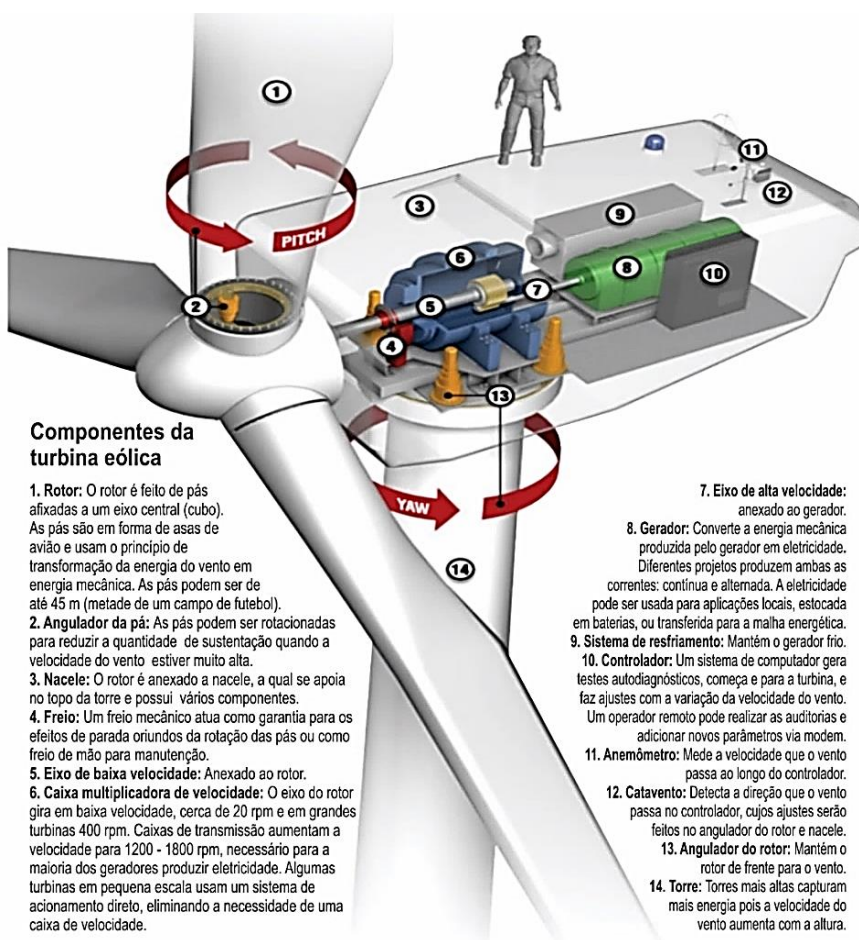
Fonte: Cresesb/Cepel (2001).

De acordo com Ackermann (2002), as turbinas de eixo vertical têm a vantagem de operar independentemente das direções do vento além de terem seu gerador e algumas outras partes instaladas no solo, facilitando a manutenção. No entanto, a grande desvantagem se dá devido as grandes flutuações de torque que acontecem a cada revolução, além da incapacidade de autopartida e das limitações para regulação da velocidade diante de ventos intensos.

As turbinas de eixo horizontal usam diferentes números de pás, dependendo do seu propósito, podendo variar de uma a quatro pás. Quanto maior o número de pás, menor é a velocidade de rotação e maior o torque sobre o eixo do rotor, por esse motivo, os cata-ventos são tão eficientes no bombeamento de água de poços. No entanto, as turbinas que possuem poucas pás, apresentam uma velocidade maior de rotação, sendo um ponto positivo para os aerogeradores de eletricidade (ACKERMANN, 2002).

Segundo Lima (2018), as turbinas do tipo HAWT apontam um maior aproveitamento de energia do vento quando comparadas as do tipo VAWT. Esse tipo de turbina (HAWT) é mais utilizado em projetos mais modernos de aerogeradores das classes de Multimegawatt, porém é de fundamental importância que ela esteja posicionada a uma altura que seja compatível com as características do local onde está sendo instalada, para que ocorra um máximo aproveitamento da energia cinética do vento. Na Figura 4, são apresentados os principais componentes de um HAWT com três pás.

Figura 4 - Componentes principais de um HAWT moderno.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Schubel e Crossley (2012).

O subsistema, que é composto pela turbina e todos os componentes abrigados na nacele, gera esforços sobre a torre que a suporta e, por fim, o movimento da torre altera a resposta daquele subsistema gerando uma interação/influência entre todos os componentes de um aerogerador (HANSEN *et al.*, 2006). As torres são responsáveis por sustentar e posicionar o rotor na altura adequada para seu funcionamento, sendo um elemento estrutural de grande porte e de elevada contribuição no custo do sistema. Na intenção de induzir um maior equilíbrio e segurança na sustentação da nacele em alturas cada vez maiores, tem-se utilizado torres tubulares de aço.

2.2 TIPOS DE FUNDAÇÕES PARA TORRES HAWT

A fundação do aerogerador é o elemento estrutural responsável por transferir ao solo todas as ações provenientes da turbina e da torre (DNV/Risø, 2002). Em geral, o tipo de fundação é determinado de acordo com as dimensões da turbina e as condições do terreno local (PINTO, 2013).

No caso das estruturas de torres eólicas, segundo Milititsky (2014), são utilizadas fundações diretas (sapatas), fundações profundas (estacas), ou fundações especiais (sapatas com tirantes, sapatas sobre solo tratado ou com colunas de brita).

A NBR 6122:2019 (ABNT, 2019) descreve que as fundações rasas (diretas ou superficiais) são assentadas em uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, garantindo que as cargas sejam transmitidas ao terreno de forma distribuída. Em geral, esse tipo de fundação é adotada quando o solo possui, em suas camadas superiores, uma resistência suficiente para suportar as cargas transmitidas do conjunto estrutural completo da torre. Segundo Pinto (2013), as fundações rasas possuem uma grande área de contato com o solo a fim de garantir a estabilidade estrutural.

Já as fundações profundas são assentes em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão, levando em consideração uma profundidade mínima de três metros (ABNT NBR 6122:2019). Essa característica das fundações profundas garante que as cargas sejam transmitidas pela base até o solo (resistência de ponta), ou pela superfície lateral (resistência do pedestal), ou pela combinação das duas.

Milititsky (2019) estabelece que os grupos das fundações rasas e profundas podem ser subdivididos nos tipos de fundações descritos no Quadro 1, no qual são destacadas as suas vantagens e desvantagens.

Quadro 1 - Considerações necessárias para análise de fundações aplicáveis a projetos de aerogeradores.

Tipo de Fundação		Vantagens	Desvantagens
Direta	Simplex	- Baixo custo; - Não necessita de equipamento especializados; - Facilidade construtiva; - Permite a inspeção do material de base.	- Limitado a locais com grande disponibilidade de área; - Não aplicável a solos problemáticos (expansivos, colapsíveis ou cársticos).
	Com tirantes ou chumbadores	Permite a redução das dimensões e volume dos blocos.	- Eleva o custo; - Requer serviço especializado.
	Sobre material tratado com cimento	Viabiliza a construção de fundação direta em locais em que o material resistente está em maior profundidade.	Controle executivo rigoroso.
	Sobre solo natural tratado	Torna possível a execução sobre solos problemáticos.	Dificuldade de previsão da rigidez do conjunto solo – brita.
	Pré-Moldada	- Evita concretagem <i>in situ</i>; - Reduz volume de concreto.	Transporte.
Profunda (estacas)	Escavada	- Permite execução de elementos com grande diâmetro; - Podem atingir altas resistências; - Elimina o uso de blocos; - Rápida execução; - Sem ruídos e vibração.	Limitado a locais que permitam a utilização de fluido estabilizador (lama bentonítica ou polímero).
	Hélice contínua monitorada	- Sem ruídos e vibração; - Rápida execução; - Aplicável a diferentes tipos de solo, dimensões e capacidade de carga; - Permite a detecção de problemas durante a execução; - Não há a necessidade de revestimento da perfuração.	- Necessidade de fornecimento de concreto com alto controle de qualidade e em volume elevado; - Ferramentas com comprimento limitado e equipamentos sem a potência suficiente para execução de estacas muito longas; - Colocação de armadura após concretagem (dificulta o processo).
	Pré-moldada	- Aplicável a solos moles; - Garantia da integridade da estaca; - Boa resistência à flexão e cisalhamento; - Boa capacidade de carga; - Durabilidade ilimitada; - Atinge qualquer profundidade;	- A necessidade de solda e as eventuais exigências dos fornecedores de turbinas torna o processo construtivo demorado; - Limitação da seção e comprimento, devido ao peso próprio;

		• Qualidade superior controlada em canteiro.	• Tempo gasto com necessidade de corte.
	Aço	• Aplicável a horizontes muito resistentes; • Atinge grandes profundidades; • Facilidade de cravação; • Elevada capacidade de carga; • Bom trabalho à flexão; • Facilidade de corte e emenda;	• Custo elevado; • Possíveis problemas com corrosão; • A necessidade de solda torna o processo construtivo demorado.
	Raiz	• Penetra em materiais de qualquer resistência; • alta capacidade de carga; • Estaca de pequeno diâmetro; • Moldada <i>in loco</i>.	• Custo elevado; • Demorado.

Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Milititsky (2019).

2.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Pode-se analisar a ISE considerando o solo como um maciço semi-infinito, homogêneo, elástico, linear e isotrópico, tomando como base a teoria de Mindlin (1936). Essa teoria afirma que a partir de uma certa distância dos pontos de aplicação da carga, os efeitos no maciço não possui significância e, conseqüentemente, não ocorrerão deslocamentos, podendo considerar a região do ponto de aplicação da carga como uma superfície indeslocável.

Santos (1990) utiliza um modelo de distribuição não uniforme para simular a rigidez da ISE, no qual é utilizada a matriz de rigidez condensada do solo para obter o coeficiente de mola em cada ponto da fundação analisada. Contudo, este modelo ainda não considerava o comportamento não-linear do solo, além de necessitar de algoritmos computacionais mais desenvolvidos para o cálculo do coeficiente de rigidez de cada mola. Essa dificuldade também surge em outros modelos propostos para uma distribuição não uniforme de rigidez, e por este motivo o modelo proposto por Winkler (1867) continua sendo muito utilizado.

Ademais, existem ainda as correlações propostas por Vesic (1961) para a obtenção do módulo de reação vertical, que possibilitam relacionar o coeficiente do solo com os seus parâmetros elásticos (E_s e ν), e leva em consideração os fatores geométricos, como as dimensões e o formato da fundação. Essa metodologia foi desenvolvida considerando o caso de uma viga de comprimento infinito apoiada num meio isotrópico, elástico e contínuo.

A condição de engastamento da torre no solo vai de contra aos requisitos de segurança estrutural, uma vez que a deformação da fundação reduz a frequência natural de vibração do

sistema, levando a necessidade de considerar a interação solo-estrutura (HUSSAIN; SATARI, 2008). Além disso, a consideração da ISE é feita também pelo fato de existir uma grande variação dos parâmetros do solo, e, conseqüentemente, da rigidez relativa solo-fundação, influenciando nas tensões de contato e nos esforços internos da fundação (RODRIGUES, 2019). O comportamento das cargas, recalques e estabilidade global da estrutura também são tendências gerais para trabalhos a consideração da ISE.

A consideração da ISE é feita partindo de modelos matemáticos que relacionam o solo e a estrutura no que diz respeito aos deslocamentos e rigidezes (WARREN-CODRINGTON, 2013). Esses modelos consideram a rigidez real do elemento estrutural no cálculo dos deslocamentos e esforços internos da fundação (VELLOSO; LOPES, 2004). Nessa perspectiva, observa-se que para serem obtidos resultados mais próximos da realidade, é necessário levar em consideração o efeito da rigidez da fundação na determinação dos deslocamentos e pressões de contato desenvolvidos no solo.

O estudo seminal sobre esse assunto é o de Winkler (1867), que estabeleceu considerações simplificadoras do solo para ISE (desconsiderando a continuidade do meio), caracterizando-o como um conjunto de molas lineares-elásticas desconectadas, em que a rigidez das molas resultariam em uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo, conhecida como coeficiente de reação vertical (k_v) ou coeficiente elástico. Filonenko e Borodich (1940) propôs um modelo aprimorado, que eliminava o problema inerente ao modelo de Winkler (1867), ao descrever o comportamento contínuo do solo, resultando em um modelo que considerava o coeficiente de reação vertical (k_v) e a interação entre as molas a partir de uma membrana submetida a uma tensão uniforme (T). Hetenyi (1946) propôs um modelo no qual utilizava uma placa elástica imaginária (em problemas tridimensionais) ou uma viga elástica (para problemas bidimensionais) para analisar a interação entre os elementos independentes da mola. E Vesić (1961) refinou a pesquisa desenvolvida por Winkler (1867), a fim de alcançar modelos fundações de grandes dimensões.

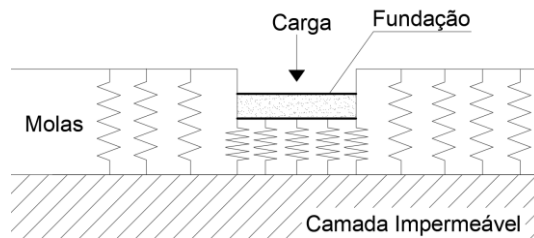
Nessa perspectiva, pode-se afirmar que existem dois tipos de modelos que levam em consideração a deformabilidade do solo: modelos de meio contínuo e de meio discreto.

2.3.1 Modelos de meio discreto (modelo de Winkler)

Winkler (1867) estabeleceu considerações simplificadoras do solo, caracterizando-o como um conjunto de molas lineares-elásticas desconectadas, simulando uma proporcionalidade entre as tensões aplicadas no solo e os deslocamentos gerados no ponto de

aplicação das cargas, desconsiderando a continuidade do meio (Figura 5). A proposição do sistema de molas com uma rigidez equivalente, constitui um modelo simplificado de consideração da interação solo-estrutura, conhecido como modelo de Winkler.

Figura 5 - Deformação do solo através de molas lineares-elásticas (Modelo de Winkler).



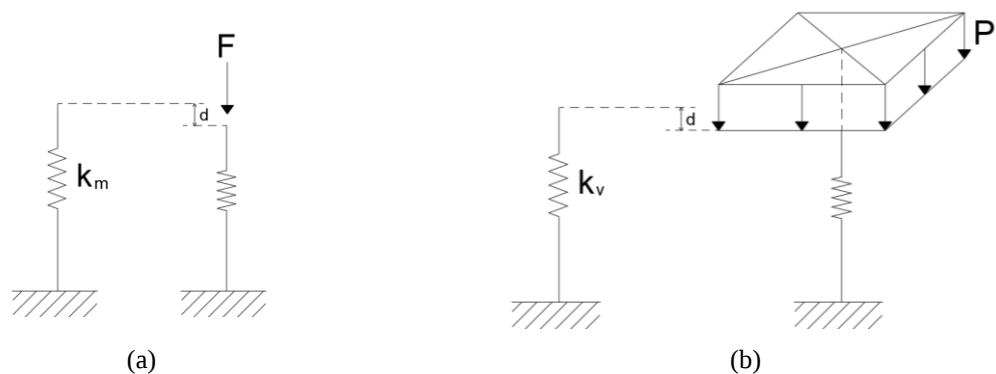
Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Antoniazzi (2011).

O modelo proposto por Winkler (1867) permite identificar o coeficiente de reação vertical (k_v), a partir da relação discreta entre o elemento de fundação e o solo, que define a constante de rigidez do solo análogo ao coeficiente da mola (k_m), mas relacionado a uma tensão, e não a uma força (Figura 6). Essa definição também pode ser determinada em função do ensaio de prova de carga direta sobre terreno de fundação (ensaio de placa), onde o recalque é medido considerando uma carga aplicada em uma placa de dimensões conhecidas.

Segundo Décourt e Quaresma (1996), é o método mais adequado para estabelecer as características carga-recalque para fundações. Com os dados de reação vertical e sabendo a intensidade da carga aplicada, é possível determinar o k_m do solo, proporcional à rigidez.

Figura 6 - (a) Coeficiente da mola: relação entre a força e deslocamento; (b) Coeficiente de reação vertical: relação entre tensão e deslocamento.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Antoniazzi (2011).

Assim, no modelo de Winkler, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos (VELLOSO; LOPES, 2004), como determinado pela Eq. (1).

$$q = k_v d \quad (1)$$

no qual: q é a tensão aplicada; d é o deslocamento vertical; e k_v é o módulo de reação vertical.

O módulo de reação vertical (k_{v1}) relativo ao ensaio de placa é encontrado a partir da razão da tensão pela deformação, no qual deve ser convertido no módulo de reação vertical do solo utilizando a Eq. (2) (VELLOSO; LOPES, 2004):

$$k_v = k_{v1} \left(\frac{b}{B} \right)^n \quad (2)$$

em que: b é a dimensão da placa utilizada no ensaio; B é a maior dimensão da fundação; e n é um coeficiente adimensional que depende da camada compressível abaixo da fundação.

Existem algumas limitações ligadas a metodologia proposta por Winkler (1867), no qual, além de levar em consideração uma uniformidade em relação ao recalque da fundação com a carga aplicada, o autor não considera a influência da geometria da fundação, natureza e direção do carregamento, e nem considera os parâmetros constitutivos não-lineares do solo (WARREN-CODRINGTON, 2013), além da incapacidade do modelo considerar a interação entre os elementos de solo vizinhos (POULOS; DAVIS, 1980).

No entanto, muitos trabalhos utilizaram a técnica estabelecida por Winkler para representação da flexibilidade do solo devido a simplicidade na análise e a facilidade na implementação, na qual, se considera que a reação em determinado ponto do elemento estrutural em contato com o solo está sujeita apenas ao deslocamento desse mesmo ponto (ARAÚJO, 2013). Além disso, ao passar dos anos, foram sendo discutidas algumas formas de se determinar o coeficiente de reação vertical partindo de melhorias acerca do modelo de Winkler. Pode-se destacar a correlação desenvolvida por Vesić (1961), expressa pela Eq. (3):

$$k_v = \frac{1}{B} \left[0,65 \left(\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \right) \right] \frac{E_s}{(1 - \nu^2)} \quad (3)$$

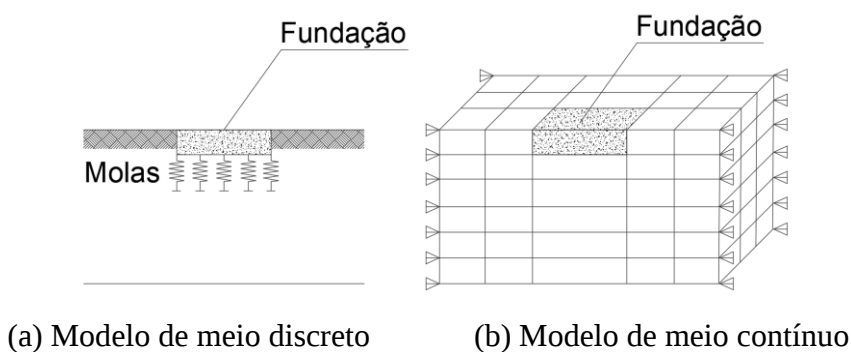
no qual: E_s é o módulo de elasticidade do solo; E_f é o módulo de elasticidade do material utilizado na fundação; I_f é o momento de inércia da fundação em relação ao eixo de flexão da

fundação; ν é o coeficiente de Poisson do solo; G módulo dinâmico de elasticidade transversal do solo; B é a maior dimensão da fundação.

2.3.2 Modelo de meio contínuo

O modelo de meio contínuo é utilizado para representar a interação solo-estrutura, sendo possível levar em consideração, além dos efeitos da interação do elemento estrutural com o solo, os efeitos da transmissão dos esforços ao longo da massa contínua de solo. Nesse modelo, o solo é representado como um meio contínuo semi-infinito com comportamento elástico e isotrópico, ou com comportamento elasto-plástico. Essa representação pode ser definida pelos parâmetros do módulo de elasticidade (E_s) e coeficiente de Poisson do solo (ν) para algumas soluções de vigas e placas baseada na Teoria da Elasticidade; pode ser definida como uma malha de elementos partindo de soluções numéricas via Método dos Elementos Finitos (VELLOSO; LOPES, 2004); ou, em casos mais complexos, Método dos Elementos de Contorno (MEC). A Figura 7 ilustra exemplos dos modelos utilizados na consideração da ISE.

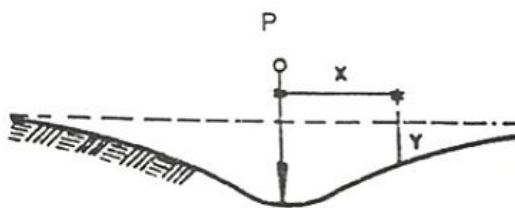
Figura 7 - Modelos utilizados na consideração da interação solo-estrutura.



Fonte: O Autor (2022).

A Figura 8 representa o comportamento ideal do solo como um meio contínuo semi-infinito com comportamento elástico e isotrópico, no qual o recalque ocorre em toda a vizinhança, e não apenas no ponto de aplicação da carga (BERBERIAN, 2016). Nesse tipo de representação, nota-se que é considerado o efeito da transmissão de esforços ao longo da massa contínua de solo, e não apenas os efeitos da interação do elemento estrutural com o solo.

Figura 8 - Hipótese real elástica.



Fonte: BERBERIAN, Engenharia de Fundações (2016).

A modelagem das fundações apoiadas em meio contínuo pode ser feita em *softwares* computacionais com a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF), ou Método dos Elementos de Contorno (MEC). Em casos mais complexos, por meio de análise bi ou tridimensional, utilizando malha de elementos de placa ou sólido na representação do solo e estrutura (VELLOSO; LOPES, 2004), permitindo levar em conta a sua heterogeneidade espacial. Em casos mais simples, com o comportamento do solo considerado como elástico linear, tem-se as soluções derivadas da Teoria da Elasticidade aplicada a solos.

Tratando de análises de grande complexibilidade, os modelos de meio contínuo necessitam de dados de entrada reais e precisos para que as respostas apresentem coerência e estejam próximas da realidade física do problema (ARAÚJO, 2013). Levando em consideração que a fundação é um elemento que transmite as cargas entre a estrutura e o solo, o seu comportamento está diretamente relacionado com o que acontece com o solo quando este é submetido a uma carga, refletindo em um problema de ISE (MILITITSKY *et al.*, 2015). Nestes casos, as análises nas fundações dos aerogeradores são realizadas por meio do modelo de malha tridimensional do solo com estrutura modelada por uma malha de elementos sólidos.

2.4 ESTADO DA ARTE

Nas análises da ISE, são construídos modelos matemáticos que relacionam o solo e a estrutura no que diz respeito aos deslocamentos, pressões de contato e rigidezes (WARREN-CODRINGTON, 2013), fornecendo resultados mais precisos. O desenvolvimento das teorias da ISE surgiu desde a consideração da distribuição linear de tensões no solo, passando pelos modelos elásticos lineares, até os modelos elásticos não-lineares e elasto-plásticos (OBRSUD *apud* WARREN-CODRINGTON, 2013). Dessa forma, há uma necessidade da consideração da ISE na análise do conjunto torre-fundação dos aerogeradores; inclusive, essa necessidade é atribuída no código normativo DNV GL-ST-0126 (DNV, 2018) no seu item 7.4.1.2, que trata

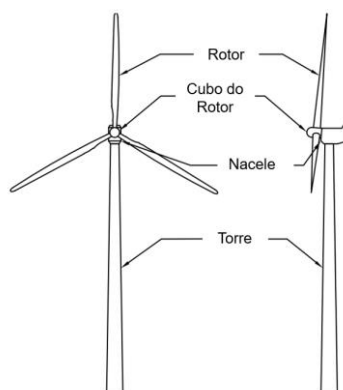
sobre a necessidade de considerar tanto a resistência quanto as deformações da estrutura de fundação e do solo.

A modelagem e análise das fundações de aerogeradores com ou sem consideração da ISE, vem sendo desenvolvidas por diversos pesquisadores com a finalidade de trazer interpretações e informações que servirão de base para o desenvolvimento de pesquisas futuras.

Prowell, Elgamal e Lu (2010) desenvolveram em sua pesquisa um sistema completo da estrutura de solo com uma turbina eólica de 5 MW (JONKMAN *et al.* 2009) com uma altura de cubo de 90 m e um diâmetro de rotor de 126 . Inicialmente, os autores criaram um modelo em Elementos Finitos (EF) detalhado da turbina (possuindo uma base fixa que representa a torre da turbina, nacele e rotor), e validaram de acordo com as propriedades de referência da turbina NREL 5 MW. A torre da turbina eólica (Figura 9) foi dividida em 100 elementos de viga-coluna considerando rigidez à flexão no centro de cada elemento baseada na seção transversal da torre. Para as pás do rotor, foram utilizados 48 elementos de viga-coluna para simular a massa e a distribuição de rigidez (JONKMAN *et al.* 2009). Este esquema de configuração geométrica simplificada da turbina caracteriza uma abordagem predominante para modelagem numérica de turbinas eólicas nas análises de carregamentos sísmicos (BAZEOS *et al.*, 2002; RITSCHER *et al.*, 2003; JONKMAN; BUHL, 2005; WITCHER, 2005; HAENLER *et al.*, 2006).

Ademais, Prowell, Elgamal e Lu (2010) estenderam o modelo da turbina para incluir a malha de solo tridimensional completa, afim de analisar a influência da Interação Solo-Estrutura na propriedades dinâmicas da estrutura. A torre foi modelada com um perfil de solo de 15 m de espessura, variando a rigidez e estando sujeito a registros de terremoto ocorrido em Northridge, Bairro em Los Angeles, Califórni, EUA.

Figura 9 - Configuração geométrica de turbinas eólicas.



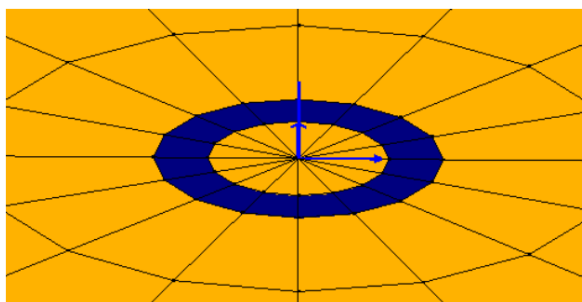
Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Prowell, Elgamal e Lu (2010).

Algumas pesquisas desenvolvidas anteriormente consideraram a ISE para as turbinas eólicas usando o esquema equivalente de molas e amortecedores (BAZEOS *et al.*, 2002; ZHAO; MAISSER, 2006). Contudo, Prowell, Elgamal e Lu (2010) utilizaram uma malha de solo adaptável a locais realistas onde o perfil do solo é estratificado., na intenção de evitar erros na resposta do sistema estrutural do solo. Os autores modelaram o solo e a fundação como elementos elásticos lineares com rigidez e densidade, sendo a fundação uma cavidade cilíndrica, identificada na Figura 10 pela cor azulada, de material elástico que permanece em perfeito contato com o solo.

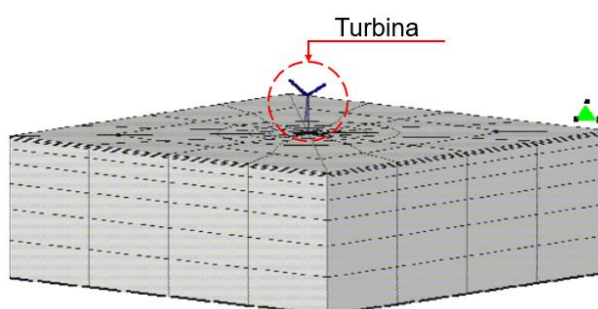
Prowell, Elgamal e Lu (2010) modelaram o solo com uma profundidade de mais 200 m e uma distância horizontal de mais de 400 m, constituindo em um modelo com mais de 1.300 elementos do solo. Esse modelo foi proposto na intenção de minimizar os efeitos do contorno ocorridos pelo uso de molas e amortecedores equivalentes, que mesmo independentes das frequências naturais do solo e do sistema estrutural, podem ocorrer erros na resposta do sistema solo-estrutura na ressonância (GHAFAR-ZADEH; CHAPEL, 1983). Na Figura 11 é ilustrada a malha do solo que pode ser comparada com a dimensão da turbina no centro.

Figura 10 - Detalhamento da fundação na malha do solo.



Fonte: Prowell, Elgamal e Lu (2010).

Figura 11 - Modelo tridimensional completo de solo e turbina.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Prowell, Elgamal e Lu (2010).

Prowell, Elgamal e Lu (2010) concluíram que os modelos propostos trazem importantes informações sobre a extensão em que a ISE influencia no comportamento das grandes turbinas eólicas, e consequentemente nas considerações de projeto para os elementos de fundações. A pesquisa mostrou um baixo efeito da influência da ISE sobre o primeiro e o segundo modos naturais de vibração na flexão longitudinal em uma turbina com fundação em argila rígida (Massa Específica: $1.632,93 \text{ kg/m}^3$; Módulo de cisalhamento: $15 \cdot 10^4 \text{ kPa}$; Módulo Volumétrico: $75 \cdot 10^4 \text{ kPa}$). No entanto, a influência da ISE no primeiro e segundo modos naturais de vibração na flexão longitudinal é relativamente pequena enquanto que no momento fletor máximo e na distribuição da tensão de cisalhamento (ao longo da altura da torre) é mais significativa. A significativa influência observada é uma característica específica para a configuração considerada na modelagem desenvolvida, podendo ser mitigada nos casos das turbinas reais.

Nicholson (2011) analisou os conceitos de otimização que poderiam ser utilizados no projeto de torres de turbinas eólicas e fundações. Os problemas de otimização, em geral, foram estruturados e resolvidos com e sem levar em consideração os efeitos das deflexões (resultantes dos movimentos rotacionais e horizontais da fundação) e a rigidez (no cálculo da frequência natural).

Alguns requisitos foram determinados no projeto da fundação, sendo o recalque um fator não considerado no trabalho de Nicholson (2011), uma vez que, o autor considera as pressões de contato vertical no solo muito baixas, causando menos de 2,5 cm de assentamento em solos com capacidade de suporte adequada e rigidez (TINJUM; CHRISTENSEN, 2010). Ademais, o autor não aborda sobre o projeto estrutural detalhado, verificação de segurança contra o deslizamento, e potencial de liquefação, pois estas análises estão além do escopo da pesquisa.

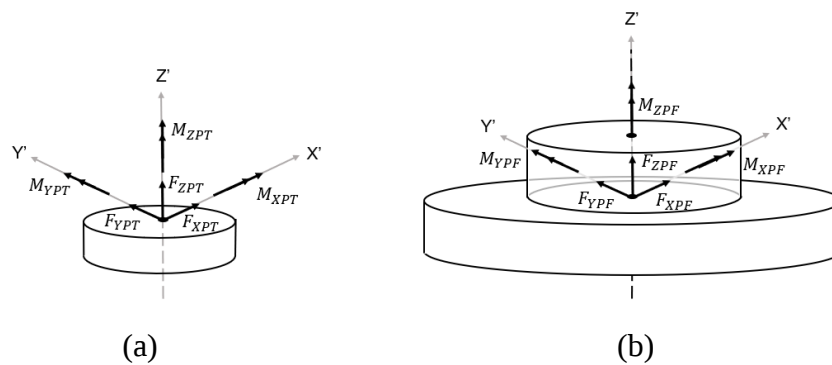
Nicholson (2011) descreve detalhadamente como são assumidos os carregamentos na torre e no elemento de fundação. Na torre, o carregamento é composto pela carga da turbina, vento atuante, peso próprio da estrutura e acessórios internos. As cargas da turbina foram obtidas utilizando um documento fornecido pelo fabricante da turbina. Vento, peso próprio e acessórios internos, tiveram suas cargas obtidas usando normas apropriadas. Para o elemento de fundação, o carregamento utilizado foi obtido de um documento de carga estrutural fornecido pelo fabricante da turbina, sendo adicionado a inclusão do seu peso próprio.

Para realizar uma análise bidimensional, o conjunto de carregamentos no conjunto torre-fundação são obtidos por meio do documento de carga estrutural fornecido pelo fabricante da turbina, e as componentes tridimensionais das forças (Figura 12). A solução é feita baseada no

conjunto das forças tridimensionais resultantes que agem ao longo do novo sistema de coordenadas definido (Figura 13).

A análise da fundação realizada por Nicholson (2011), consiste no cálculo da carga vertical total, carga no solo, valores de rigidez rotacional e horizontal da fundação, segurança contra tombamento, além dos momentos resistentes da fundação. O autor concluiu que, considerando um sistema integral entre torre e fundação, o projeto tem custos mais elevados, mas apresenta maior segurança. Dessa forma, é sugerido que sejam realizadas pesquisas que possam incluir uma otimização discreta do problema no intuito de detalhar os projetos e conseguir estimar acertivamente os custos.

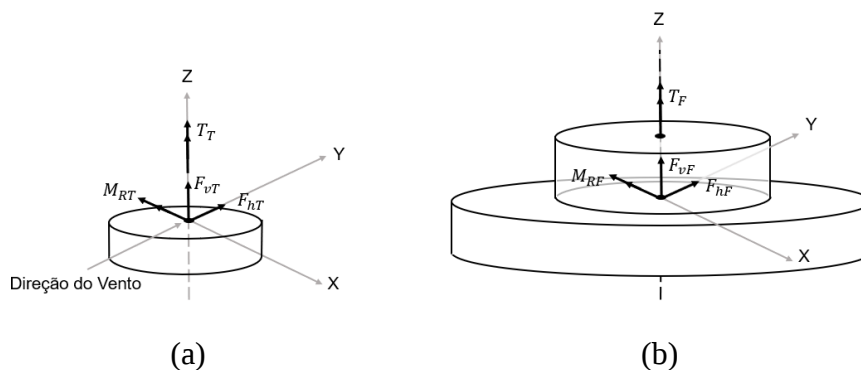
Figura 12 - Componentes de força tridimensionais no topo da torre (a) e fundação (b).



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Nicholson (2011).

Figura 13 - Forças resultantes bidimensionais no topo da torre (a) e fundação (b).



Fonte: O Autor (2023).

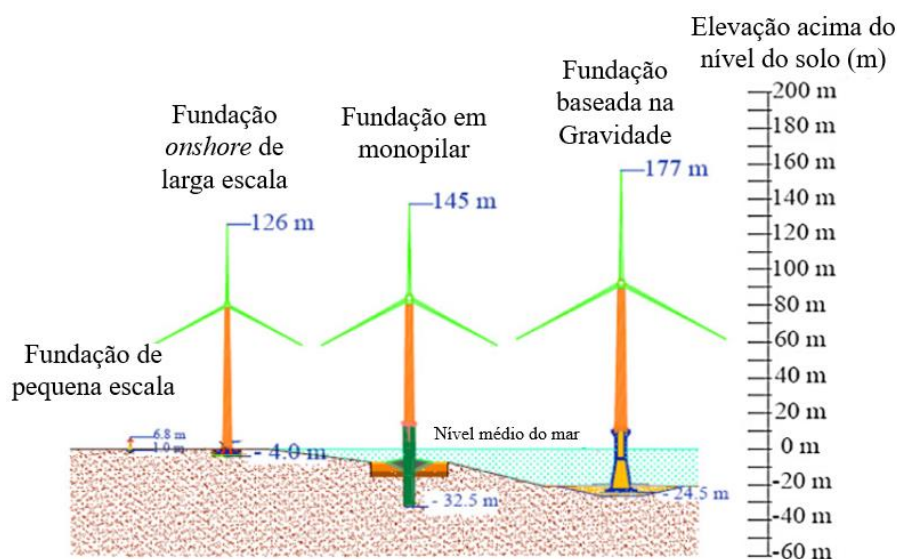
Nota: Adaptado de Nicholson (2011).

Os estudos considerando os efeitos da ISE para as estruturas de turbinas eólicas evoluíram consideravelmente a partir dos estudos de Bhattacharya e Adhikari (2011) e Lombardi, Bhattacharya, Wood (2013) no qual, foram desenvolvidos modelos partindo de

métodos analíticos incorporando a flexibilidade rotacional e translacional da fundação.

Horgan (2013) em sua pesquisa, teve como objetivo a otimização e projeto da fundações de torres de aerogeradores *onshore* e *offshore*, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) para diferentes modelos de fundações, comparando e associando os custos no intuito de identificar a base ideal. As fundações *onshore* são de pequeno e grande porte, e as fundações *offshore* são do tipo monopilar ou baseada na gravidade (Figura 14).

Figura 14 - Quatro fundações de turbinas eólicas diferentes.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Horgan (2013).

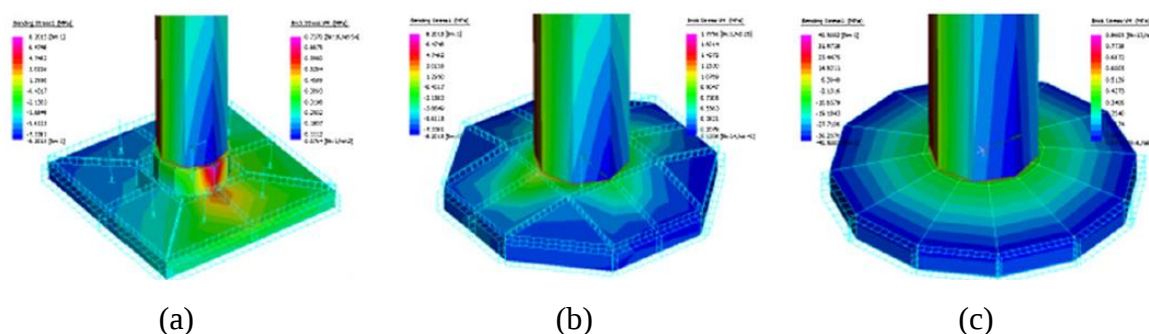
Horgan (2013) estabeleceu um modelo da estrutura da turbina eólica que seria utilizado no projeto da fundação. A torre foi modelada em Elementos Finitos (EF) como um elemento de viga de aço estrutural esgastada na fundação. A otimização da fundação da turbina eólica foi baseada nos custos do projeto, no qual a massa da fundação foi minimizada e o desempenho da turbina maximizado.

As fundações das torres de pequeno porte (*onshore*) foram consideradas como sapatas simples reforçadas por malhas padrão ou barras espaçadas, e modelada como um bloco, que interage diretamente com o solo por meio de uma face de suporte através de molas de compressão. Já nas fundações das torres de grande escala (*onshore*), o solo do aterro fornece um peso que aumenta a estabilidade da estrutura. Neste tipo de fundação, é necessário um reforço estrutural de aço para vencer os grandes momentos de tombamento gerados pela força horizontal do vento na torre e rotor acoplado à estrutura.

Horgan (2013) modela a ISE como um conjunto de molas de compressão, aplicadas ao elemento de fundação como suporte da face inferior da sapata. A partir da análise da ISE, é confirmado que outras otimizações no projeto do elemento de fundação são possíveis, incluindo as variáveis da profundidade de aterro, capacidade de geração, altura da torre, formato da fundação e altura do pedestal. O tamanho da fundação é investigada analisando a influência da profundidade do aterro, verificando desde o não uso de aterro até a escavação do solo em até 4 m de profundidade, sendo incrementando a cada 0,5 m. O autor confirma que a variação da profundidade ótima do aterro varia de 1 m a 2 m, não sendo ideal profundidades excessivas, pois o volume de armadura de reforço não reduz de forma adequada. O aumento da profundidade excessiva de aterro resulta na necessidade de massas estruturais menores, no entanto, aumentam os custos de construção e também uma área de aço mínima é necessária para resistir à flexão.

Horgan (2013) analisa três diferentes geometrias para as fundações, incluindo sapatas com base quadrada, octogonal e circular (Figura 15). Nessa análise é notado que a massa da fundação pode ser reduzida nas bordas devido à menor concentração de tensões nessas regiões. Verifica-se que menos concreto é utilizado à medida que o formato da fundação é otimizado, mas é necessário uma maior quantidade de aço. Os formatos de octógono e circular usam aproximadamente 30% e 23% mais reforço de aço, respectivamente, do que o formato quadrado. Isso acontece devido a disposição das armaduras para cada formato de fundação, pois, no formato octógono e circular o reforço secundário é colocado em direções radiais, conforme diretrizes estabelecidas por Bowles (1996), enquanto nas fundações quadradas as armaduras são colocadas ortogonalmente.

Figura 15 - Comparação de modelos em Elementos Finitos (EF) de (a) quadrado, (b) octógono e (c) círculo.



Fonte: Horgan (2013).

Silva (2014) realizou um pré-dimensionamento de dois tipos diferentes de fundação (uma direta e outra indireta) de torres eólicas para diferentes tipologias de solos, apresentando as armaduras em aço necessárias para garantir a segurança estrutural. A modelagem foi realizada utilizando o *software* SAP2000, no qual simulou as ações atuantes na torre no intuito de determinar os esforços em cada tipo de solo considerado. As ações que causam efeito na estrutura foram estabelecidas segundo as recomendações do Decreto Lei nº 235 (1983), Eurocódigo 0 (2009), Eurocódigo 2 (2010) e Eurocódigo 7 (2010).

Silva (2014), utilizando o *software* SAP2000, modelou uma sapata (fundação direta) e um bloco de fundação suportado por estacas (fundação indireta), e além disso, acoplou as ações às quais os elementos de fundação estão sujeitos. Contudo, houve algumas limitações na modelagem no *software* SAP2000; uma delas foi na modelagem da geometria da fundação, pois só era possível modelar com facilidade formas paralelepípedicas. Outro aspecto pontuado foi a angulação da aplicação das forças do vento, no qual não era possível aplicar a força no pedestal no ângulo mais grave (45° N). Silva (2014) ainda relatou a dificuldade na caracterização dos solos no *software*, pois na situação real, os solos não são homogêneos nem isotrópicos, e no modelo o solo foi considerado com estas características, podendo interferir nos resultados obtidos. Portanto, devido os diagramas dos esforços resultantes serem diferentes da realidade, as armaduras podem estar subdimensionada ou sobredimensionada.

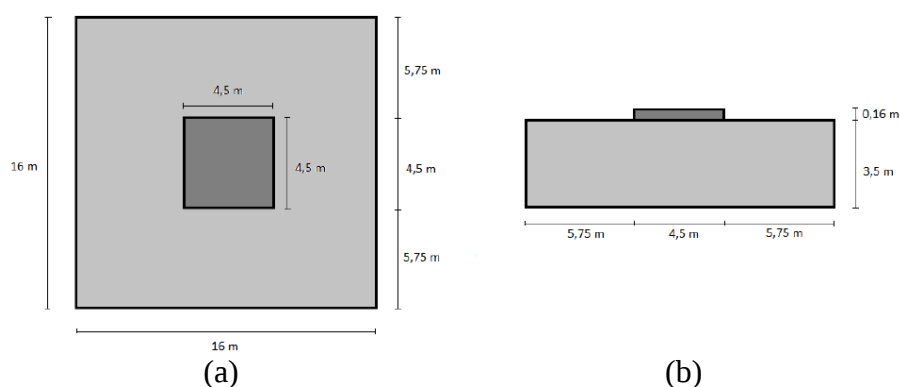
Silva (2014) modelou a fundação relacionando-a com todos os esforços resultantes: ação do vento, peso da estrutura e peso dos equipamentos, ao passo que, simultaneamente, observou as características físicas de cada tipo de solo. As fundações (sapata e bloco estaqueado) apresentam as mesmas dimensões, o que varia são os parâmetros resistentes do solo, no intuito de realizar uma comparação em relação a quantidade necessária de armadura para resistir a certos esforços. A sapata que suporta a torre de aerogerador de 95 m foi obtida baseado em um caso real, e possui as característica presentes no Quadro 2 e geometria da Figura 16

Quadro 2 - Características da sapata.

Características	Valor
Dimensões da sapata (base x largura x altura)	16 x 16 x 3,5 (m ³)
Dimensões do pedestal de concreto (base x largura x altura)	4,5 x 4,5 x 0,16 (m ³)
Cobrimento das armaduras	60 mm
Classe do concreto da sapata e do pedestal	C35/40
Classe do concreto do lastro	C12/15
Classe das armaduras da sapata	A500NR

Fonte: Silva (2014).

Figura 16 - Dimensões da sapata, vista em planta (a) e em corte (b).

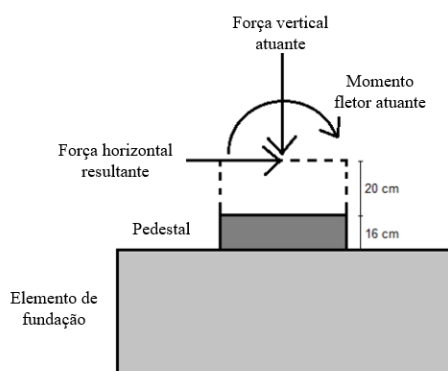


Fonte: Silva (2014).

A modelagem foi realizado no Estado Limite Último (ELU) considerando a combinação mais desfavorável para a flexão da fundação. Além disso, foram incluídos os efeitos de 2ª ordem na estrutura e os seus valores são considerados em um ponto distante aproximadamente 20 cm acima do pedestal de concreto (Figura 17).

Foram apresentados os esforços mais desfavoráveis nas direções XX' e YY'. Partindo dos gráficos dos esforços de flexão na fundação, pôde-se dimensionar as armaduras nas direções XX' e YY', tanto na face inferior quanto superior.

Figura 17 - Esquema de aplicação das forças e momento no pedestal.



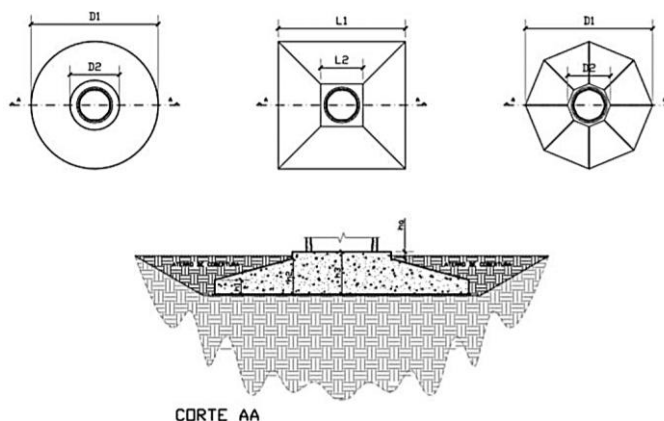
Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Silva (2014).

Ribeiro (2017) através de uma análise numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF) avaliou a eficiência, sob o ponto de vista estrutural, de diferentes geometrias de fundações superficiais de gravidade de aerogerador, sendo elas sapatas no formato circular,

quadrada e octogonal. Na intenção de realizar uma parametrização na pesquisa, as geometrias foram escolhidas no intuito de obter volumes de concreto semelhantes para as três bases. Na Figura 18, são apresentados os desenhos em planta e em corte transversal das três bases em estudo, enfatizando os fundamentais parâmetros geométricos.

Figura 18 - Geometria das fundações adotadas na pesquisa.



Fonte: Ribeiro (2017).

A obtenção da geometria das fundações se deu através das expressões de dimensionamento da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e da norma espanhola *Instrucción de Hormigón Estructural* (EHE-08, 2008). Na análise estática, Ribeiro (2017) utilizou uma torre de aerogerador de concreto com altura de cubo de 120 m e diâmetro do rotor de 110 m. Além das cargas que são resultantes da torre, foram considerados o peso próprio da fundação e o peso do aterro sobre a mesma.

As análises foram realizadas no ELU e ELS. Para o ELU, é necessário utilizar os coeficientes de majoração para combinações de ações normais permanentes segundo a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), sem necessitar do uso do coeficiente para ações especiais ou excepcionais, já que a carga de vento é extrema. Os fatores parciais de segurança para projeto de estruturas para aerogeradores foram tomados na *International Standard – Wind Turbines – Part 1: Design requirements* (IEC, 2019). No caso dos coeficientes no ELS, foram considerados os valores previstos na IEC 61400-1 (IEC, 2019) para os casos característicos das cargas, já que a análise realizada na fundação é de deflexão crítica.

A análise numérica das fundações modelada por Ribeiro (2017) foi realizada utilizando o *software* SAP2000, que é um programa que trabalha com o MEF. As fundações foram modeladas por meio de elementos de placa fina (*thin-plate*) utilizando o elemento *shell* do SAP2000, que em geral é utilizado para modelar estruturas de placa, casca ou membrana em

modelos planos de três dimensões. O autor considera que os carregamentos transmitidos da torre ocorrem exatamente no encontro desta com a fundação, composto pelo momento M_{xy} e pela força F_{xy} em relação ao ponto de tombamento da base.

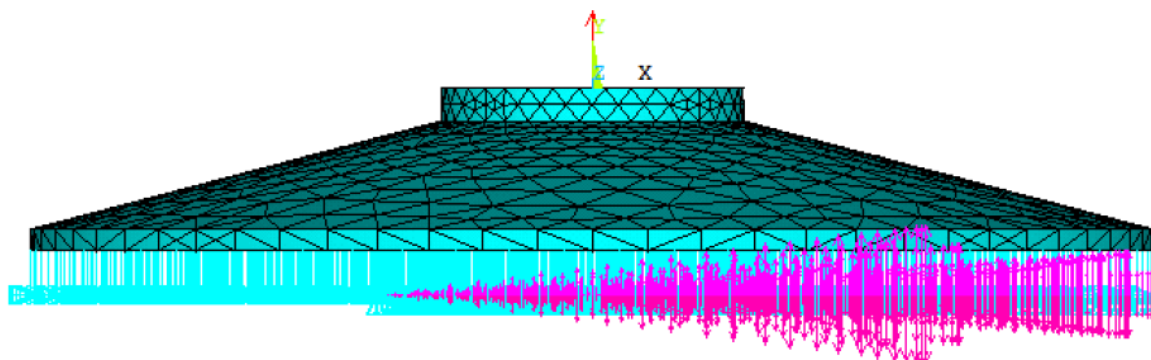
Lima (2018) analisou uma torre tubular de aço para aerogerador de eixo horizontal constituída de aço S355J2, que suportava um aerogerador no padrão SWT-3.2-113 (SIEMENS, 2014). Determinou-se que a fundação consistia em uma sapata circular, formada por: um cilindro de 26,0 m de diâmetro e 0,5 m altura apoiado sobre solo; acima deste é disposto um segmento com altura de 2,5 m de formato tronco-cônico no qual o diâmetro variava ao longo da altura, de 26,0 m a 7,2 m; e, por fim, tem-se um pedestal com diâmetro de 7,2 m e altura de 0,75 m, da qual 0,25 m fica acima do solo por questões de durabilidade (evitar a corrosão do flange basal e do anel de fundação da torre).

Lima (2018) formulou um projeto de torre tubular de aço e de sua fundação (sapata), que foram modeladas, em conjunto com o solo, mediante o MEF utilizando o *software* ANSYS... (2012). O objetivo da modelagem era de analisar a flambagem e a não-linearidade geométrica do modelo, além de fazer uma análise estrutural considerando os materiais de comportamento elástico linear (ponto de vista físico), e não-linear (ponto de vista geométrico).

Foi utilizado um modelo de elementos finitos no *software* ANSYS... (2012), no qual considerou a torre engastada na base com 7272 elementos de casca, com 4 nós e 6 graus de liberdade em cada nó. A sapata foi modelada com 11766 elementos sólidos tetraédricos, com 20 nós e 3 graus de liberdade de translação em cada nó. Para a avaliação da interação solo-estrutura, a reação elástica do solo foi modelada com 2145 elementos de mola com rigidez axial, colocados na base da sapata.

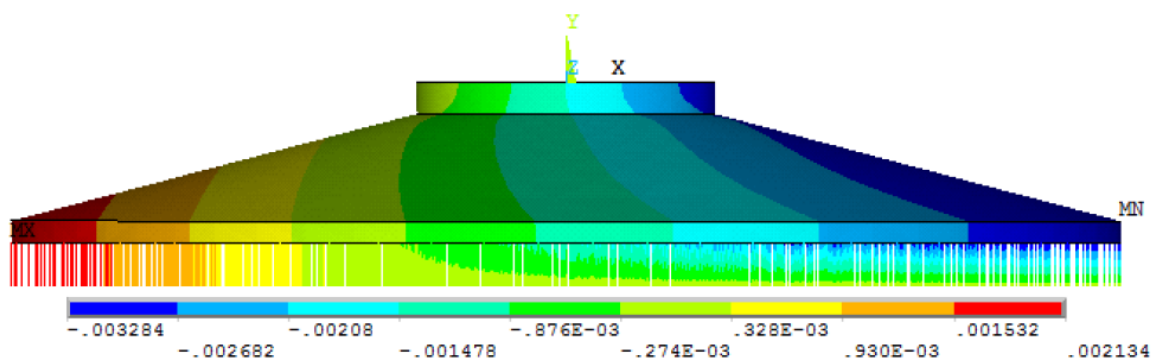
Inicialmente, para a análise da estabilidade não-linear geométrica dos deslocamentos transversais à torre em conjunto com a sapata e considerando a ISE, Lima (2018) verificou se os elementos finitos de mola que ligavam a sapata ao solo sofriam tração ou compressão, eliminando todas as molas que encontravam-se tracionadas. Constatou-se que dos 2145 nós que possuíam molas, 538 sofriam tração, e consequentemente foram desativadas. Observa-se que 25% da área da base da sapata é levantada e fica sem contato direto com o solo (Figura 19). Na Figura 20 é ilustrada uma representação dos deslocamentos verticais sofridos pela sapata.

Figura 19 - Representação das reações do solo sobre a sapata.



Fonte: Lima (2018).

Figura 20 - Deslocamentos verticais da sapata (m).

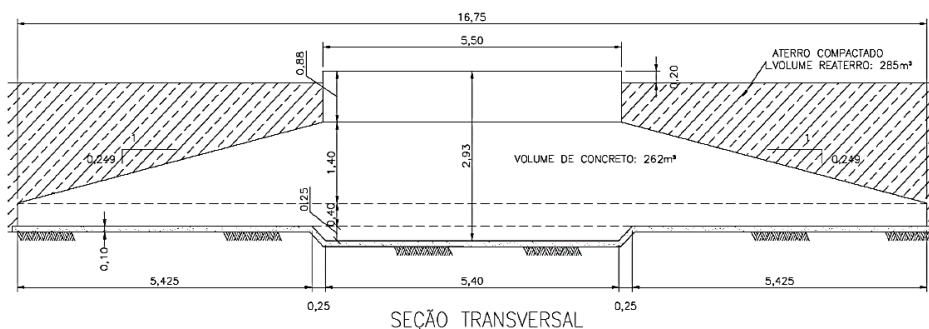


Fonte: Lima (2018).

Por fim, Lima (2018) detalhou as ligações da sapata com o flange basal da torre (entre a sapata e o segmento 1 da torre), nas quais foram utilizados uma “gaiola” de parafusos M36 (ISO 10.9): barras de ancoragem, com 2x144 parafusos. O autor conclui que para o modelo simulado no *software* ANSYS... (2012), no qual é considerada a interação solo-estrutura, existe uma estabilidade para o conjunto torre-sapata-solo, conseqüentemente, a estrutura tende para uma deformada final estável.

Lôbo (2018) elaborou um projeto geotécnico de uma fundação típica para torre de aço de aerogerador, sendo solicitada por uma turbina de 2,2 MW com 80 m de altura, na intenção de atender à três perfis típicos de solo. A fundação adotada é do tipo superficial em sapata circular, com diâmetro igual a 16,75 m (Figura 21), a qual encontra-se assente sobre um solo em que foram realizadas as sondagens.

Figura 21 - Fundação superficial em sapata circular.



Fonte: Lôbo (2018).

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas verificações de segurança foram calculados através dos métodos propostos por Peck, Hanson e Thornburn (1974), Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996) para o ângulo de atrito; Stroud (1989) e Burland e Burbridge (1985), Schnaid (2000), Freitas, Pacheco e Danziger (2012) e Ruver e Consoli (2006) para o Módulo de Young; e a norma Petrobrás N-1848 [6] (2011) e Borges (2018) para o Módulo de cisalhamento dinâmico. A verificação geotécnica foi realizada de forma analítica, e foi concluído que a concepção inicial do projeto da sapata para suporte da torre tubular de aço foi adequada, mostrando-se segura nas verificações de segurança (Tabela 2).

Tabela 2 - Resultados das verificações de segurança da sapata.

Critério de Segurança	Caso Normal de Carregamento	Caso Extremo de Carregamento
Verificação de segurança Tombamento	$3,33 > 1,50$	$2,77 > 1,50$
Verificação de segurança Deslizamento	$14,50 > 1,50$	$11,60 > 1,50$
Capacidade de carga do solo	$54 > 3$ - Meyerhof (1953) $40 > 3$ - Teng (1962)	$45 > 3$ - Meyerhof (1953) $34 > 3$ - Teng (1962)

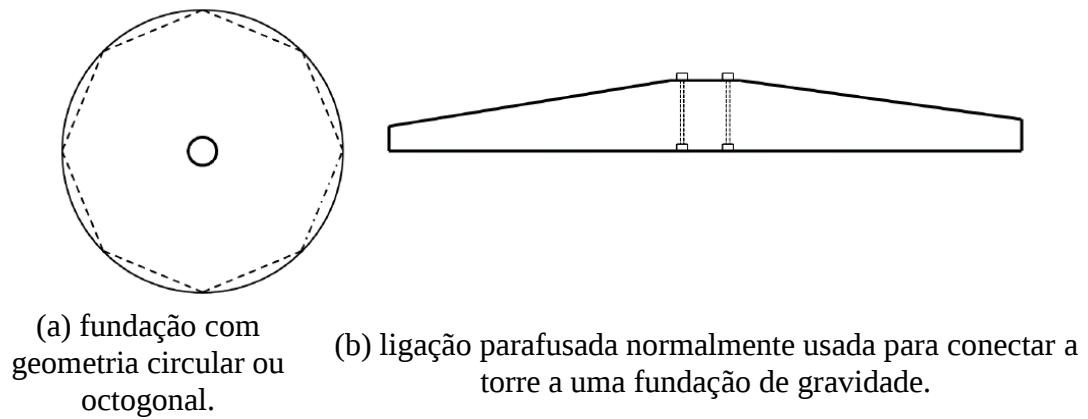
Fonte: Lôbo (2018).

Conclui-se que o fator preponderante na determinação da segurança estrutura rege em torno da verificação quanto ao ELU de tombamento, justificando-se pelo alto carregamento excêntrico no qual a fundação está sujeita.

Tenenbaum (2018) investiga como implementar a interação solo-estrutura (ISE) em um projeto de torre *onshore* com uma fundação de concreto baseada na gravidade (Figura 22), analisando se a ISE deve ser considerada ou não no projeto. A implementação em EF foi realizada inicialmente no *software* MATLAB partindo do código aberto *Computer Aided*

Learning of the Finite Element Method (CALFEM) e depois comparando os resultados com as respostas obtidas por meio do código aberto FAST para turbinas eólicas.

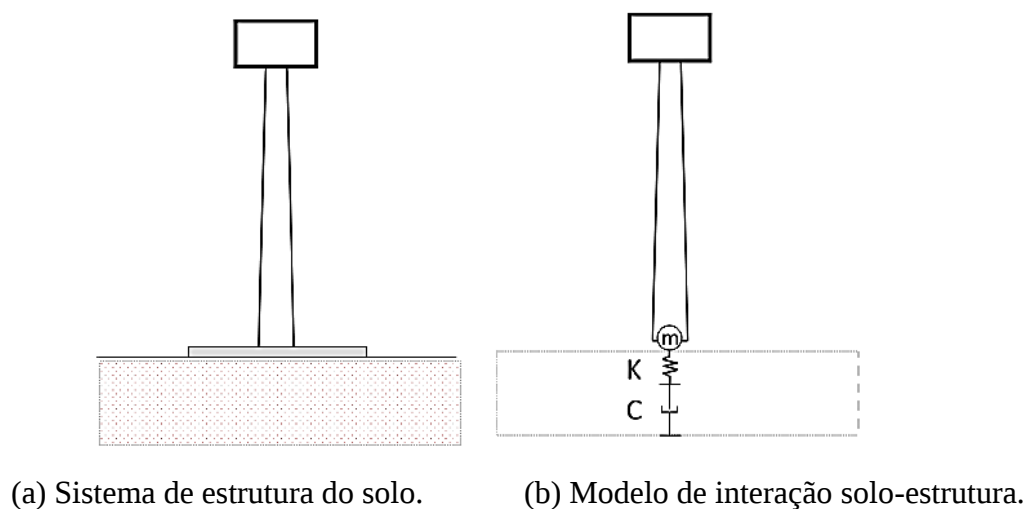
Figura 22 - Vista em planta e corta da geometria da fundação adotada.



Fonte: Tenenbaum (2018).

As condições de contorno do solo que suporta o elemento de fundação são ilustradas na Figura 23, nos quais, as condições foram formuladas com amortecimentos, rigidezes e matrizes de massa implementadas na base inferior da fundação.

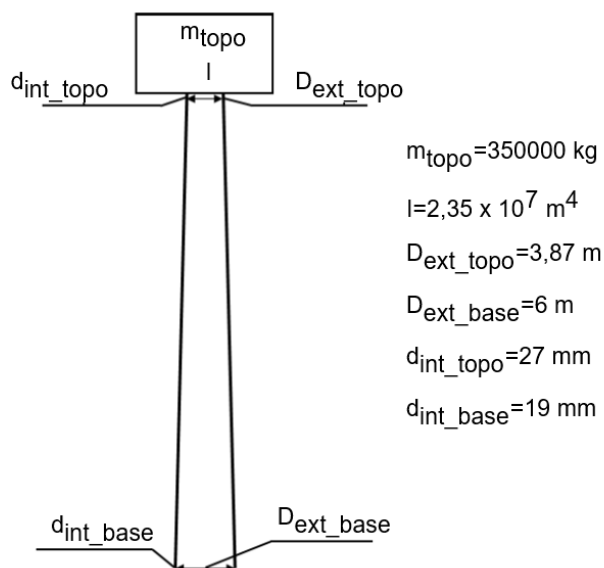
Figura 23 - A influência do solo na turbina eólica é modelada em FAST.



Fonte: Tenenbaum (2018).

Tenenbaum (2018) utiliza uma turbina eólica de 5 MW de referência NREL (JONKMAN *et al.*, 2009), a qual possui uma altura de 90 m e 3 pás (Figura 24).

Figura 24 - Modelo da turbina eólica de referência NREL de 5 MW.



Fonte: Tenenbaum (2018).

Os resultados de Tenenbaum (2018) mostram que a inclusão da interação solo-estrutura no sistema acarreta em uma redução nas frequências do sistema, não afetando o momento máximo na base da torre, mas aumenta o deslocamento no topo. Ademais, Tenenbaum (2018) realiza uma análise de fadiga nas ligações parafusadas entre o flange da base da torre e a fundação em vários cenários de vento turbulento. As análises mostram que a inclusão da interação solo-estrutura tem influência nos danos sofridos nos parafusos, mas nenhuma conclusão final é feita acerca da inclusão do ISE ser benéfico ou prejudicial.

Rodrigues (2019) partindo de uma modelagem em elementos finitos utilizando elementos planos e tridimensionais com auxílio do *software* comercial SAP2000 (COMPUTERS AND STRUCTURES, INC, 2017), realizou um estudo comparativo entre diferentes modelos de fundações diretas de aerogeradores de grande porte e verificou a influência dos parâmetros geotécnicos no comportamento estrutural, tanto na interação solo-estrutura como nos esforços para dimensionamento estrutural em concreto armado.

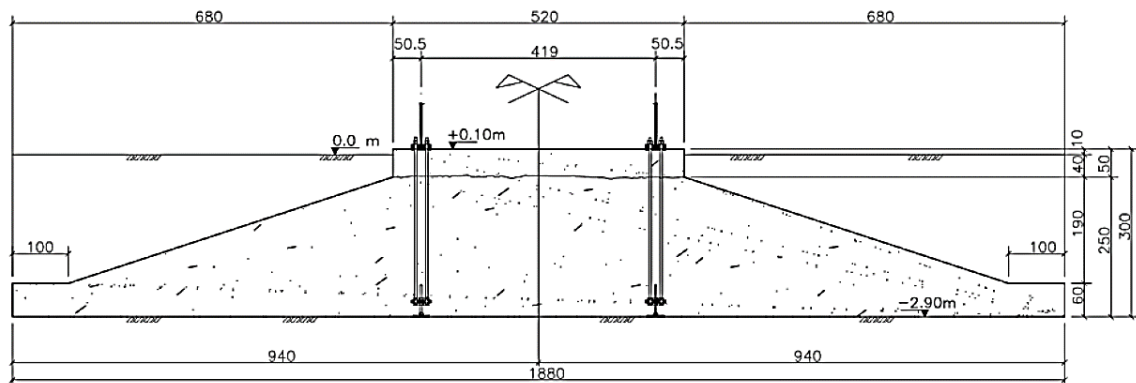
O autor definiu a classe do aerogerador de acordo com a norma ABNT NBR IEC 61400-1 (2019) em função da velocidade de referência média do vento com duração de 10 minutos durante 50 anos e parâmetros de turbulência do local de implantação (Tabela 3). Foi considerada uma fundação direta com base circular com as propriedades geométricas indicadas na Figura 25. A geometria e dimensões adotadas no projeto satisfazem os critérios de estabilidade como corpo rígido para as cargas transmitidas do aerogerador para a fundação.

Tabela 3 - Parâmetros do vento para aerogerador classe IIIA.

Classe do aerogerador	IEC-III A
Velocidade média anual do vento	7,5 m/s
Intensidade de turbulência	16%
Velocidade do vento de referência (média no intervalo de 10 minutos)	37,5 m/s
Velocidade extrema do vento (rajada) em um período de 50 anos	52,5 m/s

Fonte: Rodrigues (2019).

Figura 25 - Fundação direta do aerogerador considerada (dimensões em cm).

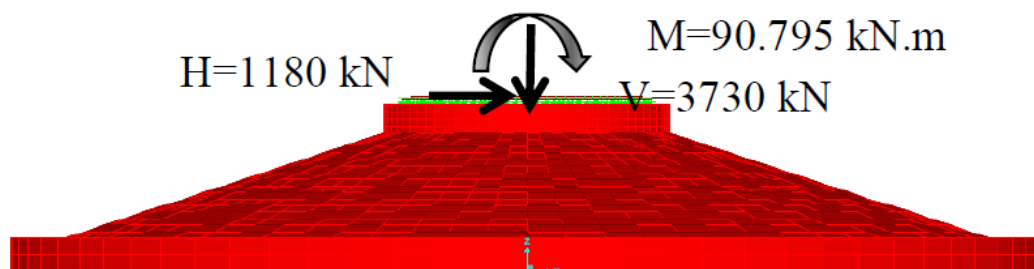


Fonte: Rodrigues (2019).

Para fins de análise, Rodrigues (2019) considera, na ISE, restrição vertical do solo aplicando molas verticais sem resistência à tração em toda a base da fundação. Já para a restrição horizontal do solo, foram adicionadas molas lineares nas duas direções em toda a base da estrutura, exceto nos modelos no qual foram aplicadas apenas na área comprimida da base. A análise foi realizada inicialmente por meio da verificação da área de descolamento da base do modelo. Posteriormente, de forma manual, foram eliminadas as molas horizontais tracionadas, realizando um processo iterativo semelhante ao modelo proposto por Lima (2018). O autor calcula de forma automática, através do *software* SAP2000 a área de influência de cada nó nos elementos no intuito de computar o coeficiente de reação nodal, ou mola, na unidade de carga/distância (kN/m).

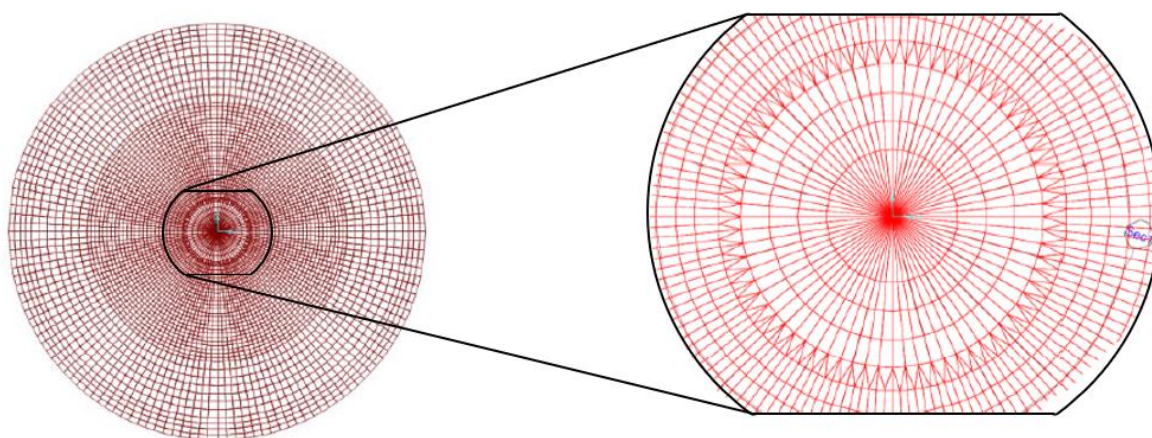
Rodrigues (2019) considera que as cargas resultantes da torre são aplicadas no topo da fundação como ilustrado na Figura 26. Essas cargas equivalem às cargas extremas informadas pelo fabricante do aerogerador, no qual as análises são realizadas no estado limite último (ELU). Além dos carregamentos resultantes da torre, são levadas em consideração o peso próprio da estrutura, carga do reaterro e protensão das ligações parafusadas.

Figura 26 - Cargas extremas aplicadas na fundação.



Fonte: Rodrigues (2019).

Figura 27 - Modelo em elementos finitos planos com ampliação da região central.



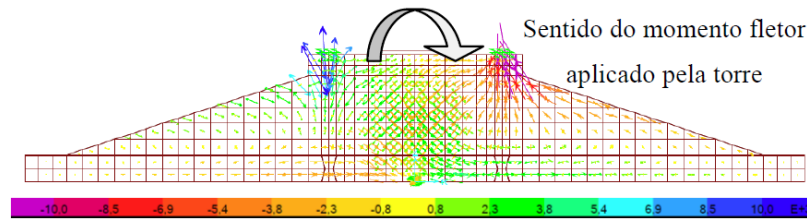
Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Rodrigues (2019).

Rodrigues (2019) modela a estrutura considerando elementos sólidos, sendo estudados três modelos que possuem diferenças na identificação, idealização da aplicação da carga e nível de refinamento da malha. O autor também dimensiona as armadura principais de flexão da fundação partindo dos esforços internos solicitantes, considerando a combinação no ELU de cálculo nas condições mais desfavorável para cada seção (regiões onde ocorrem os maiores esforços). O autor ainda discute sobre a importância de serem realizadas verificações quanto ao ELF no intuito de suportar os danos acumulados causados pelas solicitações do vento e ações do rotor, no entanto, esse tipo de análise foge do escopo de sua pesquisa e não foi considerada para efeito de dimensionamento.

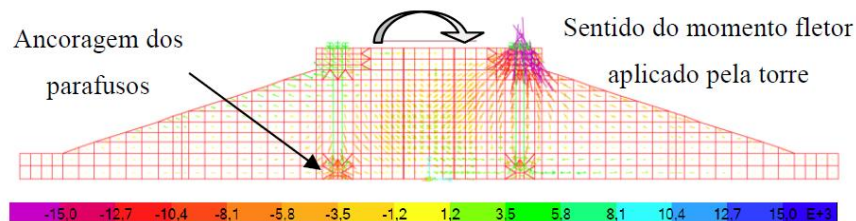
Comparando os resultados obtidos entre os modelos de aplicação das cargas da torre na fundação, Rodrigues (2019) verificou que existe uma influência do tipo de aplicação na distribuição das tensões (Figura 28 e Figura 29).

Figura 28 - Fluxo das tensões principais no primeiro modelo.



Fonte: Rodrigues (2019).

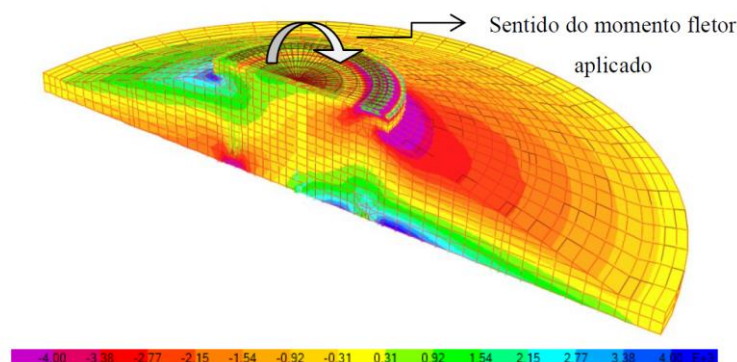
Figura 29 - Fluxo das tensões principais no terceiro modelo.



Fonte: Rodrigues (2019).

Rodrigues (2019) apresenta um corte no eixo crítico da fundação em elementos sólidos com as tensões radiais, no qual são observadas as distribuições das tensões de compressão e tração. Nota-se que essas ocorrem com maior intensidade no eixo crítico (Figura 30).

Figura 30 - Tensões Radiais na estrutura (kN/m²) (vista com corte no eixo crítico).



Fonte: Rodrigues (2019).

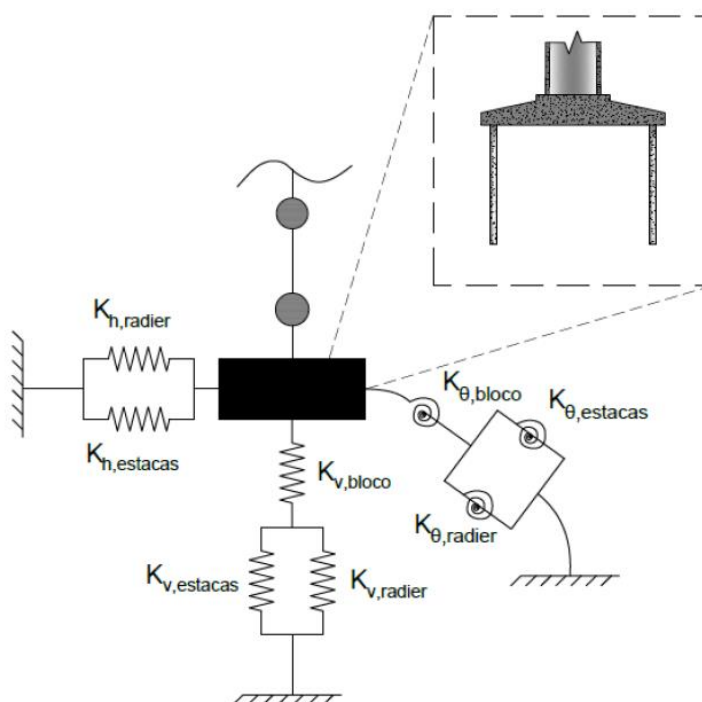
Nessa perspectiva, como a envoltória de momento fletor e esforço normal são menores nos elementos sólidos, no qual resultam em seções comprimidas, a taxa de armadura nessas regiões é menor, reduzindo o consumo de aço. Por meio da ISE, verifica-se que não houve grandes variações do coeficiente de reação vertical, no qual, não haverá influência sobre os esforços para o dimensionamento das armaduras.

Ribeiro (2020) avaliou o desenvolvimento dos parâmetros de interação fundação-torre, buscando aprofundar as pesquisas sobre o uso de modelos não-lineares de interação solo-estrutura e analisar o impacto da ISE nas frequências naturais de vibração e na resposta dinâmica da estrutura. Para isso, a torre considerada possui 126 m de diâmetro do rotor, com 90 m de altura do cubo em relação ao nível do solo.

Ribeiro (2020) desenvolveu quatro modelos distintos para analisar a interação solo-estrutura, sendo eles: um modelo analítico baseado na Teoria da elasticidade apresentadas em DNV (2002); dois modelos numéricos discretos, sendo um baseado nas curvas de transferência de carga do API (2003) e outro na carga calibrada com os resultados de prova de carga estática (PCE); e, por fim, um modelo numérico contínuo em 3D com modelo constitutivo elasto-plástico para solo calibrado com os PCE's utilizando o *software* ABAQUS.

O modelo analítico é caracterizado pela associação das rigidezes dos elementos que compõe o sistema geral da fundação, isto é, o radier, as estacas e o elemento de fundação de concreto (Figura 31).

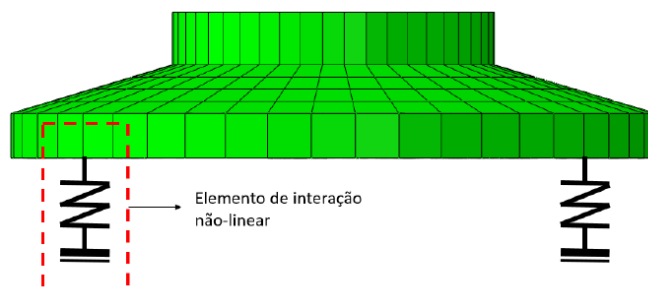
Figura 31 - Representação do modelo analítico de interação solo-estrutura.



Fonte: Ribeiro (2020).

O modelo numérico discreto foi modelado no ABAQUS por meio de um conjunto de elementos de molas não-lineares com rigidezes variando conforme a solicitação no elemento (Figura 32).

Figura 32 - Visão geral do modelo no ABAQUS para o modelo numérico discreto.



Fonte: Ribeiro (2020).

O modelo numérico contínuo também foi desenvolvido no *software* ABAQUS. Tanto o solo quanto a fundação foram modelados com elementos contínuos do tipo cunha/fatia (sólido tridimensional do tipo prisma triangular) e a interpolação considerada para este modelo foi linear, no qual o *software* determina os valores dos deslocamentos e esforços através das respostas dos nós localizados nos vértices dos elementos.

Ribeiro (2020) revela que a não consideração de não-linearidade leva a uma significativa diferença nos valores de rigidezes globais quando são considerados níveis de carregamentos distintos. O autor comparou os quatro modelos, e identificou um grande diferença entre as respostas do modelo analítico e as respostas numéricas. A resposta para a rigidez do modelo numérico contínuo chega a ser 6,40 vezes menor que o modelo analítico simplificado, mostrando que a aplicação do modelo simplificado não é confiável para etapas finais de projeto, ou o modelo analítico não representa adequadamente a realidade, já que o numérico foi calibrado com PCE.

A revisão desenvolvida por Hernandez-Estrada *et al.* (2021) traz considerações importantes dos aspectos mais notáveis envolvendo a análise estrutural e o projeto de torres de turbinas eólicas, buscando facilitar o desenvolvimento de pesquisas no setor. Os autores discutem as diferentes perspectivas sobre os tipos de fundações para torres *onshore* e *offshore*.

Hernandez-Estrada *et al.* (2021) relatam que a escolha do tipo de fundação está atrelada, principalmente, às propriedades do solo (PHILIPP, CHRISTOPH e SVEN, 2018). Observa-se que nos solos de maior densidade, são utilizadas as fundações de gravidade, enquanto nos solos macios, as fundações são reforçadas com estacas para garantir a estabilidade da estrutura. Os autores discutem a importância de considerar a atividade sísmica para reconsideração do projeto de fundação e, principalmente, nos padrões de ISE.

Castro Filho, Avila e Brito (2021) avaliaram o desempenho dinâmico de turbinas eólicas *onshore* utilizando dois modelos analíticos, investigando três aspectos distintos e como cada

um afetará os resultados. Os três aspectos são: a influência operacional (condição estacionado e girando), a influência do ISE e a influência da velocidade do rotor.

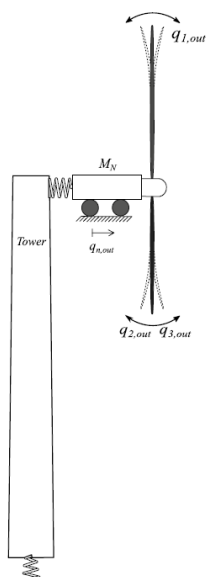
Para definir o modelo analítico a ser estudado, os autores levaram em consideração os estudos desenvolvidos por Fitzgerald e Basu (2016), Harte, Basu e Nielsen (2012), Murtagh *et al.* (2008), Fitzgerald e Basu (2014), Zuo, Bi e Hao (2018), Staino e Basu (2013).

As propriedades do modelo para as pás, nacelle e torre foram extraídas da turbina de referência NREL 5 MW. Também foram considerados três tipos de solos (solos moles, médios e rígidos) para verificar a influência da ISE, sendo analisados a partir da prática de projeto DNV/Risø (2002).

Castro Filho, Avila e Brito (2021) concluem que a consideração da ISE afeta consideravelmente as respostas dinâmicas da torre, reduzindo as frequências de vibração. No entanto, a mesma intensidade de redução não é observada na resposta da frequência natural das pás, nas quais a ISE tem um efeito menor. Confirma-se que quanto menor a rigidez do solo, mais significativa será a influência da ISE nas respostas de deslocamentos da torre e das pás, na direção fora do rotor; ao passo que na direção do rotor, a ISE não tem o mesmo efeito.

Zhou *et al.* (2021) realizam um monitoramento de campo e análise numérica em uma fundação rasa de concreto armado de uma torre de aerogerador de grande porte. Os autores investigaram o desempenho das fundações de turbinas eólicas expostas a cargas ambientais. Na pesquisa, os autores consideraram uma fundação rasa de concreto, que servia de suporte para uma torre de aerogerador de eixo horizontal com capacidade de 2 MW.

Figura 33 - Representação do modelo da turbina eólica considerado a ISE.



Fonte: Fitzgerald e Basu (2016, *apud* Castro Filho, Avila e Brito, 2021).

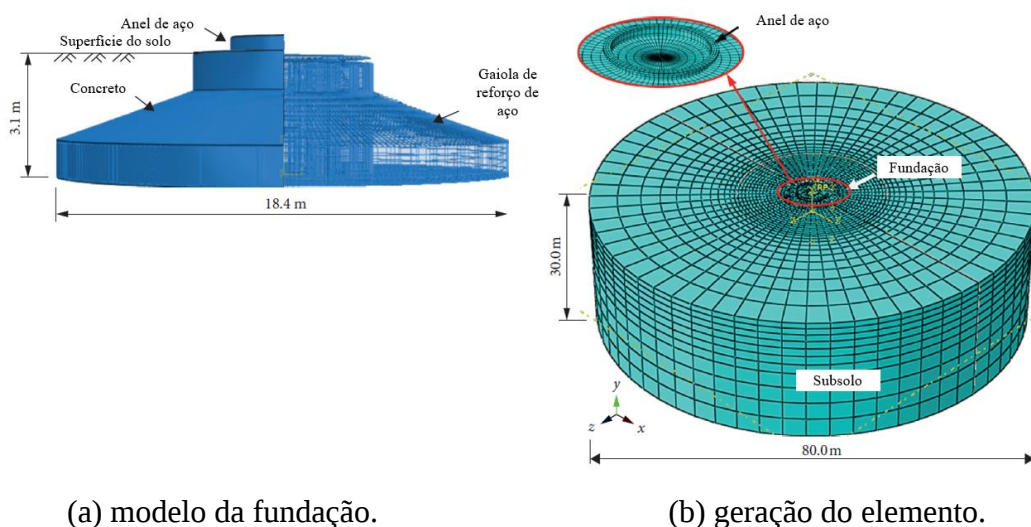
O monitoramento das tensões, recalque e as pressões de contato estática e dinâmica entre a fundação e o subsolo, foram realizados desde a fase de construção até a operação do sistema em campo.

Zhou *et al.* (2021) mediram as tensões axiais das barras de aço em posições e direções diferentes, por meio de um medidor de tensão. Parte dos medidores de tensão foram ajustados para medir as tensões das barras verticais de aço na fundação; outra parte foi ajustada para medir as tensões das barras radiais de aço mais próximas às superfícies inferior e superior da fundação.

Para aferir os recalques da fundação do aerogerador, Zhou *et al.* (2021) utilizaram o método de nivelamento geométrico, sendo fixadas quatro marcas na borda da fundação em direções distintas. E para monitoramento das pressões de contato estático e dinâmico entre a fundação e o subsolo, foram instaladas células estáticas e células dinâmicas de pressão terrestre, respectivamente.

Zhou *et al.* (2021) utilizaram o *software* de elemento finitos ABAQUS para modelar numericamente a estrutura (Figura 34).

Figura 34 - Modelo numérico da fundação e subsolo do aerogerador.



Fonte: O Autor (2023).

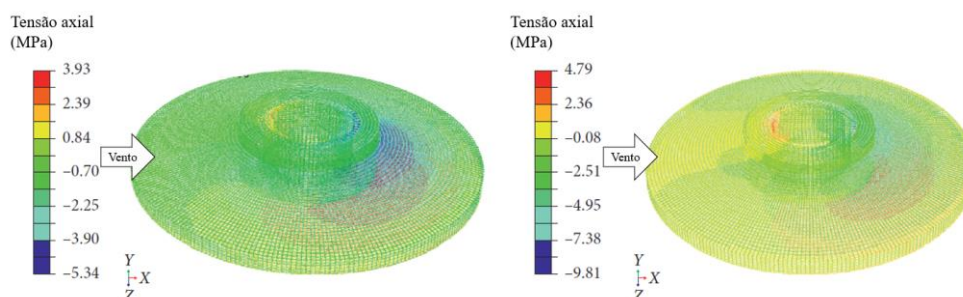
Nota: Adaptado de Zhou *et al.* (2021).

Os resultados mostraram que as respostas das tensões de fundação, pressões de contato e recalque da fundação, são variáveis que estão diretamente relacionadas com a direção e velocidade do vento.

Zhou *et al.* (2021) notaram que as barras de aço radiais e verticais sofrem maiores tensões quando comparadas as barras de aço circunferenciais. As tensões de compressão

máxima e tração surgem nas barras verticais de aço, nas proximidades da região do anel de aço da fundação (Figura 35).

Figura 35 - Tensões axiais simuladas na armação de reforço de aço.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Zhou *et al.* (2021).

A resposta dessas tensões revela a importância da existência de um projeto da armação de reforço de aço ao redor do anel de aço da fundação, no intuito de garantir a segurança estrutural (HE *et al.*, 2019). Por fim, confirma-se a importância da consideração das carga dinâmicas do vento na resposta da fundação.

Recentemente, Dal Lago *et al.* (2022) realizaram em sua pesquisa, testes experimentais sobre carregamentos cíclicos e monotônicos em fundações rasas de torres de turbinas eólicas *onshore*, no intuito de simular as condições extremas de vento em modelos de torres de aço de escala reduzida. A escala reduzida representa em escala real, uma torre com 85 m de altura com capacidade do aerogerador de 3,5 MW, sendo fixada em uma fundação em sapata rasa com 19 m de diâmetro. A ligação entre a torre e o elemento de fundação é realizada através de pinos rosqueados de alta resistência pós-tensionados.

A partir dos resultados da pesquisa de Dal Lago *et al.* (2022), é possível caracterizar o comportamento mecânico da fundação levando em consideração a interação solo-estrutura nas condições de ELS e ELU. Pôde-se avaliar o modo de ruptura da fundação e destacar a influência de cada tipo de barra de reforço da armação da fundação. Por fim, os resultados podem ser utilizados como informações para otimização das barras de reforço das estruturas de fundações, podendo ajustar abordagens em outros estudos considerando situações de distintas de carregamentos e condições adversas de solos que não foram abordados no trabalho dos autores.

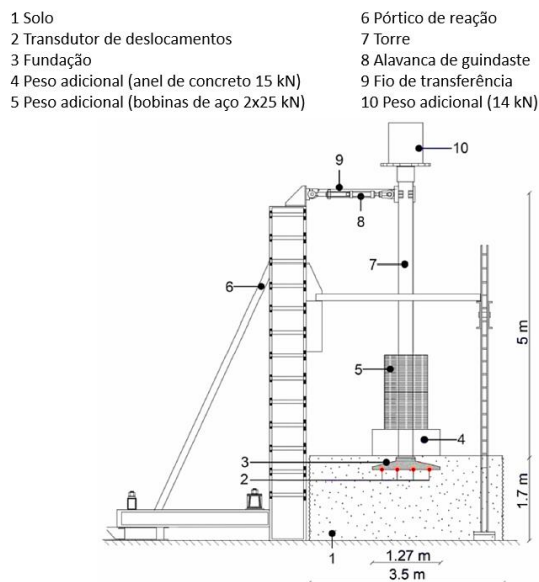
Nardelli e Futai (2022) realizaram uma avaliação das fundações de turbinas eólicas *onshore* brasileiras, apresentando os principais aspectos dessas estruturas. A pesquisa identificou que as fundações de aerogeradores brasileiros são significativamente diferentes das

de outros países, considerando que no Brasil 43,3% dos aerogeradores têm fundações rasas de concreto por gravidade, e 56,7% têm fundações profundas, sendo a maior parte em estacas helicoidais contínuas embutidas em solos arenosos. Segundo os autores, a escolha do tipo de fundação não está atrelada apenas ao tipo de solo, mas ao nível de água, profundidade, valor NSPT, qualidade da rocha.

Martinelli *et al.* (2022) mostra a importância da escolha da modelagem numérica na resposta estrutural de fundações rasas das torres de turbinas eólicas *onshore*. A análise realizada pelos autores utiliza modelos em escala 1:15 no intuito de resumir os resultados dos testes e os procedimentos numéricos para simulação. Essa metodologia de projeto, incluindo modelos em escala 1:15 e 1:4, pode ser encontrada no trabalho desenvolvido por di Prisco, Martinelli e Dozio (2016).

Para investigar o comportamento das tensões foram projetados dois modelos em pequena escala, considerando um protótipo de aerogerador *onshore* com capacidade de 3,5 MW e torre com 85 m. O primeiro modelo simula toda a estrutura em escala 1:15 (Figura 36); o segundo modelo, em escala 1:4, simula a faixa central do núcleo da fundação (com restrições adequadas capazes de transmitir o momento fletor), onde são esperados os valores máximos de força cortante.

Figura 36 - Montagem do modelo de toda a estrutura.



(a) croqui.



(b) foto no laboratório.

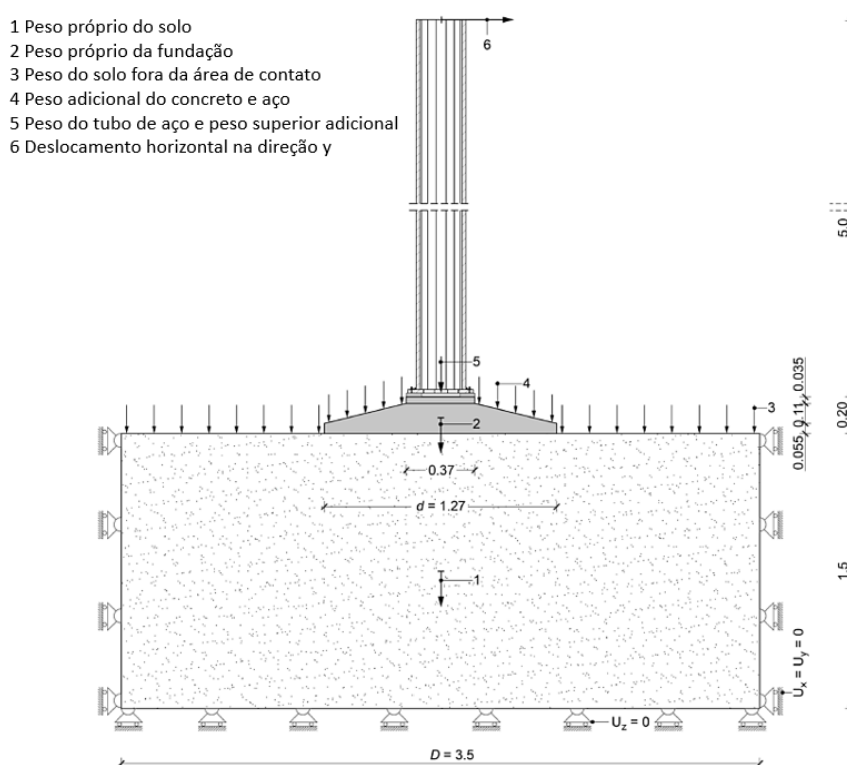
Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Martinelli *et al.* (2022).

Martinelli *et al.* (2022) reproduziram as características de reforço circunferencial e radial da fundação em escala real para a fundação do protótipo.

Na análise numérica em elementos finitos, Martinelli *et al.* (2022) modelaram, utilizando o *software* ABAQUS, o sistema torre-fundação-solo (Figura 37) e definiram duas fases prévias de análise. Na primeira fase foi validado o projeto de fundação rasa baseado no uso de EF de casca com espessura variável. A segunda consiste em ensaios que reproduzem o comportamento da flexão não-linear geométrica de uma viga prismática de concreto fracamente armada, caracterizando uma fatia simplificada da fundação.

Figura 37 - Sistema torre-fundação-solo considerado nos modelos 3D em EF.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Martinelli *et al.* (2022).

A modelagem numérica da malha 3D utilizando o *software* ABAQUS. A inclusão da torre no modelo em EF permite realizar análises controladas por deslocamento durante a aplicação de uma carga horizontal. O solo acima da fundação não foi considerado na modelagem. Esta escolha optada pelos autores reduziu possíveis problemas de convergência associada à inserção de superfícies de contato adicionais entre a fundação e o solo.

Martinelli *et al.* (2022) concluem que a característica constitutiva utilizada para o solo (elástica-perfeitamente plástica) permitiu reproduzir satisfatoriamente os resultados nos ensaios

experimentais; a análise do comportamento à flexão da fundação nos ensaios experimentais é confirmada pelas simulações numéricas; no entanto, os resultados numéricos não são caracterizados pelo escoamento das armaduras transversais e pelo desenvolvimento das trincas de cisalhamento, que provavelmente ocorre devido à alta resistência à tração da mistura de concreto utilizada no ensaio.

O momento fletor final na base da fundação do protótipo aparentemente está associado a uma falha estrutural-geotécnica combinada, no qual, para um dimensionamento correto da fundação, é necessário acoplar a interação solo-estrutura, considerando a não-linearidade do solo e fundação. Por fim, Martinelli *et al.* (2022) ressaltam que o tamanho da fundação merece investigações mais direcionadas para entender as conclusões dos modelos analisados, principalmente no que se refere ao comportamento de cisalhamento.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo, são apresentados os critérios estabelecidos para o início do projeto, como a definição da torre modelo, com todos os componentes que fazem parte da estrutura, para ser utilizada como base para a concepção estrutural da fundação, determinação das ações que atuam na torre, propriedades elastomecânicas dos materiais modelados, tipos de EF que serão utilizados e as técnicas de geração de malha.

Esta pesquisa foi desenvolvida com auxílio do *software* ANSYS (SWANSON ANALYSIS SYSTEMS), fundamentado na teoria do Método dos Elementos Finitos, para analisar a influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) no comportamento do conjunto torre-fundação de aerogeradores de eixo horizontal. A abordagem foi realizada de forma progressiva, considerando uma torre modelada com: EF de barra com base engastada; EF de barra com base elástica; EF de casca com base engastada; EF de casca com base de concreto armado com base indeslocável; EF de casca com base de concreto armado com base parcialmente indeslocável; EF de casca com base de concreto armado com base elástica. A validação dos modelos foi conduzida considerando condições de carregamento e ações na estrutura. Esse procedimento teve como objetivo verificar e validar o modelo estrutural por meio de uma análise progressiva, que cuidadosamente avaliou a compatibilidade dos valores de deslocamento e reações ao longo das análises.

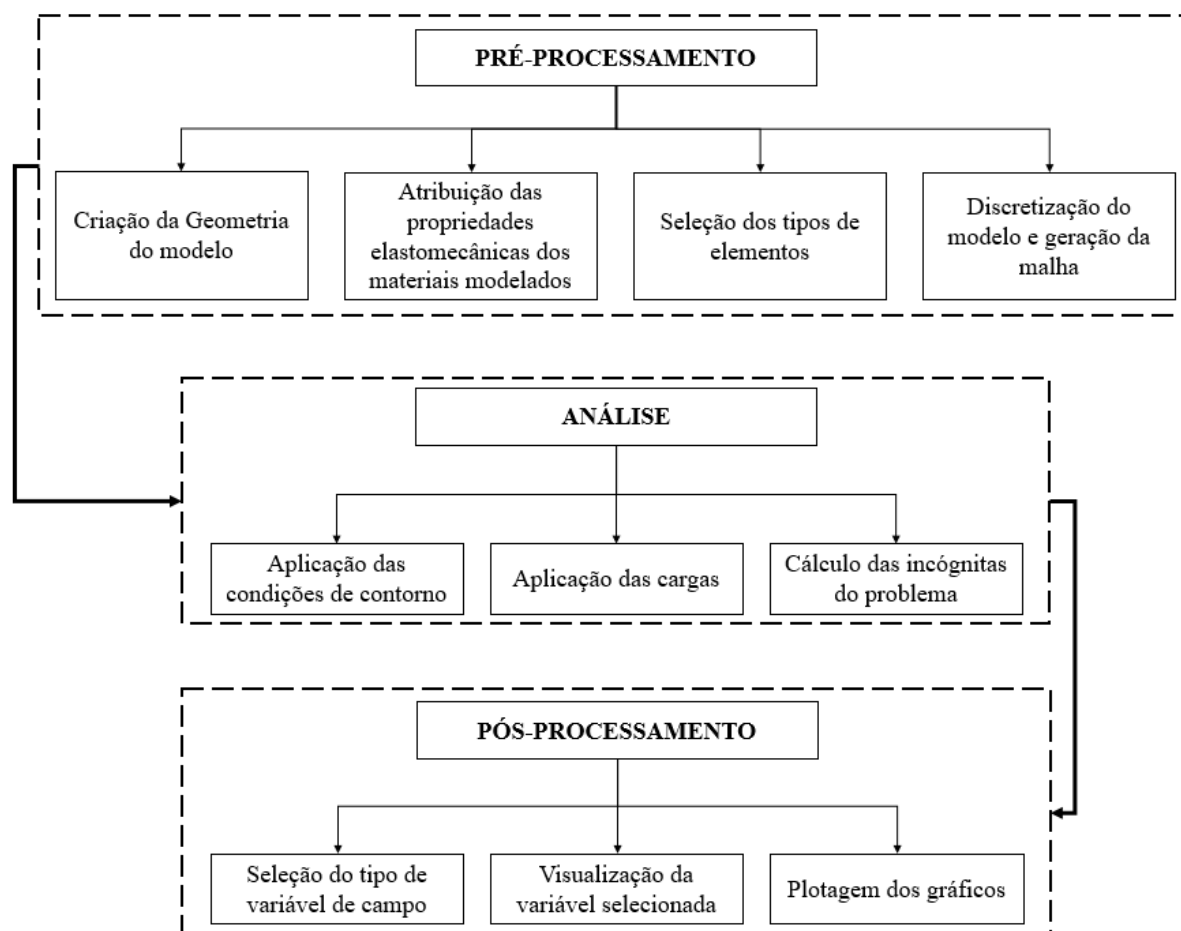
São utilizados os dados do aerogerador de referência no padrão SWT-3.2-113 (SIEMENS, 2014). Esse aerogerador é empregado em diversas pesquisas por possuir dados bem definidos e de livre acesso em relação às suas características estruturais, geométricas e eletromecânicas. Além disso, o aerogerador possui uma alta capacidade de geração de energia, coincidindo com os aerogeradores mais modernos.

Os dados geotécnicos foram extraídos do resultado de sondagem à percussão e ensaio de prova de carga estática, para análise de capacidade de carga, verificação do estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU), com e sem subpressão.

O desenvolvimento deste trabalho foi realizado por meio de um recurso computacional com processador Intel(R) Core(TM) i7-10510U CPU @1.80GHz - 2.30 GHz, memória RAM 16,0 GB, com sistema operacional de 64 bits. Todos os modelos foram processados em alguns segundos.

No Fluxograma 1 é descrito, de maneira detalhada, os processos utilizados na modelagem dos cenários.

Fluxograma 1 - Metodologia para modelagem em Elementos Finitos.



Fonte: O Autor (2023).

3.1 DESCRIÇÃO DO MODELO DA TORRE

O modelo de torre tubular de aço modelado neste estudo possui uma altura de 120 m, que consiste em quatro seções montadas por meio de conexões intermediárias de flange-L. Este modelo foi desenvolvido com base no projeto estático da torre, seguindo as orientações estabelecidas pelas seguintes normas e referências: ABNT NBR 6123 (1988), ABNT NBR 8800 (2008), ABNT NBR 6118 (2014), ABNT NBR IEC 61400-1 (2008), EN 1991-1-4 (2005), EN 1993-3-2 (2006), e Burton *et al.* (2001). Foi adotado uma torre tubular metálica de aço do tipo S355J2, em conformidade com as especificações da EN 10025-2 (2004), projetada para sustentar um aerogerador no padrão SWT-3.2-113 (SIEMENS, 2014), conforme detalhes apresentados na Tabela 4. Este alinhamento rigoroso com normativas e especificações reconhecidas garante a integridade estrutural e a confiabilidade do modelo proposto.

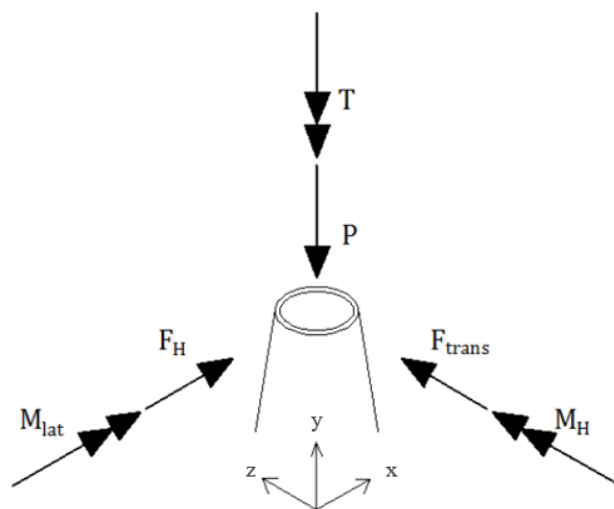
Tabela 4 - Dados padrões do aerogerador.

Tipo de parâmetro	
Classe IEC (<i>Internation Electrotechnical Commission</i>)	IIA
Potência nominal (MW)	3,2
Diâmetro do rotor (m)	113,0
Número de pás	3,0
Área varrida pelo rotor (m ²)	10000
Altura do cubo do rotor (m)	79,5 – 142,0 (usou-se 122,5 m)
Regulação de potência	Ângulo de passo regulado
Peso da nacele (tf)	78
Peso do rotor (tf)	67

Fonte: Siemens (2014).

Foi realizado o dimensionamento da estrutura da torre considerando os valores de forças e momentos máximos aplicados no topo da torre (conforme ilustrado na Figura 38), conforme apresentado na Tabela 5. Esses valores foram obtidos a partir da extrapolação dos resultados de forças e momentos transmitidos ao topo da torre em condições eólicas normais e extremas, definidas por Asibor *et al.* (2015) que utilizaram o *software GL Bladed* e por Lavassas *et al.* (2003) que utilizaram dados fornecidos pelo fabricante (APÊNDICE B). Esta extrapolação é essencial para compreender a resposta estrutural sob diferentes condições eólicas, incorporando abordagens variadas de modelagem e análise para uma avaliação abrangente do desempenho da torre.

Figura 38 - Representação das forças e momentos aplicados ao topo da torre.



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Lima (2018).

Tabela 5 - Carregamento aplicado ao topo da torre.

P (N)	F_H (N)	F_{trans} (N)	M_H (N.m)	M_{lat} (N.m)	T (N.m)
4299033,45	662186,43	32106,07	46644600,79	4147943,60	1985250,43

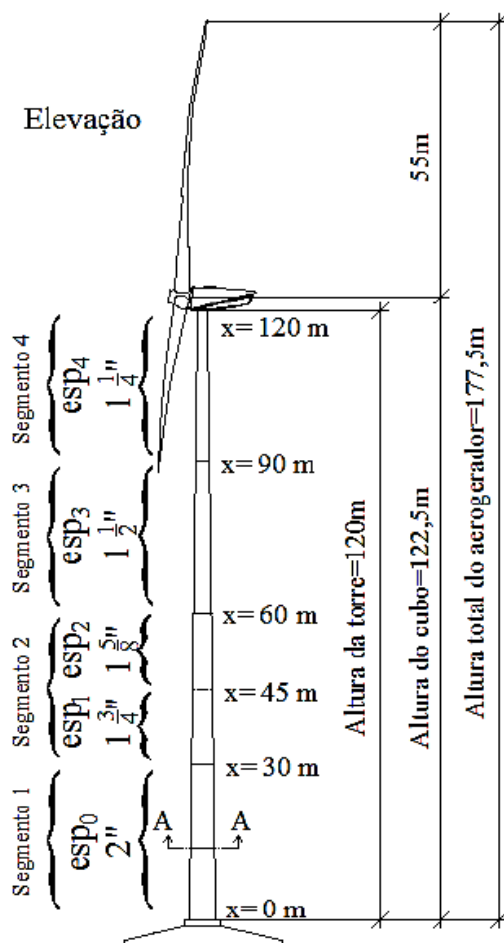
Fonte: Lima (2018).

Além das cargas aplicadas ao topo da torre, foram consideradas as distribuições das forças ao longo do seu comprimento. Estas incluem a carga permanente da torre, distribuída de forma axial a estrutura. Adicionalmente, as cargas provenientes dos equipamentos dispostos ao longo da altura da torre, como sistemas elétricos (cabos de transmissão de energia elétrica, transformador, sistema de climatização, sistema de iluminação, sistema de controle) e equipamentos de segurança para manutenção (sistemas de ascensão/escadas, plataformas intermediárias, etc.), que também são distribuídas axialmente.

Outro fator considerado é a ação variável de vento, distribuída radialmente e ao longo da altura da torre, seguindo as recomendações das normas ABNT NBR 6123 (1988), ABNT NBR IEC 61400-1 (2008), EN 1991-1-4 (2005). Além disso, é necessário levar em conta a carga lateral distribuída ao longo da altura da torre, equivalente ao desaprumo de $L/2000$, compatível com o processo de fabricação e montagem da torre. Esses conceitos teóricos são fundamentais para uma análise abrangente da distribuição de forças ao longo da torre e para garantir sua estabilidade sob as condições operacionais do conjunto estrutural.

A configuração da torre pode ser verificada na Figura 39. A torre apresenta uma seção transversal composta por uma estrutura tubular circular. Notavelmente, o diâmetro externo dessa estrutura varia de maneira linear em relação à altura. Esse *design* específico da seção transversal busca otimizar a distribuição de cargas ao longo da torre, proporcionando uma abordagem eficiente do ponto de vista estrutural.

Figura 39 - Esboço da geometria da torre (sem escala).



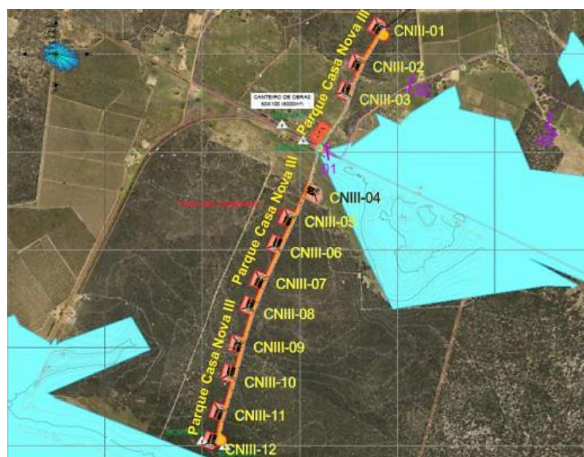
Fonte: Lima (2018).

3.2 DIMENSIONAMENTO E GEOMETRIA DA FUNDAÇÃO

As dimensões da sapata foram definidas utilizando a DNV/Risø (2002), analisando os critérios de segurança contra o tombamento (critério determinante para o projeto com fator de segurança igual a 2) e o deslizamento da estrutura como um todo, além da análise da capacidade de carga do solo (APÊNDICE C). Este conjunto abrangente de análises e verificações assegura a conformidade do projeto com os mais elevados padrões normativos e de segurança, contribuindo para a integridade estrutural e o desempenho confiável da sapata em questão.

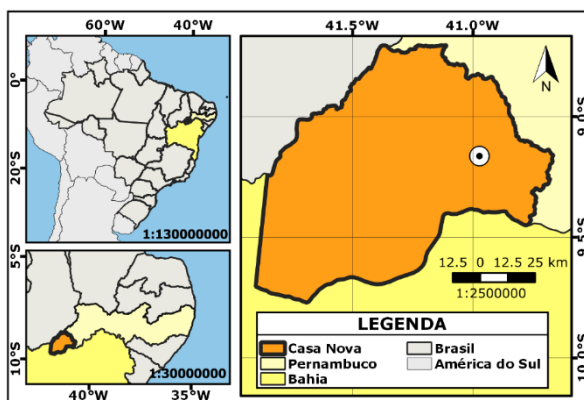
Para as análises das propriedades físico-mecânicas do solo, foram utilizados dados provenientes de 12 (doze) furos de sondagem à percussão (*Standard Penetration Test – SPT*) realizados na área do Parque Eólico Casanova III (APÊNDICE A), localizado no município de Casanova, Bahia. No Mapa 1 é apresentada uma visão geral do referido parque com a locação das bases das torres e no Mapa 2 ilustra-se a localização da região no mapa.

Mapa 1 - Locação das bases dos aerogeradores do Parque Eólico Casanova III.



Fonte: Relatório Técnico Fundações Especiais p/ const. Civil LTDA (2017).

Mapa 2 - Localização do município onde está localizado o Parque Eólico Casanova III.



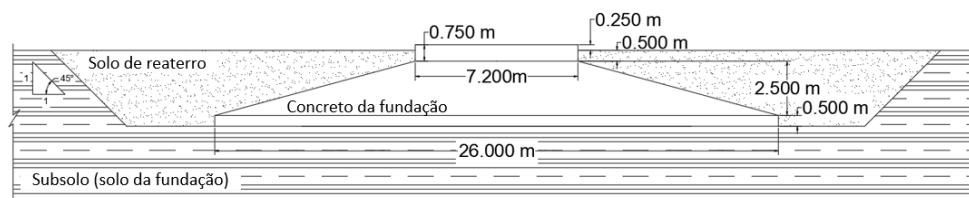
Fonte: O Autor (2022).

É relevante ressaltar as características particulares do solo que desempenharam um papel fundamental no processo de dimensionamento da sapata. Essas informações foram extraídas do Relatório Técnico Fundações Especiais p/ const (Civil LTDA, 2017). A determinação da tensão admissível do solo, que corresponde à carga máxima suportada sem comprometer a estabilidade, foi estabelecida em 250 kN/m². Adicionalmente, foram identificados o ângulo de atrito do solo, com um valor de 30°, a coesão do solo, medida em 25 kPa, e o peso específico do solo fixado em 20 kN/m³.

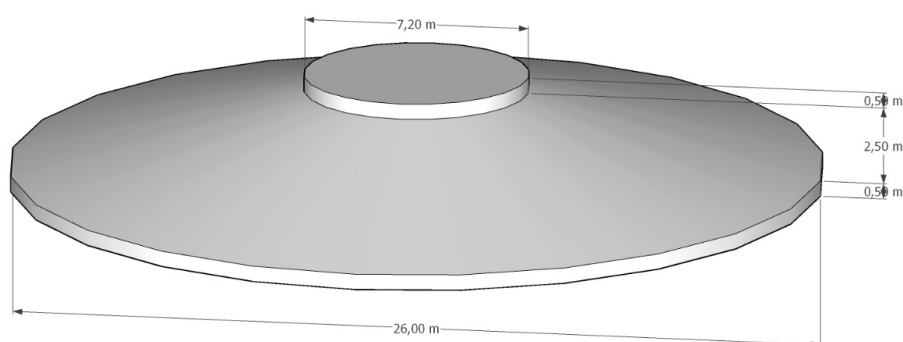
A geometria inicial da fundação consiste em uma sapata circular de concreto armado de concreto armado com $f_{ck} = 30$ MPa (Figura 40), formada por: base cilíndrica apoiada sobre o solo com 0,5 m de altura e diâmetro igual a 26,0 m; acima deste é disposto um segmento tronco-cônico com altura de 2,5 m e diâmetro variando ao longo da altura, de 26,0 m a 7,2 m; e, um

pedestal com diâmetro de 7,2 m e altura de 0,75 m, da qual 0,25 m fica acima do solo por questões de durabilidade (evitar a corrosão do flange basal e do anel de fundação da torre). O dimensionamento é apresentado no APÊNDICE C.

Figura 40 - Esquema do projeto da fundação (sem escala).



(a) vista lateral do projeto.



(b) perspectiva 3D do projeto.

Fonte: O Autor (2023).

Essa concepção intrincada da fundação visa atender aos requisitos de segurança estrutural, considerando tanto os aspectos geotécnicos quanto as características específicas do projeto da torre do aerogerador.

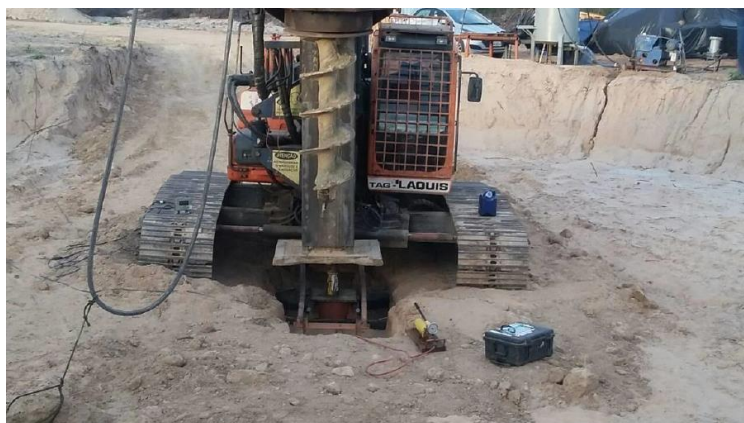
3.4 ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA (PCE)

O ensaio de Placa no solo, ou ensaio de Prova de Carga Estática (PCE), é uma técnica que avalia o comportamento e estima as características de capacidade de carga do solo superficial. Essa abordagem envolve a aplicação de esforços estáticos progressivos e o registro correspondente dos deslocamentos de uma placa rígida. A placa, é posicionada sobre uma camada de solo devidamente nivelado. É pertinente ressaltar que, no local em questão, a topografia estava aplainada, e nenhuma carga fora aplicada dentro de uma faixa específica de largura, ao menos equivalente ao diâmetro ou lado da placa utilizada. A aplicação de carga na

placa foi feita por intermédio de um conjunto de bomba e macaco hidráulico com capacidade para 60,0 ton. Este dispositivo atuou contra um sistema de reação estável composto por uma Perfuratriz Hélice Contínua (Fotografia 2).

A medição da carga aplicada foi conduzida usando um manômetro, e antes do início da Prova de Carga Direta, todas as distâncias entre os elementos foram cuidadosamente mensuradas para garantir um alinhamento adequado. Essa abordagem técnica fornece dados fundamentais para a avaliação da capacidade de carga da placa em relação ao solo específico do local.

Fotografia 2 - Ilustração do macaco hidráulico utilizado no ensaio acoplado em uma Perfuratriz Hélice Contínua.



Fonte: Relatório Técnico Fundações Especiais p/ const. Civil LTDA (2017).

Neste ensaio de placa, foi aplicada uma carga de 30,0 tf sobre uma placa de aproximadamente 0,50 m², resultando em uma pressão de 60,0 tf/m². Na Fotografia 3, é possível identificar a placa, que possui dimensões de 0,70 m x 0,70 m. Esses dados são cruciais para a análise da capacidade de carga da placa.

Fotografia 3 - Placa utilizada na Prova de Carga Direta.



Fonte: Relatório Técnico Fundações Especiais p/ const. Civil LTDA (2017).

O carregamento foi realizado em estágios sucessivos, não excedendo 10% da carga de trabalho prevista em cada estágio. As leituras obrigatórias foram feitas no início e no final de cada estágio. Ao atingir a carga máxima, foram realizadas leituras aos 0 min, 2 min, 4 min, 8 min e 15 min, desde que respeitando o critério de estabilização conforme NBR 6489:2019 (ABNT, 2019).

Após o carregamento, a carga máxima foi mantida por pelo menos 24 horas, com leituras a cada hora. Em seguida, a área será inundada, mantendo a carga máxima por mais 24 horas, com leituras a cada hora enquanto o solo estiver submerso. O descarregamento será conduzido em cinco estágios, cada um mantido por até 15 min, com leituras dos deslocamentos correspondentes. O plano de carga está detalhado na Tabela 6 a seguir:

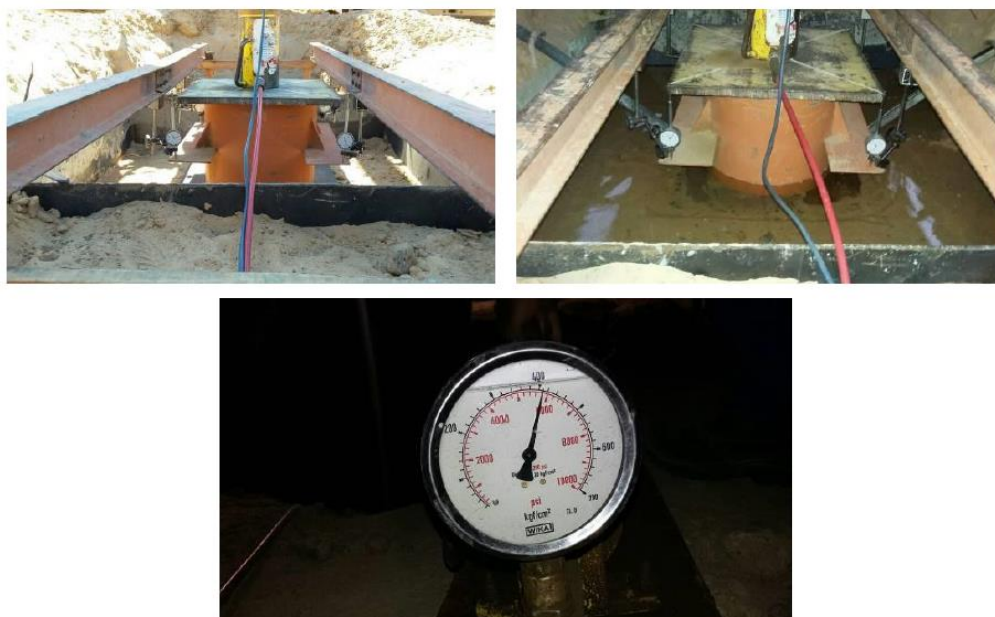
Tabela 6 - Plano de carga.

Estágio	Cargas (tf)
Carregamento Lento	
1°	3,0
2°	6,0
3°	9,0
4°	12,0
5°	15,0
6°	18,0
7°	21,0
8°	24,0
9°	27,0
10°	30,0
11°	30,0
12°	30,0
Descarregamento	
1°	24,0
2°	18,0
3°	12,0
4°	6,0
5°	0,0

Fonte: Relatório Técnico Fundações Especiais p/ const. Civil LTDA (2017).

A medição da deformação do solo foi conduzida por meio de quatro defletômetros (Fotografia 4), cada um com um curso de 50,0 mm e uma precisão de 0,01 mm. Esses defletômetros foram posicionados nas proximidades do macaco hidráulico, localizado no centro da placa, e em lados opostos, sendo fixados em vigas de aço independentes com 6,0 m de comprimento.

Fotografia 4 - Posicionamento dos extensômetros no ensaio.



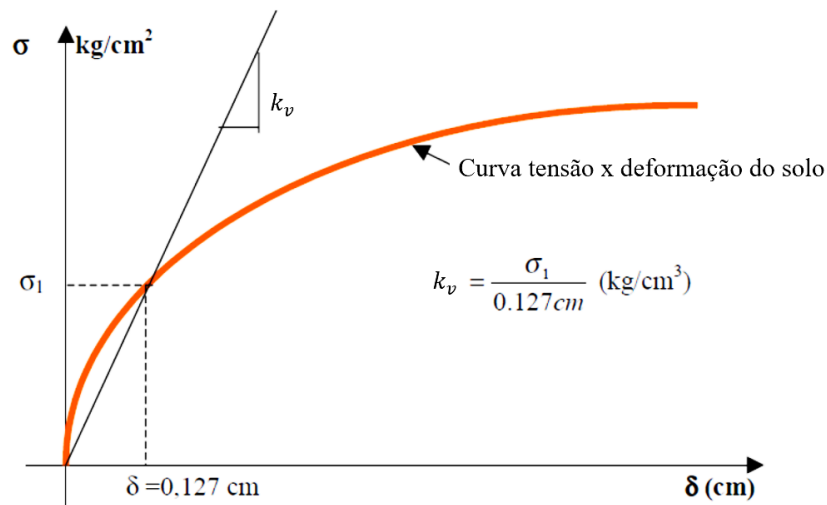
Fonte: Relatório Técnico Fundações Especiais p/ const. Civil LTDA (2017).

3.5 MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO

Para caracterização do módulo de reação vertical do solo (k_v), dispõe-se dos resultados de um ensaio de prova de carga estática (PCE) realizados na área do Parque Eólico Casanova III (APÊNCIDE A). A avaliação do módulo de reação vertical do solo (k_v), é um parâmetro fundamental na análise da ISE, e pode ser determinado por meio do ensaio de prova de carga estática (PCE). Os resultados obtidos no ensaio de PCE proporcionam a elaboração de uma curva tensão x deformação, que representa de maneira clara o comportamento da deformabilidade do solo.

No procedimento proposto por Cintra *et al.* (2003), o cálculo da reação vertical do solo é realizado ajustando o trecho inicial da curva tensão x deformação por uma reta como linha de tendência. Leoni (1973) destaca que o coeficiente de reação vertical do solo pode ser obtido por meio de um ensaio de placa, sendo determinado por meio da inclinação da reta que passa pela origem e pelo ponto da curva tensão x deformação que gera um recalque de 0,127 cm na placa, conforme representado no Gráfico 4.

Gráfico 4 - Determinação do coeficiente de reação vertical do solo através de um ensaio de prova de carga estática (PCE).



Fonte: O Autor (2023).

Nota: Adaptado de Leoni (1973).

Definido o coeficiente de reação vertical do solo a partir da consideração proposta por Leoni (1973), será utilizado o Método de Winkler para definição do coeficiente de mola vertical (k_m). Esse método consolidado na análise estrutural, estabelece uma relação direta entre o coeficiente de reação vertical do solo e da mola do apoio elástico (elemento que será considerado na ISE), denominado como coeficiente de apoio elástico (k_m). Essa relação é formalizada conforma a Equação (4).

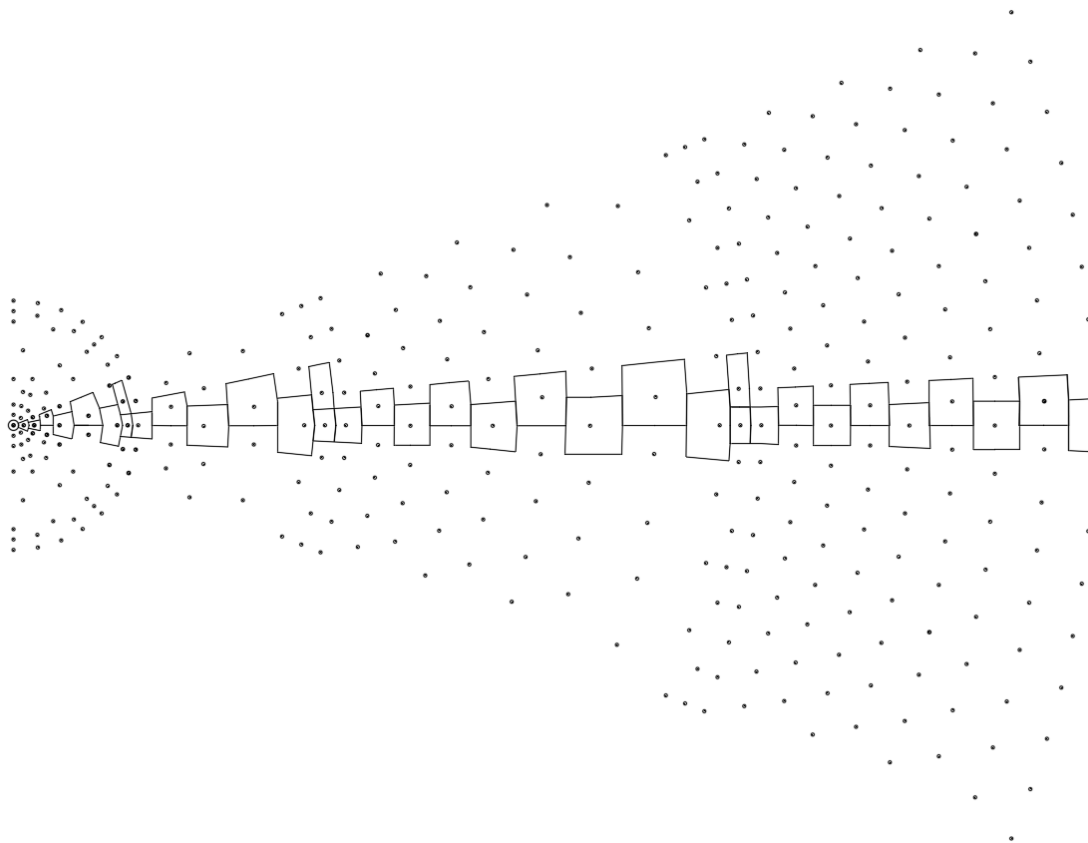
$$k_v = \frac{k_m}{A_i} \quad (4)$$

no qual: k_v é o coeficiente de reação vertical do solo, k_m o coeficiente de mola vertical, A_i é a área de influência da mola. Ao considerar toda a sapata tem-se que a $A_i = A_{sapata}$. O coeficiente de mola vertical é diretamente proporcional tanto ao coeficiente de reação vertical do solo quanto à área de influência da mola.

A determinação da área de influência de cada mola é extremamente importante para refinar as análises da ISE, pois, para aperfeiçoamento do modelo e dos resultados, é necessário uma discretização mais refinada da sapata em diversos elementos, e consequentemente a adoção de mais molas para representar o solo. Dessa forma, para cada elemento de mola necessário, haverá um coeficiente de mola vertical que depende da sua área de influência. A delimitação da área de influência de cada mola foi efetuada de modo análogo ao exemplificado na Figura

41.

Figura 41 - Definição da área de influência para as molas intermediárias e de extremidade de sapatas.



Fonte: O Autor (2023).

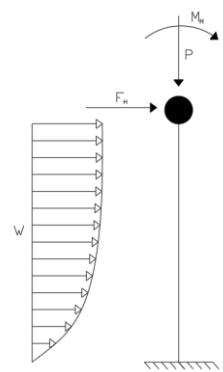
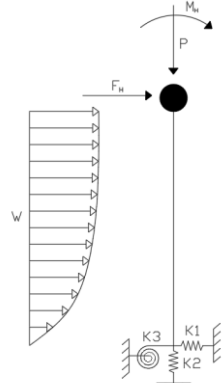
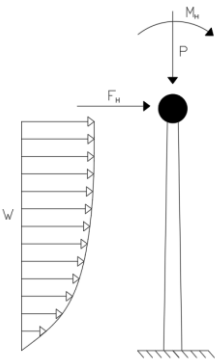
Nota-se que os nós que compõem a discretização da base da sapata possuem áreas de influência semelhantes (da mesma ordem de grandeza). Dessa forma, foi calculado a área de influência para as regiões delimitadas na Figura 41, estendendo-se esse cálculo para os demais nós do sistema.

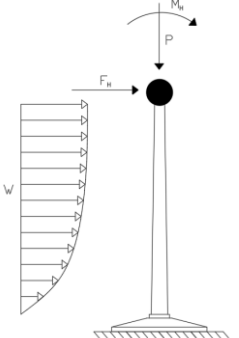
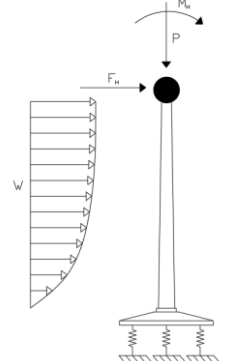
3.6 MODELAGEM DA ESTRUTURA NO SOFTWARE ANSYS E ANÁLISE PROGRESSIVA NOS DIFERENTES MODELOS

A modelagem da estrutura para análise estrutural será elaborada mediante o método dos elementos finitos (MEF), levando em consideração, do ponto de vista físico, que os materiais apresentam comportamento elástico linear, e do ponto de vista geométrico, comportamento não-linear. O modelo em elementos finitos foi criado no *software* ANSYS, no qual considerou uma análise progressiva para a consideração do sistema estrutural.

As análises do sistema estrutural foram realizadas de forma progressiva, partindo de uma representação mais simplificada até um modelo mais próximo da realidade, sendo divididos em seis modelos numéricos. Os modelos A1 e A2 se referem ao modelo em EF de barra com base engastada e base elástica, respectivamente. Já para a consideração em EF de casca para a torre com base engastada e base de concreto armado, denomina-se como B1 e B2, respectivamente. Com a introdução da ISE no modelo em EF de casca com base de concreto armado com molas (apoios elásticos), denomina-se C1. Um resumo dos modelos é mostrado no Quadro 3.

Quadro 3 - Nomenclatura e ilustrações dos modelos numéricos.

Configuração do modelo em EF	Nomenclatura	Ilustração
Modelagem da torre em elemento de barra com base engastada	A1	
Modelagem da torre em elemento de barra com base elástica	A2	
Modelagem da torre em elemento de casca com base engastada	B1	

Modelagem da torre em elemento de casca com base de concreto armado	B2	
Modelagem da torre em elemento de casca com base de concreto armado com molas	C1	

Fonte: O Autor (2023).

A modelagem da torre considera, em todas as situações do Quadro 3, uma massa concentrada no topo da estrutura simulando toda a estrutura da nacele. Na modelagem da nacele, utilizou-se elementos sólidos finitos tetraédricos, designados como *SOLID 187* (Figura 42b), com 10 nós e 3 graus de liberdade de translação por nó, considerando que este componente fosse formado por uma massa uniforme no topo da estrutura.

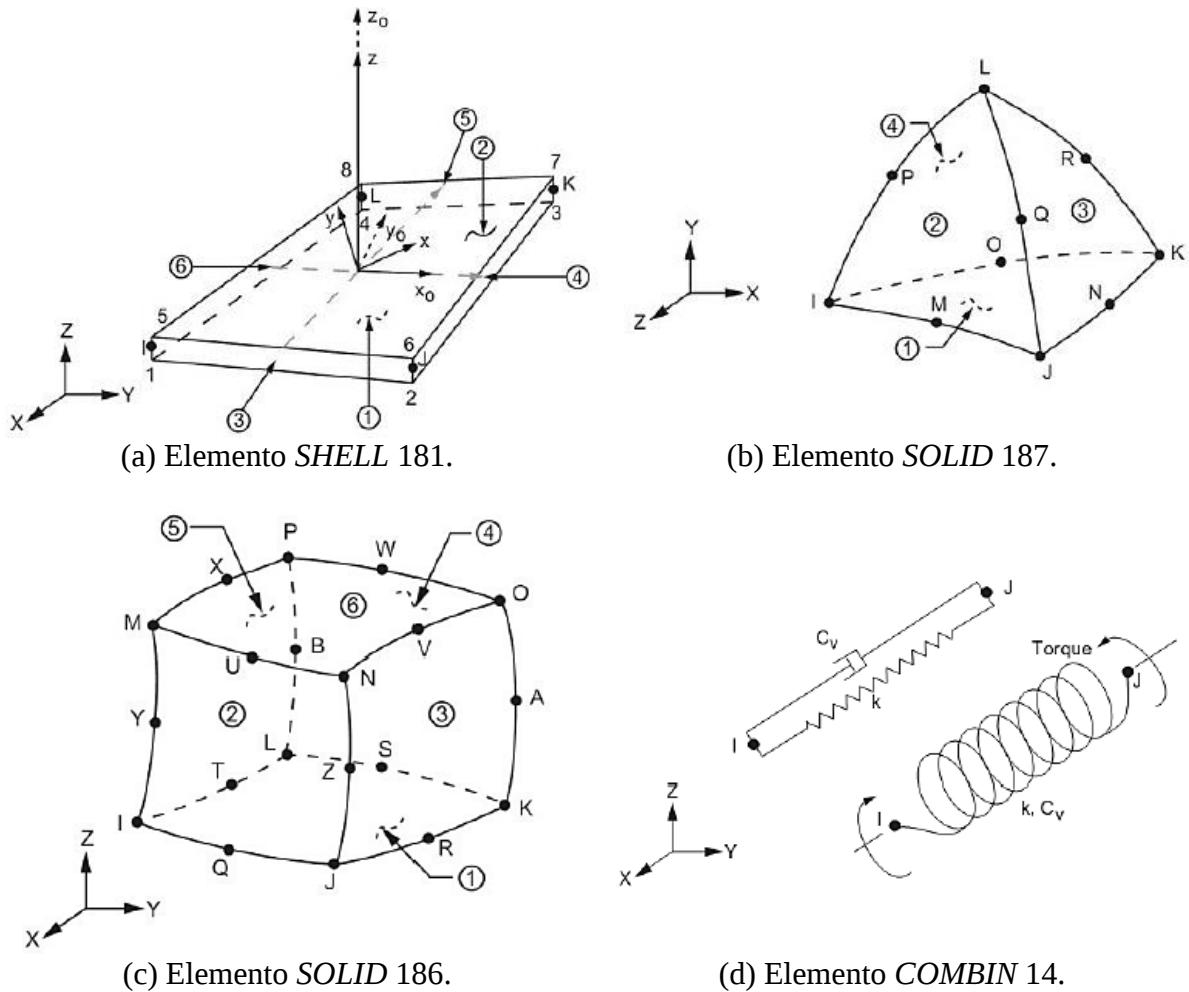
Inicialmente, a estrutura da torre será discretizada de forma simplificada, considerando elementos finitos de barras lineares com 8 graus de liberdade (4 graus de liberdade por nó: translações axiais e transversais, rotação flexional e rotação torcional). Já a torre nos casos B1, B2 e C1 do Quadro 3, será modelada com elementos de casca, definidos no *software ANSYS*, por *SHELL 181* (Figura 42a), com 4 nós e 6 graus de liberdade por nó.

O concreto da fundação foi simulado utilizando elementos finitos sólidos tetraédricos isotrópicos, denominado como *SOLID 186* (Figura 42c), com 20 nós e 3 graus de liberdade referentes às translações nos três eixos. No intuito de avaliar a influência da ISE, a reação elástica do solo é modelada com elementos de mola com rigidez axial, colocadas na base da fundação, sendo designados por *COMBIN 14* (Figura 42d).

Como condição de contorno para os modelos que consideram a torre como elemento de barra, será considerado inicialmente a restrição imposta pelos chumbadores com restrições de deslocamentos nos pontos dos apoios da fundação, considerando os nós indeslocáveis. Em

seguida, as condições de contorno adotadas nos limites do domínio de análise permitem deslocamentos nas extremidades laterais, na direção vertical na extremidade do fundo, translação do nó, e rotação da extremidade.

Figura 42 - Representação geométrica dos elementos finitos utilizados.



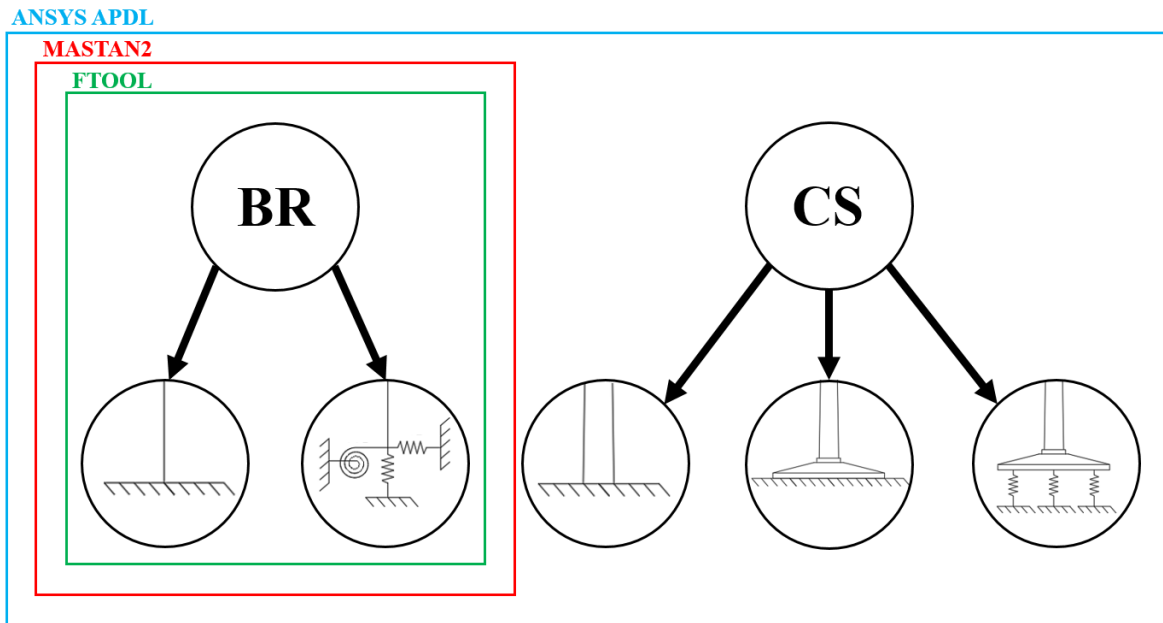
Fonte: ANSYS... (2012).

O resultado para a modelagem estrutural utilizada nas análises foi obtido por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando comportamento elástico linear para os materiais (linearidade física), enquanto, do ponto de vista geométrico, incorpora um comportamento não-linear.

Para atender aos requisitos de modelagem estrutural mais refinada e próxima da estrutura real, foi necessário estabelecer uma modelagem progressiva. Os resultados relacionados aos deslocamentos e reações foram minuciosamente analisados em conformidade com as condições delineadas no fluxograma apresentado no fluxograma da Figura 43 e no

Quadro 4. A verificação da correta execução da modelagem no *software* ANSYS APDL foi essencial para assegurar a fidelidade do modelo aos comportamentos estruturais esperados.

Figura 43 - Validação do modelo em diferentes *softwares* a partir da análise progressiva.



Legenda: BR e CS significam barra e casca, respectivamente; as figuras ilustram o tipo de apoio considerado para cada tipo de elemento.

Fonte: O Autor (2023).

Quadro 4 - Considerações de ações e carregamentos para cada *software* utilizado.

Ações (considerações de carregamento)	Softwares utilizados		
	Ftool	MASTAN2	ANSYS APDL
PP	✓	✓	✓
PP + F_x	✓	✓	✓
PP + F_x + F_y	✓	✓	✓
PP + F_x + F_y + w	✓	✓	✓
PP + F_x + F_y + w + M_z	✓	✓	✓
PP + F_x + F_y + w + M_z + F_z		✓	✓
PP + F_x + F_y + w + M_z + F_z + M_y		✓	✓
PP + F_x + F_y + w + M_z + F_z + M_y + M_x		✓	✓

Legenda: Peso Próprio (PP); força nas direções x, y e z respectivamente (F_x , F_y , F_z); ação do vento (w); momentos fletores nas direções x, y e z, respectivamente (M_x , M_y , M_z).

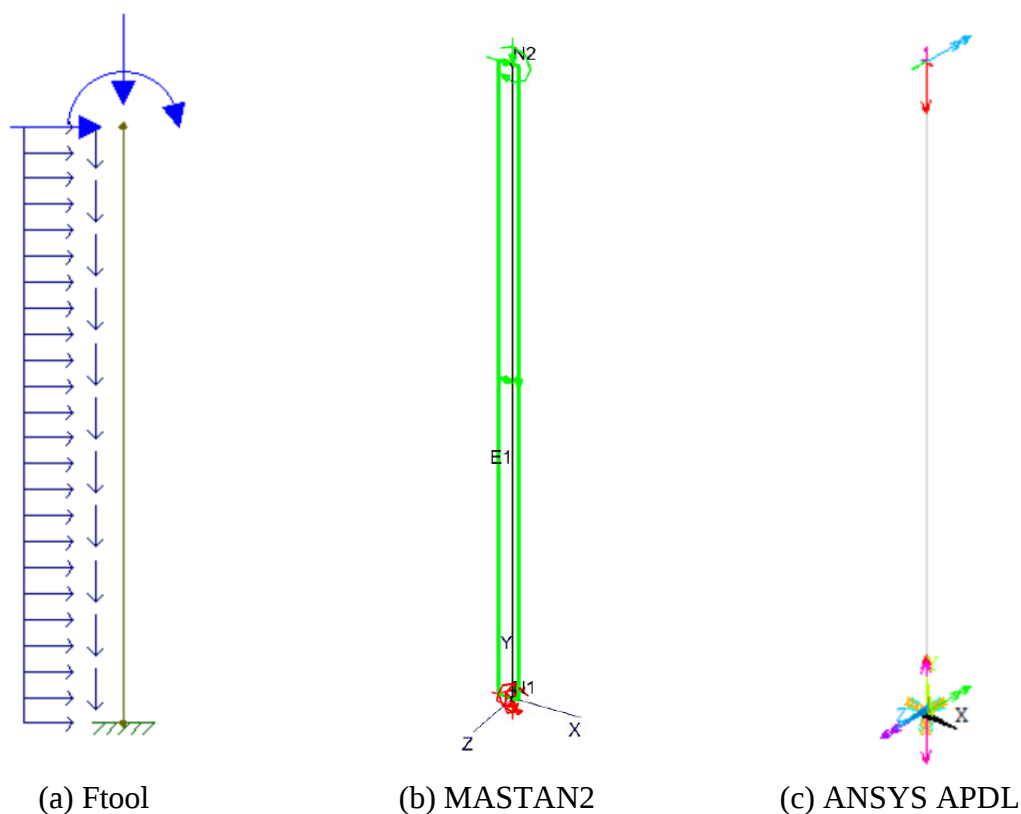
Fonte: O Autor (2023).

Considerando todas as condições de carregamento e ações presentes na estrutura, a modelagem foi realizada no *software* Ftool (2022), Mastan2 (*Matrix Structural Analysis, 2nd Edition*) (ZIEMIAN; MCGUIRE, 2016) e ANSYS... (2023), conforme apresentado na Figura

44. Esse procedimento foi essencial para verificar e validar o modelo estrutural inicial por meio de uma análise progressiva, que atentou para a compatibilidade dos valores de deslocamento e reações ao longo das análises. A análise foi conduzida considerando elementos de barra com diferentes condições de apoio, incluindo apoios fixos, indeslocáveis e elásticos.

Cada uma das condições modeladas foi validada no *software* ANSYS APDL, em conformidade com os modelos mais simplificados desenvolvidos de forma prévia nos *softwares* Ftool e MASTAN2. Dessa forma, não eram realizadas apenas uma simples comparação e validação do modelo mais complexo desenvolvido no ANSYS APDL, mas também foi compreendido a influência das variações nas condições de apoio sobre o comportamento global da estrutura, enriquecendo a análise do sistema.

Figura 44 – Modelagem da estrutura nos *softwares* utilizados para validação do modelo.



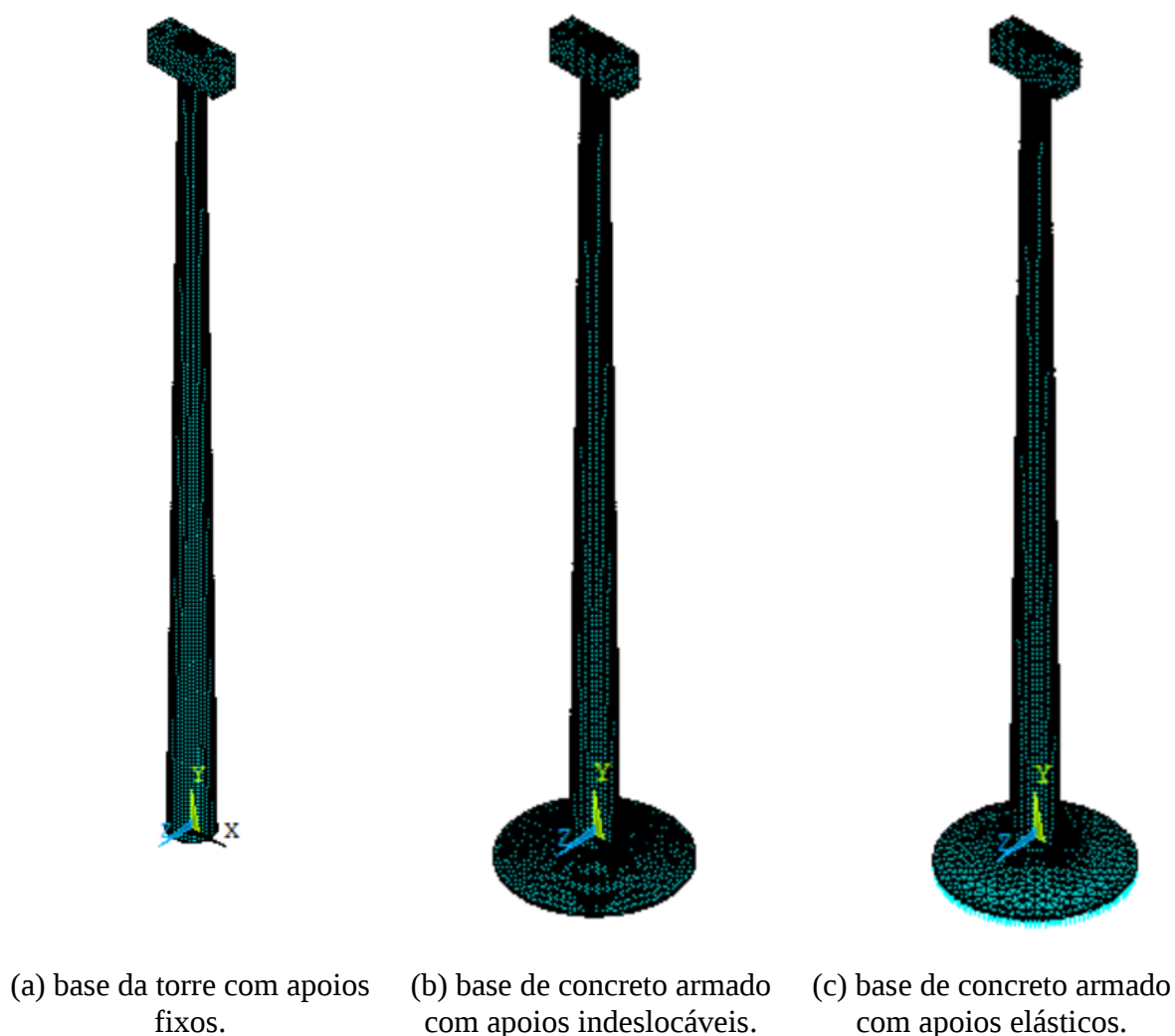
Fonte: O Autor (2023).

Após realizada todas as análises e validações considerando o elemento de barra, foi necessário transicionar exclusivamente para o ambiente do ANSYS APDL para iniciar a modelagem da estrutura levando em conta o elemento de casca, que se aproxima mais da configuração real da torre. Vale ressaltar que nos *softwares* Ftool e MASTAN2 não é viável a modelagem do elemento de casca, no entanto, as validações já tinham sido conduzidas entre os

modelos mais simplificados.

Para os modelos dos casos B1 e B2 (Quadro 3), observa-se a utilização da modelagem em EF de casca para a torre, com base engastada (Figura 45a) e base de concreto armado (Figura 45b), respectivamente. Introduzindo a consideração da Interação solo-estrutura (ISE), o modelo C1 (Quadro 3) incorpora molas na base de concreto armado, considerando os valores dos coeficientes de mola vertical (Figura 45c). Este refinamento na modelagem configura um avanço significativo ao considerar a flexibilidade do solo na análise global da estrutura, no qual, vai proporcionar uma representação mais precisa e abrangente do comportamento da torre.

Figura 45 - Modelagem da estrutura no Ansys APDL considerando elemento de casca e diferentes condições de apoio na base.



Fonte: O Autor (2023).

Após obtenção dos resultados referentes à modelagem da estrutura no ANSYS APDL, procedeu-se às verificações das deformações e tensões no conjunto torre-fundação,

aprimorando ainda mais a compreensão do desempenho estrutural sob diversas condições de carregamento e configurações geométricas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados desta dissertação acompanhados de discussões pertinentes a cada um dos resultados obtidos. Inicialmente mostram-se os resultados da análise da torre com apoios fixos, destacando os deslocamentos e rotações no topo da torre e as tensões de *von Mises* ao longo da estrutura. Em seguida, serão apresentados os resultados referentes ao modelo torre-fundação considerando apoios indeslocáveis, mostrando os valores do deslocamento nodal e validando a integridade da modelagem dos apoios. São apresentados os resultados das tensões de *von Mises*, e feita a introdução da análise das tensões na sapata ressaltando as áreas críticas. Na fase da análise estrutural da torre-fundação com apoios elásticos na base também são apresentados resultados abordando deslocamentos e tensões. Inicialmente mostram-se os resultados das sondagens à percussão (SPT), bem como os resultados da caracterização do solo avaliado a partir do ensaio de Prova de Carga Estática (PCE). Com base nessas informações, é introduzida a propriedade do coeficiente de reação vertical do solo, fundamental na análise da Interação solo-estrutura (ISE), e são calculados os coeficientes de mola vertical para modelagem dos apoios elásticos na base da sapata, contribuindo para uma compreensão aprofundada das propriedades geotécnicas subjacentes ao solo. Posteriormente, são detalhados os parâmetros geométricos da fundação adotada, conforme dimensionamento estabelecido pela norma DNV/Risø (2002). Em seguida, são abordadas as análises do deslocamento e comportamento da torre, considerando os efeitos de primeira e segunda ordem, destacando a importância da não linearidade geométrica para uma avaliação precisa. Ademais, apresentam-se respostas das análises das tensões na estrutura global, revelando a influência da interação solo-estrutura nos resultados. Por fim, será apresentada uma discussão sobre a variação entre as deformações, tensões, e aspectos singulares para cada caso, destacando as diferenças e semelhanças entre os modelos, proporcionando uma compreensão abrangente das particularidades de cada abordagem. Finalizando este capítulo, são apresentadas considerações finais, abordando aspectos sobre a importância da consideração da ISE na análise estrutural do conjunto torre-fundação de aerogeradores de eixo horizontal.

4.1 ANÁLISE DA TORRE ENGASTADA

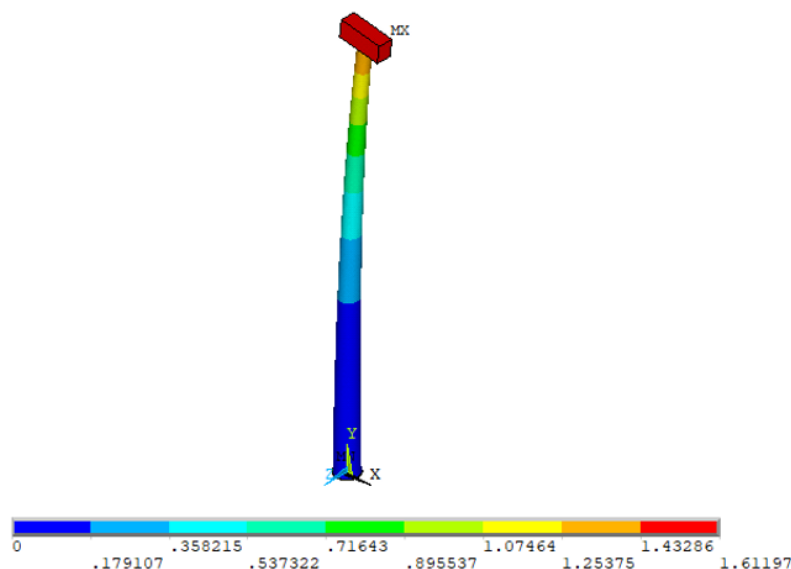
A configuração da base da torre com apoios fixos é indicada na Figura 45a, sendo esta uma parte fundamental para que seja possível compreender as reações e deslocamentos sob as diversas condições de carregamento impostas, permitindo que seja desenvolvida uma base

sólida para algumas comparações e análises em relação as demais condições. A análise resultante desse cenário é crucial para estabelecer um referencial que servirá como ponto de partida para investigações mais avançadas, incluindo considerações da ISE e outras diferentes condições de apoio na base da torre.

4.1.1 Deslocamentos no topo da torre

Na condução dessa etapa da análise da torre considerando apoios fixos na base, é crucial apresentar resultados que proporcionem uma visão mais clara sobre o comportamento estrutural nessa condição específica. Alguns dos resultados relevantes incluem os deslocamentos no topo da torre (Figura 46), sendo este um ponto crucial para análise da estrutura.

Figura 46 - Deslocamento nodal da torre com apoios fixos na base.



Fonte: O Autor (2023).

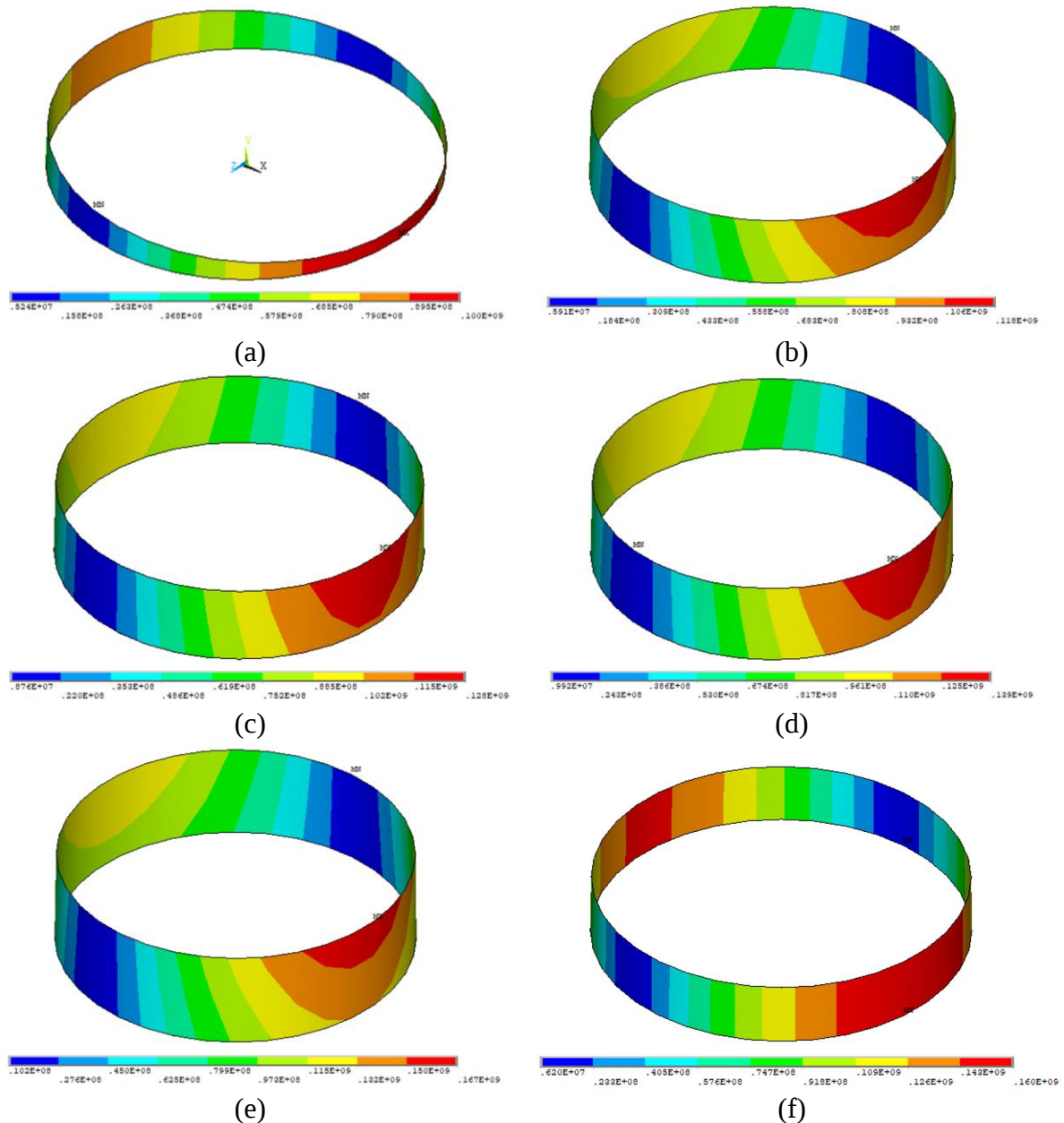
É evidente que o topo da torre teve a parcela de maior deslocamento nodal, chegando a aproximadamente 1,61197 m. Essa observação ressalta a importância de avaliar a resposta estrutural em locais críticos, como o ponto mais elevado da torre, para compreender a distribuição e magnitude dos deslocamentos.

A validade da modelagem dos apoios fixos é comprovada pela ausência de deslocamentos na base da torre em todas as direções, demonstrando coerência com as expectativas teóricas de um sistema rigidamente fixado. Esse resultado não valida somente a integridade da modelagem estrutural, mas também fornece informações cruciais sobre a estabilidade e comportamento da torre diante das condições de carga impostas.

4.1.2 Análise das tensões na estrutura global

Arelado ao deslocamento, é importante apresentar resultados acerca das tensões do sistema global da estrutura. Esses resultados auxiliam na identificação das regiões críticas da estrutura nas diferentes condições de carregamento. Nesses aspectos, foram avaliadas as distribuições de tensões de *von Mises* ao longo da altura da torre (Figura 47), iniciando a análise partindo da base da torre (0 m), e seguindo em 30 m, 45 m, 60 m, 90 m, 120 m (topo da torre).

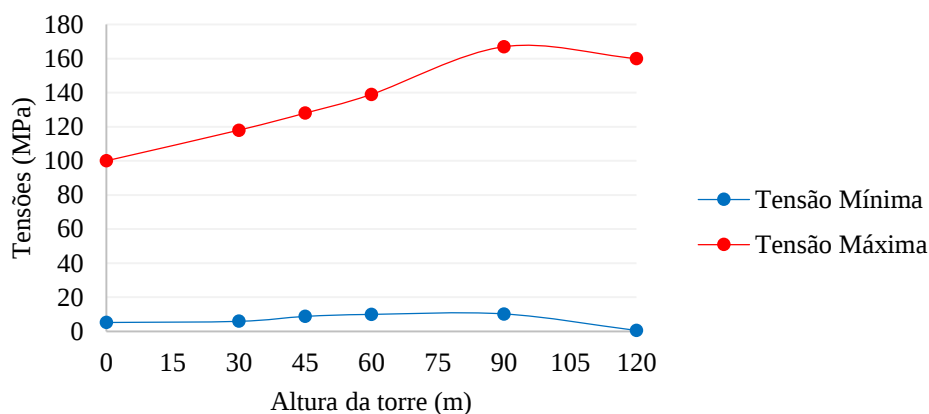
Figura 47 – Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com apoios fixos: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.



Fonte: O Autor (2023).

A máxima tensão de *von Mises* obtida (167 MPa) encontra-se na junção entre os dois últimos segmentos da torre na cota de 90 m. No Gráfico 5 é fornecida a variação de tensão ao longo da altura da torre, fornecendo informações sobre o desempenho estrutural e identificando áreas críticas que podem requerer atenção especial em termos de projeto e monitoramento.

Gráfico 5 - Variação da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre com apoios fixos.



Fonte: O Autor (2023).

4.2 ANÁLISE DO CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO CONSIDERANDO A BASE TOTALMENTE INDESLOCÁVEL

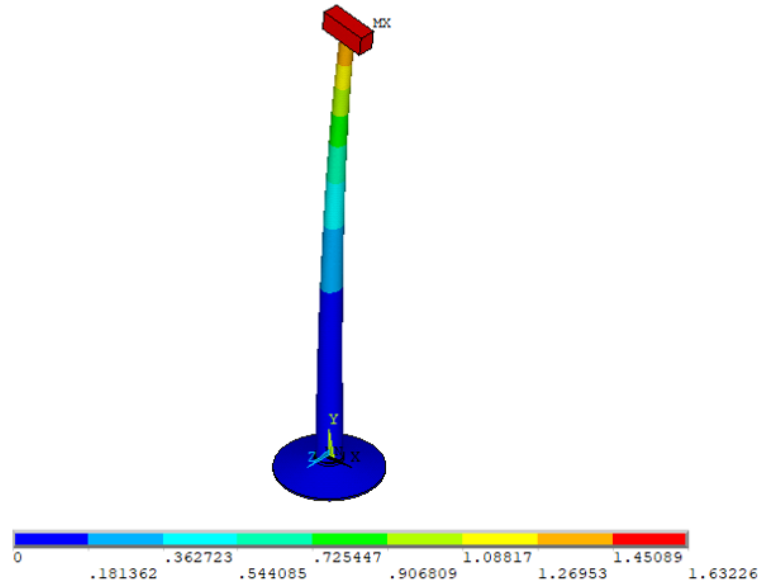
No prosseguimento da avaliação estrutural da torre, neste tópico serão apresentados resultados das análises do conjunto torre-fundação considerando que a fundação possui apoios indeslocáveis na base. Assim como no tópico anterior, essa abordagem fornece uma compreensão do comportamento estrutural sob as condições impostas, no entanto, para as análises deste tópico, haverá a influência da fundação nas respostas estruturais.

4.2.1 Deslocamentos e comportamento do topo da torre

Inicialmente, os resultados obtidos nesta etapa contemplam uma análise dos deslocamentos no topo da torre, conforme ilustrado na Figura 48. Ressalta-se que o ponto mais elevado da torre apresentou o maior deslocamento nodal, atingindo 1,63226 m. Assim como no modelo da torre de base com apoios fixos, a validação da modelagem dos apoios indeslocáveis deste modelo é comprovado pela ausência de deslocamentos na base da torre em todas as direções, estando de acordo com os conceitos teóricos de uma estrutura rigidamente fixada.

Este resultado confirma a integridade da modelagem realizada neste modelo, além de fornecer informações a respeito da estabilidade e comportamento estrutural.

Figura 48 - Deslocamento nodal da torre (m) com base de concreto e apoios indeslocáveis.

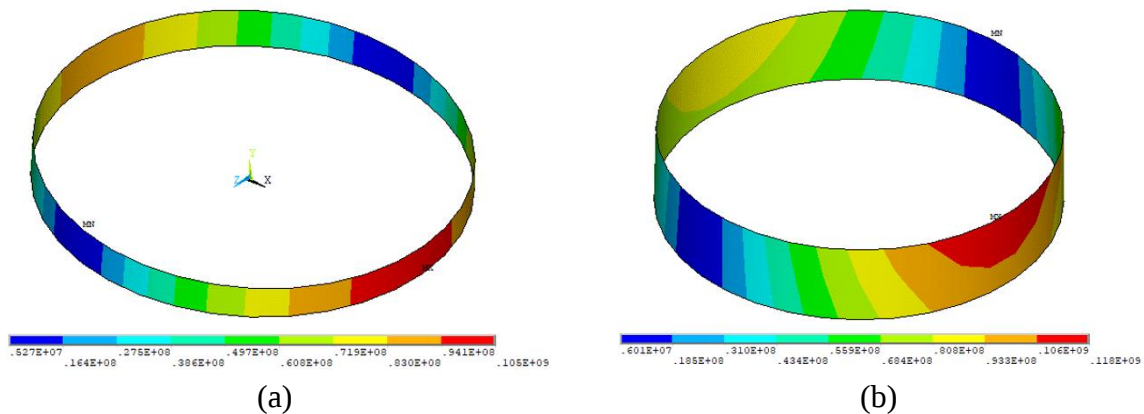


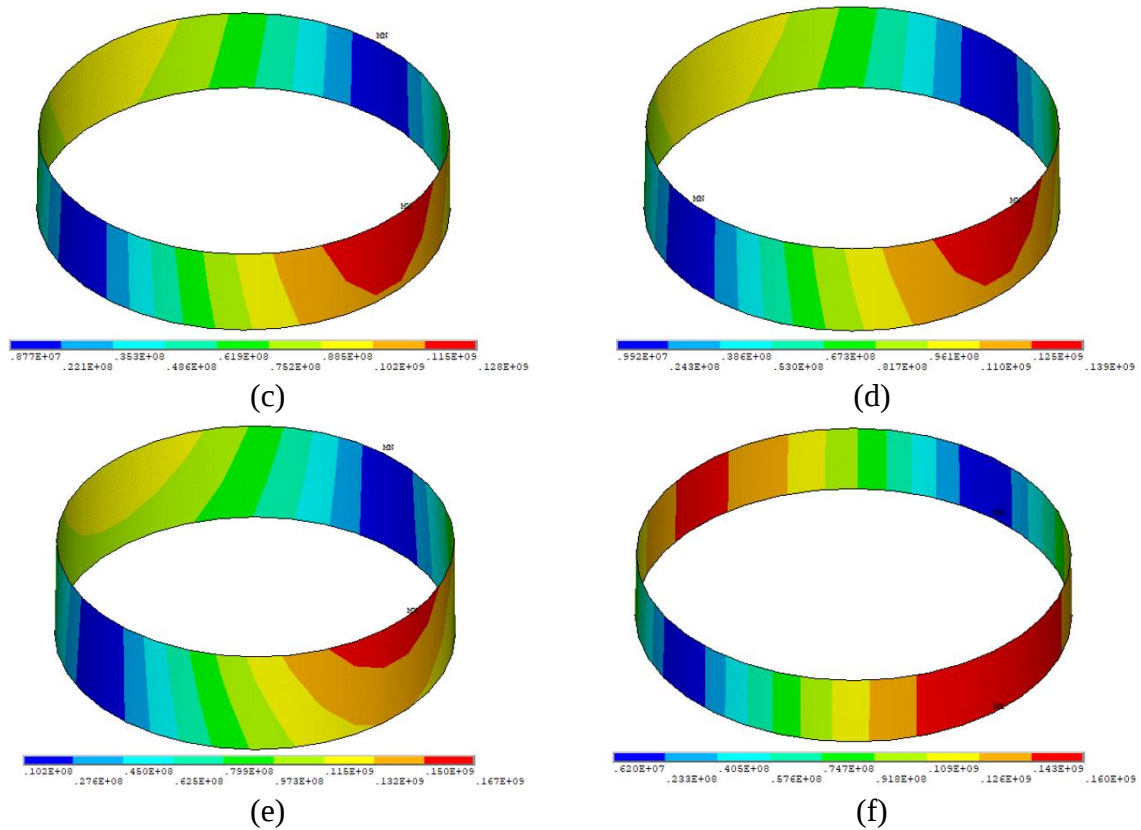
Fonte: O Autor (2023).

4.2.2 Análise das tensões na estrutura global

Além dos deslocamentos, são apresentadas as análises das tensões de *von Mises* na estrutura da torre, pois são fundamentais para identificação das áreas críticas. A distribuição das tensões de *von Mises* foram analisadas ao longo da altura da torre (Figura 49), considerando alturas específicas: 0 m (base da torre), 30 m, 45 m, 60 m, 90 m e 120 m (topo da torre).

Figura 49 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios indeslocáveis: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.

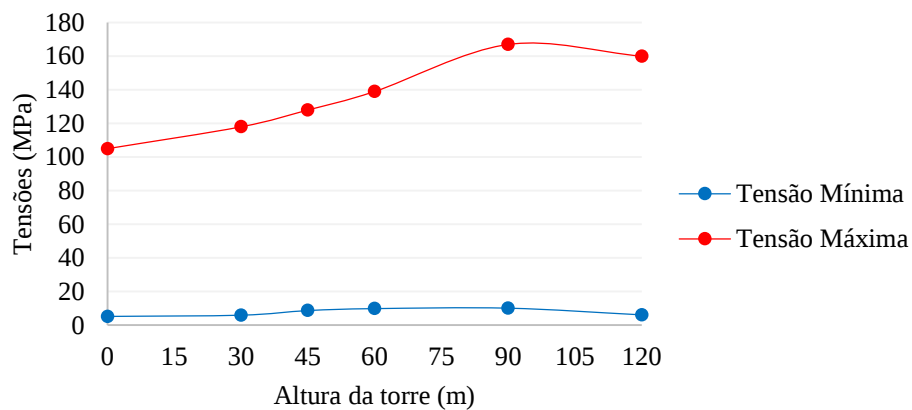




Fonte: O Autor (2023).

A máxima tensão de *von Mises* obtida atingiu um valor de 167 MPa, e assim como no caso da torre com apoios fixos, essa tensão está localizada na cota de 90 m. Este valor representa o ponto de maior concentração de tensão na estrutura para essa condição analisada. No Gráfico 6, é indicado esse ponto crítico de tensão de maneira mais prática, e também fornece um perfil da variação da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre.

Gráfico 6 - Variação da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios indeslocáveis.

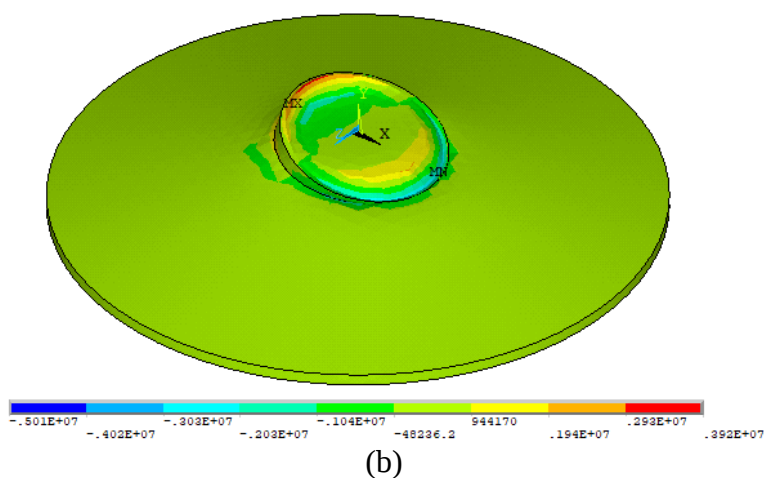
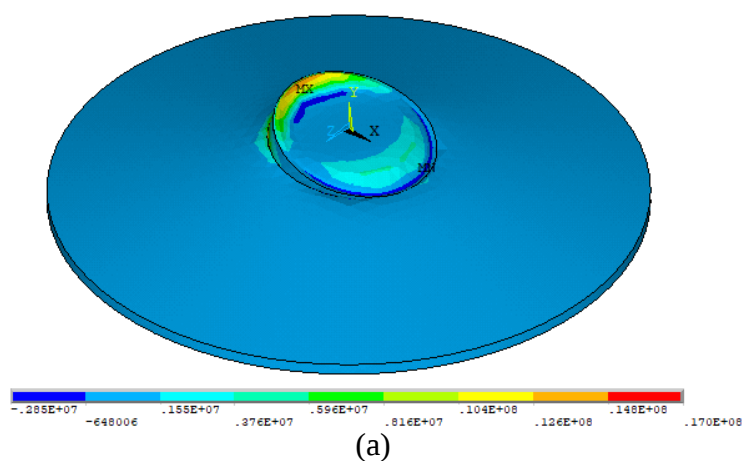


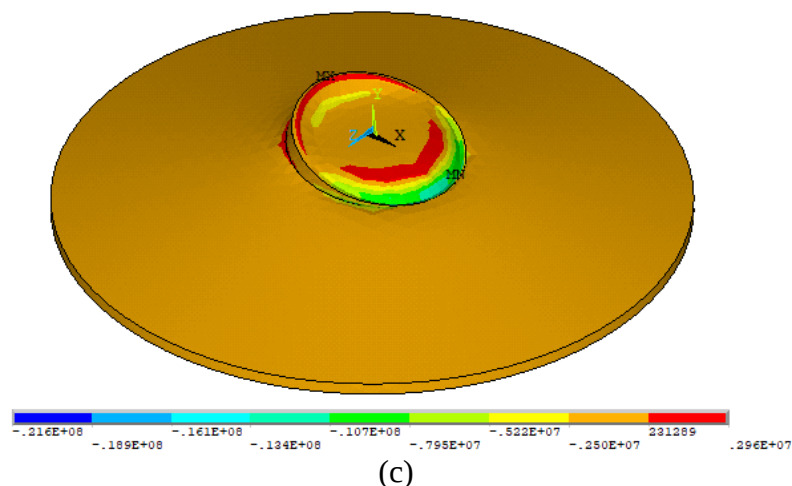
Fonte: O Autor (2023).

Além das respostas das tensões de *von Mises* distribuídas ao longo da altura da torre deste modelo, é necessário também analisar a resposta da distribuição de tensão na sapata (Figura 50). Essa análise oferece informações adicionais sobre o comportamento da estrutura em sua interação com a fundação, que é o caso deste modelo ajudando na compreensão da estabilidade da estrutura global.

Nota-se que a máxima tensão de compressão obtida atingiu um valor de 21,6 MPa, e encontra-se na extremidade do diâmetro do pedestal cilíndrico, exatamente no contato deste com a base tronco-cônica da sapata. Essa distribuição de tensão ressalta uma região crítica na conexão entre o pedestal e a base, evidenciando um ponto onde os esforços se concentram no lado oposto ao vento predominante (sotavento). Isso se deve à carga predominante ao longo da estrutura da torre, que é aplicada no lado oposto a essa área crítica.

Figura 50 - Distribuição nodal das tensões (Pa) principais na sapata da torre com apoios indesejáveis: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.





Fonte: O Autor (2023).

4.3 ANÁLISE DO CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO CONSIDERANDO A BASE PARCIALMENTE INDESLOCÁVEL

Continuando com a avaliação estrutural da torre, nesta seção, serão apresentados os resultados das análises do sistema levando em consideração que a base da sapata está parcialmente apoiada em apoios indeslocáveis.

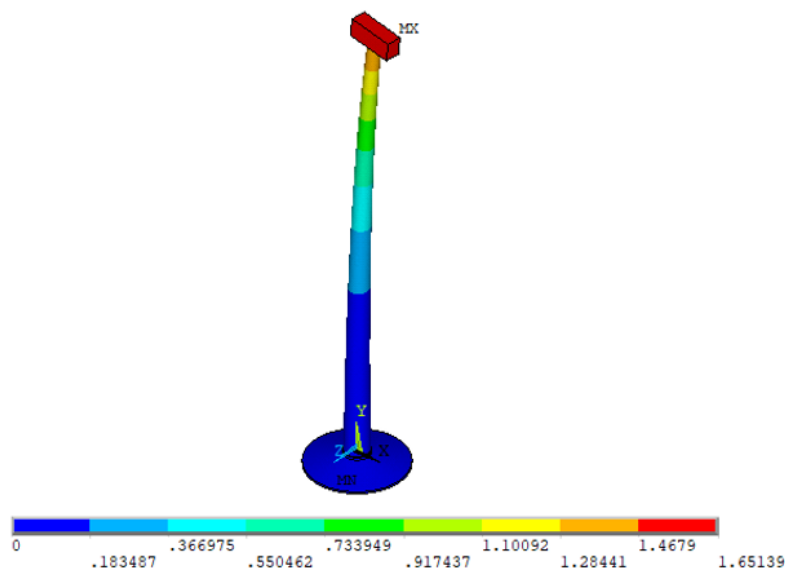
Similarmente ao tópico anterior, essa abordagem proporciona uma compreensão do comportamento estrutural diante das condições especificadas. No entanto, cabe ressaltar que, neste modelo, os apoios indeslocáveis (engastes) na área em que esses suportes sofrem tração serão retirados. Isso se deve ao fato de que, quando a sapata tende a levantar, o solo não consegue segurá-la.

Nessa perspectiva, antes de realizar a análise da estabilidade global da estrutura considerando a ISE, realizou-se uma etapa preliminar para a verificação do estado de tração ou compressão dos apoios indeslocáveis que conectam a sapata ao terreno. Durante essa etapa, por meio de oito iterações consecutivas, os apoios sujeitos a tração foram gradualmente desativados até que o equilíbrio da estrutura sobre o terreno fosse alcançado. Observa-se que uma parte da área da base teve seus suportes desativados, representando a porção da base que se eleva e perde contato com o solo. Essa constatação é importante na consideração da ISE, uma vez que a proporção de nós afetados influencia diretamente na estabilidade e comportamento global da estrutura.

4.3.1 Deslocamentos e comportamento do topo da torre

Os resultados nesta fase englobam uma avaliação dos deslocamentos na parte superior da torre, conforme ilustrado na Figura 51.

Figura 51 - Deslocamento nodal da torre (m) com base de concreto parcialmente indeslocável.

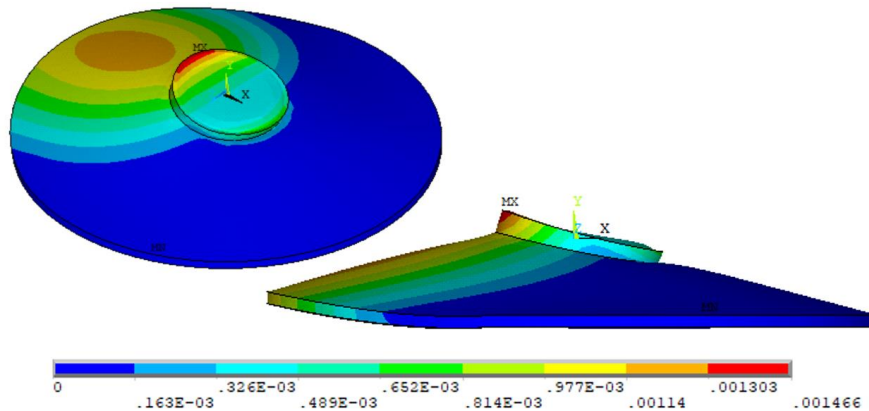


Fonte: O Autor (2023).

É importante destacar que o ponto mais alto da torre registrou o maior deslocamento nodal, alcançando 1,65139 m. Uma análise mais detalhada desse resultado será apresentada no tópico 4.5 (AVALIAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MODELOS), proporcionando uma compreensão mais detalhada do desempenho global da estrutura da torre diante da consideração da base parcialmente indeslocável.

A Figura 51 não apresenta de maneira clara o deslocamento na sapata da torre, devido à grande discrepância entre os deslocamentos deste com a torre. Uma representação mais precisa dos deslocamentos verticais da sapata é essencial (Figura 52) para uma compreensão mais completa do comportamento da estrutura.

Figura 52 - Deslocamentos verticais da sapata (m) com base parcialmente indeslocável.



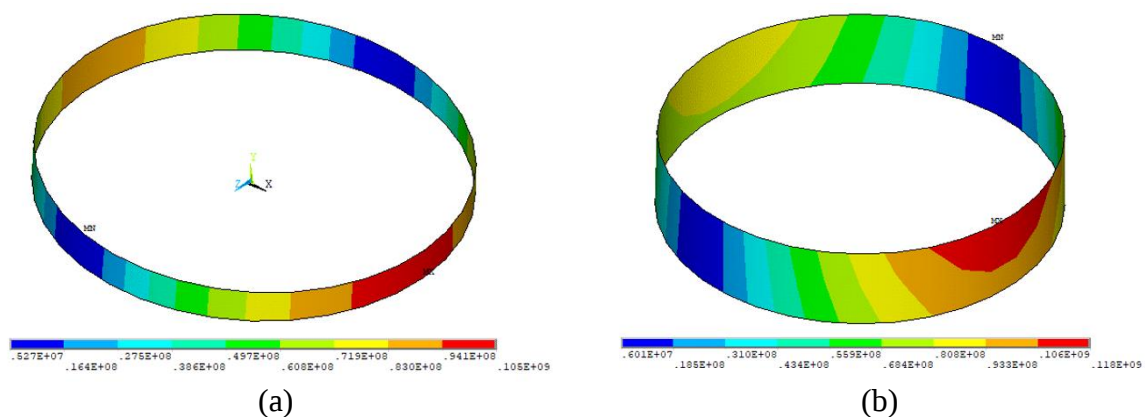
Fonte: O Autor (2023).

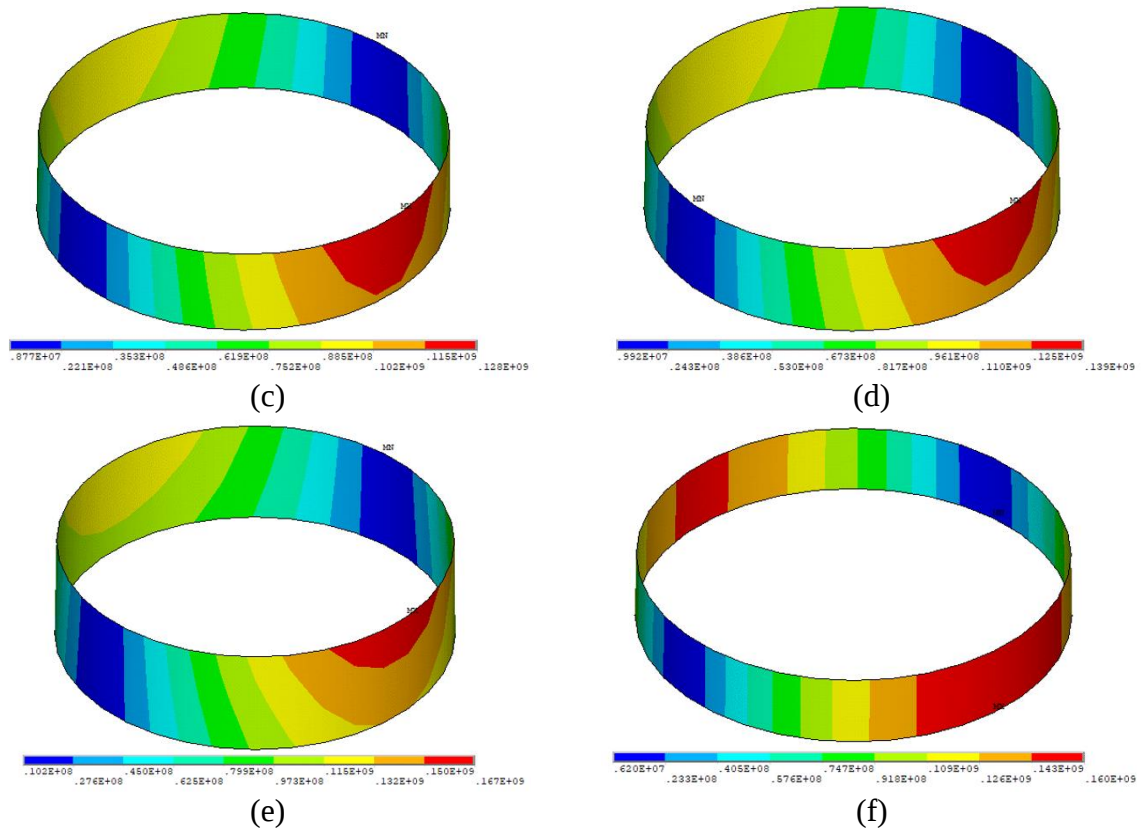
Na Figura 52, torna-se evidente que existe uma certa área da sapata que se eleva considerando as condições de carregamento. Nessa área específica ocorre o deslocamento máximo da sapata, alcançando 1,466 mm levando em consideração que a base está parcialmente esgastada. Este deslocamento destaca a importância de considerar os efeitos de levantamento da sapata para uma avaliação mais precisa do comportamento do sistema, especialmente devido à capacidade do solo de permitir o levantamento da sapata em resposta a esforços de tração.

4.3.2 Análise das tensões na estrutura global

Além de abordar as mudanças no deslocamento do topo, é essencial explorar também as tensões de *von Mises* na estrutura da torre, essenciais para identificar as regiões críticas. A avaliação da distribuição dessas tensões ocorreu em diferentes alturas ao longo da torre (conforme representado na Figura 53).

Figura 53 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto parcialmente indeslocável: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.

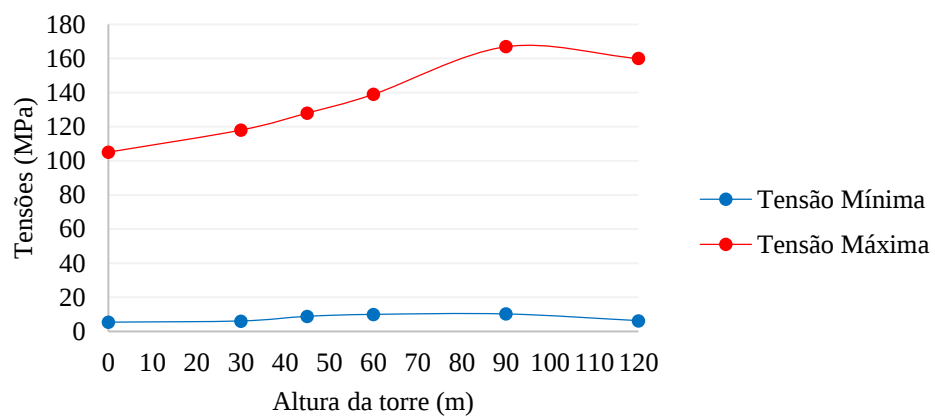




Fonte: O Autor (2023).

A tensão de *von Mises* máxima alcançou 167 MPa e está localizada a uma altura de 90 m. Essa marca representa o ponto mais crítico de concentração de tensão na estrutura para a condição analisada. O Gráfico 7 destaca esse ponto crítico de tensão, oferecendo uma representação visual do perfil da variação da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre.

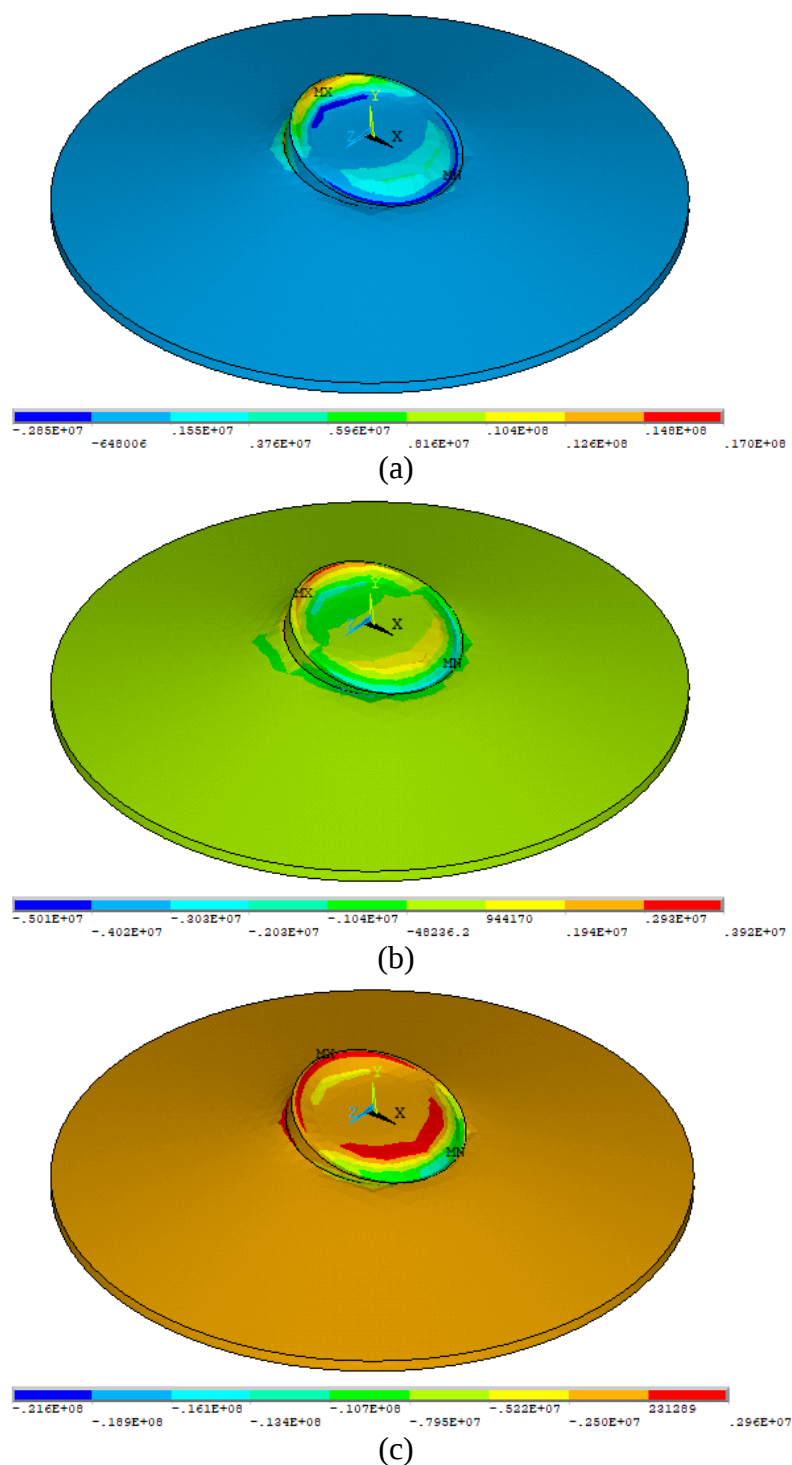
Gráfico 7 - Variação da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre com base de concreto parcialmente indeslocável.



Fonte: O Autor (2023).

Para complementação das informações sobre o comportamento estrutural, além das respostas das tensões de *von Mises* distribuídas ao longo da altura da torre deste modelo, é importante analisar as respostas da distribuição de tensão na sapata (Figura 54).

Figura 54 - Distribuição nodal das tensões (Pa) principais na sapata da torre parcialmente indeslocável: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.



Fonte: O Autor (2023).

Observa-se que a máxima tensão de compressão registrada atingiu 21,6 MPa, localizando-se na extremidade do diâmetro do pedestal cilíndrico, precisamente no ponto de contato com a base tronco-cônica da sapata. Assim como no modelo anterior, isso é evidenciado devido a um ponto onde as forças se concentram no lado oposto ao vento predominante (sotavento).

4.4 ANÁLISE DO CONJUNTO TORRE-FUNDAÇÃO CONSIDERANDO A BASE COM APOIOS ELÁSTICOS

Nesta etapa da análise estrutural são introduzidos os apoios elásticos na base da fundação, o que permite a modelagem da ISE. Esse modelo representa um avanço significativo em relação aos modelos anteriores.

Assim como anteriormente, esta análise contempla as respostas de deslocamentos e tensões. No entanto, traz informações do comportamento da torre-fundação considerando a influência dos apoios elásticos, destacando a influência desses apoios na análise. Essa etapa é crucial para o desenvolvimento de soluções estruturais mais eficientes e seguras, considerando as complexidades da interação dinâmica entre a torre e o solo.

Para atender às necessidades destas análises, são necessários resultados do ensaio de Prova de Carga Estática (PCE) e coeficiente de reação vertical do solo. Esses elementos são essenciais para a determinação do coeficiente de mola vertical, cujo emprego se dá na modelagem dos apoios elásticos para a análise da ISE. Este coeficiente de mola é utilizado na modelagem dos apoios elásticos, considerando a área de influência de cada mola em relação a discretização da base da sapata.

4.4.1 Análise do ensaio de prova de carga estática (PCE) e coeficiente de reação vertical do solo

Os resultados derivados do ensaio de PCE (Tabela 7) constituem uma análise abrangente do comportamento geotécnico do solo sob ação de carga. Este conjunto de informações revela aspectos cruciais relacionados à capacidade de carga e deformabilidade do solo, proporcionando, adicionalmente, os elementos necessários para a determinação do coeficiente de reação vertical do solo.

Os resultados são assegurados mediante leituras minuciosas e a aderência rigorosa ao plano de carga e descarga previamente estabelecido. Este cuidadoso acompanhamento do

procedimento contribui significativamente para a confiabilidade e validade dos dados obtidos, garantindo uma compreensão mais profunda do comportamento do solo diante das demandas impostas pelo ensaio de PCE.

Tabela 7 - Resultados da deformação média do solo considerando carregamento e descarregamento no ensaio de PCE.

Carregamento				
Estágios	Carga (tf)	após carregamento (mm)	após 15 min (mm)	Acumulada (mm)
1°	3,0	-1,85	-1,88	-1,88
2°	6,0	-1,68	-1,84	-3,71
3°	9,0	-2,68	-2,88	-6,59
4°	12,0	-5,80	-6,30	-12,88
5°	15,0	-6,60	-7,10	-19,99
6°	18,0	-11,87	-12,20	-32,19
7°	21,0	-1,71	-2,10	-34,29
8°	24,0	-9,70	-10,18	-44,47
9°	27,0	-6,09	-6,62	-51,09
10°	30,0	-12,12	-12,73	-63,82
11°	28,5	-0,09	-0,84	-64,65
	20,8	-1,05	-1,10	-65,75
	20,8	-2,13	-4,84	-70,59
12°	15,0	-0,87	-2,27	-72,85
	9,5	-0,18	-0,21	-73,07
Descarregamento				
Estágios	Carga (tf)	após carregamento (mm)	após 15 min (mm)	Acumulada (mm)
1	7,6	0,39	0,41	-72,66
2	5,7	0,16	0,21	-72,45
3	3,8	0,26	0,28	-72,17
4	1,9	0,49	0,51	-71,65
5	0,0	1,76	1,88	-69,77

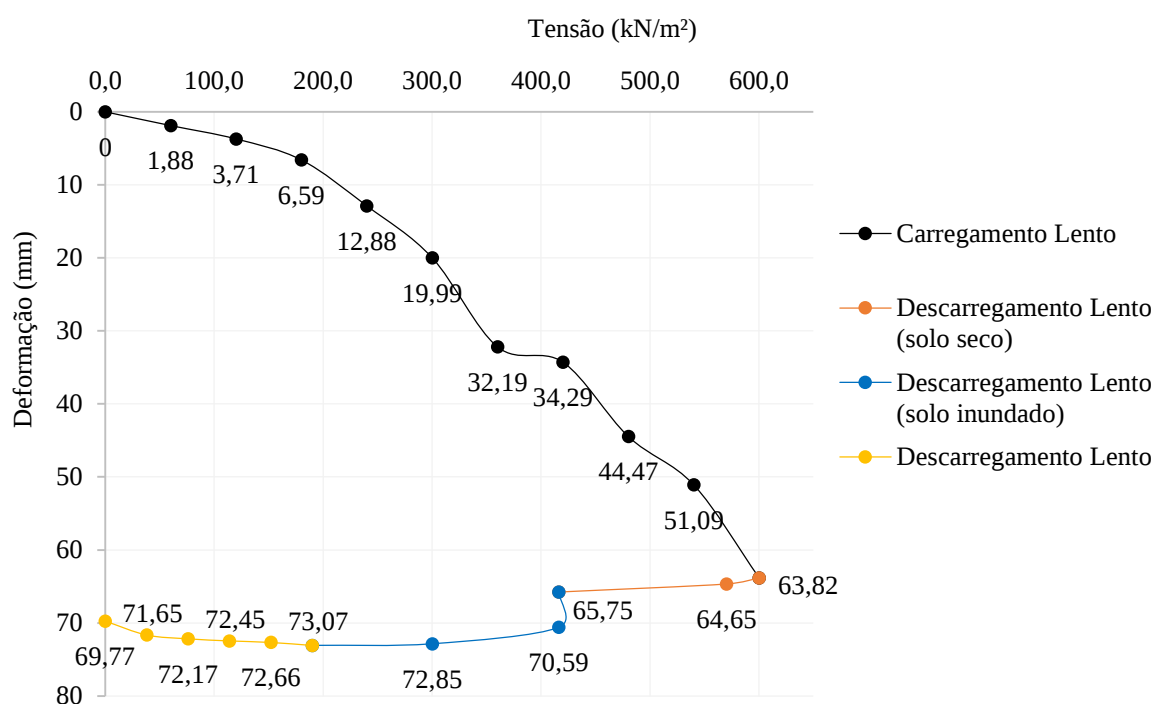
Fonte: O Autor (2023).

Na Tabela 7, são apresentadas respostas sobre as deformações média do solo frente aos estágios de carregamento e descarregamento. Nota-se que, durante o carregamento lento, as deformações acumuladas revelam uma relação entre a carga aplicada e a resposta do solo, destacando-se fenômenos como a redistribuição de tensões e a resposta diferencial em cada estágio de carregamento. A mesma característica acontece nos estágios de carregamento lento com solo seco e com solo inundado. O descarregamento lento, por sua vez, evidencia a capacidade do solo de recuperar parte das deformações previamente acumuladas, refletindo a histerese típica de materiais geotécnicos.

Com base nos resultados obtidos no ensaio PCE, procedeu-se à elaboração de um gráfico que visa à determinação do coeficiente vertical do solo (Gráfico 8). Este coeficiente foi derivado a partir da análise da inclinação da reta que intercepta a origem e os pontos específicos

da curva de tensão x deformação (LEONI, 1973). A construção desse gráfico proporciona uma abordagem visual e conceitualmente sólida para compreender a relação entre a carga aplicada e a deformação no solo, permitindo uma interpretação mais aprofundada das propriedades geotécnicas em questão levando em consideração a Interação solo estrutura (ISE).

Gráfico 8 - Deformação média do solo considerando carregamento e descarregamento no ensaio de PCE.



Fonte: O Autor (2023).

Com base na análise do gráfico da deformação média do solo considerando carregamento e descarregamento no ensaio de PCE (Gráfico 8), utilizou-se dos conceitos estabelecidos por Leoni (1973) para a determinação do coeficiente de reação vertical do solo.

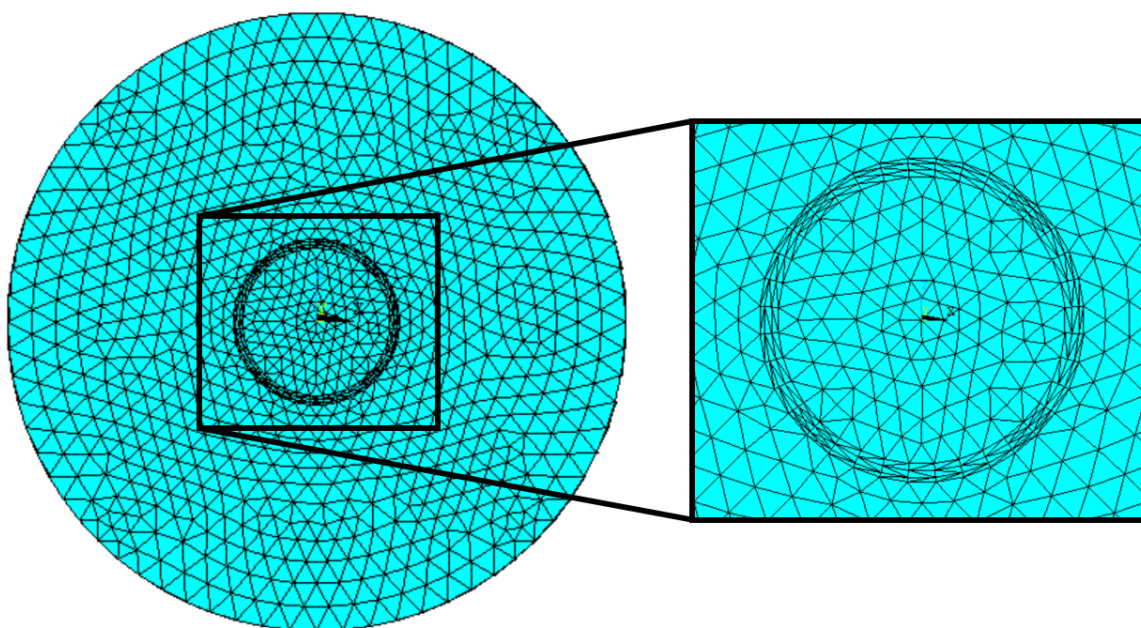
A delimitação para esta avaliação foi direcionada à parcela do gráfico que possui as respostas de tensão x deformação durante a etapa de carregamento lento (linha preta no gráfico). Após as análises, obteve-se um valor médio para o coeficiente vertical do solo de aproximadamente 17.953,46 kN/m³. Este parâmetro, agora determinado, será empregado no cálculo dos coeficientes de mola vertical que serão empregadas na base da sapata. Este procedimento almeja promover uma compreensão mais aprofundada e fundamentada das propriedades geotécnicas subjacentes ao solo em estudo.

4.4.2 Análise do coeficiente de mola vertical e da fundação

A obtenção dos coeficientes verticais de mola foi realizada por meio da aplicação do Método de Winkler. Esse método traz uma relação direta entre o coeficiente de reação vertical do solo, coeficiente de mola vertical e a área de influência de cada mola.

Os cálculos foram executados levando em consideração a área de influência correspondente a cada mola. A delimitação das áreas da base da sapata foi estabelecida por meio de uma discretização originada diretamente do *software* ANSYS... (2023), conforme demonstrado na Figura 55. Neste refinamento, são definidos os nós que representam os locais de aplicação das molas, permitindo a obtenção de áreas de influência para as molas intermediárias e de extremidade. Este processo assegura uma análise abrangente a respeito do comportamento elástico da estrutura.

Figura 55 - Discretização da base da sapata para cálculo da área de influência de cada nó.



Fonte: O Autor (2023).

A partir dos valores de cada área de influência e do valor do coeficiente vertical do solo igual a 17.953,46 kN/m³, procedeu-se à obtenção dos valores dos coeficientes de mola vertical associados a cada mola presente no sistema (Tabela 8).

Tabela 8 - Coeficientes de mola vertical associados a cada mola.

Constante	k_m (N/m)	Nº de nós	Área do anel (m²)
1	3.324.266,557931	128	23,7005069
2	6.312.734,099959	128	45,0069197
3	5.787.511,351578	128	41,2623206
4	5.255.005,961390	128	37,4657997
5	4.630.977,419120	128	33,0167603
6	4.229.640,012983	128	30,1554074
7	3.871.176,907332	128	27,5997286
8	3.509.018,440860	128	25,0177037
9	2.718.846,059564	128	19,3841344
10	1.948.421,048788	64	6,9456774
11	2.814.348,596213	32	5,0162560
12	7.585.532,848722	64	27,0406976
13	10.471.588,285206	64	37,3288282
14	8.454.792,378923	64	30,1394099
15	6.853.384,616210	64	24,4307558
16	5.522.938,920873	64	19,6880198
17	4.513.644,192368	64	16,0901139
18	3.693.592,943597	64	13,1668179
19	3.070.884,878364	64	10,9470054
20	2.412.276,893532	64	8,5992179
21	1.755.290,465273	32	3,1286054
22	2.431.047,057185	16	2,1665323
23	5.333.286,281770	32	9,5059757
24	6.044.782,468876	32	10,7741366
25	4.360.274,779251	32	7,7716934
26	2.772.753,838873	32	4,9421181
27	1.333.387,728945	32	2,3766118
28	628.725,526664	16	0,5603158
29	901.859,065115	8	0,4018653
30	1.900.840,966711	16	1,6940163
31	2.051.166,909167	16	1,8279858
32	1.181.944,363094	16	1,0533406
33	457.432,635101	16	0,4076608
34	251.393,333791	16	0,2240400
35	210.106,298768	8	0,0936226
36	220.322,176989	1	0,0122719
		$\sum A$ (m²)	528,9428739
		A_{sapata} (m²)	530,9291585

Fonte: O Autor (2023).

Os nós que constituem a discretização da base da sapata exibem áreas de influência comparáveis (da mesma ordem de grandeza), as quais, ao se combinarem, formam anéis com áreas distintas. Na Tabela 8 é mostrado que o somatório das áreas dos anéis da discretização apresenta uma diferença inferior a 0,4% em relação a área total da sapata, demonstrando o nível de refinamento da discretização da base da sapata. Esses coeficientes de mola representam as

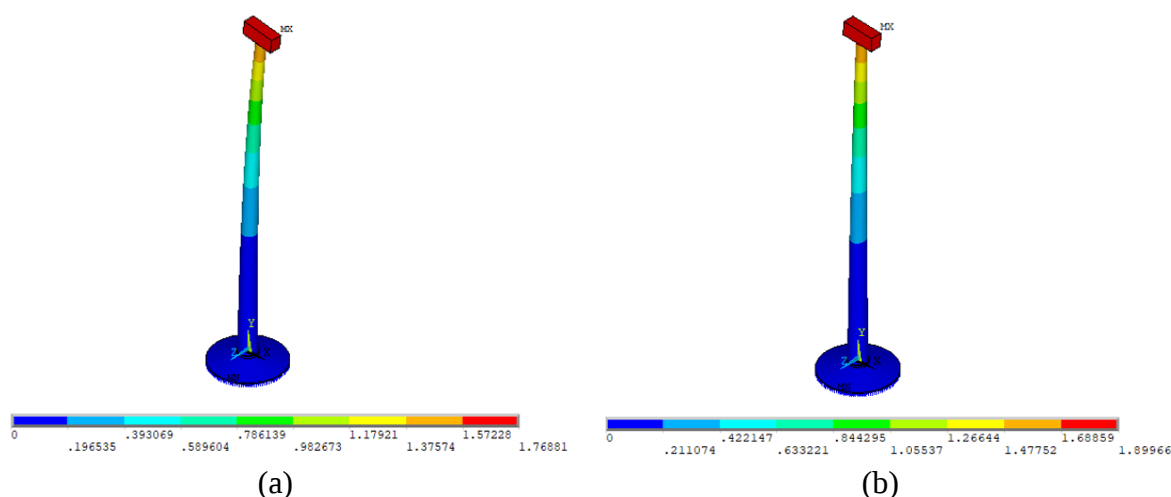
características elásticas do solo, refletindo seu comportamento sob as cargas impostas pela estrutura e, conseqüentemente, na análise estrutural global.

Antes de realizar a análise da estabilidade global da estrutura considerando a ISE, realizou-se uma etapa preliminar para a verificação do estado de tração ou compressão dos elementos finitos de mola que conectam a sapata ao terreno. Nessa fase, por meio de dois processos iterativos, as molas que estavam tracionadas foram sendo desativadas de forma gradual até alcançar o equilíbrio da estrutura sobre o terreno deformável. Isso se justifica pela impossibilidade do solo acompanhar a sapata caso ela se levante. Nota-se que 312 dos 2145 nós da base da sapata têm as molas desativadas, correspondendo a um total de 14,54% da área da base que se eleva, ficando sem contato com o solo. Essa constatação é importante na consideração da ISE, uma vez que, a parcela de nós afetados implica na estabilidade e no comportamento global da estrutura.

4.4.3 Deslocamentos e comportamento do topo da torre e da fundação

A análise do resultado do deslocamento no topo da torre obtido na análise de 1ª ordem é apresentada na Figura 56a. Esse deslocamento representa a resposta da estrutura frente às condições de carregamento, e contribui para uma compreensão do desempenho global da estrutura. Nesta etapa, é importante incorporar uma análise de 2ª ordem, no qual considera as não linearidades geométricas da estrutura, representando de forma mais precisa os deslocamentos da torre (Figura 56b). Essa abordagem é essencial para avaliar as alterações nas condições de carregamento à medida que a estrutura vai se deformando.

Figura 56 - Deslocamento nodal da torre (m) com base de concreto e apoios elásticos: (a) análise de 1ª ordem; (b) análise de 2ª ordem.

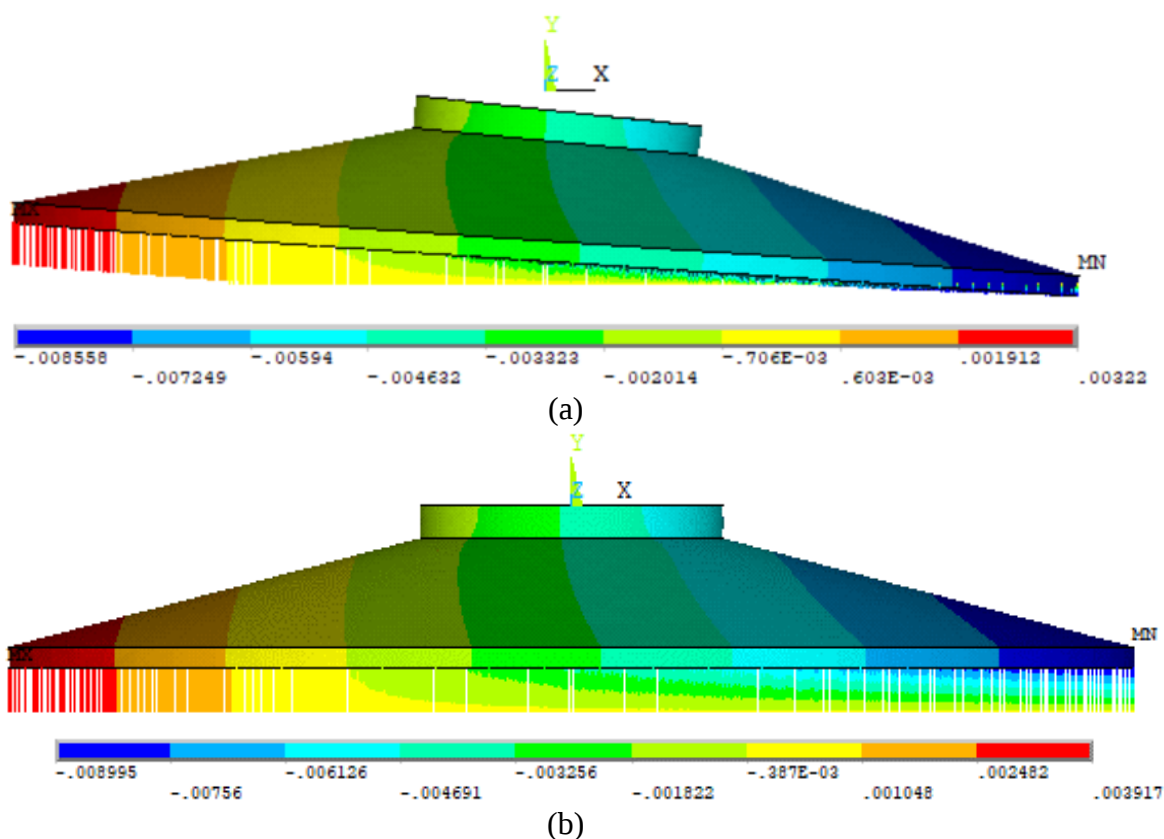


Fonte: O Autor (2023).

Destaca-se que o ponto mais elevado da torre apresentou o maior deslocamento nodal, atingindo 1,76881 m na análise linear de 1ª ordem e 1,89966 m na análise de 2ª ordem. Uma análise mais detalhada desse resultado será exposta no tópico 4.5 (AVALIAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MODELOS), aprofundando a compreensão do desempenho da estrutura global da torre frente aos efeitos de 2ª ordem.

É importante ressaltar que a Figura 56, na forma como está apresentada, não mostra claramente o deslocamento na sapata da torre, pois há uma grande diferença entre o deslocamento da sapata em relação ao deslocamento da torre, tornando-o pouco perceptível quando apresentado desta forma. No entanto, uma representação mais aproximada dos deslocamentos verticais da sapata é necessária (Figura 57), para que sejam obtidas respostas mais completas em relação ao comportamento da estrutura.

Figura 57 - Deslocamentos verticais da sapata (m) em análise de: (a) 1ª ordem; (b) 2ª ordem.



Fonte: O Autor (2023).

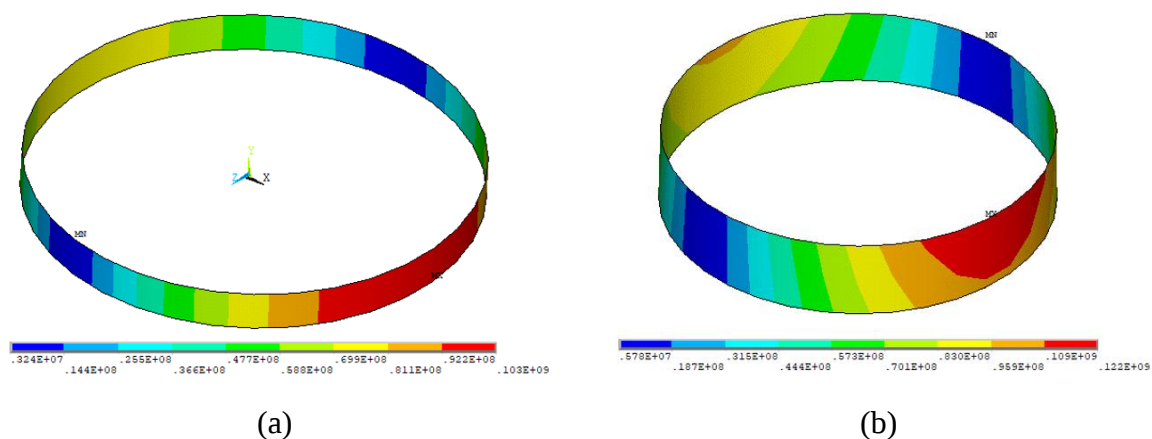
Na Figura 57 torna-se evidente a identificação das molas que não estão em operação, destacadas em vermelho e laranja. Essas molas estão exatamente na área no qual a sapata se eleva acima do terreno. É nessa área específica que ocorre o deslocamento vertical máximo da

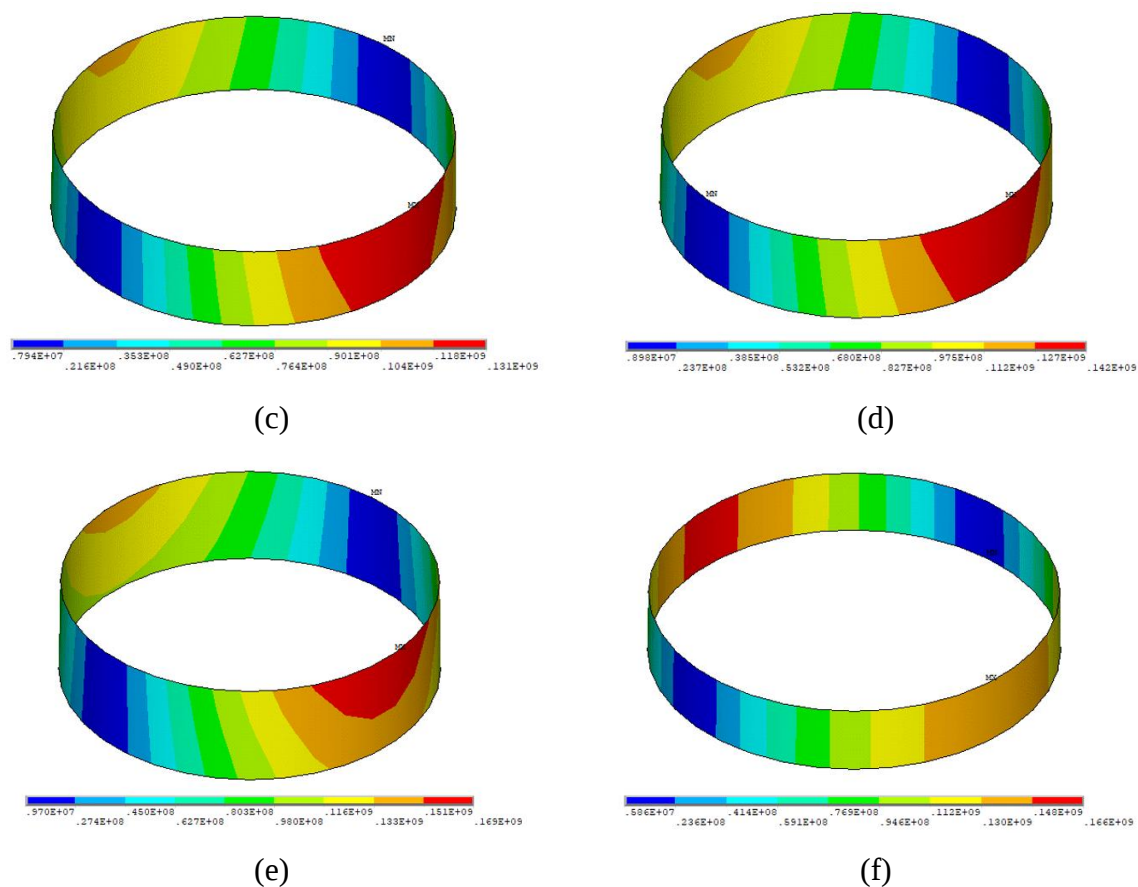
sapata, alcançando 8,558 mm levando em conta a análise linear de 1ª ordem. Já na consideração da análise de 2ª ordem, incorporando a não linearidade geométrica, o deslocamento vertical máximo aumenta para 8,995 mm. Esse aumento destaca a importância das análises frente a não linearidade geométrica na resposta estrutural, evidenciando a importância de levar em consideração os efeitos de segunda ordem para uma avaliação mais precisa do comportamento do sistema.

4.4.4 Análise das tensões na estrutura global

Em adição aos resultados obtidos dos deslocamentos da estrutura da torre e fundação, é necessário a apresentação das análises das tensões de *von Mises* no sistema global da estrutura da torre. A distribuição das tensões foi analisada ao longo da altura da torre considerando os efeitos de 1ª e 2ª ordem, e são apresentadas na Figura 58 e Figura 59, respectivamente. As análises foram realizadas iniciando a partir de 0 m (base da torre), 30 m, 45 m, 60 m, 90 m e 120 m (topo da torre). A consideração dos efeitos de 1ª ordem foca nas respostas lineares iniciais, enquanto a análise de 2ª ordem incorpora a não linearidade geométrica da estrutura, proporcionando uma compreensão mais detalhada das distribuições das tensões ao longo das alturas da torre.

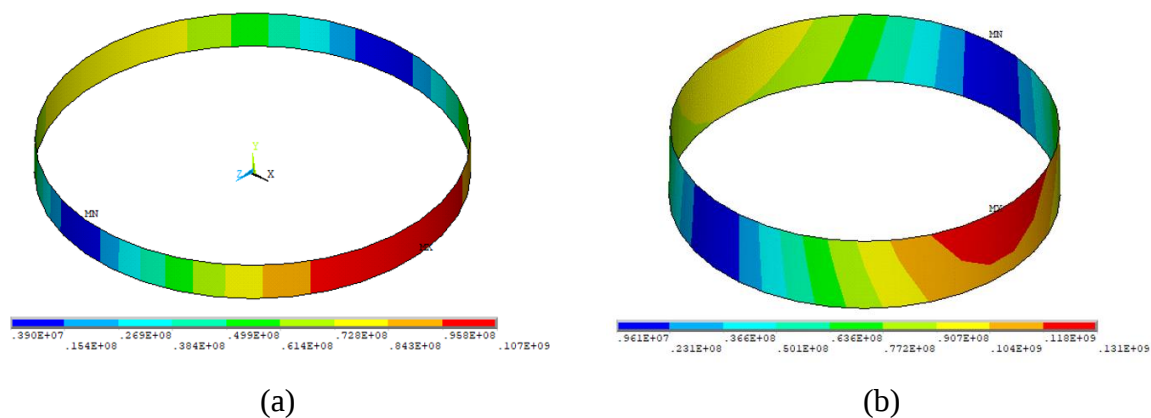
Figura 58 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios elásticos, considerando os efeitos de 1ª ordem: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.

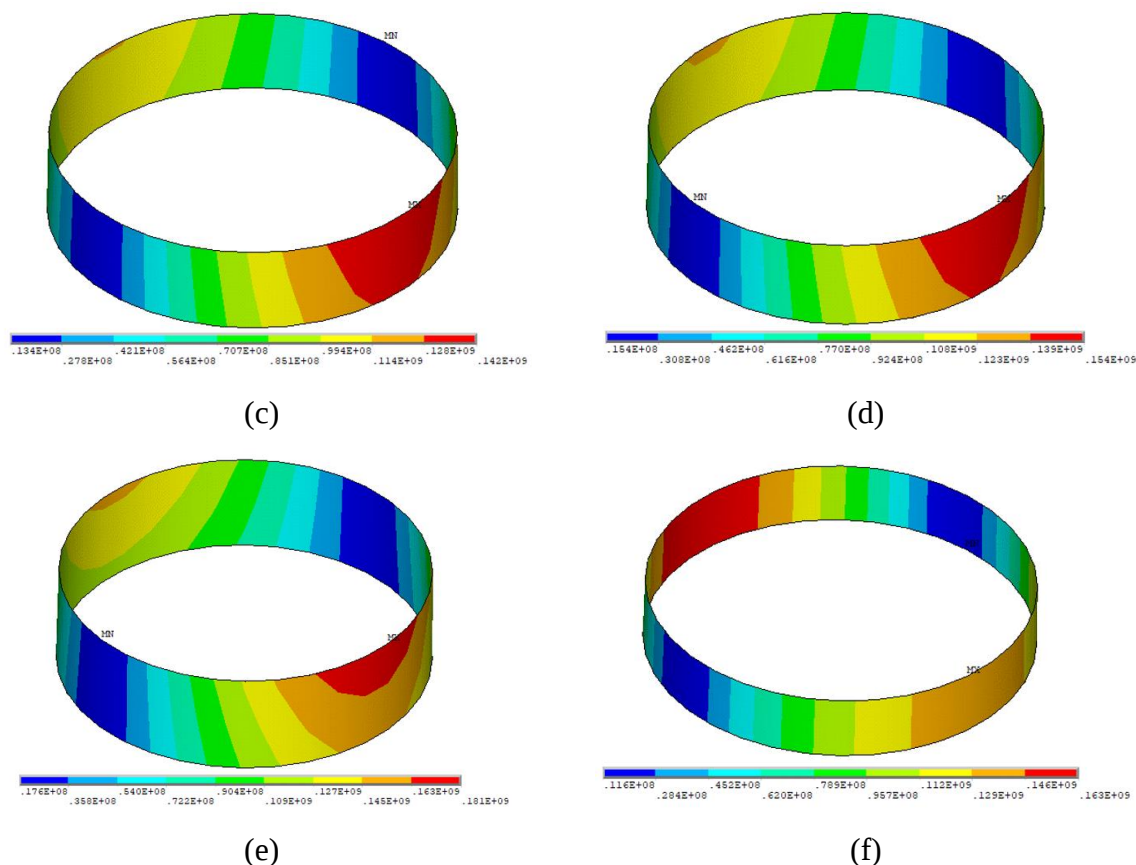




Fonte: O Autor (2023).

Figura 59 - Distribuição das tensões (Pa) ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios elásticos, considerando os efeitos de 2ª ordem: (a) 0 m; (b) 30 m; (c) 45 m; (d) 60 m; (e) 90 m; (f) 120 m.



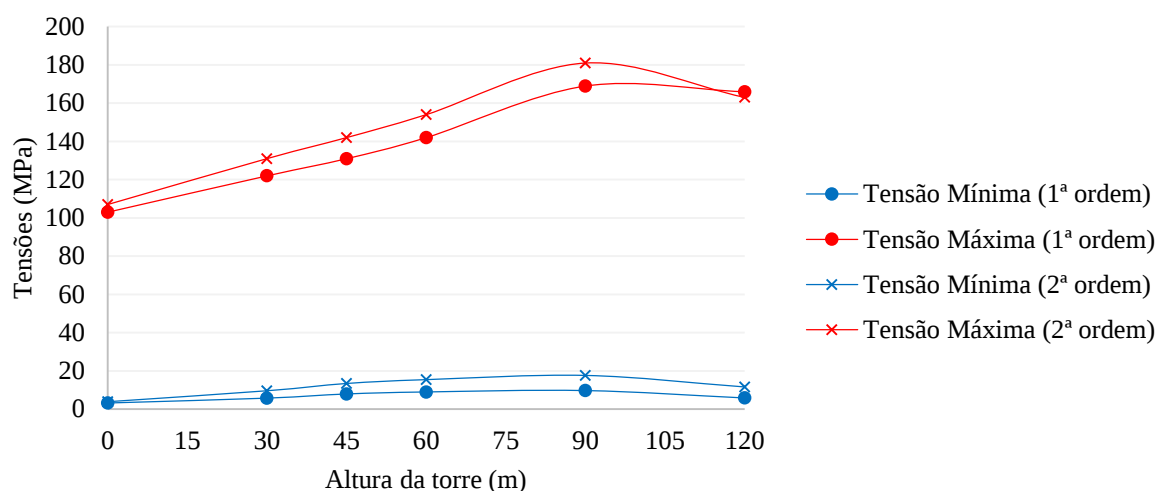


Fonte: O Autor (2023).

Na análise de 1ª ordem, a máxima tensão de *von Mises* obtida atingiu um valor de 169 MPa. Já na análise de 2ª ordem que leva em conta a não linearidade geométrica, a máxima tensão atingida foi de 181 MPa, indicando um aumento de cerca de 7,1% em relação ao valor obtido na análise de 1ª ordem. Isso ocorre devido as respostas não lineares da estrutura. Ambas as tensões se encontram na cota de 90 m (junção entre os dois últimos seguimentos da torre), repetindo os padrões identificados nos casos anteriores de torre com apoios fixos e base de concreto com apoios indeslocáveis.

O perfil da variação da tensão ao longo da altura da torre é verificado no gráfico abaixo (Gráfico 9), no qual permite uma visualização prática do ponto de máxima tensão tanto para a consideração da análise de 1ª ordem, quanto para a análise de 2ª ordem. O gráfico ajuda a verificar o perfil da variação da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre.

Gráfico 9 - Variação da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre com base de concreto e apoios elásticos.



Fonte: O Autor (2023).

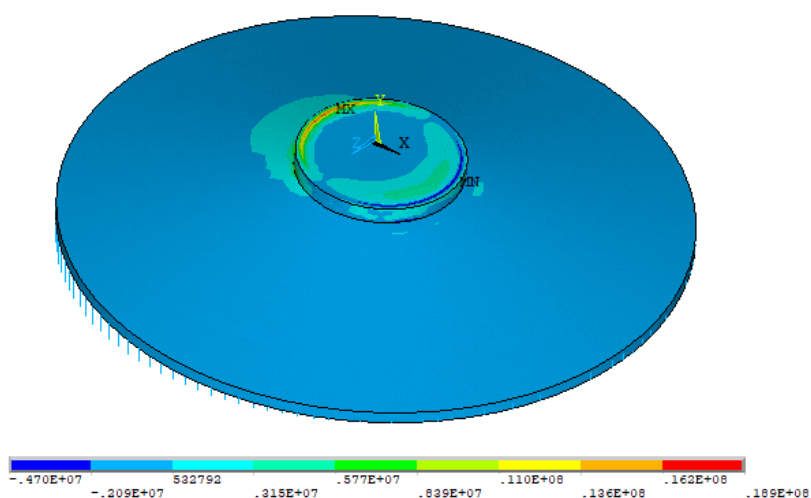
Pode-se notar que na cota de 120 m da torre, a tensão máxima na análise de 1ª ordem foi maior que a de 2ª ordem. Essa disparidade pode ser atribuída à análise de 1ª ordem, a qual considera apenas os efeitos das cargas aplicadas, não levando em conta os efeitos de não linearidade geométrica. Nesse contexto, se as cargas aplicadas exercem uma influência predominante na cota de 120 m, a análise de 1ª ordem resultará em valores mais elevados de tensão.

Assim como nos demais modelos, além das respostas das tensões de *von Mises* distribuídas ao longo da altura da torre, é necessário que sejam realizadas análises das respostas da distribuição de tensão na sapata. Neste caso, também é necessário avaliar os efeitos de 1ª ordem (Figura 60) e de 2ª ordem (Figura 61) na resposta da estrutura. Essa verificação possui grande relevância para a análise da influência da ISE no sistema global da estrutura, uma vez que, no tópico anterior, a sapata foi analisada com uma consideração de apoios indesejáveis, e a análise atual proporciona uma visão mais abrangente da interação entre a estrutura e o solo.

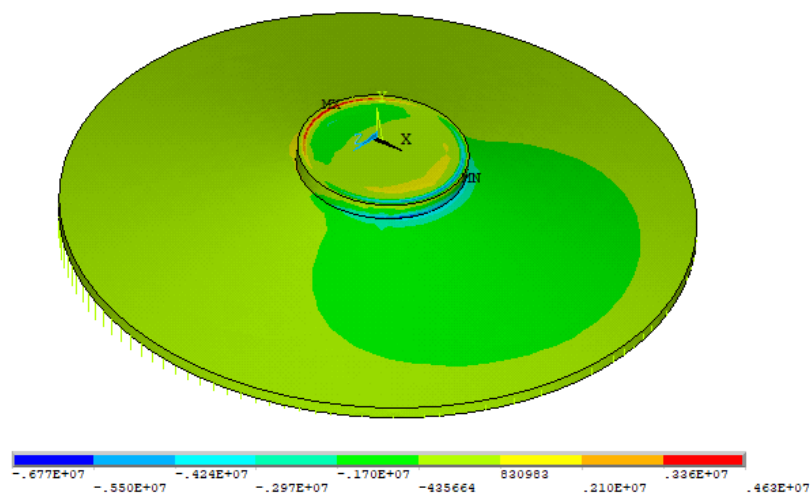
Nota-se que a máxima tensão observada atingiu 25,4 MPa para os efeitos de 1ª ordem. Ao incorporar os efeitos de 2ª ordem, essa tensão atingiu 26,6 MPa, sofrendo um acréscimo de aproximadamente 4,7% no valor da tensão neste ponto. Este aumento na tensão é um indicativo importante dos efeitos da consideração dos efeitos não lineares, destacando a influência significativa que a não linearidade geométrica exerce sobre a resposta estrutural. Ambas as tensões são encontradas em uma das extremidades do diâmetro do pedestal, precisamente no ponto de contato com a base tronco-cônica da sapata, mantendo consistência com o modelo

anterior da sapata sobre apoios indeslocáveis. Essa distribuição de tensão indica um ponto de concentração de esforços devido à direção predominante das ações ao longo da estrutura da torre. Todos os resultados apresentados, serão discutidos de forma mais aprofundada no próximo tópico.

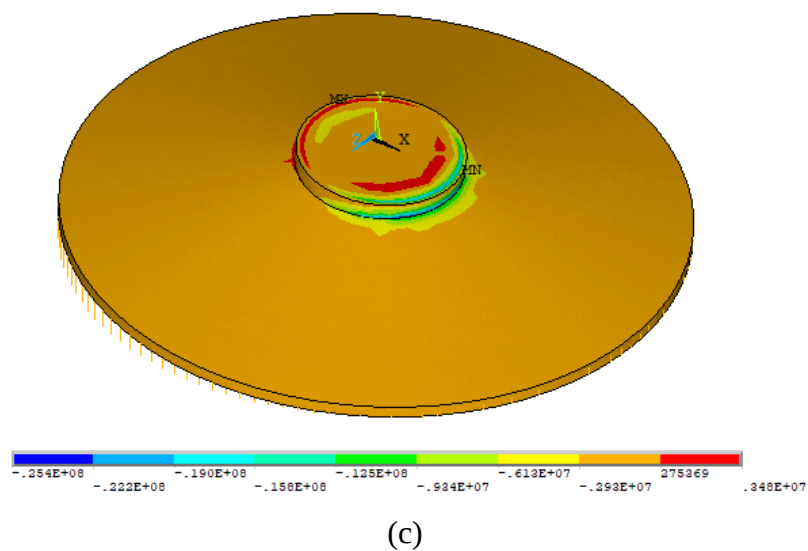
Figura 60 - Distribuição nodal das tensões principais (Pa) da sapata da torre com apoios elásticos, considerando os efeitos de 1ª ordem: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.



(a)

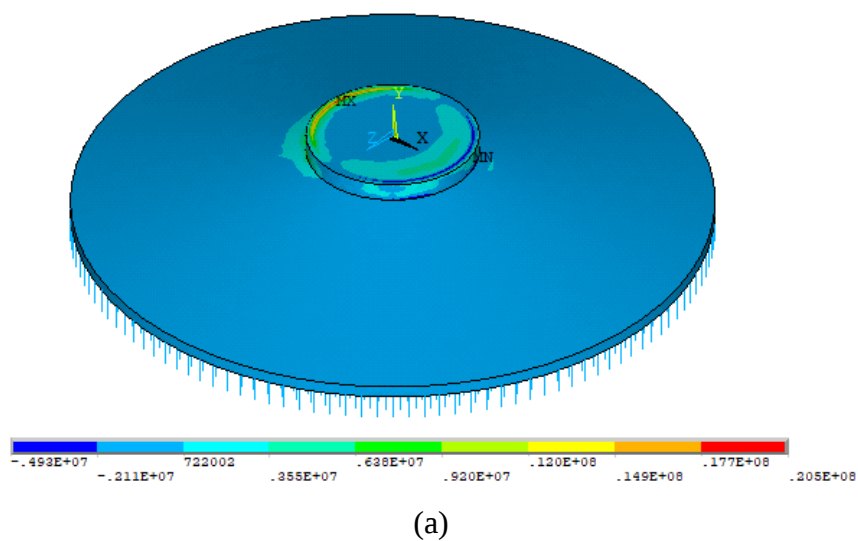


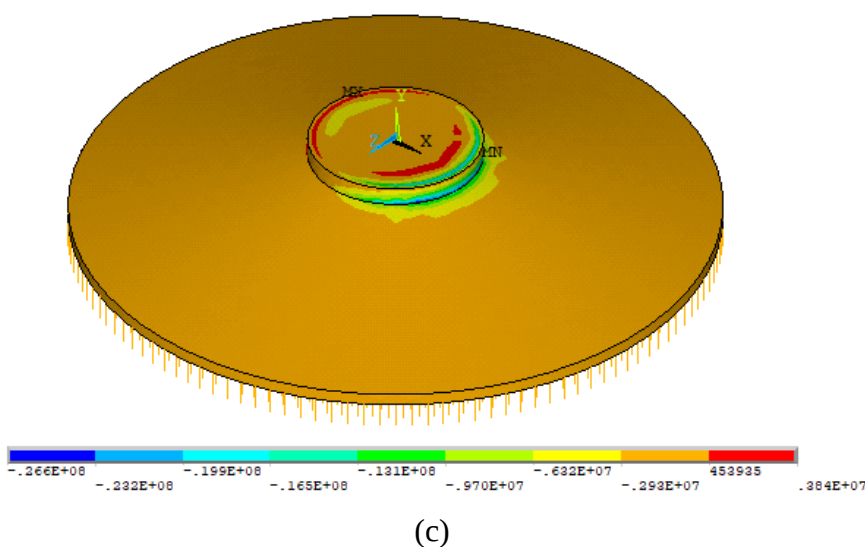
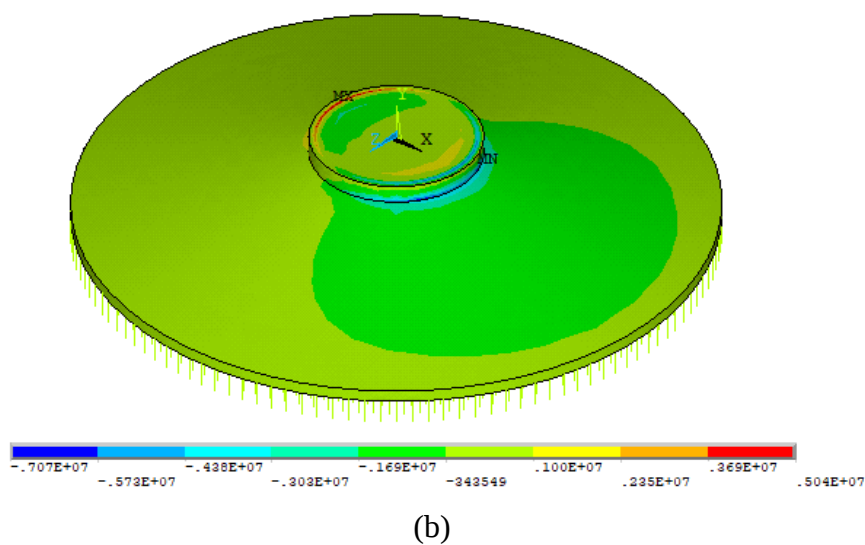
(b)



Fonte: O Autor (2023).

Figura 61 - Distribuição nodal das tensões principais (Pa) da sapata da torre com apoios elásticos, considerando os efeitos de 2ª ordem: (a) 1ª tensão principal; (b) 2ª tensão principal; (c) 3ª tensão principal.





Fonte: O Autor (2023).

4.5 AVALIAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS MODELOS

Nesta fase, os resultados já apresentados serão avaliados de forma mais aprofundada e comparados entre si a fim de estabelecer uma compreensão mais ampla do comportamento e desempenho dos diferentes modelos estruturais, levando em consideração os efeitos da ISE no sistema. Nesse contexto, serão exploradas de forma mais apurada as respostas estruturais, considerando as variáveis de deslocamentos, tensões, e outros parâmetros relevantes. Esta avaliação desempenha um papel fundamental no que diz respeito às variações das condições de modelagem, contribuindo para a confiabilidade do estudo em questão.

4.5.1 Deslocamentos do topo da torre e da fundação

Ao realizar uma comparação dos deslocamentos no topo da torre entre os diferentes casos analisados, torna-se evidente que o modelo com apoios elásticos apresenta um deslocamento nodal superior em relação aos outros modelos.

A Tabela 9 fornece a relação entre os deslocamentos transversais de 1ª e 2ª ordem no topo da torre, indicando a suscetibilidade aos efeitos de 2ª ordem ou o grau de deslocabilidade da estrutura. Além disso, na Tabela 9 observa-se valores referentes às rotações máximas ocorridas no topo da torre.

Tabela 9 - Deslocamentos transversais (m) e rotações (graus) no topo da torre.

Condição de vinculação	Deslocamento			Rotação	
	1ª ordem	2ª ordem	Grau de deslocabilidade	1ª ordem	2ª ordem
Base da torre fixa	1,61197	1,72631	1,07093	1.73222	1.84543
Base de concreto totalmente indeslocável	1,63226	1,74904	1,07154	1.74150	1.85626
Base de concreto parcialmente indeslocável	1,65139	1,77605	1,07549	1.75015	1.86898
Base de concreto com apoios elásticos	1,76881	1,89966	1,07398	1.84435	1.96026

Fonte: O Autor (2023).

O deslocamento máximo no topo da torre atingiu o valor de 1,89966 m no caso dos apoios elásticos considerando a ISE os efeitos de 2ª ordem, destacando-se como o valor mais expressivo entre as considerações realizadas, mostrando a influência da consideração da ISE e os efeitos de não linearidade geométrica na resposta da estrutura. Estes resultados não fornecem apenas uma visão sobre o comportamento estrutural em termos de deslocamentos, mas servem para assegurar que os resultados estejam alinhados com os padrões normativos, reforçando assim a integridade e confiabilidade da análise.

É importante destacar que o grau de deslocabilidade, que representa a capacidade do modelo de base de concreto com apoios elásticos (2ª ordem) de se mover em relação ao modelo de base da torre fixa (1ª ordem), exibiu um valor de 1,17847. Este valor quantifica a flexibilidade relativa entre os dois modelos, refletindo a capacidade do sistema em permitir

deslocamentos.

Nota-se também que houve um aumento de 1,91 cm (1,17%) no deslocamento do modelo da base parcialmente indeslocável em comparação com o modelo de base totalmente indeslocável. Esse aumento é resultado da consideração da rigidez adicional introduzida na base parcialmente indeslocável, no qual confirma a sensibilidade dos deslocamentos às condições de apoio. Além disso, há um incremento decorrente do deslocamento agora presente na sapata.

A verificação do deslocamento no topo da torre é importante para prevenção de qualquer contato indesejado entre as pás do aerogerador e a própria torre de sustentação. Além disso, essa verificação também é fundamental para evitar vibração e deslocamento excessivos (Negm e Maalawi, 2000). A NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) não estabelece nenhuma recomendação específica para os deslocamentos máximos admissíveis para o caso das torres tubulares. No entanto, o Eurocode 3 (EN 1993-3-2) recomenda que o deslocamento máximo no topo de torres metálicas esteja dentro de um limite de $L/50$, que corresponde a 2,40 m para este estudo, confirmando que o modelo proposto atende a essa limitação normativa.

Ademais, nas análises de segurança da estrutura da torre, também é crucial garantir que a rotação máxima do topo da torre não ultrapasse a rotação permitida de 5° (cinco graus) conforme estipulado pelo Código GB 50135-2019 (2019), mencionado pelos autores Nicholson (2011), Li *et al.* (2021), Al-Sanad *et al.* (2022) e Al-Sanad *et al.* (2023). Nesse contexto, torna-se evidente que o modelo proposto atende a essa recomendação quando comparados com os valores de rotação da Tabela 9.

Os maiores deslocamentos e rotações no topo são explicados devido a distribuição de cargas não uniforme ao longo da altura da torre, além de uma grande concentração de peso na parte superior da estrutura, influenciando de forma direta nos deslocamentos dessa região. Além disso, a redução gradual do diâmetro e da espessura da casca ao longo da altura da torre, contribuem para o aumento da esbeltez, e consequentemente, com a geometria mais afilada, o topo da torre passa a ser a região mais crítica em termos de estabilidade estrutural.

Aprofundando as análises sobre o comportamento dos deslocamentos, agora na fundação, pode-se destacar as áreas críticas desse elemento, e avaliar a influências desses deslocamentos no comportamento da estrutura da torre.

Na Tabela 10, observa-se os valores de deslocamento para os modelos analisados com base elástica.

Tabela 10 - Deslocamentos verticais (mm) da sapata.

Sentido	Base de concreto totalmente indeslocável	Base de concreto parcialmente indeslocável	Base de concreto com apoios elásticos (1ª ordem)	Base de concreto com apoios elásticos (2ª ordem)
Para baixo	0,0	0,0	8,558	8,995
Para cima	0,0	1,466	3,220	3,917
Rotação			0,07544°	0,07929°

Fonte: O Autor (2023).

Os resultados dos deslocamentos para o modelo da base indeslocável revela que a estrutura está completamente engastada na base, e conseqüentemente não sofre nenhum tipo de deslocamento. Contudo, essa consideração é inadequada, pois o solo oferece resistência a efeitos de tração; em outras palavras, quando a sapata tende a se elevar, o solo não consegue contê-la. Dessa forma, foi desenvolvido um segundo modelo com a base parcialmente indeslocável, com área de levantamento equivalente a 65,75% da área total da base. Nesta região, nota-se que a sapata sofre um deslocamento ascendente de 1,466 mm, que resultou em um acréscimo de 1,913 cm no deslocamento transversal do topo da torre em comparação com o modelo em que a sapata possui apoios totalmente indeslocáveis.

Os resultados dos deslocamentos na fundação também revelam informações significativas sobre o comportamento da estrutura levando em consideração a ISE e os efeitos de 1ª e 2ª ordem. O deslocamento vertical máximo, na borda da sapata, atingiu 8,995 mm (para baixo), indicando a resposta elástica da fundação quando comparado ao modelo de apoios indeslocáveis que não sofria deslocamento na base. Esse valor representa um aumento de 5,15% no valor do deslocamento quando comparado ao deslocamento de 1ª ordem. Esses valores estão relacionados com os maiores deslocamentos da sapata, que são os deslocamentos relacionados ao afundamento da sapata. No entanto, a sapata também tem uma parcela que sofre deslocamento ao levantar, no qual, tem um aumento considerável (21,65%) quando comparados os resultados da análise de 2ª ordem com os de 1ª ordem. Esse aumento do deslocamento a análise de 2ª ordem é justificado devido as considerações das deformações geométricas não lineares, as quais levam a ampliações significativas nos deslocamentos. Enquanto que nas análises de 1ª ordem, as deformações são proporcionais às forças aplicadas.

Os resultados também destacam a flexibilidade do sistema fundação-solo, evidenciada pela rotação de 0,07544° na base da torre, considerando a ISE e os efeitos de 1ª ordem. Esse valor resultando em um aumento de 13,66 cm no deslocamento transversal do topo da torre em

comparação com o modelo da sapata com apoios indeslocáveis. Ao analisar a ISE e os efeitos de 2ª ordem na rotação, a fundação inclinou $0,07929^\circ$, correspondendo a um aumento de 26,74 cm no deslocamento transversal do topo da torre em comparação com o modelo de sapata com apoios indeslocáveis, e de 13,08 cm em comparação com o modelo considerando os efeitos de 1ª ordem.

A modificação nos deslocamentos dos elementos está ligada diretamente aos efeitos da Interação Solo-Estrutura (ISE), que representa a influência do solo nas respostas estrutural. Ao modelar o solo de maneira mais realista, neste caso, utilizando molas com coeficientes verticais que simulam as propriedades do solo, considerando sua resposta não linear e características específicas, observa-se um aumento na mobilidade da estrutura.

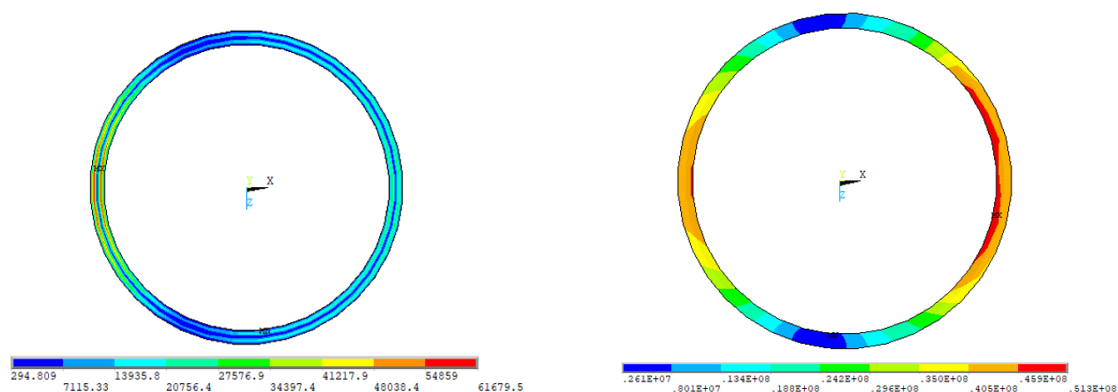
Além disso, a inclusão dos efeitos de 2ª ordem considera a não linearidade geométrica, contemplando a deformação da estrutura em resposta às cargas aplicadas. Os efeitos combinados de 2ª ordem e ISE promovem a redistribuição das cargas na estrutura e na fundação, induzindo deslocamentos adicionais à medida que as forças são reequilibradas.

Esses resultados apresentados ressaltam a importância de considerar a ISE e a não linearidade geométrica nas análises, e ressalta que, em um cenário que houvesse um solo de menor qualidade, as deformações poderiam ser ainda maiores.

4.5.2 Tensão na estrutura global

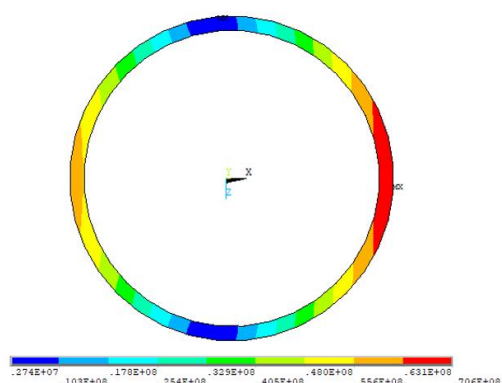
Inicialmente é importante avaliar a concentração da tensão de *von Mises* no flange da da torre. A Figura 62 apresenta a distribuição da tensão para os diferentes modelos analisados.

Figura 62 - Distribuição da tensão (Pa) de *von Mises* no flange da base da torre.

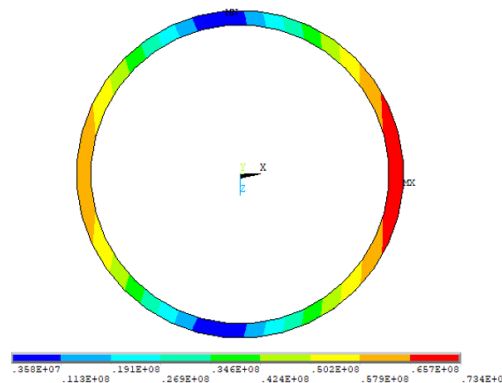


(a) base com apoios fixos.

(b) base de concreto com apoios indeslocáveis e parcialmente indeslocáveis.



(c) base de concreto com apoios elásticos
(efeitos de 1ª ordem).



(d) base de concreto com apoios elásticos
(efeitos de 2ª ordem).

Fonte: O Autor (2023).

Nota-se que o flange basal na consideração da torre de base com apoios fixos possui uma distribuição de tensão de *von Mises* igual a 0,0616796 MPa (Figura 62a), sendo muito inferior se comparada com os demais modelos. Ressalta-se que esse baixo valor de tensão, no modelo apenas engastado (sem sapata e sem ISE), representa um erro significativo que compromete a segurança estrutural.

No entanto, isso pode ser explicado devido a maior rigidez proporcionada pelos apoios fixos que estão alocados na base da torre. A consideração desses apoios aumenta de forma significativa a resistência às deformações, ou seja, causam uma distribuição mais uniforme das tensões, e consequentemente, uma redução nas concentrações de tensões neste local. Os apoios fixos impedem de forma significativa os deslocamentos na base da torre, dessa forma, auxiliam de forma eficiente na distribuição das cargas ao longo da estrutura.

A consideração dos efeitos da Interferência Solo-Estrutura (ISE) resulta em uma significativa concentração de tensões no flange basal da torre, em comparação com as tensões sem a consideração da ISE. A máxima tensão observada no modelo que leva em conta a ISE e os efeitos de 1ª ordem é de 70,6 MPa (Figura 62c), representando um aumento de 27,34% em relação à tensão máxima sem a consideração da ISE (Figura 62b), que é de 51,3 MPa.

Ao analisar os efeitos de 2ª ordem, a máxima tensão atinge 73,4 MPa (Figura 62d), o que representa um acréscimo de 30,11% em relação à tensão máxima sem a consideração da ISE. Além disso, em comparação com o modelo que considera os efeitos de 1ª ordem, a tensão máxima na consideração de 2ª ordem é 3,82% maior. Esse aumento da concentração de tensões no flange basal é justificado devido à interação mais realista entre a estrutura e o solo quando é levada em consideração a ISE e os efeitos de 2ª ordem. Isso afeta diretamente na distribuição

de cargas na estrutura e, conseqüentemente, na concentração de tensões no flange basal, uma vez que ele não é mais rigidamente fixado, e sim sujeito a movimentos.

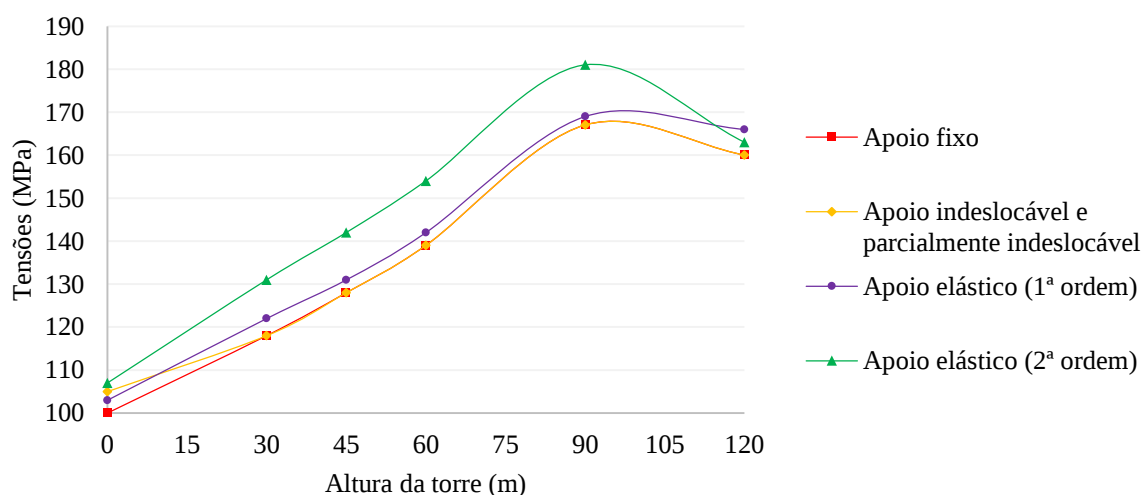
Uma consideração importante sobre essa distribuição da tensão de *von Mises* também está na similaridade entre as tensões entre os modelos de base de concreto com apoios indeslocáveis e parcialmente indeslocáveis. Isso acontece pelo fato de a estrutura ser de natureza isostática, ou seja, considerando-se as cargas presentes no topo da estrutura sendo distribuídas ao longo da sua altura (para baixo) o nível de tensões tende a resultar nos mesmos valores para os modelos.

A tensão de *von Mises* é uma medida que combina os efeitos de tensões normais e de cisalhamento. No caso do flange da base da torre, a distribuição de tensões pode resultar em uma concentração de tensão relativamente menor em comparação com outras regiões ao longo da torre. Isso ocorre devido a diferentes orientações e magnitudes das componentes de tensão.

O flange basal em geral é projetado para suportar principalmente as cargas axiais impostas pela torre, e para auxiliar na conexão da torre com a fundação. Dessa forma, as tensões nessa área são dominadas por componentes normais. Outras regiões ao longo da torre, especialmente aquelas sujeitas a momentos fletores ou esforços cortantes significativos, vão apresentar tensões mais complexas e, portanto, uma tensão de *von Mises* maior.

Dessa forma, tratando da distribuição das tensões de *von Mises*, especificamente na estrutura da torre, nota-se que as máximas tensões tendem a aumentar ao longo da altura. Essa variação da distribuição de tensões pode ser observada melhor no Gráfico 10.

Gráfico 10 - Comparação da distribuição das máximas tensões de *von Mises* ao longo da altura da torre.



Fonte: O Autor (2023).

Nota-se que a tensão de *von Mises* aumenta de forma considerável ao longo da altura da torre, como pode ser observado no Gráfico 10. Esse aumento é explicado devido a distribuição desigual das cargas e momentos ao longo da estrutura da torre. Nesse tipo de estrutura, as ações provenientes do vento variam ao longo da altura, resultando em cargas e momentos desiguais em diferentes seções. Além disso, a mudança das seções (diâmetro e espessura) contribuem diretamente para as variações nas tensões.

É importante destacar, assim como no flange basal, as tensões entre os modelos de base de concreto com apoios indeslocáveis e parcialmente indeslocáveis são iguais ao longo da torre. Essa uniformidade nas tensões é atribuída à natureza isostática dos modelos, que são caracterizados como engaste-livre. Dessa forma, as forças e momentos são transmitidos de maneira equilibrada em ambos os modelos, resultando em tensões equivalentes ao longo da estrutura.

A variação da tensão de *von Mises*, nos modelos que não consideram os efeitos de 2ª ordem, é muito pequena; indicando que em tais modelos não há influência direta na distribuição das tensões ao longo da torre. No entanto, ao considerar os efeitos de 2ª ordem, a tensão sofre um aumento de aproximadamente 8,34% em relação aos modelos de base fixa e indeslocável, e de 7,11% em relação ao modelo que considera apenas os efeitos de 1ª ordem.

A verificação da estrutura da torre em relação aos limites de tensão é essencial para garantir a segurança e integridade do material utilizado. Dessa forma, os resultados da distribuição da tensão de *von Mises* ao longo da altura da torre estão abaixo da tensão admissível do aço S355J2, estabelecida em 208,82 MPa. A estrutura possui uma margem de segurança confortável (13,32%) em relação à capacidade de carga do material, garantindo que a torre suporta as condições de carregamento impostas durante as análises. Recomenda-se explorar a possibilidade de otimizar a geometria da torre, visando alcançar uma distribuição mais uniforme das tensões de *von Mises* ao longo de suas seções.

Um aspecto importante a ser analisado é a forma de distribuição das tensões entre os modelos. Nota-se que as máximas tensões de *von Mises* sempre estão localizadas na face a sotavento da torre. O lado do sotavento da torre muitas vezes experimenta um aumento nas tensões devido a esse rearranjo de forças, no qual, essa redistribuição de forças é uma resposta natural da estrutura. Diferenças na rigidez, seções transversais e outras características geométricas levam a uma concentração de tensões em áreas específicas.

Na torre com seção transversal simétrica, a geometria e as propriedades do material são uniformes em cada seção, e a orientação das tensões é determinada pelos eixos principais de inércia da seção transversal. Dessa forma, a tensão mínima geralmente ocorre

perpendicularmente à direção da tensão máxima. Isso se deve à orientação desses eixos principais, que são geralmente escolhidos para coincidir com os eixos de simetria da seção. Esse comportamento é uma característica comum em estruturas simétricas e resulta das propriedades geométricas e de material que influenciam diretamente na distribuição de tensões na estrutura.

O estudo da distribuição da tensão na estrutura da sapata revela uma tendência de aumento nos valores de tensão conforme a análise vai se tornando mais precisa (Tabela 11). Isso acontece uma vez que análises mais refinadas, especialmente aquelas que consideram efeitos de 2ª ordem.

Tabela 11 – Tensões e cisalhamentos em diferentes direções e planos (MPa) da fundação.

Tensões		Base indeslocável e parcialmente indeslocável	Base elástica (1ª ordem)	Base elástica (2ª ordem)
Direção X	Máx	4,36	4,93	5,32
	Mín	-5,78	-7,90	-8,30
Direção Y	Máx	16,3	18,3	19,9
	Mín	-18,6	-22,4	-23,3
Direção Z	Máx	3,96	4,61	5,03
	Mín	-5,11	-6,97	-7,27
Cisalhamento no plano XY	Máx	6,65	6,88	7,23
	Mín	-5,31	-4,10	-4,28
Cisalhamento no plano XZ	Máx	1,50	1,85	1,94
	Mín	-1,52	-1,98	-2,07
Cisalhamento no plano YZ	Máx	4,28	5,29	5,54
	Mín	-4,19	-5,26	-5,51
1ª tensão principal	Máx	17,0	18,9	20,5
	Mín	-2,85	-4,70	-4,93
2ª tensão principal	Máx	3,92	4,63	5,04
	Mín	-5,01	-6,77	-7,07
3ª tensão principal	Máx	2,96	3,48	3,84
	Mín	-21,6	-25,4	-26,6

Fonte: O Autor (2023).

Nota-se que os valores de tensão, considerando os efeitos de 2ª ordem sofreram um aumento significativo. Esse aumento nos valores está diretamente relacionado à incorporação da ISE e da não linearidade geométrica nas análises. Quando comparados aos resultados obtidos na análise do modelo de base indeslocável e de base elástica com efeito de 1ª ordem, os valores de tensão resultantes da análise do modelo de base elástica e efeito de 2ª ordem indicam uma variação mais realista das condições de carregamento.

Outro fator importante a ser considerado é a influência das condições de vinculação sobre os efeitos de segunda ordem. No caso da torre com apoios fixos (torre engastada), os efeitos de segunda ordem possuem menos influência, dada a rigidez dessa vinculação. Nota-se também que a distribuição de tensões é igual nos modelos que consideram a base indeslocável e parcialmente indeslocável. Essas tensões tendem a ser semelhantes devido aos modelos serem isostáticos, do tipo engaste-livre. Entretanto, a introdução dos apoios elásticos na base amplifica os efeitos da flexibilidade da fundação, uma vez que a resposta da estrutura é agora influenciada pela interação entre a rigidez da torre e sapata com a flexibilidade dos apoios elásticos.

Os valores referentes as tensões principais são fundamentais para compreender o comportamento da estrutura. A 1ª tensão principal representa o valor máximo de tensão. Já a 2ª tensão principal é um valor que está sempre entre os valores da 1ª e 3ª tensões principais. Por fim, a 3ª tensão principal corresponde ao valor mínimo de tensão. Todas as tensões principais são normais ao plano, com tensão de cisalhamento zero.

Sabendo-se que os menores valores de tensão (valor mais negativo) correspondem a 3ª tensão principal, pode-se observar que a máxima tensão de compressão é de 26,6 MPa, identificada no modelo que considera a ISE e os efeitos de 2ª ordem. Esse valor de é 23,15% maior que o valor de tensão (21,6 MPa) do modelo de base indeslocável, e 4,72% maior que o valor de tensão (25,4 MPa) do modelo de base elástica que não considera os efeitos de 2ª ordem, ambos considerando também os valores da 3ª tensão principal.

As máximas concentrações de tensão estão localizadas na extremidade do diâmetro do pedestal, especificamente na extremidade positiva em relação ao eixo X, considerando a simetria em relação ao eixo de coordenadas. Essas concentrações de tensão ocorrem na junção do pedestal com a base tronco-cônica da sapata. Esse fenômeno pode ser explicado por diversos fatores: a carga vertical aplicada pelo conjunto torre-nacele gera momentos fletores e esforços concentrados, particularmente na região do pedestal da sapata; a geometria variável ao longo da altura da torre (diâmetro e espessura) aliada aos desalinhamentos devidos às ações externas, contribuem para a concentração de tensões nessa região; o desalinhamento da carga vertical com o centro de rigidez da base tronco-cônica (causado pela ação das cargas externas), gera momentos adicionais, resultando em esforços concentrados na extremidade positiva em relação ao eixo X do pedestal.

Observaram-se também tensões de tração na sapata, uma condição que ocorre devido as redistribuições complexas de carga. No entanto, o concreto não é projetado para resistir a esse tipo de solicitação. As tensões de tração trazem informações sobre o comportamento da fundação, sendo utilizadas como parâmetro para determinar a distribuição adequada e a

quantidade necessária de barras de aço destinadas a resistir a tais solicitações. O foco principal nas análises está relacionado a verificação da capacidade da sapata de suportar cargas de compressão.

Nessa perspectiva, para avaliar a segurança da fundação, é necessário comparar o valor de tensão máxima com a tensão admissível do concreto, conforme a resistência característica à compressão do concreto. Verifica-se que a tensão máxima observada na fundação é de compressão, atingindo o valor de 26,6 MPa, estando acima da tensão admissível do concreto (21,4 MPa) em 24,3%, indicando que a fundação está fora dos limites de segurança estabelecidos. Entretanto, a partir dessa análise não é possível confirmar com exatidão se a fundação suporta as cargas aplicadas, garantindo a integridade estrutural e a segurança do sistema.

Diversas alternativas podem ser exploradas para solucionar esse problema, entre elas o aumento da resistência do concreto e a modificação da geometria da sapata, através da ampliação da largura do pedestal. É importante ressaltar que essas opções se mostram economicamente inviáveis. Em contraste, a introdução da armadura na modelagem pode ser a solução mais eficaz, pois a análise atual considera apenas um maciço de concreto com propriedades elásticas, sem o devido detalhamento da armadura. A consideração das armaduras de ancoragem (que conecta a torre à fundação), ausente na modelagem, é crucial, pois este elemento distribui as cargas ao longo da altura da sapata, não se limitando apenas ao topo, como no modelo atual. A modelagem simplificada neste estudo destaca a importância de incorporar detalhes estruturais, como a armadura, para uma análise mais precisa e abrangente da fundação.

A ISE possui um papel significativo nessa distribuição de tensões, especialmente quando considerados os efeitos de 2ª ordem. A consideração da não linearidade contribui para níveis mais elevados de tensão em certos elementos da torre, principalmente nas áreas críticas que são mais suscetíveis a deformações significativas. O comportamento não linear leva a redistribuições das cargas, no qual influencia diretamente na distribuição das tensões na fundação.

A consideração da ISE influencia em uma resposta mais realista do solo às cargas aplicadas, considerando suas propriedades não lineares. Isso resulta em uma redistribuição de cargas na estrutura, especialmente em áreas críticas, levando a uma resposta estrutural mais sensível às condições do solo. Em particular, a interação entre o solo e a estrutura amplifica as concentrações de tensão em determinadas áreas, como a extremidade do diâmetro do pedestal da sapata. A introdução da ISE e dos efeitos de 2ª ordem na análise da estrutura, revela padrões de tensão mais altos em comparação com análises que não incorporam esses fatores.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões e indicações para trabalhos futuros dentro do escopo da temática abordada nesta dissertação.

5.1 CONCLUSÕES

Esta dissertação teve como objetivo avaliar a influência da interação solo-estrutura no comportamento do conjunto torre-fundação de aerogeradores de eixo horizontal.

O pré-dimensionamento da fundação da torre guiado pela DNV/Risø (2002) e ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) garantiu a conformidade do projeto com padrões de segurança estabelecidos. A análise geotécnica, derivada de estudos anteriores a esta dissertação, forneceu uma base sólida para o dimensionamento da sapata.

A modelagem estrutural conduzida utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), considerou seis modelos numéricos progressivos. A modificação da modelagem considerando os elementos de barra para os elementos de casca, juntamente com a introdução da ISE, evidenciou a importância da análise progressiva das condições de apoio e da flexibilidade do solo. A validação dos modelos utilizando os *softwares* Ftool e MASTAN2 enriqueceu as análises realizadas, e as verificações no ANSYS APDL consolidaram a compreensão do desempenho global da estrutura.

Ficou evidenciado na análise da torre com apoios fixos um notável deslocamento de aproximadamente 1,61197 m no topo da torre. A análise da tensão de *von Mises* revelou uma máxima de 167 MPa na junção da torre a 90 m. A configuração da base com apoios fixos proporcionou dados referentes as reações, deslocamentos e tensões, estabelecendo dados necessários para as próximas análises.

Os deslocamentos no topo da torre com apoios indeslocáveis, atingiu um valor de 1,63226 m. A validação da modelagem dos apoios indeslocáveis reforçou a estabilidade da estrutura. A análise das tensões de *von Mises* ao longo da altura da torre identificou uma máxima de 167 MPa, também a 90 m de altura, apontando novamente uma área crítica. A distribuição de tensão na sapata mostrou uma concentração de tensões na junção entre o pedestal e a sapata, fornecendo informações sobre a interação do conjunto torre-fundação.

A análise do conjunto torre-fundação com apoios elásticos, representou um avanço na compreensão do comportamento estrutural sob a influência da ISE. Para o prosseguimento desta

análise, foi essencial a obtenção de resultados do ensaio de Prova de Carga Estática (PCE) e do coeficiente de reação vertical do solo, fornecendo informações sobre o comportamento geotécnico do solo, fundamentais na determinação do coeficiente de reação vertical, aproximadamente 17.953,46 kN/m³. Para realizar as análises dos deslocamentos e tensões, considerou-se a aplicação do Método de Winkler na obtenção dos coeficientes de mola vertical. A análise preliminar da estabilidade revelou que 14,54% da área da base da sapata elevou e perdeu o seu contato com o solo, mostrando a importância da consideração da ISE. O deslocamento no topo mostrou a necessidade da análise de 2ª ordem para uma representação precisa da resposta estrutural, considerando a não-linearidade geométrica. A análise das tensões ao longo da torre indicou um aumento de 7,1% ao incorporar os efeitos de 2ª ordem. Além disso, na sapata do modelo de base elástica, ao considerar a ISE e os efeitos de 2ª ordem ocorreu um aumento de 23,15% no valor da tensão (26,6 MPa), comparando com modelo de base indeslocável (21,6 MPa) e 4,72% superior ao modelo de base elástica (25,4 MPa) que não considera os efeitos de 2ª ordem. Essas são as tensões que representam o valor mínimo de tensão (o maior valor de tensão de compressão), ou seja, os valores da 3ª tensão principal. Essas conclusões destacam a influência ISE e da não linearidade geométrica na distribuição de tensões.

No entanto, a fundação mostrou uma tensão de compressão acima da tensão admissível do concreto (21,4 MPa), indicando risco, mas a capacidade real de suportar cargas não foi devidamente avaliada. Isso revela a necessidade de incluir os detalhamentos das armaduras na modelagem para uma análise mais eficiente.

Em face aos resultados obtidos, a avaliação e comparação dos modelos mostraram informações importantes a respeito do comportamento do conjunto torre-fundação, considerando a ISE e os efeitos de 2ª ordem.

Os resultados obtidos nesta pesquisa vem contribuir para análises estruturais do conjunto torres-fundação. A consideração da ISE e análise de 2ª ordem revelou-se crucial para as análises do desempenho global da estrutura, destacando a necessidade de sua inclusão nas avaliações a fim de garantir a segurança e eficiência sob diversas condições de carregamento.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são apresentadas algumas sugestões para a elaboração, continuidade e desenvolvimento de trabalhos futuros sobre o tema aqui tratado.

- i. Aprofundar a modelagem dos carregamentos gerados pelo funcionamento do

gerador eólico, focando nos efeitos dinâmicos, incluindo uma análise detalhada da influência das pás do aerogerador na resposta da torre, com ênfase na interação da estrutura da torre com a rotação das pás (rotor em funcionamento), de forma a representar de forma mais precisa do sistema torre-nacele;

- ii. Investigar e desenvolver uma modelagem mais completa do solo, considerando propriedades geotécnicas específicas, a fim de apresentar resultados mais precisos da influência da ISE;
- iii. Desenvolvimento de modelagem estrutural incorporando as armaduras da base e de ancoragem, visando a compreensão aprofundada de suas influências nas respostas estruturais;
- iv. Incluir os efeitos dinâmicos do vento, considerando as flutuações e variações de velocidade do vento ao longo do tempo, permitindo assim, uma análise detalhada e uma compreensão completa do comportamento global da estrutura sob condições dinâmicas;
- v. Investigar uma geometria otimizada da estrutura que permitisse que outras seções da torre apresentassem tensões de *von Mises* mais próximas da tensão admissível;
- vi. Conduzir ensaios de campo para validar os resultados das simulações numéricas, permitindo uma comparação entre os dados reais aferidos em campo e os resultados das análises realizadas;
- vii. Analisar a fadiga com o intuito de estimar a vida útil da torre sob as condições de carregamento ao longo do tempo. Essas análises são importantes para melhor planejamento da manutenção a fim de garantir maior durabilidade da estrutura;
- viii. Investigar os aspectos econômicos relacionados à implementação de torres eólicas, analisando os custos de implantação e retorno sobre investimento a fim de avaliar a sustentabilidade financeira desses projetos.

REFERÊNCIAS

- ABEEólica. **Associação Brasileira de Energia Eólica**, 2018. Disponível em: <<http://www.abeeolica.org.br/>>. Acesso em: 21 abr. 2022.
- ABEEólica. **Associação Brasileira de Energia Eólica**, 2020. Disponível em: <<https://abeeolica.org.br/energia-eolica/dados-abeeolica/>>. Acesso em: 07 maio 2022.
- ABEEólica. **Associação Brasileira de Energia Eólica**, 2022. Disponível em: <<http://www.abeeolica.org.br/>>. Acesso em: 07 maio 2022.
- ABRAMOWSKI, J.; POSORSKI, R. Wind energy in developing countries. **DEWI Magazine**, Issue: 16, p. 46-53, 2000.
- ACKERMANN, T. An overview of wind energy-status 2002. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 6, Issue: 1-2, p. 67-127, 2002.
- ADHIKARI, S.; BHATTACHARYA, S. Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations. **Shock and Vibration**, v. 19, p. 37 – 56, 2012.
- AGENCY, I. E. **Techology Roadmap: Wind Energy**. [S.1.]: International Energy Agency, OECD, 2013.
- Al-Sanad, A.; Parol, J.; Wang, L.; Kolios, A. Structural optimisation framework for onshore wind turbine towers considering multiple design constraints. **International Journal of Sustainable Energy**, v. 41, Issue: 5, p. 469 – 491, 2022.
- Al-Sanad, S.; Parol, J.; Wang, L.; Kolios, A. Design optimisation of wind turbine towers with reliability-based calibration of partial safety factors. **Energy Reports**, v. 9, p. 2548 – 2556, 2023.
- American Petroleum Institute (API). **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore platforms—Working Stress Design**. API Publishing Services. Washington, D. C, 2003.
- ANEEL. **Atlas da Energia Elétrica do Brasil**. Agência Nacional de Energia Elétrica. Brasília: ANEEL, 3 ed, 2013.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Santa Maria, 2011.
- ARAÚJO, A. G. D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, RN, 2013,
- ARAÚJO, C. A. M.; PUEL, A.; CANDEMIL, A. **Análise numérica de fundações diretas de aerogeradores**. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2014.

ARIENTI, W. L. Do estado keynesiano ao schumpeteriano. **Revista de Economia Política**, v. 23, Issue: 4, p. 97-113, 2003.

ASIBOR, A. I.; GARCIA, J. R.; RAMOS, M. C.; SILVA, E. C. M.; ARAÚJO, A. M. Wind turbine performance and loading calculations using aero elastic modelling. In: International Congress of Mechanical Engineering, 23, 2015, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABCM, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Solo - Prova de Carga Estática Em Fundação Direta. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR IEC 61400-1**: Aerogeradores Parte 1: Requisitos de Projeto. Rio de Janeiro, 2019. 176p.

BAZEOS, N.; HATZIGEORGIOU, G. D.; HONDROS, I. D.; KARAMANEAS, H.; KARABALIS, D. L.; BESKOS, D. E. Static, seismic and stability analyses of a prototype wind turbine steel tower. **Engineering Structures**, v. 24, Issue: 8, p. 1015 – 1025, 2002.

BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**, 3ª ed, Brasília, 2016.

BHATTACHARYA, S. **Design of foundation for offshore wind turbine**. UK: Wiley, 2019.

BHATTACHARYA, S.; ADHIKARI, S. Experimental validation of soil–structure interaction of offshore wind turbines. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 31, Issue: 5–6, p. 805–816, 2011.

BHATTACHARYA, S.; NIKITAS, G.; ARANY, L.; NIKITAS, N. Soil-Structure Interactions for Offshore Wind Turbines. **Engineering & Technology Reference**, v. 1, p. 1–16, 2017.

BÍBLIA, N. T. Mateus. In: BÍBLIA. **Sagrada Bíblia Católica**: Antigo e Novo Testamentos. Tradução: José Simão. São Paulo: Sociedade Bíblica de Aparecida, 2008.

BORGES, J. B. **Recomendação para adoção do módulo de cisalhamento dinâmico de projeto**. Centro de Tecnologia - UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2018. (Comunicação oral).

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5th ed. Singapore: McGraw-Hill Book

Co., 1996.

BRASIL. **Plano decenal de expansão de energia 2019**. Brasília, DF: MME/EPE, 2010.

BURLAND, J. B.; BURBRIDGE, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 78, Issue: 6, p. 1325 – 1381, 1985.

BURMISTER, D. M. The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems 1. **Journal of applied Physics**, v. 16, Issue: 2, p. 89 – 96, 1945.

BURTON, T.; SHARPE, D.; JENKINS, N.; BOSSANYI, E. **Handbook of wind energy**. Inglaterra: John Wiley & Sons, 617p., 2001.

CASTRO FILHO, H. A. N.; AVILA, S. M.; BRITO, J. L. V. DE. Dynamic analysis of onshore wind turbines including soil–structure interaction. **Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering**, v. 43, p. 143, 2021.

CENTRO DE REFERÊNCIA PARA AS ENERGIAS SOLAR E EÓLICA SÉRGIO DE S. BRITO. CRESEB, 2001. **Tipos de Aerogeradores para Geração de Energia Elétrica**. Disponível em: <<http://www.cresesb.cepel.br>>. Acesso em: 14 maio 2022.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, p. 140, 2014.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Tensão admissível em fundações diretas. Editora Rima, São Carlos, 2003. 142 p.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. (2017). **CSI Analysis Reference Manual for SAP2000**. ETABS, SAFE and CSIBridge. Berkley, 2017.

DAL LAGO, B.; FLESSATI, L.; MARVEGGIO, P.; MARTINELLI, P.; FRARACCIO, G.; DI PRISCO, C.; DI PRISCO, M. **Experimental behaviour of shallow foundations of wind towers**. Italian Concrete Days, 2020.

DAL LAGO, B.; FLESSATI, L.; MARVEGGIO, P.; MARTINELLI, P.; FRARACCIO, G.; DI PRISCO, C.; DI PRISCO, M. Experimental tests on shallow foundations of onshore wind turbine towers. **Structural Concrete**, 2022.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. Em Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.C.Q., Carvalho, C.S., Niyama, S. **Fundações: Teoria e Prática**. 1a edição. São Paulo, PINI, p. 275 – 276, 1996.

Decreto-Lei nº 235/83. Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983.

DI PRISCO, M.; MARTINELLI, P.; DOZIO, D. The structural redistribution coefficient

KRd: a numerical approach to its evaluation. **Structural Concrete**, v. 17, Issue: 3, p. 390 – 407, 2016.

DNV/Risø. **Guidelines for design of wind turbines**. 2 Ed. Denmark: Jydsk Centraltrykkeri, 2002.

DNV-OS-J101. Det Norske Veritas. **Design of offshore WT structures-offshore standard**. Section 1: p. 13, 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 10025-2**: Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-4**: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-3-2**: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-2: Towers, masts and chimneys – Chimneys. Brussels, 2006.

EWEA. European Wind Energy Association. **Operational offshore wind farms in Europe end 2009**, 2010.

EWEA. **Powering Europe: wind energy and the electricity grid**. Brussels: EWEA, 2010.

FILONENKO. M.; BORODICH, M. **Some approximate theories of the elastic foundation**. Uchenyie Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennoho Universiteta Mekhanika, v. 46, p. 3-18, 1940.

FITZGERALD, B.; BASU, B. Cable connected active tuned mass dampers for control of in-plane vibrations of wind turbine blades. **Journal of Sound and Vibration**, v. 333, Issue: 23, p. 5980 – 6004, 2014.

FITZGERALD, B.; BASU, B. Structural control of wind turbines with soil structure interaction included. **Engineering Structures**, v. 111, p. 131 – 151, 2016.

FREITAS, A. C.; PACHECO, M.; DANZIGER, B. R. Estimating Young Moduli in Sands from the Normalized N60 Blow Count. **Soils & Rocks**, v. 35, p. 89-98, 2012.

Ftool, versão 4.00. [S.l.]. **A Graphical-Interactive Program for Teaching Structural Behavior**, 2022.

GB 50135-2019. **Standard for design of high-rising structures**. Standardization Administration of China: Beijing, China, 2019.

GHAFFAR-ZADEH, M.; CHAPEL, F. Frequency independent impedances of soil-structure systems in horizontal and rocking modes. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 11, Issue: 4, p. 523-540, 1983.

GWEC. **Global Wind Energy Council – GWEC**. Global statistic. Brussels, 2018.

HAENLER, M.; RITSCHER, U.; WARNKE, I. Systematic modelling of wind turbine dynamics and earthquake loads on wind turbines. **European Wind Energy Conference and Exhibition**, European Wind Energy Association, Athens, Greece, p. 1 - 6, 2006.

HANSEN, M. O. L.; SORENSEN, J. N.; VOUTSINAS, S.; SORENSEN, N.; MADSEN, H. A. State of the art in wind turbine aerodynamics and aeroelasticity. **Progress in Aerospace Sciences**, v. 42, Issue: 4, p. 285–330, 2006.

HARTE, M.; BASU, B.; NIELSEN, S. R. K. Dynamic analysis of wind turbines including soil–structure interaction. **Engineering Structures**, v. 45, p. 509 – 518, 2012.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. **Soils and Foundations**, v. 36, Issue: 4, p.1-9, 1996.

HAU, E. **Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics**. 2 ed. Munich (Germany): Springer, 783 p, 2006.

HE, M.; BAI, X.; MA, R.; HUANG, D. Structural monitoring of an onshore wind turbine foundation using strain sensors. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 15, Issue: 3, p. 1–20, 2019.

HERNANDEZ-ESTRADA, E.; LASTRES-DANGUILLECOURT, O.; ROBLES-OCAMPO, J. B.; LOPEZ-LOPEZ, A.; SEVILLA-CAMACHO, P. Y.; PEREZ-SARIÑANA, B. Y.; DORREGO-PORTELA, J. R. Considerations for the structural analysis and design of wind turbine towers: A review. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 137, p. 110447, 2021.

HETENYI, M. **Beams on elastic foundations**. The university of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan, 1946.

HORGAN, C. Using energy payback time to optimise onshore and offshore wind turbine foundations. **Renewable Energy**, v. 53, p. 287-298, 2013.

HUSSAIN, S. S. E.; SATARI, M. A. Vibration Based Wind Turbine Tower Foundation Design Utilizing Soil-Foundation-Structure Interaction, **The 14th World Conference on Earthquake Engineering**, Pequim, China, 2008.

IRENA. **Renewable energy technologies: cost analysis series**, Volume 1: Power sector, Issue 5/5. International Renewable Energy Agency (IRENA), Abu Dhabi, 2012.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundações profunda**. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

JONKMAN, J. M.; BUHL, M. L. JR. **FAST User's Guide**, National Renewable Energy Laboratory. Golden, Colorado, USA, 2005.

JONKMAN, J.; BUTTERFIELD, S.; MUSIAL, W.; SCOTT, G. **Definition of a 5-MW**

reference wind turbine for offshore system development. National Renewable Energy Laboratory, 2009.

JONKMAN, J.; BUTTERFIELD, S.; PASSON, P.; LARSEN, T.; CAMP, T.; NICHOLS, J.; AZCONA, J.; MARTINEZ, A. **Offshore code comparison collaboration within IEA wind annex XXIII: phase II results regarding monopile foundation modeling.** In: European Offshore Wind Conference & Exhibition, Berlin, 2007.

JONKMAN, J.; BUTTERFIELD, S.; MUSIAL, W.; SCOTT, G. **Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development.** [S.l.], 2009.

JUAREZ, A. A.; ARAUJO, A. M.; ROHATGI, J. S.; OLIVEIRA FILHO, O. D. Q. Development of the wind power in Brazil: political, social and technical issues. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 39, p. 828–834, 2014.

LAVASSAS, I.; NIKOLAIDIS, G.; ZERVAS, P.; EFTHIMIOU, E.; DOUDOUMIS, I. N.; BANIOPOULOS, C. C. Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW Wind turbine tower. **Engineering Structures**, v. 25, p. 1097-1106, 2003.

LEONI, Augusto José. Apunte de coeficiente de balasto. Facultad de Ingenieria, Universidad Nacional de La Plata (UNLP), La Plata, 1973.

Li, Z.; Chen, H.; Xu, B.; Ge, H. Hybrid Wind Turbine Towers Optimization with a Parallel Updated Particle Swarm Algorithm. **Applied Sciences**, v. 11, Issue: 18, 8683, 2021.

LIMA, D. M. **Análise da estabilidade elástica, análise dinâmica e controle de vibração em torres tubulares de aço para aerogeradores de eixo horizontal.** 320 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia e Geociência, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

LÔBO, J. R. **Estudo do projeto geotécnico de fundação de uma turbina eólica.** Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro (Graduação em Engenharia Civil), Rio de Janeiro, 2018.

LOMBARDI, D.; BHATTACHARYA, S.; WOOD, D. M. Dynamic soil–structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 49, p. 165–180, 2013.

MARTHA, L. F. **CIV 2118 – Método dos elementos finitos.** Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 48 p, 1994.

MARTINELLI, P.; FLESSATI, L.; LAGO, B. D.; FRARACCIO, G.; PRISCO, C. DI; PRISCO, M. DI. Role of numerical modelling choices on the structural response of onshore wind turbine shallow foundations. **Structures**, v. 37, p. 442–458, 2022.

MARTINS, F. R.; GUARNIERI, R. A.; PEREIRA, E. B. O aproveitamento da energia eólica. **Revista Brasileira de Ensino de Física**, v. 30, Issue: 1, p. 1304-1 a 1304-13, 2008.

MELO, M. S. M. **Energia Eólica: Aspectos Técnicos e Econômicos.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (Mestrado em Planejamento Energético),

Rio de Janeiro, 2012.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Switzerland. Proceedings [...]. Zurich: ICSMFE, v. 1, Issue: 3, p. 440-445, 1953.

MILITITSKY, J. Desafios na solução de fundações de aerogeradores. **Concreto & Construções**, p. 49 - 61, 2014.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi – infinite solid. **Physics**, v. 7, p. 195-202, 1936.

Ministerio de la Presidencia. Real Decreto 1247/2008. **Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)**. Boletín Oficial del Estado, nº 203, 2008.

MOHAMED, W.; AUSTRELL, PER-ERIK. A comparative study of three onshore wind turbine foundation solutions. **Computers and Geotechnics**, v. 94, p. 46 – 57, 2018.

MURTAGH, P. J.; GHOSH, A.; BASU, B.; BRODERICK, B. M. Passive control of wind turbine vibrations including blade/tower interaction and rotationally sampled turbulence. **Wind Energy**, v. 11, Issue: 4, p. 305 – 317, 2008.

NARDELLI, A.; FUTAI, M. M. Assessment of Brazilian onshore wind turbines foundations. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 15, Issue: 5, e15508, 2022.

Negm, H.M.; Maalawi, K.Y. Structural design optimization of wind turbine towers. **Computers & Structures**, v. 74, p. 649 – 666, 2000

NICHOLSON, J. C. **Design of wind turbine tower and foundation systems: optimization approach**. Master's Thesis. University of Iowa (Master of Science degree in Civil and Environmental Engineering), Iowa City, Iowa, 2011.

NP EN 1990. Eurocódigo 0: **Bases para o projeto de estruturas**, 2009.

NP EN 1992-1-1. Eurocódigo 2: **Projeto de estruturas de concreto**, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 2010.

NP EN 1997-1. Eurocódigo 7: **Projeto geotécnico**, Parte 1-1: Regras gerais, 2010.

NTAMBAKWA, E.; YU, H.; GUZMAN, C.; ROGERS, M. **Geotechnical Design Considerations for Onshore Wind Turbine Shallow Foundations**. Geotechnical and Structural Engineering Congress, 2016.

OLIVEIRA, L. F. M. P. **Análise do comportamento dinâmico de torres de geradores eólicos**. 96 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

PECK, R. B.; HANSON, E.; THORNBURN, T. H. **Foundation Engineering**, 2ª edição, John Wiley e Sons, Inc., EUA, 1974.

Petrobrás N-1848 – **Projeto de Fundações de Máquinas** [8], 2011.

PHAM, H. V.; DIAS, D.; MIRANDA, T.; CRISTELO, N.; ARAÚJO, N. 3D Numerical Modeling of Foundation Solutions for Wind Turbines. **American Society of Civil Engineers**, v. 18, Issue: 12, p. 04018164, 2018.

PHILIPP, M.; CHRISTOPH, B.; SVEN, K. Pile-grid foundations of onshore wind turbines considering soil-structure interaction under seismic loading. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 109, p. 299 – 311, 2018.

PINTO, M. D. **Fundamentos de Energia Eólica**. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

POULOS, H.G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundations Analysis and Design**. John Wiley and Sons, New York, 397p, 1980.

PROWELL, I.; ELGAMAL, A.; LU, J. **Modeling the influence of soil structure interaction on the seismic response of a 5 MW wind turbine**. Missouri University of Science and Technology, 2010.

RAVICHANDRAN, N.; SHRESTHA, S. Performance- and cost-based robust design optimization procedure for typical foundations for wind turbine. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 14, Issue: 4, p. 395-408, 2020.

REIS, E. B.; AZEVEDO, C. P. **Fundações para Aerogeradores**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 2016.

Relatório Técnico Fundações Especiais p/ const. Civil LTDA. **Fundações Especiais das WECs 1 a 12 do Parque Eólico Casa Nova III**: Projeto executivo e memória de cálculo. Casa Nova - Bahia, 2017. (Relatório Técnico, FUN-WOB-001-17).

RIBEIRO, R. **Análise estática e dinâmica de diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio Grande do Norte (Graduação em Engenharia Civil), Natal, 2017.

RIBEIRO, R. **Interação solo-estrutura não-linear em Fundações de Aerogeradores onshore em radier estaqueado: efeitos na análise modal e dinâmica em um aerogerador NREL 5 MW**. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, RN, 2020.

RITSCHER, U.; WARNKE, I.; KIRCHNER, J.; MEUSSEN, B. Wind Turbines and Earthquakes. 2nd **World Wind Energy Conference**, World Wind Energy Association, Cape Town, South Africa, p. 1 - 8, 2003.

RODRIGUES, H. B. **Estudo de fundação direta de aerogeradores com métodos numéricos**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina (Mestrado em Engenharia Civil), Florianópolis, 2019.

RUVER, C. A.; CONSOLI, N. C. Tensão admissível de fundações superficiais assentes em solos residuais determinada a partir de ensaios SPT. In. GEOSUL. 2006, [S.I.]. **Anais...**, 2006.

SANDIA NATIONAL LABORATORIES. **Vertical Axis Wind Turbine: The History of the DOE Program**, c2006. Disponível em: <http://www.sandia.gov/Renewable_Energy/wind_energy/topical.htm>. Acesso em 14 maio 2022.

SANTOS, S. H. C. **Análise de Placas de Fundação considerando a Matriz de Rigidez do Solo Condensada na Superfície**. Exame de Qualificação para Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1990.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2012.

SCHUBEL, P. J.; CROSSLEY, R. J. Wind Turbine Blade Design. **Energies**, v. 5, p. 3425-3449, 2012.

SIEMENS. **Siemens D3 platform – 3.0-MW and 3.2 – MW direct drive wind turbines: Reduced complexity, increased profitability**. Erlangen, Germany, 2014.

SILVA, A. R. C. **Modelagem Computacional via MEF da Interação Solo-Estrutura de sistemas eólicos**. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília (Mestrado em Geotecnia). Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2022.

SILVA, M. D. da. **Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos**. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (Mestrado em Engenharia Civil na Área de Especialização de Edificações), Lisboa, 2014.

SORIANO, H. L. **Elementos Finitos - Formulações e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2009.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. Interação Solo-Estrutura para Edifícios sobre Fundações Rasas. **Acta Scientiarum Technology**, v. 30, Issue: 2, p. 161-171, 2008.

STAINO, A.; BASU, B. Dynamics and control of vibrations in wind turbines with variable rotor speed. **Engineering Structures**, v. 56, p. 58 – 67, 2013.

STROUD, M. A. The standard penetration test – its application and interpretation. In: **GEOTECH. CONF. ON PENETRATION TESTING IN THE UK**, Birmingham. Proceedings... London: Thomas Telford, 1989.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de concreto: concreto armado**. 2 ed. Rio de Janeiro: Globo, 1981.

SWANSON ANALYSIS SYSTEMS Inc. **ANSYS Mechanical User's Guide**. Release 14.5. Canonsburg (Pennsylvania, USA): South pointe, 275 Technology Drive, PA 15317, 2012.

SWANSON ANALYSIS SYSTEMS Inc. **ANSYS Mechanical APDL Theory Reference**. Canonsburg (Pennsylvania, USA): ANSYS Inc., 998 p, 2013.

SWANSON ANALYSIS SYSTEMS Inc. **ANSYS Mechanical User's Guide**. Student 2023 R1. Canonsburg (Pennsylvania, USA): ANSYS Inc., 2023.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 3, São Paulo, **Anais... ABMS**. v. 1, p. 33- 50, 1996.

TENENBAUM, J. I. D. **The effect of soil-structure interaction on the behaviour of onshore wind turbines with a gravity-based foundation**. Department of Architecture and Civil Engineering. Chalmers University of Technology (Master's thesis in Structural Engineering and Building Technology, and Master's thesis in Sound and Vibration), Gothenburg, Sweden, 2018.

TENG, W. C. **Foundation Design**, Prentice-Hall International, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1962.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction. **Geotechnique**, v. 5, Issue: 4, p. 297-326, 1955.

TINJUM, J. M.; CHRISTENSEN, R. W. Chapter 2: Site investigation, characterization and assessment for wind turbine design and construction. In: **Wind Energy Systems: Optimising Design and Construction for Safe and Reliable Operation**. Woodhead Publishing Limited, p. 26–45, 2010.

VELLOSO D. A.; LOPES F. R. **Fundações - Volume 1**. Oficina de Textos, Rio de Janeiro, 2004.

VÉSIC, A. B. **Beams on elastic subgrade and the Winkler hypothesis**. Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., v. 1, p. 845 - 850, Paris, 1961.

WANG, C.; PRINN, R. G. Potential climatic impacts and reliability of very large-scale wind farms. **Atmospheric Chemistry and Physics**, v. 10, Issue: 4, p. 2053-2061, 2010.

WARREN-CODRINGTON. **Geotechnical Considerations for Onshore Wind Turbines**. Dissertação de Mestrado. University of Cape Town, África do Sul, 2013.

WINKLER, E. **Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit**. Domicius, Praga, 1867.

WITCHER, D. Seismic Analysis of Wind Turbines in the Time Domain. **Wind Energy**, v. 8, Issue: 1, p. 81 - 91, 2005.

ZHAO, X.; MAISSER, P. Seismic response analysis of wind turbine towers including soil-structure interaction. **Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics**, v. 220, Issue: 1, p. 53-61, 2006.

ZHOU, Y.; LIU, X.; DENG, Z.; GAO, QIAN-FENG. Field Monitoring and Numerical Analysis of the Reinforced Concrete Foundation of a Large-Scale Wind Turbine. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2021, p. 14, 2021.

ZUO, H.; BI, K.; HAO, H. Dynamic analyses of operating offshore wind turbines including

soil–structure interaction. **Engineering Structures**, v. 157, p. 42 – 62, 2018.

ZIEMIAN, R.; MCGUIRE, W. **MASTAN2 v3. 5**. 2016.



GEONOR
BRASIL SONDAAGEM LTDA

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 01	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 01 / 02
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 23/07/2015	REVISÃO:
	LOCAL: CASA NOVA	N: 267413	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8969648	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Localização



Localização (geral)



Caixa 1



Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 01	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 02/ 02
		COORDENADAS	TÉRMINO: 23/07/2015	REVISÃO:
		N: 267413	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8969648	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Caixa 3

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA				CLIENTE: WENNER ENERCON				COTA:		INÍCIO: 21/07/2015		FOLHA: 01 / 01								
CN III - 03				OBRA: PARQUE CASA NOVA II				COORDENADAS		TÉRMINO: 21/07/2015		REVISÃO:								
				LOCAL: CASA NOVA				N: 267234		REF.: WENNER ENERCON CN II		RESP. TÊC.: Alejandro Rojo Subiñas								
								E: 8969298		DATA: 22/07/2015										
								INC: 90°												
								DIR.:												
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO 30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS 10 20 30 40 ROCHAS % DE RECUPERAÇÃO 20 40 60 80		SPT Nº DE GOLPES INICIAIS FINAIS		TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D. 20 40 60 80		GRAU DE ALTERAÇÃO A 1 2 3 4 5		GRAU DE FRATURAMENTO F 1 2 3 4 5		GRAU DE COERÊNCIA C 1 2 3 4 5	
			0,20	AREIA ARGILOSA, NÃO PLASTICIDADE, COR MARROM, COMPACIDADE FOFA		0,20			100%				0%							
			0,80	SILTE ARENOSO, NÃO PLASTICIDADE MUITO COMPACTO		0,80			100%				0%							
			2,80	CASCALHO DE CUARTZO E FRAGMENTOS DE ROCHA COM SILTE ARENOSO, COMPACIDADE MOITO COMPACTO		2,80		70%	50 15	-		0%								
			4,50	CASCALHO DE CUARTZO E FRAGMENTOS DE ROCHA, COMPACIDADE MOITO COMPACTO.		4,50		100%	91 25	50 10		0%								
			8,20	XISTO, SOLO DE ALTERAÇÃO, COMPACIDADE MOITO COMPACTO.		8,20		80%	36	64		0%						5		
			8,50	XISTO, DURA ALTERADA, GRADO DE INTEMPERISMO IV, ROCHA BRANDA APRESENTA FACES LISAS A RUGOSAS.		8,50		100%	45	75		0%						4		
			11,80	XISTO, DURA ALTERADA, GRAU INTEMPERISMO III, MEDIANAMENTE RESISTENTE, TEM INTERCALAÇÕES DE CUARTZO, MUITO POUCO FRATURADA, A ROCHA APRESENTA FACES RUGOSAS		11,80		100%				0%						3		



GRAU DE ALTERAÇÃO
 A1 - ROCHA Sã
 A2 - POUCO ALTERADA
 A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA
 A4 - MUITO ALTERADA
 A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

GRAU DE FRATURAMENTO
 F1 = POUCO FRATURADA
 F2 = FRATURADA
 F3 = MUITO FRATURADA
 F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA
 F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA
 C1 = MUITO COERENTE
 C2 = COERENTE
 C3 = MEDIANAMENTE COERENTE
 C4 = POUCO COERENTE
 C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS
 SH = SUB-HORIZONTAIS (< 30°)
 SV = SUB-VERTICAIS (> 60°)
 I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)
 R = RUGOSA
 L = LISA
 E = ESPELHADA
 O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGNATION
 GRAU % QUALIDADE
 R1 75-100 BOA/EXCELENTE
 R2 50-75 E REGULAR
 R3 25-50 POBRE
 R4 0-25

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA				CLIENTE: WENNER ENERCON				COTA:		INÍCIO: 22/07/2015		FOLHA: 01 / 01								
CN III - 04				OBRA: PARQUE CASA NOVA II				COORDENADAS		TÉRMINO: 22/07/2015		REVISÃO:								
				LOCAL: CASA NOVA				N: 267085		REF.: WENNER ENERCON CN II		RESP. TÊC.: Alejandro Rojo Subiñas								
								E: 8968295		DATA: 22/07/2015										
				INC: 90°		DIR.:														
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO		SPT Nº DE GOLPES		TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA				
								RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INICIAIS							FINAIS			
								30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS												
								10 20 30 40												
								ROCHAS		% DE RECUPERAÇÃO										
								20 40 60 80		100%										
101	101		0,20	AREIA RESTOS ORGÂNICOS, NÃO PLASTICIDADE, COR MARROM, COMPACIDE FOFA		0,20							0%							
5,000	5,000			AREIA, NÃO PLÁSTICA, LARANJA, MEDIANAMENTE COMPACTA									0%							
5,30	5,30			CONGLOMERADO, CINZA, MUITO COMPACTO		5,30							0%							
6,00	6,00					6,00							0%							
86	86			AREIA GROSSA SILTOSA, PLÁSTICA, MARROM, MUITO COMPACTA. TEM TRAMOS COM CASCALHO DE QUARTZO E ROCHA.									0%							
15,10	15,10												0%							



GEONOR
BRASIL SONDAGEM LTDA

GRAU DE ALTERAÇÃO

A1 - ROCHA Sã
A2 - POUCO ALTERADA
A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA
A4 - MUITO ALTERADA
A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

GRAU DE FRATURAMENTO

F1 = POUCO FRATURADA
F2 = FRATURADA
F3 = MUITO FRATURADA
F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA
F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA

C1 = MUITO COERENTE
C2 = COERENTE
C3 = MEDIANAMENTE COERENTE
C4 = POUCO COERENTE
C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS

SH = SUB-HORIZONTAIS
SV = SUB-VERTICAIS
I = INCLINADAS
R = RUGOSA
L = LISA
E = ESPELHADA
O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION

GRAU % QUALIDADE

R1 75-100 BOA/EXCELENTE
R2 50-75 E
R3 25-50 REGULAR
R4 0-25 POBRE

Avenida Gustavo Guedes, 1901. Canim Macio CEP 58.078-380

Fones: (84) 2226-7547



GRAU DE ALTERAÇÃO
A1 - ROCHA Sã
A2 - POUCO ALTERADA
A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA
A4 - MUITO ALTERADA
A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

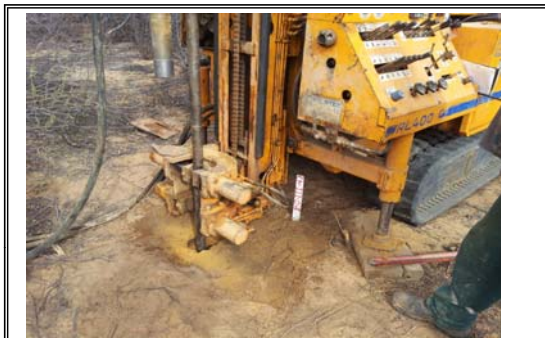
GRAU DE FRATURAMENTO
F1 = POUCO FRATURADA
F2 = FRATURADA
F3 = MUITO FRATURADA
F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA
F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA
C1 = MUITO COERENTE
C2 = COERENTE
C3 = MEDIANAMENTE COERENTE
C4 = POUCO COERENTE
C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS
SH = SUB-HORIZONTAIS (< 30°)
SV = SUB-VERTICAIS (> 60°)
I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)
R = RUGOSA
L = LISA
E = ESPELHADA
O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION
GRAU % QUALIDADE
R1 75-100 BOA/EXCELENTE
R2 50-75 E
R3 25-50 REGULAR
R4 0-25 POBRE

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 04	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 01 / 01
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 22/07/2015	REVISÃO:
	LOCAL: CASA NOVA	N:	REF.:	RESP. TÁC.: Alejandro Rojo Subiñas
		E:	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Localização



Localização (general)



Caixa 1



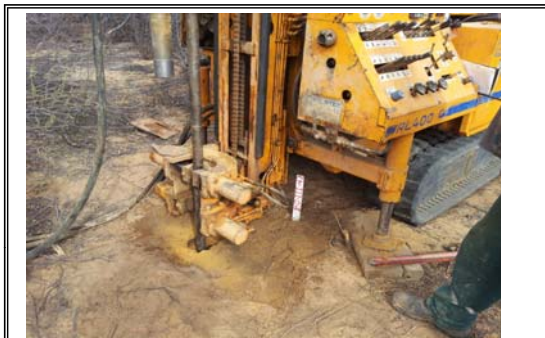
Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 04	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 01 / 01
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 22/07/2015	REVISÃO:
		N:		
		E:	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		INC: 90°	DATA:	
		DIR.:		
LOCAL: CASA NOVA				



Caixa 3

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 04	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 01 / 01
		COORDENADAS	TÉRMINO: 22/07/2015	REVISÃO:
		N:		
		E:	REF.:	RESP. TÊC.: Alejandro Rojo Subiñas
		INC: 90°	DATA:	



Localização



Localização (geral)



Caixa 1



Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 04	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 01 / 01
		COORDENADAS		
		N:	TÉRMINO: 22/07/2015	REVISÃO:
		E:	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		INC: 90°	DATA:	
		DIR.:		



Caixa 3

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA				CLIENTE: WENNER ENERCON				COTA:		INÍCIO: 27/07/2015		FOLHA: 01 / 01				
CN III - 06				OBRA: PARQUE CASA NOVA III				COORDENADAS		TÉRMINO: 27/07/2015		REVISÃO:				
								N: 266881		REF.: WENNER ENERCON CN II		RESP. TÊC.: Alejandro Rojo Subiñas				
				LOCAL: CASA NOVA				E: 8968512		DATA: 28/07/2015						
								INC: 90°								
								DIR.:								
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO 30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS 10 20 30 40 ROCHAS % DE RECUPERAÇÃO 20 40 60 80		SPT Nº DE GOLPES INICIAIS FINAIS		TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D. 20 40 60 80	GRAU DE ALTERAÇÃO A 1 2 3 4 5	GRAU DE FRATURAMENTO F 1 2 3 4 5	GRAU DE COERÊNCIA C 1 2 3 4 5
	101		0,30	AREIA RESTOS ORGÂNICOS, NÃO PLASTICIDADE, COR MARROM, COMPACIDE		0,30		100%	15	22	-	0%				4
			6,40	AREIA, NÃO PLÁSTICA, LARANJA, MEDIANAMENTE COMPACTA		6,40		100%	14	16	-	0%				4
			9,75	CASCALHO COM AREIA GROSSA E SILTO, PLÁSTICO, VERMELHA, MUITO COMPACTO		9,75		100%	18	22	-	0%				3
			11,00	CASCALHO COM AREIA GROSSA E ARGILA, PLÁSTICO, CINZA, MUITO COMPACTO. TAMANHO DO CASCALHO MÁXIMO 5 CM.		11,00		100%	19	28	-	0%				3
			18,05	XISTO, MOLE ALTERADA, ROCHA EXTREMAMENTE BRANDA, GRAO INTEMPERISMO V (IV), ALTERAÇÃO MUSCOVITE EM ARGILIA. CONSISTÊNCIA DURA.		18,05		100%	69	86	-	0%		5		2
									68	85	-					
									69	87	-					
									74	84	-					



GEONOR
BRASIL SONDAGEM LTDA

GRAU DE ALTERAÇÃO
A1 - ROCHA Sã
A2 - POUCO ALTERADA
A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA
A4 - MUITO ALTERADA
A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

GRAU DE FRATURAMENTO
F1 = POUCO FRATURADA
F2 = FRATURADA
F3 = MUITO FRATURADA
F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA
F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA
C1 = MUITO COERENTE
C2 = COERENTE
C3 = MEDIANAMENTE COERENTE
C4 = POUCO COERENTE
C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS
SH = SUB-HORIZONTAIS (< 30°)
SV = SUB-VERTICAIS (> 60°)
I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)
R = RUGOSA
L = LISA
E = ESPELHADA
O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION

GRAU	%	QUALIDADE
R1	75-100	BOA/EXCELENT
R2	50-75	E
R3	25-50	REGULAR
R4	0-25	POBRE

Avenida Gustavo Guedes, 1901, Capim Macio CEP 59.078-380

Fones: (84) 2226-7547



GRAU DE ALTERAÇÃO
A1 - ROCHA SA
A2 - POUCO ALTERADA
A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA
A4 - MUITO ALTERADA
A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

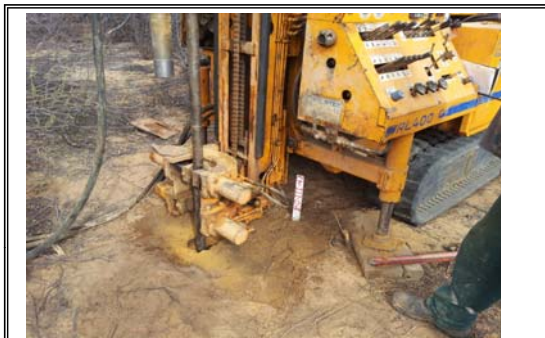
GRAU DE FRATURAMENTO
F1 = POUCO FRATURADA
F2 = FRATURADA
F3 = MUITO FRATURADA
F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA
F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA
C1 = MUITO COERENTE
C2 = COERENTE
C3 = MEDIANAMENTE COERENTE
C4 = POUCO COERENTE
C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS
SH = SUB-HORIZONTAIS (< 30°)
SV = SUB-VERTICAIS (> 60°)
I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)
R = RUGOSA
L = LISA
E = ESPELHADA
O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION
GRAU % QUALIDADE
R1 75-100 BOA/EXCELENT
R2 50-75 E REGULAR
R3 25-50 POBRE
R4 0-25

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 04	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 01 / 01
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 22/07/2015	REVISÃO:
	LOCAL: CASA NOVA	N:	REF.:	RESP. TÁC.: Alejandro Rojo Subiñas
		E:	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Localização



Localização (geral)



Caixa 1



Caixa 2

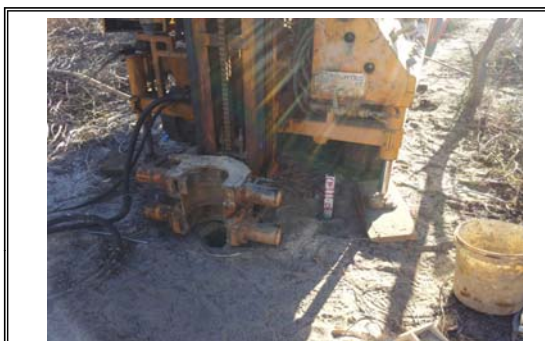
PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 04	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 22/07/2015	FOLHA: 01 / 01
		COORDENADAS		
		N: _____	TÉRMINO: 22/07/2015	REVISÃO:
		E: _____	REF.: _____	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		INC: 90°	DATA: _____	
		DIR.: _____		



Caixa 3

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA				CLIENTE: WENNER ENERCON				COTA:		INÍCIO: 28/07/2015		FOLHA: 01 / 01							
CN III - 07				OBRA: PARQUE CASA NOVA III				COORDENADAS		TÉRMINO: 29/07/2015		REVISÃO:							
				LOCAL: CASA NOVA				N: 266806		REF.: WENNER ENERCON CN III		RESP. TÊC.: Alejandro Rojo Subiñas							
								E: 8968354		DATA: 29/07/2015									
				INC: 90°		DIR.:													
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO		SPT Nº DE GOLPES		TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA			
								RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		INICIAIS							FINAIS		
								30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS											
								10 20 30 40											
								ROCHAS		20 40 60 80									
								100%											
								16		24									
								13		18									
								100%											
								23		24									
								15		19									
								29		29									
								90%											
								69		56									
								69		56									
								80%											
								66		56									
								69		56									
								100%											
								36		61									
								61		56									
				AREIA RESTOS ORGÂNICOS, NÃO PLASTICIDADE, COR MARROM, COMPACIDE FOFA															
				AREIA, NÃO PLÁSTICA, LARANJA, MEDIANAMENTE COMPACTA															
				CASCALHO COM AREIA FINA E SILTO, PLÁSTICO,															
				CASCALHO COM AREIA FINA E SILTO, TODO FERRUGINOSO, NAO PLÁSTICO, CINZA, MUITO COMPACTO. TAMANHO DO CASCALHO MÁXIMO 2 CM.															
				CASCALHO QUARTZ, NÃO PLÁSTICO, BRANCO E, MUITO COMPACTO TAMANHO SUPERIOR 10 CM.															
				XISTO, MOLE ALTERADA, ROCHA EXTREMAMENTE BRANDA, GRAO INTEMPERISMO IV, ALTERAÇÃO MUSCOVITE EM ARGILIA. CONSISTÊNCIA DURA.															
																</			

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 07	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 28/07/2015	FOLHA: 01 / 02
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 29/07/2015	REVISÃO:
	LOCAL: CASA NOVA	N: 266806	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8968354	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Localização



Localização (general)



Caixa 1



Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 07	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 28/07/2015	FOLHA: 02/ 02
		COORDENADAS		
		N: 266806	TÉRMINO: 29/07/2015	REVISÃO:
		E: 8968354	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		INC: 90°	DATA:	
		DIR.:		



Caixa 3

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 08	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 29/07/2015	FOLHA: 01 / 02
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 30/07/2015	REVISÃO:
	LOCAL: CASA NOVA	N: 266743	REF.:	RESP. TÉCN.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8968854	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Localização



Localização (general)



Caixa 1



Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 08	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 29/07/2015	FOLHA: 02/ 02
		COORDENADAS	TÉRMINO: 30/07/2015	REVISÃO:
		N: 266743 E: 8968854	REF.:	RESP. TÉCN.: Alejandro Rojo Subiñas
		INC: 90° DIR.:	DATA:	



Caixa 3



Caixa 4

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 09	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 30/07/2015	FOLHA: 01 / 02
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 31/07/2015	REVISÃO:
	LOCAL: CASA NOVA	N: 266692	REF.:	RESP. TÉCN.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8968199	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Localização



Localização (general)



Caixa 1



Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 09	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 30/07/2015	FOLHA: 02/ 02
		COORDENADAS		
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	N: 266692	TÉRMINO: 31/07/2015	REVISÃO:
		E: 8968199	REF.:	
	LOCAL: CASA NOVA	INC: 90°	DATA:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas



Caixa 3

Caixa 4

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA				CLIENTE: WENNER ENERCON				COTA:		INÍCIO: 31/07/2015		FOLHA: 01 / 01					
CN III - 10				OBRA: PARQUE CASA NOVA III				COORDENADAS		TÉRMINO: 01/08/2015		REVISÃO:					
				LOCAL: CASA NOVA				N: 266646		REF.: WENNER ENERCON CN III		RESP. TÊC.: Alejandro Rojo Subiñas					
								E: 8967853		DATA: 01/08/2015							
								INC: 90°									
								DIR:.									
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO		SPT Nº DE GOLPES		TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	
								RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INICIAIS							FINAIS
								30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS									
								10 20 30 40									
								ROCHAS		% DE RECUPERAÇÃO							
								20 40 60 80		100%							
-5,000	101		0,20	AREIA RESTOS ORGÂNICOS, NÃO PLASTICIDADE, COR MARROM, COMPACIDE FOFA		0,20							0%			4	
86			6,90	CASCALHO DE QUARTZ COM AREIA FINA E ARGILA, PLÁSTICO, VERMELHON, MUITO COMPACTO TAMANHO INFERIOR A 5 CM.		6,90							0%			3	
11,40			8,80	CASCALHO COM ARGILA, PLÁSTICO, MARRON, MUITO COMPACTO		8,80							0%			3	
18,25			11,40	XISTO, DURA ALTERADA, GRADO DE INTEMPERISMO IV, ROCHA BRANDA APRESENTA FACES LISAS		11,40							0%			2	

GEONOR
BRASIL SONDAGEM LTDA

GRAU DE ALTERAÇÃO

A1 - ROCHA SÃ

A2 - POUCO ALTERADA

A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA

A4 - MUITO ALTERADA

A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

GRAU DE FRATURAMENTO

F1 = POUCO FRATURADA

F2 = FRATURADA

F3 = MUITO FRATURADA

F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA

F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA

C1 = MUITO COERENTE

C2 = COERENTE

C3 = MEDIANAMENTE COERENTE

C4 = POUCO COERENTE

C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS

SH = SUB-HORIZONTAIS (< 30°)

SV = SUB-VERTICAIS (> 60°)

I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)

R = RUGOSA

L = LISA

E = ESPELHADA

O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGN SIGNATION

GRAU	%	QUALIDADE
R1	75-100	BOA/EXCELENTE
R2	50-75	E
R3	25-50	REGULAR
R4	0-25	POBRE

Avenida Gustavo Guedes, 1901. Capim Macio CEP 59.078-380

Fones: (84) 2226-7547



GEONOR
BRASIL SONDAGEM LTDA

GRAU DE ALTERAÇÃO
A1 - ROCHA SA
A2 - POUCO ALTERADA
A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA
A4 - MUITO ALTERADA
A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

GRAU DE FRATURAMENTO
F1 = POUCO FRATURADA
F2 = FRATURADA
F3 = MUITO FRATURADA
F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA
F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA
C1 = MUITO COERENTE
C2 = COERENTE
C3 = MEDIANAMENTE COERENTE
C4 = POUCO COERENTE
C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS
SH = SUB-HORIZONTAIS (< 30°)
SV = SUB-VERTICAIS (> 60°)
I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)
R = RUGOSA
L = LISA
E = ESPELHADA
O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION
GRAU % QUALIDADE
R1 75-100 BOA/EXCELENT
R2 50-75 E
R3 25-50 REGULAR
R4 0-25 POBRE

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 09	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 30/07/2015	FOLHA: 01 / 02
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 31/07/2015	REVISÃO:
	LOCAL: CASA NOVA	N: 266692	REF.:	RESP. TÉCN.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8968199	DATA:	
		INC: 90°		
		DIR.:		



Localização



Localização (general)



Caixa 1



Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 09	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 30/07/2015	FOLHA: 02/ 02
		COORDENADAS		
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	N: 266692	TÉRMINO: 31/07/2015	REVISÃO:
		E: 8968199	REF.:	
	LOCAL: CASA NOVA	INC: 90°	DATA:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas



Caixa 3

Caixa 4

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA				CLIENTE: WENNER ENERCON				COTA:		INÍCIO: 01/08/2015		FOLHA: 01 / 01							
CN III - 11				OBRA: PARQUE CASA NOVA III				COORDENADAS		TÉRMINO: 03/08/2015		REVISÃO:							
				LOCAL: CASA NOVA				N: 266596		REF.: WENNER ENERCON CN III		RESP. TÊC.: Alejandro Rojo Subiñas							
								E: 8967853		DATA: 03/08/2015									
				INC: 90°		DIR.:													
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO		SPT Nº DE GOLPES		TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA			
								RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INICIAIS							FINAIS		
								30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS											
								ROCHAS		% DE RECUPERAÇÃO									
								20 40 60 80		100%				20 40 60 80		1 2 3 4 5			
-5,000	101		0,20	AREIA RESTOS ORGÂNICOS, NÃO PLASTICIDADE, COR MARROM, COMPACIDE FOFA		0,20							0%						
	86		7,80	CASCALHO DE QUARTZ COM AREIA FINA E ARGILA, PLÁSTICO, VERMELHON, MUITO COMPACTO TAMANHO INFERIOR A 3 CM.		7,80							0%						
			8,80			8,80													
			10,80	CASCALHO COM AREIA, NOM PLÁSTICO, MUITO COMPACTO		10,80							0%						
			13,00	XISTO, DURA ALTERADA, GRADO DE INTEMPERISMO V, ROCHA BRANDA.		13,00							0%						
			15,30	XISTO (DOBRADO), GRAO INTEMPERIISMO IV,APRESENTA FACES LISAS. MOLE ALTERADA, BRANDA		15,30							0%						

	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS	RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION
	A1 - ROCHA SÃ	F1 = POUCO FRATURADA	C1 = MUITO COERENTE	SH = SUB-HORIZONTALIS	GRAU % QUALIDADE
	A2 - POUCO ALTERADA	F2 = FRATURADA	C2 = COERENTE	($< 30^{\circ}$)	R1 75-100 BOA/EXCELENT
	A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA	F3 = MUITO FRATURADA	C3 = MEDIANAMENTE COERENTE	SV = SUB-VERTICALIS	R2 50-75 E
	A4 - MUITO ALTERADA	F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA	C4 = POUCO COERENTE	I = INCLINADAS	R3 25-50 REGULAR
	A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA	F5 = FRAGMENTADA	C5 = FRIÁVEL	L = LISA	R4 0-25 POBRE
				E = ESPELHADA	
				O = OXIDADA	

Avenida Gustavo Guedes, 1901, Capim Macio CEP 59.078-380

Fones: (84) 2226-7547



GEONOR
BRASIL SONDADEGEM LTDA

GRAU DE ALTERAÇÃO
A1 - ROCHA SA
A2 - POUCO ALTERADA
A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA
A4 - MUITO ALTERADA
A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

GRAU DE FRATURAMENTO
F1 = POUCO FRATURADA
F2 = FRATURADA
F3 = MUITO FRATURADA
F4 = EXTREMAMENTE FRATURADA
F5 = FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA
C1 = MUITO COERENTE
C2 = COERENTE
C3 = MEDIANAMENTE COERENTE
C4 = POUCO COERENTE
C5 = FRIÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS
SH = SUB-HORIZONTAIS (< 30°)
SV = SUB-VERTICAIS (> 60°)
I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)
R = RUGOSA
L = LISA
E = ESPELHADA
O = OXIDADA

RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION
GRAU % QUALIDADE
R1 75-100 BOA/EXCELENT
R2 50-75 E
R3 25-50 REGULAR
R4 0-25 POBRE

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 11	CLIENTE: WENNER ENERCON	COTA:	INÍCIO: 01/08/2015	FOLHA: 01 / 02
	OBRA: PARQUE CASA NOVA III	COORDENADAS	TÉRMINO: 03/08/2015	REVISÃO:
		N: 266596	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8967853		
		INC: 90°		
	LOCAL: CASA NOVA	DIR.:	DATA:	



Localização



Localização (general)



Caixa 1



Caixa 2

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 11	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 01/08/2015	FOLHA: 02/ 02
		COORDENADAS		
		N: 266596	TÉRMINO: 03/08/2015	REVISÃO:
		E: 8967853	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		INC: 90°	DATA:	
		DIR.:		



Caixa 3

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA CN III 12	CLIENTE: WENNER ENERCON OBRA: PARQUE CASA NOVA III LOCAL: CASA NOVA	COTA:	INÍCIO: 03/08/2015	FOLHA: 01 / 02
		COORDENADAS	TÉRMINO: 03/08/2015	REVISÃO:
		N: 266547	REF.:	RESP. TÉC.: Alejandro Rojo Subiñas
		E: 8967507		
		INC: 90° DIR.:	DATA:	



Localização



Localização (general)



Caixa 1



Caixa 2

APÊNDICE B - CARGAS TRANSMITIDAS À TORRE

1) Isibor et al. (2015): using the software GL Bladed

PRODUÇÃO DE ENERGIA (OPERAÇÃO NORMAL): ERGIANTM, ETM, ECD e EWS

Design situation	DL C	Wind condition	Other conditions	Type of analysis	Partial safety factors
1) Power production	1.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	For extrapolation of extreme events	U	N
	1.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	1.3	ETM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N
	1.4	ECD $V_{hub} = V_r - 2 \text{ m/s}, V_r, V_r + 2 \text{ m/s}$		U	N
	1.5	EWS $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N

Força axial ao cubo do rotor:

$$F_{hub_isi} := 376915 \text{ N}$$

Força transversal ao cubo do rotor:

$$F_{trans_isi} := 18274.7 \text{ N}$$

Força vertical ao cubo do rotor:

$$F_{ver_isi} := 2447000 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft

$$M_{hub_isi} := 26550000 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre no plano do rotor - tower side-to-side:

$$M_{lat_isi} := 2361000 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Momento torsor na torre:

$$M_{tor_isi} := 1130000 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Diâmetro do rotor:

$$D_{isi} := 2 \cdot 45 \text{ m} = 90 \text{ m}$$

Altura da torre:

$$H_{isi} := 80 \text{ m}$$

1.1) Cargas extrapoladas de Isibor et al. (2015)

Diâmetro do rotor:

$$D_{hub} := 110 \text{ m}$$

Altura da torre:

$$H := 120 \text{ m}$$

Exponente do perfil de velocidade do vento - NWP (ABNT NBR IEC 61400-1, 2008):

$$\alpha := 0.2$$

Fator de amplificação das cargas para Isibor et al. (2015):
$$F_{amp_isi} := \left(\frac{H}{H_{isi}} \right)^{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{D_{hub}}{D_{isi}} \right)^2 = 1.757$$

Força axial ao cubo do rotor transmitida à torre:
$$F_{hub} := F_{hub_isi} \cdot F_{amp_isi} = 662186.43 \text{ N}$$

Força transversal ao cubo do rotor transmitida à torre:
$$F_{trans} := F_{trans_isi} \cdot F_{amp_isi} = 32106.07 \text{ N}$$

Força vertical ao cubo do rotor transmitida à torre:
$$F_{ver} := F_{ver_isi} \cdot F_{amp_isi} = 4299033.45 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft:
$$M_{hub} := M_{hub_isi} \cdot F_{amp_isi} = 46644600.79 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre no plano do rotor - tower side-to-side:
$$M_{lat} := M_{lat_isi} \cdot F_{amp_isi} = 4147943.60 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Momento torsor na torre:
$$M_{tor} := M_{tor_isi} \cdot F_{amp_isi} = 1985250.43 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) Loureiro (2014) - EOG

PRODUÇÃO DE ENERGIA MAIS OCORRÊNCIA DE FALHA: EOG (DLC 2.3)

2) Power production plus occurrence of fault	2.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Control system fault or loss of electrical network	U	N
	2.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Protection system or preceding internal electrical fault	U	A
	2.3	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ and V_{out}	External or internal electrical fault including loss of electrical network	U	A
	2.4	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Control, protection, or electrical system faults including loss of electrical network	F	*

Força axial ao cubo do rotor:
$$F_{hub_EOG_lou} := 1000000 \text{ N}$$

Força transversal ao cubo do rotor:
$$F_{trans_EOG_lou} := 80000 \text{ N}$$

Força vertical ao cubo do rotor - head mass:
$$F_{ver_EOG_lou} := 1400000 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft:

$$M_{hub_EOG_lou} := 8000000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre no plano do rotor - tower side-to-side:

$$M_{lat_EOG_lou} := 4000000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento torsor na torre:

$$M_{tor_EOG_lou} := 1900000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Diâmetro do rotor:

$$D_{lou} := 79 \text{ m}$$

Altura da torre:

$$H_{lou} := 90 \text{ m}$$

2.1) Cargas extrapoladas de Loureiro (2014): EOG

Exponente do perfil de velocidade do vento - EWM (ABNT NBR IEC 61400-1, 2008):

$$\alpha_{EWM} := 0.11$$

Fator de amplificação das cargas para Isibor et al. (2015):

$$F_{amp_EOG} := \left(\frac{H}{H_{lou}} \right)^{2 \cdot \alpha_{EWM}} \cdot \left(\frac{D_{hub}}{D_{lou}} \right)^2 = 2.065$$

Força axial ao cubo do rotor:

$$F_{hub_EOG} := F_{hub_EOG_lou} \cdot F_{amp_EOG} = 2065464.38 \text{ N}$$

Força transversal ao cubo do rotor:

$$F_{trans_EOG} := F_{trans_EOG_lou} \cdot F_{amp_EOG} = 165237.15 \text{ N}$$

Força vertical ao cubo do rotor:

$$F_{ver_EOG} := F_{ver_EOG_lou} \cdot F_{amp_EOG} = 2891650.13 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft:

$$M_{hub_EOG} := M_{hub_EOG_lou} \cdot F_{amp_EOG} = 16523715.04 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre no plano do rotor - tower side-to-side:

$$M_{lat_EOG} := M_{lat_EOG_lou} \cdot F_{amp_EOG} = 8261857.52 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento torsor na torre:

$$M_{tor_EOG} := M_{tor_EOG_lou} \cdot F_{amp_EOG} = 3924382.32 \text{ N}\cdot\text{m}$$

3) Loureiro (2014) - EWM

PARALIZAÇÃO OU MARCHA LENTA: EWM (DLC 6.1)

6) Parked (standing still or idling)	6.1	EWM	50-year recurrence period		U	N
	6.2	EWM	50-year recurrence period	Loss of electrical network connection	U	A
	6.3	EWM	1-year recurrence period	Extreme yaw misalignment	U	N
	6.4	NTM	$V_{hub} < 0,7 V_{ref}$		F	*

Força axial ao cubo do rotor:

$$F_{hub_EWM_lou} := 800000 \text{ N}$$

Força transversal ao cubo do rotor:

$$F_{trans_EWM_lou} := 500000 \text{ N}$$

Força vertical ao cubo do rotor - head mass:

$$F_{ver_EWM_lou} := 1400000 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft:

$$M_{hub_EWM_lou} := 15000000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre no plano do rotor - tower side-to-side:

$$M_{lat_EWM_lou} := 9000000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento torsor na torre:

$$M_{tor_EWM_lou} := 5100000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

3.1) Cargas extrapoladas de Loureiro (2014): EWM

Fator de amplificação das cargas para Loureiro (2014):

$$F_{amp_EWM} := \left(\frac{H}{H_{lou}} \right)^{2 \cdot \alpha_{EWM}} \cdot \left(\frac{D_{hub}}{D_{lou}} \right)^2 = 2.065$$

Força axial ao cubo do rotor:

$$F_{hub_EWM} := F_{hub_EWM_lou} \cdot F_{amp_EWM} = 1652371.50 \text{ N}$$

Força transversal ao cubo do rotor:

$$F_{trans_EWM} := F_{trans_EWM_lou} \cdot F_{amp_EWM} = 1032732.19 \text{ N}$$

Força vertical ao cubo do rotor:

$$F_{ver_EWM} := F_{ver_EWM_lou} \cdot F_{amp_EWM} = 2891650.13 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft:

$$M_{hub_EWM} := M_{hub_EWM_lou} \cdot F_{amp_EWM} = 30981965.70 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre no plano do rotor - tower side-to-side:

$$M_{lat_EWM} := M_{lat_EWM_lou} \cdot F_{amp_EWM} = 18589179.42 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento torsor na torre:

$$M_{tor_EWM} := M_{tor_EWM_lou} \cdot F_{amp_EWM} = 10533868.34 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$FORÇAS := \begin{bmatrix} F_{hub} & F_{hub_EOG} & F_{hub_EWM} \\ F_{trans} & F_{trans_EOG} & F_{trans_EWM} \\ F_{ver} & F_{ver_EOG} & F_{ver_EWM} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.622 \cdot 10^5 & 2.065 \cdot 10^6 & 1.652 \cdot 10^6 \\ 3.211 \cdot 10^4 & 1.652 \cdot 10^5 & 1.033 \cdot 10^6 \\ 4.299 \cdot 10^6 & 2.892 \cdot 10^6 & 2.892 \cdot 10^6 \end{bmatrix} \text{ N}$$

$$MOMENTOS := \begin{bmatrix} M_{hub} & M_{hub_EOG} & M_{hub_EWM} \\ M_{lat} & M_{lat_EOG} & M_{lat_EWM} \\ M_{tor} & M_{tor_EOG} & M_{tor_EWM} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.664 \cdot 10^7 & 1.652 \cdot 10^7 & 3.098 \cdot 10^7 \\ 4.148 \cdot 10^6 & 8.262 \cdot 10^6 & 1.859 \cdot 10^7 \\ 1.985 \cdot 10^6 & 3.924 \cdot 10^6 & 1.053 \cdot 10^7 \end{bmatrix} \text{ N}\cdot\text{m}$$

4) Lavassas et al. (2003)

PRODUÇÃO DE ENERGIA MAIS OCORRÊNCIA DE FALHA

Força axial ao cubo do rotor:

$$F_{hub_lav} := 282000 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft:

$$M_{hub_lav} := 997000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Diâmetro do rotor:

$$D_{lav} := 2 \cdot 27 \text{ m} = 54 \text{ m}$$

Altura da torre:

$$H_{lav} := 44.075 \text{ m}$$

4.1) Cargas extrapoladas de Lavassas et al. (2003)

Exponente do perfil de velocidade do vento - EWM (ABNT NBR IEC 61400-1, 2008):

$$\alpha_{lav} := 0.11$$

Fator de amplificação das cargas para Lavassas et al. (2003):

$$F_{amp_lav} := \left(\frac{H}{H_{lav}} \right)^{2 \cdot \alpha_{lav}} \cdot \left(\frac{D_{hub}}{D_{lav}} \right)^2 = 5.172$$

Força axial ao cubo do rotor:

$$F_{hub_} := F_{hub_lav} \cdot F_{amp_lav} = 1458627.92 \text{ N}$$

Momento fletor que gera deflexão da torre para fora do plano do rotor - tower fore-aft:

$$M_{hub_} := M_{hub_lav} \cdot F_{amp_lav} = 5156922.12 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$FORÇAS := \begin{bmatrix} F_{hub} & F_{hub_EOG} & F_{hub_EWM} & F_{hub_} \\ F_{trans} & F_{trans_EOG} & F_{trans_EWM} & 0 \\ F_{ver} & F_{ver_EOG} & F_{ver_EWM} & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.622 \cdot 10^5 & 2.065 \cdot 10^6 & 1.652 \cdot 10^6 & 1.459 \cdot 10^6 \\ 3.211 \cdot 10^4 & 1.652 \cdot 10^5 & 1.033 \cdot 10^6 & 0 \\ 4.299 \cdot 10^6 & 2.892 \cdot 10^6 & 2.892 \cdot 10^6 & 0 \end{bmatrix} \text{ N}$$

$$MOMENTOS := \begin{bmatrix} M_{hub} & M_{hub_EOG} & M_{hub_EWM} & M_{hub_} \\ M_{lat} & M_{lat_EOG} & M_{lat_EWM} & 0 \\ M_{tor} & M_{tor_EOG} & M_{tor_EWM} & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.664 \cdot 10^4 & 1.652 \cdot 10^4 & 3.098 \cdot 10^4 & 5.157 \cdot 10^3 \\ 4.148 \cdot 10^3 & 8.262 \cdot 10^3 & 1.859 \cdot 10^4 & 0 \\ 1.985 \cdot 10^3 & 3.924 \cdot 10^3 & 1.053 \cdot 10^4 & 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

APÊNDICE C - DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO-ESTRUTURAL DA SAPATA DA TORRE

1 Dados

1.1 Esforços provenientes da TORRE

Peso da nacele:	$P_n := 200 \text{ tonf} = (1.779 \cdot 10^6) \text{ N}$
Força vertical transmitida à torre:	$P_{nac_opera} := 4299033.45 \text{ N}$
Peso da torre:	$P_{torre} := 6.408 \cdot 10^6 \text{ N}$
Força vertical total de característico:	$NN := P_n + P_{torre} = (8.187 \cdot 10^6) \text{ N}$
Força horizontal característica na base da torre:	$F_{H_base} := 1.161 \cdot 10^6 \text{ N}$
Força horizontal transversal característica na base da torre:	$F_{trans_base} := 3.211 \cdot 10^4 \text{ N}$
Fator de correção da força horizontal para considerar a influência do momento tursor aplicado:	$\alpha_T := 1.2$
Força horizontal total de característico:	$HH := \alpha_T \cdot \sqrt{F_{H_base}^2 + F_{trans_base}^2} = (1.394 \cdot 10^6) \text{ N}$
Momento de 1ª ordem característico na base da torre (tower fore-aft):	$M_{H_base_1} := 1.67 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{m}$
Acréscimo de momento devido ao efeito de 2ª ordem geométrico (tower fore-aft):	$\Delta M_{H_base} := 8.978 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$
Momento fletor na base da torre de característico (tower fore-aft):	$M_{H_base} := M_{H_base_1} + \Delta M_{H_base} = (1.76 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{m}$
Momento fletor de 1ª ordem na base da torre característico (tower side-to-side):	$M_{lat_base_1} := 8.001 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$
Acréscimo de momento devido ao efeito de 2ª ordem geométrico (tower side-to-side):	$\Delta M_{lat_base} := 0$

Momento fletor de 1ª ordem na base da torre característico (tower side-to-side):

$$M_{lat_base} := M_{lat_base_1} + \Delta M_{lat_base}$$

$$M_{lat_base} = (8.001 \cdot 10^6) \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento torsor na base da torre característico:

$$T_{base} := 1985250.43 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Momento fletor total na base da torre característico (tower side-to-side):

$$M_{torre} := \sqrt{M_{H_base}^2 + M_{lat_base}^2}$$

$$M_{torre} = (1.762 \cdot 10^8) \text{ N}\cdot\text{m}$$

Inclinação da resultante com a vertical:

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{HH}{NN}\right) = 0.169$$

1.2 Coeficientes de majoração e de ponderação

Coeficiente de peso próprio da sapata e do solo acima desta:

$$\gamma_{PP} := 0.95$$

Coeficiente ponderador de ações permanentes (peso próprio de estruturas metálicas):

$$\gamma_{g_torre} := 1.25$$

Coeficiente ponderador de ações permanentes (peso próprio de equipamentos):

$$\gamma_{g_nacele} := 1.5$$

Coeficiente ponderador de ações variáveis (ação do vento):

$$\gamma_{q_w} := 1.4$$

Coeficiente ponderador de resistência do concreto:

$$\gamma_C := 1.4$$

1.3 Propriedades físico-mecânicas do solo

Tensão admissível do solo:

$$\sigma_{adm} := 2.5 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

Peso específico do concreto armado:

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Ângulo de atrito do solo:

$$\sigma_{adm} = 250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 30 \text{ deg}$$

Coesão do solo:

$$c_o := 25 \text{ kPa}$$

Peso específico do solo:

$$\gamma := 20 \frac{kN}{m^3}$$

Coefficiente de aderência entre a sapata e o solo:

$$c_a := 0.6 \cdot c_o = 15 \text{ kPa}$$

Ângulo de atrito entre o solo e a sapata:

$$\delta := 0.5 \cdot \phi = 0.262$$

1.4 Propriedades da sapata

Diâmetro nominal da sapata:

$$D := 26 \text{ m}$$

Diâmetro máximo da torre:

$$D_{torre} := 6 \text{ m}$$

Diâmetro do pescoço da sapata:

$$D_1 := D_{torre} + 1 \text{ m} = 7 \text{ m}$$

Altura do pescoço da sapata fora do solo:

$$h_{up} := 0.25 \text{ m}$$

Altura do segmento variável da sapata:

$$H_1 := 2.5 \text{ m}$$

Altura do segmento constante (disco) da sapata:

$$h_1 := 0.5 \text{ m}$$

Altura do pescoço da sapata:

$$h_2 := 0.75 \text{ m}$$

Cota de assentamento da sapata:

$$H := H_1 + h_1 + h_2 - h_{up} = 3.5 \text{ m}$$

Volume da sapata:

$$V_{sap} := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h_1 + \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot H_1 \cdot \left(\frac{D^2 + D \cdot D_1 + D_1^2}{4} \right) + \frac{\pi \cdot D_1^2}{4} \cdot h_2 = 887.958 \text{ m}^3$$

Momento de tombamento:

$$M_{Tomb} := M_{torre} + HH \cdot H = (1.81 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{m}$$

Excentricidade devida ao momento na base da sapata:

$$e_x := \frac{M_{Tomb}}{(NN + \gamma_{PP} \cdot V_{sap} \cdot \gamma_c)} = 6.184 \text{ m}$$

$$\frac{D}{8} = 3.25 \text{ m} \quad \frac{D}{3} = 8.667 \text{ m} \quad \frac{e_x}{D} = 0.238$$

Área total da base da sapata:

$$A_{base} := \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 530.929 \text{ m}^2$$

Área efetiva da base da sapata (Meyerhof, 1953):

$$A_{eff} := 2 \cdot \left(\left(\frac{D}{2} \right)^2 \cdot \arccos \left(\frac{e_x}{\frac{D}{2}} \right) - e_x \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2} \right)^2 - e_x^2} \right) = 221.948 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{eff}}{A_{base}} = 0.418$$

Eixo menor da elipse com área efetiva:

$$b_e := 2 \cdot \left(\frac{D}{2} - e_x \right) = 13.632 \text{ m}$$

Eixo maior da elipse com área efetiva:

$$l_e := \frac{4 \cdot A_{eff}}{\pi \cdot b_e} = 20.729 \text{ m}$$

Lado maior de um retângulo equivalente à elipse com área efetiva:

$$l_{eff} := \sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}} = 18.371 \text{ m}$$

Lado menor de um retângulo equivalente à elipse com área efetiva:

$$b_{eff} := l_{eff} \cdot \frac{b_e}{l_e} = 12.081 \text{ m}$$

Força horizontal total de característico incluindo a contribuição do momento torsor (Hansen, 1978):

$$HH_T := \frac{2 \cdot T_{base}}{l_{eff}} + \sqrt{HH^2 + \left(\frac{2 \cdot T_{base}}{l_{eff}} \right)^2} = (1.627 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Resistência característica do concreto armado:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad \alpha_E := 1$$

$$E_{ci} := \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 30.672 \text{ GPa} \quad \alpha_i := \min \left(0.8 + 0.2 \cdot \frac{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}{80 \cdot 10^6}, 1 \right) = 0.8$$

Módulo de elasticidade secante do concreto armado: $E_{cs} := \alpha_i \cdot E_{ci} = 24.538 \text{ GPa}$

Coefficiente de Poisson do concreto armado: $\nu := 0.2$

2 Verificação quanto ao tombamento da sapata

Momento Resistente ao tombamento: $M_{Rest} := (NN + \gamma_{PP} \cdot V_{sap} \cdot \gamma_c) \cdot \frac{D}{2} = (3.806 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{m}$

Fator de segurança ao tombamento: $FS_{tomb} := \frac{M_{Rest}}{M_{Tomb}} = 2.102$

3 Cálculo da capacidade de carga

Fator de segurança de tensão admissível: $FS_{q_{adm}} := 3$

Fator de redução (particularmente aplicável para grandes bases D em pequenos valores da relação H/D, quando o termo q_γ é preponderante):

$$\kappa := 2 \quad r_\gamma := 1 - 0.25 \cdot \log \left(\frac{\frac{D}{m}}{\kappa} \right) = 0.722$$

3.1 Teoria de Terzaghi (1943): Theoretical soil mechanics

Coefficiente de empuxo passivo para $\phi=30^\circ$ (The spiral or the friction circle method): $K_{p\gamma} := 52$

Coefficiente de forma (sapata circular): $s_c := 1.3 \quad s_\gamma := 0.6$

Fatores de capacidade de carga de Terzaghi: $a := e^{\left(\frac{3}{4} \cdot \pi - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \tan(\phi)} = 3.351$

Fatores de capacidade de carga de sobrecarga: $N_{q_Ter} := \frac{a^2}{2 \cdot \cos \left(45 \cdot \frac{\pi}{180} + \frac{\phi}{2} \right)} = 22.456$

Fatores de capacidade de carga de coesão: $N_{c_Ter} := (N_{q_Ter} - 1) \cdot \cot(\phi) = 37.162$

Fatores de capacidade de carga de peso próprio: $N_{\gamma_Ter} := \frac{\tan(\phi)}{2} \cdot \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos(\phi)^2} - 1 \right) = 19.726$

$$q_{c_Ter} := c_o \cdot N_{c_Ter} \cdot s_c = 1.208 \text{ MPa}$$

$$q_{q_Ter} := \gamma \cdot H \cdot N_{q_Ter} = 1.572 \text{ MPa}$$

$$q_{\gamma_Ter} := 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_{\gamma_Ter} \cdot s_{\gamma} \cdot r_{\gamma} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$q_{ult_Ter} := q_{c_Ter} + q_{q_Ter} + q_{\gamma_Ter} = 5 \text{ MPa}$$

$$q_{adm_Ter} := \frac{q_{ult_Ter}}{FS_{q_adm}} = 1.667 \text{ MPa}$$

3.2 Teoria de Meyerhof (1951, 1953, 1955, 1957 e 1963)

Fatores de capacidade de carga de Meyerhof

$$\text{Fatores de capacidade de carga de sobrecarga: } N_{q_Mey} := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180} + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 18.401$$

$$\text{Fatores de capacidade de carga de coesão: } N_{c_Mey} := (N_{q_Mey} - 1) \cdot \cot(\phi) = 30.14$$

$$\text{Fatores de capacidade de carga de peso próprio: } N_{\gamma_Mey} := (N_{q_Mey} - 1) \cdot \tan(1.4 \cdot \phi) = 15.668$$

$$\text{Fatores de profundidade de Meyerhof: } d_{c_Mey} := 1 + 0.2 \cdot \tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180} + \phi\right) \cdot \frac{H}{D} = 1.1$$

$$d_{q_Mey} := 1 + 0.1 \cdot \tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180} + \phi\right) \cdot \frac{H}{D} = 1.05$$

$$d_{\gamma_Mey} := d_{q_Mey} = 1.05$$

Fatores de inclinação de Meyerhof:

$$i_{c_Mey} := \left(1 - \frac{\theta}{\frac{\pi}{2}}\right)^2 = 0.797$$

$$i_{q_Mey} := i_{c_Mey} = 0.797$$

$$i_{\gamma_Mey} := \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = 0.46$$

$$q_{c_Mey} := c_o \cdot N_{c_Mey} \cdot d_{c_Mey} \cdot i_{c_Mey} = 0.661 \text{ MPa}$$

$$q_{q_Mey} := \gamma \cdot H \cdot N_{q_Mey} \cdot d_{q_Mey} \cdot i_{q_Mey} = 1.078 \text{ MPa}$$

$$q_{\gamma_Mey} := 0.5 \cdot \gamma \cdot b_{eff} \cdot N_{\gamma_Mey} \cdot d_{\gamma_Mey} \cdot i_{\gamma_Mey} \cdot r_{\gamma} = 0.659 \text{ MPa}$$

$$q_{ult_Mey} := q_{c_Mey} + q_{q_Mey} + q_{\gamma_Mey} = 2.398 \text{ MPa}$$

$$q_{adm_Mey} := \frac{q_{ult_Mey}}{FS_{q_adm}} = 0.799 \text{ MPa}$$

3.3 Teoria de Hansen (1961 e 1970)

Fatores de capacidade de carga de Hansen

Fatores de capacidade de carga de sobrecarga: $N_{q_Han} := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180} + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 18.401$

Fatores de capacidade de carga de coesão: $N_{c_Han} := (N_{q_Han} - 1) \cdot \cot(\phi) = 30.14$

Fatores de capacidade de carga de peso próprio: $N_{\gamma_Han} := 1.5 \cdot (N_{q_Han} - 1) \cdot \tan(\phi) = 15.07$

Fatores de profundidade de Hansen e de Vesic': $k := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{H}{D} \leq 1 \\ \left\| k \leftarrow \frac{H}{D} \right\| \\ \text{if } \frac{H}{D} > 1 \\ \left\| k \leftarrow \text{atan}\left(\frac{H}{D}\right) \right\| \\ k \end{array} \right\| = 0.135 \quad \frac{H}{D} = 0.135$

$$d_{c_HV} := 1 + 0.4 \cdot k = 1.054$$

$$d_{q_HV} := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot k = 1.039$$

$$d_{\gamma_HV} := 1$$

Fatores de inclinação de Hansen: $\alpha_1 := 3 \quad \alpha_2 := 4 \quad H_B := F_{H_base} \quad H_L := F_{trans_base}$

$$i_{q_{H_beff}} := \left(1 - \frac{0.5 \cdot H_B}{NN + A_{eff} \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^{\alpha_1} = 0.88 \quad i_{q_{H_leff}} := \left(1 - \frac{0.5 \cdot H_L}{NN + A_{eff} \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^{\alpha_1} = 0.997$$

$$i_{\gamma_{H_beff}} := \left(1 - \frac{0.7 \cdot H_B}{NN + A_{eff} \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^{\alpha_2} = 0.787 \quad i_{\gamma_{H_leff}} := \left(1 - \frac{0.7 \cdot H_L}{NN + A_{eff} \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^{\alpha_2} = 0.994$$

$$i_{c_{H_beff}} := i_{q_{H_beff}} - \frac{1 - i_{q_{H_beff}}}{N_{q_{Han}} - 1} = 0.873 \quad i_{c_{H_leff}} := i_{q_{H_leff}} - \frac{1 - i_{q_{H_leff}}}{N_{q_{Han}} - 1} = 0.996$$

Fatores de forma de Hansen:

$$s_{c_{H_beff}} := 1 + \frac{N_{q_{Han}}}{N_{c_{Han}}} \cdot \frac{b_{eff} \cdot i_{c_{H_beff}}}{l_{eff}} = 1.351 \quad s_{c_{H_leff}} := 1 + \frac{N_{q_{Han}}}{N_{c_{Han}}} \cdot \frac{l_{eff} \cdot i_{c_{H_leff}}}{b_{eff}} = 1.925$$

$$s_{q_{H_beff}} := 1 + \sin(\phi) \cdot \frac{b_{eff} \cdot i_{q_{H_beff}}}{l_{eff}} = 1.289 \quad s_{q_{H_leff}} := 1 + \sin(\phi) \cdot \frac{l_{eff} \cdot i_{q_{H_leff}}}{b_{eff}} = 1.758$$

$$s_{\gamma_{H_beff}} := \max \left(1 - 0.4 \cdot \frac{b_{eff} \cdot i_{\gamma_{H_beff}}}{l_{eff} \cdot i_{\gamma_{H_leff}}}, 0.6 \right) = 0.792 \quad s_{\gamma_{H_leff}} := \max \left(1 - 0.4 \cdot \frac{l_{eff} \cdot i_{\gamma_{H_leff}}}{b_{eff} \cdot i_{\gamma_{H_beff}}}, 0.6 \right) = 0.6$$

$$q_{c_{Han_beff}} := c_o \cdot N_{c_{Han}} \cdot s_{c_{H_beff}} \cdot d_{c_{HV}} \cdot i_{c_{H_beff}} = 0.937 \text{ MPa}$$

$$q_{q_{Han_beff}} := \gamma \cdot H \cdot N_{q_{Han}} \cdot s_{q_{H_beff}} \cdot d_{q_{HV}} \cdot i_{q_{H_beff}} = 1.519 \text{ MPa}$$

$$q_{\gamma_{Han_beff}} := 0.5 \cdot \gamma \cdot b_{eff} \cdot N_{\gamma_{Han}} \cdot s_{\gamma_{H_beff}} \cdot d_{\gamma_{HV}} \cdot i_{\gamma_{H_beff}} \cdot r_{\gamma} = 0.818 \text{ MPa}$$

$$q_{ult_Han_beff} := q_{c_{Han_beff}} + q_{q_{Han_beff}} + q_{\gamma_{Han_beff}} = 3.274 \text{ MPa}$$

$$q_{c_{Han_leff}} := c_o \cdot N_{c_{Han}} \cdot s_{c_{H_leff}} \cdot d_{c_{HV}} \cdot i_{c_{H_leff}} = 1.523 \text{ MPa}$$

$$q_{q_{Han_leff}} := \gamma \cdot H \cdot N_{q_{Han}} \cdot s_{q_{H_leff}} \cdot d_{q_{HV}} \cdot i_{q_{H_leff}} = 2.344 \text{ MPa}$$

$$q_{\gamma_{Han_leff}} := 0.5 \cdot \gamma \cdot l_{eff} \cdot N_{\gamma_{Han}} \cdot s_{\gamma_{H_leff}} \cdot d_{\gamma_{HV}} \cdot i_{\gamma_{H_leff}} \cdot r_{\gamma} = 1.191 \text{ MPa}$$

$$q_{ult_Han_leff} := q_{c_{Han_leff}} + q_{q_{Han_leff}} + q_{\gamma_{Han_leff}} = 5.058 \text{ MPa}$$

$$q_{ult_Han} := \min(q_{ult_Han_beff}, q_{ult_Han_leff})$$

$$q_{adm_Han} := \frac{q_{ult_Han}}{FS_{q_adm}} = 1.091 \text{ MPa}$$

3.4 Teoria de Vesic' (1963, 1969, 1973 e 1975)

Fatores de capacidade de carga de Vesic'

Fatores de capacidade de carga de sobrecarga:

$$N_{q_V} := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180} + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 18.401$$

Fatores de capacidade de carga de coesão:

$$N_{c_V} := (N_{q_V} - 1) \cdot \cot(\phi) = 30.14$$

Fatores de capacidade de carga de peso próprio:

$$N_{\gamma_V} := 2 \cdot (N_{q_V} + 1) \cdot \tan(\phi) = 22.402$$

Fatores de forma de Vesic':

$$s_{c_V} := 1 + \frac{N_{q_V}}{N_{c_V}} \cdot \frac{D}{D} = 1.611$$

$$s_{q_V} := 1 + \frac{D}{D} \cdot \tan(\phi) = 1.577$$

$$s_{\gamma_V} := 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{D} = 0.6$$

Fatores de inclinação de carga de Vesic':

$$m_B := \frac{2 + \frac{D}{D}}{1 + \frac{D}{D}} = 1.5 \quad m_L := \frac{2 + \frac{D}{D}}{1 + \frac{D}{D}} = 1.5$$

$$m_H := \sqrt{m_B^2 + m_L^2} = 2.121$$

$$i_{q_V} := \left(1 - \frac{HH}{NN + A_{eff} \cdot c_a \cdot \cot(\phi)}\right)^{m_H} = 0.8$$

$$i_{\gamma_V} := \left(1 - \frac{HH}{NN + A_{eff} \cdot c_a \cdot \cot(\phi)}\right)^{m_H + 1} = 0.72$$

$$i_{c_V} := i_{q_V} - \frac{1 - i_{q_V}}{N_{q_V} - 1} = 0.788$$

$$q_{c_V} := c_o \cdot N_{c_V} \cdot s_{c_V} \cdot d_{c_HV} \cdot i_{c_V} = 1.008 \text{ MPa}$$

$$q_{q_V} := \gamma \cdot H \cdot N_{q_V} \cdot s_{q_V} \cdot d_{q_HV} \cdot i_{q_V} = 1.688 \text{ MPa}$$

$$q_{\gamma_V} := 0.5 \cdot \gamma \cdot b_{eff} \cdot N_{\gamma_Han} \cdot s_{\gamma_V} \cdot d_{\gamma_HV} \cdot i_{\gamma_V} \cdot r_{\gamma} = 0.568 \text{ MPa}$$

$$q_{ult_V} := q_{c_V} + q_{q_V} + q_{\gamma_V} = 3.264 \text{ MPa}$$

$$0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_{\gamma_Han} \cdot s_{\gamma_V} \cdot d_{\gamma_HV} \cdot i_{\gamma_V} \cdot r_{\gamma} = 1.221 \text{ MPa}$$

$$q_{adm_V} := \frac{q_{ult_V}}{FS_{q_adm}} = 1.088 \text{ MPa}$$

$$\gamma \cdot H \cdot N_{q_V} \cdot s_{q_V} \cdot d_{q_HV} \cdot i_{q_V} = 1.688 \text{ MPa}$$

4 Verificação quanto ao deslizamento da sapata

$$F_{res} := (NN + \gamma_{PP} \cdot V_{sap} \cdot \gamma_c) \cdot \tan(\delta) + c_a \cdot A_{eff} = (1.117 \cdot 10^7) \text{ N}$$

$$FS_{desl} := \frac{F_{res}}{HH} = 8.017$$

5 Verificação quanto às tensões atuantes na base

$$q_{adm} := \text{mean}(q_{adm_Mey}, q_{adm_Han}, q_{adm_V}) = 0.993 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_max} := \frac{M_{Tomb}}{\left(\frac{\pi \cdot D^4}{64}\right)} \cdot \frac{D}{2} + \frac{(NN + V_{sap} \cdot \gamma_c)}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)} = 0.162 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c_max}}{q_{adm}} = 16.331\%$$

6 Verificação quanto à punção na base

Coeficiente que fornece a parcela de MSd transmitida à torre por cisalhamento: $K := 0.6$

Inclinação do capitel da sapata: $\text{atan}\left(\frac{2 \cdot H_1}{(D - D_1)}\right) = 14.744 \text{ deg}$

Momento fletor solicitante de cálculo transferido ao pescoço da sapata:

$$M_{Sd} = \sqrt{(\gamma_{q_w} \cdot M_{H_base_1} + \gamma_{g_torre} \cdot \Delta M_{H_base})^2 + (\gamma_{q_w} \cdot M_{lat_base_1} + \gamma_{g_torre} \cdot \Delta M_{lat_base})^2}$$

$$\Delta M_{lat_base} = 0$$

$$M_{Sd} := \sqrt{(\gamma_{q_w} \cdot M_{H_base_1} + \gamma_{g_torre} \cdot \Delta M_{H_base})^2 + (\gamma_{q_w} \cdot M_{lat_base_1})^2} = (2.453 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{m}$$

Força vertical solicitante de cálculo transferida ao pescoço da sapata:

$$F_{Sd} := \gamma_{g_nacele} \cdot P_{nac_opera} + \gamma_{g_torre} \cdot P_{torre} = (1.446 \cdot 10^7) \text{ N}$$

6.1 Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C

Tensão resistente para a superfície no contorno crítico C (pescoço da sapata):

$$\alpha_v := 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} = 0.88$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = (2.143 \cdot 10^7) \text{ Pa}$$

$$\tau_{Rd2} := 0.27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} = (5.091 \cdot 10^6) \text{ Pa}$$

Distância da base da sapata ao centroide da armadura de flexão da sapata:

$$d_{linha} := 0.1 \text{ m}$$

Altura útil da sapata na face da torre:

$$d_c := H_1 + h_1 - d_{linha} = 2.9 \text{ m}$$

Perímetro do contorno crítico C (pescoço da sapata):

$$u_o := \pi \cdot D_1 = 21.991 \text{ m}$$

$$u_o \cdot d_c = 63.774 \text{ m}^2$$

Módulo de resistência plástico do contorno crítico C (pescoço da sapata):

$$W_{P_C} := (D_1 + 4 \cdot d_c)^2 = 345.96 \text{ m}^2$$

Tensão solicitante no contorno crítico C:

$$\tau_{Sd_C} := \frac{F_{Sd}}{u_o \cdot d_c} + \frac{K \cdot M_{Sd}}{W_{P_C} \cdot d_c} = (3.734 \cdot 10^5) \text{ Pa}$$

$$\frac{\tau_{Sd_C}}{\tau_{Rd2}} = 7.334\%$$

6.2 Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C1'

Altura útil da sapata no contorno crítico C1':

$$d_a := \frac{2 \cdot H_1}{D - D_1} \cdot \left(\frac{D - D_1}{2} - (H_1 + h_1) \cdot 2 \right) + h_1 = 1.421 \text{ m}$$

Perímetro do contorno crítico C1':

$$u := \pi \cdot (D_1 + 2 \cdot (H_1 + h_1)) = 40.841 \text{ m}$$

$$u \cdot d_a = 58.037 \text{ m}^2$$

Módulo de resistência plástico do contorno crítico C1':

$$W_{P_{C1}} := (D_1 + 4 \cdot d_a)^2 = 160.889 \text{ m}^2$$

Tensão solicitante no contorno crítico C1':

$$\tau_{Sd_{C1}} := \frac{F_{Sd}}{u \cdot d_a} + \frac{K \cdot M_{Sd}}{W_{P_{C1}} \cdot d_a} = (8.928 \cdot 10^5) \text{ Pa}$$

Taxa geométrica da armadura de flexão:

$$\rho := 0.042$$

Tensão resistente para a superfície no contorno crítico C1':

$$\tau_{Rd1} := 0.13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{0.2 \text{ m}}{d_a}} \right) \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{Rd1} = 0.896 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_{Sd_{C1}}}{\tau_{Rd1}} = 99.619\%$$