



Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Confiabilidade de Fundações Superficiais para Aerogeradores Onshore

Dissertação de Mestrado:
Lara Rúbia Tranin de Almeida

Orientador:
Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Coorientador:
Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves

Dezembro de 2021

Confiabilidade de Fundações Superficiais para Aerogeradores *Onshore*

Lara Rúbia Tranin de Almeida

Mestre em Engenharia Oceânica

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.



Prof. Dr. Liércio André Isoldi
Coordenador do PPGEO

Banca examinadora:



Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real
Orientador — PPGEO/FURG



Prof. Dr. Antônio Marcos De Lima Alves
Coorientador — EE/FURG



Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes
Membro Interno — PPGEO/FURG



Prof. Dr. Jorge Manuel Vieira Borges Lourenço
Rodrigues

Membro Externo — UFPEL



Prof. Dr. Klaus Machado Theisen
Membro Externo — UFPEL

Rio Grande, 17 de dezembro de 2021

Ficha Catalográfica

A447c Almeida, Lara Rúbia Tranin de.
Confiabilidade de fundações superficiais para aerogeradores
Onshore / Lara Rúbia Tranin de Almeida. – 2021.
142 f.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande –
FURG, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio
Grande/RS, 2021.

Orientador: Dr. Mauro de Vasconcellos Real.

Coorientador: Dr. Antônio Marcos de Lima Alves.

1. Energia Eólica 2. Aerogerador 3. Fundações 4. Confiabilidade
5. FORM I. Real, Mauro de Vasconcellos II. Alves, Antônio Marcos de
Lima III. Título.

CDU 620.91

“A persistência é o caminho do êxito.”

(CHARLES CHAPLIN)

Prefácio

A motivação em desejar estudar grandes estruturas com crescente utilização e alto desempenho funcional sempre despertou meu interesse, tanto que direcionei meu trabalho de graduação em Engenharia Civil para a análise e concepção das pontes estaiadas. Durante o curso de pós graduação iniciei o trabalho em tempo integral como engenheira executora de algumas obras na cidade de Pelotas/RS e, no dia a dia do trabalho prático com a engenharia, me deparo com inúmeros problemas a serem resolvidos. É claro que é bastante gratificante poder solucioná-los, mas observo que a grande maioria deles ocorre de falhas associadas às diferentes alternativas de concepção do projeto e sua execução. Aliados a essas falhas, podem estar riscos originados às estruturas, os quais podem não ter sido previstos ou quantificados em sua totalidade nas concepções de projeto tradicionais. Assim, como forma de promover o conhecimento científico e incentivar, ainda mais, o estudo da Confiabilidade e Segurança nas Estruturas, optei por estudar a respeito desta fascinante área da Engenharia. Nesse sentido, devido ao crescente uso da energia eólica no país e sua elevada complexidade, responsabilidade e particularidades e no âmbito de projeto das grandes estruturas de torres de aerogeradores, submeti-me com dedicação ao estudo e desenvolvimento do presente trabalho.

Lara Rúbia Tranin de Almeida
Rio Grande
Dezembro de 2021

Agradecimentos

Primeiramente, agradeço a Deus e no geral, a todos os meus amigos que me incentivaram a vencer essa jornada.

Ao meu pai e minha mãe, por todo carinho, apoio e incentivo desde o início do curso de pós-graduação e, principalmente, nos momentos mais difíceis e nessa sua reta final.

Aos meus ilustres Professores Mauro Real (orientador) e Antônio Lima (coorientador) pelas orientações, contribuições, dedicação e, especialmente, por toda paciência e incentivo quanto à continuação dos meus estudos e preparação para a defesa. Sabemos o quão árduo foi estudar um tema tão complexo e inovador em nosso país, contando ainda, com uma jornada integral de trabalho e todas as demais dificuldades ocasionadas pela pandemia.

À banca examinadora, agradeço por todas as colaborações para o aperfeiçoamento do presente trabalho.

Resumo

Lara Rúbia Tranin de Almeida

CONFIABILIDADE DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA AEROGERADORES *ONSHORE*

A energia é fundamental e indispensável para a existência de toda a humanidade, entretanto, temos convivido com incontáveis problemas decorrentes dos impactos ao meio ambiente. Torna-se, então, imprescindível a intensificação de buscas por fontes alternativas de energia, em especial fontes renováveis, dentre as quais a energia eólica, que vem ganhando merecido destaque e se consolidando como uma das melhores opções no Brasil e no restante do Mundo. A tecnologia eólica *onshore* vem sendo promissora no mercado de energia, em decorrência do avançado estágio de conhecimento tecnológico que se dispõe e dos preços convidativamente competitivos dessa produção energética. Tudo isso tem impulsionado o crescimento para implantação de vários parques eólicos nos últimos anos, inclusive localizados próximo das regiões litorâneas, devido ao favorecimento dos efeitos do vento. O trabalho proposto apresenta as particularidades do projeto de fundações superficiais empregadas em torres eólicas. O embasamento teórico para o estudo discorreu sobre a confiabilidade do uso destas fundações para aerogeradores *onshore*, sob aspectos estruturais e geotécnicos envolvidos. Desenvolveu-se, para isto, análises da confiabilidade do projeto de quatro casos documentados da literatura, todos contendo fundação superficial do tipo sapata. Desses, três casos de projeto foram estudados em zona litorânea do Brasil e um caso foi projetado para subsolo geotécnico na Suécia. Assim, através da ferramenta Solver do Microsoft Excel, buscou-se avaliar a confiabilidade estrutural do projeto destas quatro fundações, empregando o método de confiabilidade primeira ordem (FORM). A análise da confiabilidade dos projetos e dos parâmetros geotécnicos e estruturais, que mais influenciam no índice de confiabilidade, foi avaliada mediante a comparação entre os resultados obtidos para os quatro casos documentados da literatura. Conclui-se, então, que a confiabilidade tende a diminuir conforme aumenta a variabilidade dos parâmetros de projeto. Levando-se em conta o caráter aleatório adotado para as variáveis do projeto, tem-se como verificação mais crítica para os quatro casos de projeto analisados, a confiabilidade estrutural para a capacidade de carga, seguida da estabilidade ao tombamento e por último, e menos restritiva, a verificação do deslizamento. Nota-se ainda, que a obtenção de um elevado fator de segurança determinístico não garante um projeto confiável e seguro, pois no procedimento determinístico de cálculo não são consideradas incertezas, nem parâmetros probabilísticos. Em razão disso, destaca-se a importância para o estudo da confiabilidade em projetos desta magnitude.

Palavras-chave: energia eólica. aerogerador. fundações. confiabilidade. FORM.

Abstract

Lara Rúbia Tranin de Almeida

RELIABILITY OF SHALLOW FOUNDATIONS FOR ONSHORE WIND TURBINES

Energy is fundamental and indispensable for all humanity; however, we live with countless problems arising from environmental impacts. Therefore, it is essential to intensify the search for alternative energy sources, especially renewable sources. Wind energy has been gaining deserved prominence and consolidating itself as one of the best options in Brazil and the rest of the world. Onshore wind technology has been promising in the energy market due to the advanced stage of technological knowledge available and the invitingly competitive prices of this energy production. This fact has driven the growth for the implementation of several wind farms in recent years, including those located closer to coastal regions, due to the favorable effects of the wind. The proposed work presents the particularities of shallow foundations used in wind towers. The theoretical basis for the study discussed the reliability of using these foundations for onshore wind turbines, under structural and geotechnical aspects involved. For this purpose, reliability analyzes of the design of four cases documented in the literature were developed, all containing a shallow foundation of the shoe type. Of these, three design cases were studied in the coastal zone of Brazil, and one case was designed for geotechnical subsoil in Sweden. Thus, using the Microsoft Excel Solver tool, we sought to evaluate the structural reliability of the design of these four foundations using the first order reliability method (FORM). The reliability of the projects and geotechnical and structural parameters, which most influence the reliability index, was evaluated by comparing the results obtained for the four cases documented in the literature. It is concluded that reliability tends to decrease as the variability of design parameters increases. Considering the random character adopted for the design variables, the most critical verification for the four analyzed design cases is the structural reliability for the load capacity, followed by the stability to overturning and, lastly, and less restrictive, the verification against sliding. It should also be noted that a high safety factor does not guarantee a reliable and safe design since neither uncertainties nor probabilistic parameters are considered in the deterministic calculation procedure. For this reason, the importance of the study of reliability in projects of this magnitude is highlighted.

Keywords: wind energy, wind turbine, foundations, reliability, FORM

Sumário

Lista de Figuras	XII
Lista de Tabelas	XV
Lista de Símbolos	XVI
Lista de Siglas	XIX
1 Introdução	48
1.1 Contexto e Motivação	49
1.2 Objetivos	50
1.3 Estrutura da Dissertação	50
2 Revisão Bibliográfica	52
2.1 Energia Eólica no Mundo	52
2.2 Energia Eólica no Brasil	53
2.3 Breve Apresentação e Descrição das Turbinas Eólicas	54
2.4 Regime de Ventos para o Brasil	56
2.5 Fundações para Aerogeradores	58
2.5.1 Tipos de fundações para aerogeradores <i>onshore</i>	59
2.5.2 Fundações diretas ou superficiais	59
2.5.3 Fundações profundas	62
2.5.4 Requisitos para o projeto de fundações	63
2.5.5 Investigação geotécnica do subsolo	64
2.5.6 Parâmetros do solo para projeto de fundações	64
2.6 Projeto de fundações para aerogeradores <i>onshore</i>	65
2.6.1 Ações nas fundações	65
2.6.2 Cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais	66
2.6.3 Verificação da estabilidade contra o deslizamento	72
2.6.4 Verificação da resistência ao tombamento	73
2.6.5 Requisitos específicos ao projeto de torres	74
2.7 Análise da Confiabilidade em Fundações de Aerogeradores	75
2.7.1 Conceitos Fundamentais de Probabilidade e Estatística	77
2.7.2 Distribuição de Probabilidade	79
2.7.3 Confiabilidade Estrutural	80
2.7.4 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)	82
2.8 Estado da arte	84
3 Metodologia	88
3.1 Levantamento de dados geotécnicos e estruturais	90

3.2	Cálculo da capacidade de carga da fundação	92
3.3	Verificação ao deslizamento	93
3.4	Verificação ao tombamento	94
3.5	Cálculo do índice de confiabilidade β	94
3.6	Estudo paramétrico	96
4 	Casos de estudo e verificações do projeto	97
4.1	Análise do projeto da fundação de Moura (2007)	98
4.1.1	Cálculo da capacidade de carga da fundação	99
4.1.2	Verificação ao deslizamento	101
4.1.3	Estabilidade ao tombamento	101
4.2	Análise do projeto da fundação de Svensson (2010)	101
4.2.1	Capacidade de carga da fundação	103
4.2.2	Verificação ao deslizamento	104
4.2.3	Estabilidade ao tombamento	104
4.3	Análise do projeto da fundação de Lobo (2018)	105
4.3.1	Cálculo da capacidade de carga da fundação	106
4.3.2	Verificação ao deslizamento	107
4.3.3	Estabilidade ao tombamento	108
4.4	Análise do projeto da fundação de Oliveira (2020)	108
4.4.1	Capacidade de carga da fundação	109
4.4.2	Verificação ao deslizamento	110
4.4.3	Estabilidade ao tombamento	111
5 	Análise dos resultados e Discussão	112
5.1	Resultados para a torre de Moura (2007)	112
5.1.1	Capacidade de carga da fundação (FS = 10,51)	112
5.1.2	Verificação ao deslizamento (FS = 8,07)	113
5.1.3	Estabilidade ao tombamento (FS = 1,71)	114
5.2	Resultados para a torre de Svensson (2010)	115
5.2.1	Capacidade de carga da fundação (FS = 14,75)	115
5.2.2	Verificação ao deslizamento (FS = 5,55)	115
5.2.3	Estabilidade ao tombamento (FS = 1,56)	116
5.3	Resultados para a torre de Lobo (2018)	117
5.3.1	Capacidade de carga da fundação (FS = 44,68)	117
5.3.2	Verificação ao deslizamento (FS = 11,99)	118
5.3.3	Estabilidade ao tombamento (FS = 2,82)	119
5.4	Resultados para a torre de Oliveira (2020)	120
5.4.1	Capacidade de carga da fundação (FS = 56,37)	120
5.4.2	Verificação ao deslizamento (FS = 9,23)	121
5.4.3	Estabilidade ao tombamento (FS = 2,31)	122
5.5	Síntese dos resultados para casos de estudo	122
5.5.1	Capacidade de carga	123

	XI
5.5.2 Verificação do deslizamento _____	124
5.5.3 Estabilidade ao tombamento _____	125
6 Conclusões	126
6.1 Considerações finais _____	126
6.2 Sugestões para trabalhos futuros _____	127
Referências	128
Apêndices	133

Lista de Figuras

Página

2 • Revisão Bibliográfica

- Figura 2.1:** Moinho de vento na Dinamarca. Fonte: Ferreira (2009). _____ 52
- Figura 2.2:** Principais componentes de um aerogerador. Fonte: Pinto (2013). _____ 55
- Figura 2.3:** Mapa do potencial eólico a 100 m de altura do Estado do Rio Grande do Sul. Fonte: CRESESB/CEPEL (2014). _____ 58
- Figura 2.4:** Aplicação de base em fundação direta. Fonte: Maranhão (2014). _____ 60
- Figura 2.5(a), 2.5(b), 2.5(c):** Processo executivo de uma fundação superficial do tipo sapata circular. Fonte: Pinto (2019). _____ 61
- Figura 2.6:** Projeto de base em fundação direta com tirante: (a) planta baixa e (b) corte transversal. Fonte: Milititsky (2019). _____ 61
- Figura 2.7:** Esforços atuantes nas fundações superficiais de turbinas eólicas. Fonte: Adaptado de Bertuzzi (2013). _____ 62
- Figura 2.8:** Esforços atuantes nas fundações profundas de turbinas eólicas. Fonte: Pinto (2019). _____ 62
- Figura 2.9:** Áreas efetivas de fundações. Fonte: Velloso; Lopes (2010). _____ 68
- Figura 2.10:** Exemplo de área efetiva retangular equivalente em fundação superficial circular. Fonte: Modificado de DNV (2002). _____ 69
- Figura 2.11:** Carregamento em condições idealizadas. Fonte: DNV (2002). _____ 70
- Figura 2.12:** Forças atuantes na sapata. Fonte: Elaborada pela autora. _____ 73
- Figura 2.13:** Demonstração dos métodos de transformação FORM. Fonte: Adaptado de Cordeiro (2009). _____ 83

3 • Metodologia

- Figura 3.1:** Demonstração do algoritmo eficiente para FORM. Fonte: Low e Tang (2007). _____ 89
- Figura 3.2:** Indicação dos carregamentos provenientes da turbina para a fundação. Em (a) esforços aplicados no topo da base e em (b) esforços aplicados a uma distância (d) do topo. Fonte: Elaborada pela autora. _____ 91

4 • Casos de estudo e verificações do projeto

- Figura 4.1:** Vista transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Elaborada pela autora. _____ 98

Figura 4.2: Seção transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Adaptado de Svensson (2010). _____ 102

Figura 4.3: Corte transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Lobo (2018). 105

Figura 4.4: Geometria transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Oliveira (2020). _____ 108

5 • Análise dos resultados e Discussão

Figura 5.1: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 112

Figura 5.2: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 113

Figura 5.3: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 113

Figura 5.4: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 114

Figura 5.5: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 114

Figura 5.6: Fatores de sensibilidade para CV φ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 114

Figura 5.7: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 115

Figura 5.8: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 115

Figura 5.9: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 116

Figura 5.10: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 116

Figura 5.11: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 116

Figura 5.12: Fatores de sensibilidade para CV φ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 117

Figura 5.13: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 117

Figura 5.14: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 118

Figura 5.15: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora. _____ 118

Figura 5.16: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.	119
Figura 5.17: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora.	119
Figura 5.18: Fatores de sensibilidade para CV φ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.	119
Figura 5.19: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora.	120
Figura 5.20: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.	120
Figura 5.21: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora.	121
Figura 5.22: Fatores de sensibilidade para CV φ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.	121
Figura 5.23: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora.	122
Figura 5.24: Fatores de sensibilidade para CV φ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.	122
Figura 5.25: Síntese de resultados da capacidade de carga para CV φ 15%. Fonte: Elaborado pela autora.	123
Figura 5.26: Síntese de resultados para o deslizamento com: (a) CV φ 5%, (b) CV φ 10% e (c) CV φ 15%. Fonte: Elaborado pela autora.	124
Figura 5.27: Síntese de resultados para o tombamento com CV φ 10%. Fonte: Elaborado pela autora	125

Lista de Tabelas e Quadro

	Página
3 • Metodologia	
Tabela 3.1: Estatísticas dos parâmetros de projeto. Fontes: DNV (2012); Phoon <i>et al.</i> (1995); Galambos <i>et al.</i> (1982); Melchers e Beck (2018). _____	94
4 • Casos de estudo e verificações do projeto	
Quadro 1: Fatores de segurança para as verificações do ELU nos projetos de torres. Fonte: Elaborado pela autora _____	97
Tabela 4.1: Carregamentos da turbina para o estado limite último. Fonte: Moura (2007) _____	98
Tabela 4.2: Carregamentos da turbina para ELU. Fonte: Svensson (2010). _____	102
Tabela 4.3: Carregamentos da turbina para ELU. Fonte: Lobo (2018). _____	105
Tabela 4.4: Carregamentos da turbina para ELU. Fonte: Oliveira (2020). _____	109

Lista de Símbolos

Símbolos Romanos

c	Coesão do solo
D	Diâmetro da área circular
G	Módulo de cisalhamento/ Módulo de deformação cisalhante
h	Profundidade de assentamento da fundação
H	Força horizontal de projeto
M	Momento resultante de projeto
q	Pressões de sobrecarga
R	Raio da área circular / Capacidade resistente do sistema (confiabilidade)
r	Parâmetro de rugosidade
S	Solicitação do sistema
V	Força vertical de projeto

Símbolos Gregos

B	Menor dimensão da fundação
B'	Menor dimensão do retângulo equivalente da área efetiva
E	Módulo de Young/ Módulo de Elasticidade/ Módulo de deformabilidade
e	Excentricidade
L'	Maior dimensão do retângulo equivalente da área efetiva
m	Parâmetro da direção de inclinação da carga
P	Probabilidade
X	Variável aleatória básica
ν	Coefficiente de Poisson
γ	Peso específico
σ	Desvio padrão

β	Índice de confiabilidade
μ	Média
Φ	Função de distribuição acumulada da variável normal padrão
δ	Coefficiente de variação
β	Parâmetro de forma da distribuição de Gumbel para máximos

Subscritos e Superscritos

A_{ef}	Área efetiva
$f_X(x)$	Função de densidade de probabilidade
$F_X(x)$	Função de distribuição acumulada de probabilidades
FS_{destiz}	Fator de segurança para verificação ao deslizamento
FS_{tomb}	Fator de segurança para resistência ao tombamento
$g(X)$	Função desempenho/ Função estado limite
f_{RS}	Função densidade de probabilidade conjunta das variáveis
H'	Força horizontal equivalente
H_B	Esforço horizontal resultante
H_{BT}	Esforço de momento fletor total
i_c, i_q, i_γ	Fatores de inclinação da carga (dados segundo modo de Ruptura 1 ou 2)
$I[X]$	Função indicadora de falhas
$K_{\theta,r}$	Rigidez rotacional do sistema
$K_{x,r}$	Rigidez translacional do sistema
L'	Maior dimensão do retângulo equivalente
l_e	Comprimento resultante do carregamento excêntrico
M_B	Momento fletor resultante
M_{estab}	Momentos estabilizantes
M_{instab}	Momentos instabilizantes
M_Z	Torque externo aplicado
N_{SPT}	Número de golpes do ensaio SPT para penetrar os últimos 30cm do solo
N_c, N_q, N_γ	Fatores de capacidade de carga

p_f	Probabilidade de falha
$\widehat{p_f}$	Estimativa da probabilidade de falha
q_0	Pressões de contato - sobrecarga
R_H	Verificação ao deslizamento
R_M	Momento resistente da análise
r, r_I ou r_{II}	Capacidade de carga máxima do solo/ Tensão de ruptura do solo
q	Tensão (uniforme) aplicada na base da fundação
s_c, s_q, s_γ	Fatores de forma
V_{fund}	Volume da fundação
V_{rest}	Volume do reaterro
V_T	Esforço vertical do conjunto
x^*	Ponto de projeto inicial
y^*	Ponto de projeto transformado para o espaço normal reduzido
y_c	Peso específico do concreto armado
y_s	Peso específico do reaterro
y^T	Ponto de projeto transformado para o espaço normal reduzido transposto
φ	Ângulo de atrito efetivo
σ^2	Variância
σ^{eq}	Desvio padrão da distribuição normal equivalente
μ^{eq}	Média da distribuição normal equivalente
u_n	Parâmetro máximo característico da distribuição de Gumbel para máximos
e_u	Constante de Euler
W_c	Cargas de peso próprio da fundação
W_s	Peso do solo de reaterro

Lista de Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
CBEE	Centro Brasileiro de Energia Eólica
CFA	Estacas em Hélice Contínua Monitorada
CPT	Ensaio Penetração do Cone
DMT	Ensaio de Dilatômetro
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
FORM	First Order Reliability Method – Método de confiabilidade de primeira ordem
FS	Fatores de Segurança
GRG	Gradiente Reduzido Generalizado
GW	Gigawatt
GWEC	Global Wind Energy Council - Conselho Global de Energia Eólica
HAWT	Horizontal axis wind turbines – Turbina Eólica de Eixo Horizontal
HLRF	Algoritmo Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler
JCCS	Joint Committee on Structural Safety
MW	Megawatt
NBR	Norma Brasileira
PMT	Ensaio Pressiométrico
PPGEO	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
PROINFA	Programa de incentivo às fontes alternativas de energia elétrica
SMC	Simulações de Monte Carlo
SORM	Método de confiabilidade de segunda ordem
SPT	Standard Penetration Test – Teste de Penetração Padrão
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
VAWT	Vertical axis wind turbine – Turbina Eólica de Eixo Vertical

1 | Introdução

A matriz energética brasileira é extremamente dependente do sistema hídrico, em especial pelo grande potencial hidrelétrico brasileiro. Entretanto, os impactos decorrentes da construção das usinas hidroelétricas no meio ambiente e o encarecimento do mercado de combustíveis fósseis, aliados ao significativo aumento do consumo de energia no país, resultam na necessidade de buscar novas fontes renováveis de energia (Martins *et al.*, 2008).

Nesse cenário e panorama contextual, a energia eólica tem sido considerada uma excelente opção como fonte alternativa de energia para suprir as demandas do país, visto que é uma fonte de energia limpa, sustentável e renovável. Além disso, o uso da força dos ventos pelo homem é um recurso já utilizado desde os períodos mais remotos da história, através da utilização de moinhos de ventos pelos povos da Babilônia e China (Dutra, 2008).

A indústria eólica está prosperando em todo o mundo. Existem duas formas conhecidas de instalação e geração de energia eólica: a *onshore* e a *offshore*, ou seja, em ambiente terrestre e/ou águas rasas e em superfícies alagadas, tal qual o ambiente marítimo, respectivamente. O princípio de funcionamento de ambas as formas de geração de energia é o mesmo, dependendo basicamente de um equipamento chamado turbina eólica (ou aerogerador), da força do vento e de sua infraestrutura. Vale lembrar que a intensidade do vento no mar é potencialmente superior a existente em terra, por isso a produção de energética *offshore* é maior que a *onshore*. Entretanto, os tipos de fundações e concepção de projeto para cada forma de instalação divergem e o custo de implantação da infraestrutura para produção eólica *offshore* ainda é considerado bastante elevado e sem tantas experiências no Brasil (Moné *et. al.*, 2017).

As fundações são fundamentais para suportar quaisquer tipos de estruturas. Sua principal função é transmitir as cargas das estruturas construídas acima delas para o solo. Nesse sentido, as investigações geotécnicas, os carregamentos atuantes e o tipo de estrutura são determinantes para a escolha do melhor tipo de fundação para o conjunto. A fundação superficial será preferida sempre que o perfil do solo possuir alta capacidade de suporte ou for encontrada rocha resistente a uma pequena profundidade. Ao passo que a fundação profunda será escolhida para as demais situações, sobretudo quando o perfil do solo apresentar baixa capacidade de suporte ou forem encontradas camadas de solo mole a profundidades dentro da zona de influência abaixo da fundação. Além disso, em ambos os tipos de fundações, também é fundamental o conhecimento da posição do nível de água (lençol freático) no subsolo (Velloso; Lopes, 2010).

O progressivo uso da energia eólica no país fez com que profissionais da Engenharia de fundações precisassem solucionar problemas com características diferentes daqueles em que já se tinha excelência e experiência. Especificações diversas de fornecedores de equipamentos estrangeiros quanto a práticas e exigências, exigem um melhor entendimento das necessidades técnicas e operacionais particulares da engenharia das fundações de torres. Sendo assim, destacam-se nessa concepção de projeto as eventuais limitações das formulações gerais da prática da engenharia ou a variabilidade e incertezas associadas (Milititsky, 2019).

As incertezas estão inerentes a qualquer sistema de engenharia e sua principal consequência é o risco. Estes riscos devem ser compreendidos, controlados e comunicados visando viabilizar a construção ou operação de determinada solução da engenharia (Beck, 2019). Segundo Vahdatirad *et al.* (2014), um projeto realista de torres deve incorporar incertezas devido às propriedades do material, do solo, das técnicas de medição e ensaios de campo e até das metodologias conservadoras de cálculo determinístico.

Conforme Velloso e Lopes (2010), o projeto de fundações exigem tanto conhecimentos de geotecnia como de cálculo estrutural. É evidente que os problemas de geotecnia apresentam maior grau de incerteza do que os de cálculo estrutural, visto a dificuldade em conciliar as precisões calculadas com o comportamento efetivo do solo.

Além disso, as turbinas eólicas são equipadas com sistemas de controle e proteção, que definem uma diversidade de possíveis situações de projeto que elas podem experimentar. Esta filosofia de segurança garante elevados níveis de confiabilidade, para que a probabilidade de uma falha durante um evento extremo, não acarrete a insuficiência do sistema de proteção cumprir sua tarefa. Para este propósito, as cargas e capacidades de projeto são derivadas da aplicação de fatores de segurança parciais a fim de contabilizar as incertezas nos valores característicos (DNV, 2002).

Posto isso, para análise da confiabilidade de determinado projeto ou sistema, deve-se partir de um modelo que represente a realidade do problema (equação representativa da função de falha ou equação estado limite). Assim, através da consideração das variáveis aleatórias atuantes no problema, suas propriedades estatísticas, funções de distribuição de probabilidades e a aplicação de um, ou mais, métodos de confiabilidade, poderá ser avaliada a probabilidade de falha de suas equações estados limites, o que corresponderá a um determinado índice de confiabilidade β .

1.1 Contexto e Motivação

Em razão da busca permanente por fontes de energia limpa e renovável, destaca-se o estudo para uso da energia eólica. Com o desenvolvimento da pesquisa, pretende-se estimular a produção energética eólica para que se torne predominante na economia nacional, juntamente ao suprimento existente através do potencial hidrelétrico.

O foco da pesquisa prioriza uma abordagem sobre a análise da confiabilidade de fundações superficiais para instalação da estrutura de turbina eólica *onshore*. A preferência por estudar esta modalidade tecnológica é, justamente, em razão do maior conhecimento teórico e prático desta técnica, tendo em vista sua expansiva utilização no Brasil, contando com a marca de 20 gigawatts de capacidade instalada em geração eólica. Este bom resultado econômico é suficiente para suprir a demanda de mais de 20 milhões de habitantes no país, são mais de 750 parques eólicos em operação no território brasileiro contendo mais de 10 mil torres eólicas (ANEEL, 2021).

Conforme o boletim mensal de geração eólica do Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS, 2021) deste ano, o alto potencial eólico existente no país encontra-se nas regiões litorâneas, com destaques para o Nordeste, Sudeste e Sul. Especialmente, o estado do Rio Grande do Sul é, hoje, o quinto estado brasileiro com maior potência eólica instalada, contando com 1724,39 megawatts distribuídos em 80 parques eólicos. Nesse sentido, a energia eólica do estado participa com 9,40% da potência instalada.

Além do mais, busca-se incentivar a aplicação da energia eólica como fonte energética complementar para o país e trazer seu custo a um nível mais competitivo, já que analisar a confiabilidade de seu projeto o torna mais seguro, eficaz e econômico.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a confiabilidade para o projeto de fundações superficiais de aerogeradores *onshore*, considerando seus parâmetros de projeto como variáveis aleatórias e avaliando sua segurança estrutural.

Especificamente, com a realização deste trabalho buscou-se cumprir aos seguintes objetivos específicos:

- Descrever os carregamentos atuantes e os principais conceitos contemplados no estudo aplicado às turbinas eólicas.
- Verificar o projeto determinístico da fundação de quatro torres de aerogeradores através de métodos de cálculo determinísticos.
- Obter o nível de confiabilidade atingido nos quatro projetos de fundação do tipo sapata, segundo os estados limites últimos.
- Finalmente, realizar o estudo paramétrico afirmar quais parâmetros de projeto afetam mais a confiabilidade da fundação superficial de uma torre eólica *onshore*.

1.3 Estrutura da Dissertação

O presente trabalho encontra-se estruturado em 6 capítulos. O primeiro capítulo ressalta a motivação e importância do tema, além de descrever os principais objetivos da

pesquisa. No capítulo 2 tem-se a revisão bibliográfica sobre a energia eólica e sua tecnologia *onshore*, os tipos existentes e componentes dos aerogeradores, o regime de ventos nacional e as especificidades de suas fundações no âmbito do projeto geotécnico e estrutural (parâmetros do solo e carregamentos atuantes).

O capítulo 3 sintetiza a metodologia proposta para análise da confiabilidade do projeto de fundação para torres. Assim sendo, o capítulo apresenta o levantamento de dados, suas verificações de cálculo determinístico, o cálculo do índice de confiabilidade β para cada verificação, através da aplicação do FORM com uso da ferramenta Solver e do algoritmo desenvolvido por Low e Tang (2007), e o estudo dos parâmetros que mais influenciam na confiabilidade.

Já o capítulo 4 reproduz o projeto das quatro fundações superficiais do tipo sapata, para análise da confiabilidade e segurança de seus projetos determinísticos. No capítulo 5, são apresentados os resultados previstos para o comportamento das fundações desses quatro casos documentados da literatura, aferindo sua confiabilidade e enfatizando os parâmetros que mais influenciam no projeto.

Por fim, no capítulo 6 são apontadas as conclusões acerca da importância do estudo proposto de confiabilidade em projetos desta magnitude e responsabilidade, além de sugestões para trabalhos futuros na área.

2 | Revisão Bibliográfica

2.1 Energia Eólica no Mundo

Historicamente, os egípcios podem ser considerados os primeiros povos a utilizar a força dos ventos, que eram empregados para impulsionar suas embarcações a vela. Posteriormente, na Pérsia, por volta de 200 a. C, desenvolveu-se a técnica de utilizar moinhos de vento verticais ou elevados para o bombeamento de água e a moagem de grãos. Diante disso, registra-se o surgimento de uma forma alternativa de energia para o que antes era realizado por força animal ou humana, isto é, a comprovação do uso da força do vento para facilitar as atividades básicas do homem e reduzir seu tempo e gasto energético (Dutra, 2008).

Segundo Martins *et al.* (2008) a grande produção de energia elétrica a partir do vento iniciou-se no final do século XIX pelos dinamarqueses, como é mostrado na Figura 2.1, onde o primeiro protótipo de turbina eólica foi concebido por pequenas companhias de equipamentos agrícolas.



Figura 2.1: Moinho de vento na Dinamarca. Fonte: Ferreira (2009).

Esta turbina utilizava tecnologia muito semelhante com o moinho de vento e apresentava capacidade bastante reduzida quando comparada com valores atuais. Em decorrência do aumento do preço do petróleo nos anos 70, se tornou ainda mais atrativa a produção de energia elétrica através de energia eólica (Martins *et al.*, 2008).

Wu *et al.* (2019) destacam que as energias renováveis estão se tornando cada vez mais importantes nas últimas décadas, tendo em vista a necessidade de atingir as metas internacionais de redução das emissões de gases que provocam o efeito estufa. Dentre as várias fontes de energia limpa e renovável existentes, a energia eólica tem-se mostrado particularmente atrativa.

Existem dois tipos de instalações para parques eólicos, *onshore* e *offshore*, sendo os parques eólicos ditos *onshore* aqueles localizados totalmente em terra ou próximos a costa marítima, enquanto os *offshore* são os parques em que os aerogeradores ficam instalados diretamente no mar.

Wu *et al.* (2019) evidenciam o fato de que a energia *onshore* é utilizada há muito mais tempo que a *offshore*, visto que, além da complexidade de instalação das duas formas de energia, no investimento por MW (megawatt), a *offshore* ainda é 50% mais cara que *onshore*. Entretanto, é notório o maior potencial energético dos parques eólicos instalados em águas mais profundas em vista dos parques terrestres, devido à maior velocidade dos ventos em alto mar.

Diante do exposto, nota-se o aumento da utilização da energia eólica no mundo desde o início da década de 1980. Além disso, esse desenvolvimento voltado para a política energética de fontes renováveis tem gerado cada vez mais pesquisas e estudos nesta área e, como consequência, resulta no aprimoramento e implementação de novas tecnologias nos diversos aerogeradores espalhados pelos parques eólicos do mundo.

2.2 Energia Eólica no Brasil

A energia eólica tem vivenciado um exponencial e virtuoso crescimento no Brasil nos últimos anos, já que a capacidade atual instalada no país é de aproximadamente 15 GW. A trajetória da energia eólica no Brasil se iniciou com o Programa de Incentivo às Fontes Alternativas de Energia Elétrica (PROINFA), lançado em 2004 e baseado em um estruturado modelo de financiamento e políticas regionais (ABEEólica, 2020).

Segundo Melo (2014), aliado a este programa têm-se também o forte impacto da crise internacional nos anos de 2009 a 2012, em que o Brasil se tornou um importante local de investimento para o setor renovável, uma vez que a Europa e Estados Unidos reduziram drasticamente seus investimentos em fontes renováveis subsidiadas. Em decorrência disto, os fornecedores, para ganhar mercado, tendem a aceitar uma remuneração menor para entrar e permanecer no país. Nesse contexto, o Brasil reuniu nove fabricantes de aerogeradores com grande representatividade, tendo em vista o aumento na altura dos aerogeradores de 50 m para 100 m, os tamanhos de diâmetro das pás e dos rotores, acrescido ainda, das especificidades dos ventos brasileiros.

A energia eólica, além de ser uma fonte limpa e renovável, é uma indústria com alto grau tecnológico e inovador, em virtude de apresentar grandes complexidades e um potencial de aperfeiçoamento intenso, necessitando, portanto, de investimentos adequados a longo prazo. Em uma matéria da Folha de São Paulo, publicada em 2013, tratando dos setores que mais cresceram na conjuntura econômica brasileira, foi observado que, nessa estatística desde 2004, o setor eólico cresceu 1500% (ABEEólica, 2020).

O Brasil possui grande destaque com geração de energia elétrica limpa e renovável, preponderantemente a hídrica como matriz e a eólica como complementar. Apesar da maior fonte de eletricidade do país ser oriunda de usinas hidrelétricas, diversos estudos já demonstram que o país poderia substituir a energia térmica pela eólica. A grande razão se deve ao fato de que as usinas termoeletricas, geralmente, são acionadas durante os períodos de seca, em que os rios ficam mais baixos, e as hidrelétricas se tornam insuficientes para fornecer toda a energia nacional consumida. Justamente neste período o regime de ventos no Nordeste é mais intenso, favorecendo, portanto, o uso da energia eólica nestes locais (Reznik, 2011).

Do ponto de vista socioeconômico, a geração de empregos e renda para o Brasil é outro papel relevante da geração eólica, dado que os arrendamentos são feitos por, no mínimo, 20 anos e, em sua maioria, em regiões com economias estagnadas, como é o caso do semiárido brasileiro. Além disso, a produção de energia eólica coexiste com outras atividades, permitindo que o proprietário da terra siga com plantações ou criação de animais. O potencial eólico brasileiro *onshore* é estimado em 300 GW, o qual, em vista da capacidade atual instalada de aproximados 15 GW, é altamente relevante, face às necessidades de aumento do fornecimento nacional (Melo, 2014).

No ano de 2018 foram implantados à matriz energética brasileira cerca de 2 GW advindos da energia eólica de 75 novos parques. Tendo em vista que a energia eólica não emite CO₂ em sua operação, somente neste ano evitou-se a emissão de aproximadamente 20 milhões de toneladas de CO₂ na atmosfera (ABEEólica, 2020).

Segundo a ABEEólica (2020), em termos mundiais, no ano de 2018, o Brasil foi classificado como o oitavo país no Ranking Mundial de capacidade eólica instalada elaborado pelo Global Wind Energy Council (GWEC), contando com 14707 MW de capacidade eólica acumulada, enquanto a China apresentava o primeiro lugar do Ranking, possuindo 211392 MW.

Em face do exposto, a previsão é de que a participação da fonte eólica na matriz energética brasileira continue aumentando, como vem acontecendo no restante do mundo. Tal aumento se justifica em grande parte pela evolução tecnológica que essa indústria vem apresentando e, especialmente, pela massiva entrada de fabricantes de aerogeradores e a implantação de parques eólicos *onshore* cada vez maiores e em mais locais do Brasil.

2.3 Breve Apresentação e Descrição das Turbinas Eólicas

As turbinas eólicas, ou também chamados aerogeradores, são equipamentos capazes de transformar a energia eólica, isto é, parte da energia cinética do vento que é captada por elas, em energia elétrica (Silva, 2014).

Os aerogeradores comuns possuem alturas entre 75 e 120 metros, contendo pás entre 35 e 70 metros. São instalados em grande número nos parques eólicos, geralmente de 30 a 140 unidades em cada local. Sua vida útil é de 20 anos, aproximadamente 175.000 horas de atividade, com cargas de grande escala e repetidas provenientes da operação, o que gera a fadiga (Militistky, 2019).

Segundo Moura (2007), existem inúmeros tipos de aerogeradores e estes são classificados conforme a orientação do seu eixo de rotação em relação ao solo. Sendo assim, os aerogeradores podem ser: Turbina Eólica de Eixo Vertical (*vertical axis wind turbine* - VAWT) ou Turbina Eólica de Eixo Horizontal (*horizontal axis wind turbine* - HAWT).

Chaves (2013) também afirma que as turbinas eólicas de eixo horizontal são as mais comuns atualmente e com maior utilização nos parques eólicos, visto que apresentam melhor rendimento e utilização, por seus variados tamanhos e a eficiência na geração de energia elétrica em grande escala.

Como a turbina eólica de eixo horizontal com três pás é o tipo pertencente às análises e escopo deste trabalho, faz-se necessário um completo entendimento de seu funcionamento, o qual é composto da seguinte estrutura básica: cubo do rotor, nacele, gerador, torre e fundação. Assim, a Figura 2.2 demonstra as principais partes do aerogerador de eixo horizontal.

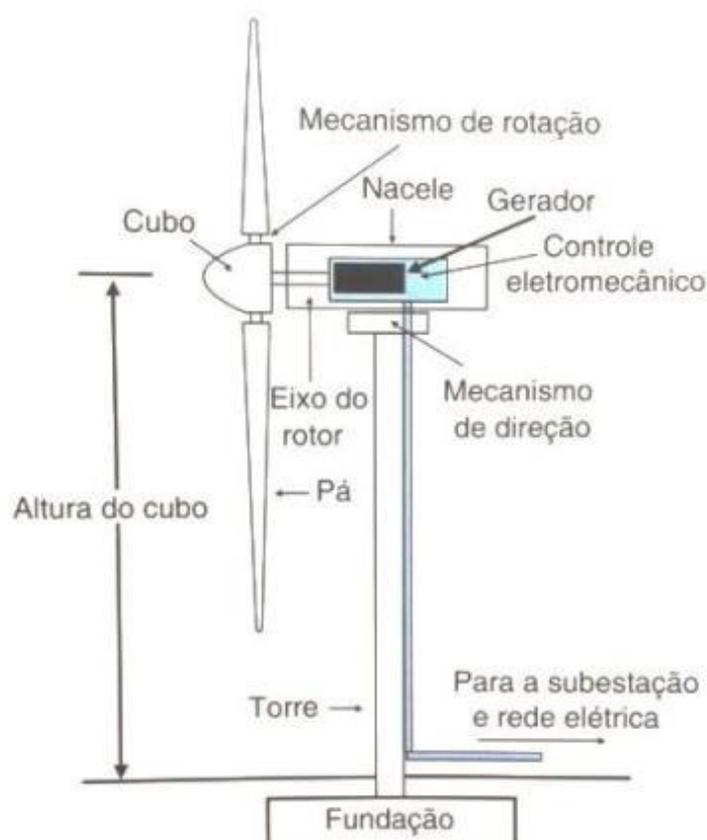


Figura 2.2: Principais componentes de um aerogerador. Fonte: Pinto (2013).

A nacelle é um de seus principais componentes, já que contempla a instalação de muitos outros, tais como: cubo do rotor, gerador, caixa de engrenagens, multiplicador de velocidade, sistema de sensores de velocidade e direção do vento, respectivamente anemômetro e biruta, motores para posicionar a turbina em função do melhor vento, entre outros. As pás ficam conectadas ao cubo do rotor e são fundamentais para converter a energia cinética presente no vento em energia mecânica.

Na maioria dos modelos encontrados na indústria, a eficácia da conversão desta energia depende do ângulo em que as pás estão posicionadas, pois o controle da potência gerada está diretamente vinculado a estes ângulos (Lopes, 2016).

Na indústria da energia eólica, a referência para a modelagem do vento e cálculos de produção de energia envolvidos é, justamente, a altura em que o cubo do rotor está localizado. Além do mais, o cubo fica acoplado ao gerador através do eixo, responsável pela transmissão da energia mecânica gerada pela turbina. Se existir uma caixa multiplicadora de velocidades, serão necessários dois eixos: o de baixa rotação, em que está ligado ao rotor e o de alta rotação, onde fica conectado o gerador (Lopes, 2016).

De acordo com Lopes (2016), o controle eletromecânico é responsável pela transmissão da energia mecânica extraída pelo rotor até o gerador da energia elétrica. Além disso, este sistema também tem como objetivo adequar a velocidade de rotação do eixo conectado ao rotor com a velocidade de rotação específica do gerador, que tende a ser mais elevada.

Já a torre apresenta a função de sustentação e posicionamento do cubo do rotor e da nacelle. Sua altura é de fundamental importância para a produção de energia, uma vez que a velocidade média do vento aumenta com a altura de instalação da turbina, ou seja, quanto mais distante do solo maior é a intensidade de sua velocidade (Lopes, 2016).

2.4 Regime de Ventos para o Brasil

A distribuição geral dos ventos no Brasil é determinada pelos aspectos de circulação geral da atmosfera planetária. É fato que a atmosfera terrestre é aquecida de maneira desigual, dado que tanto os movimentos de rotação do próprio planeta, como a radiação solar incidente, se distribuem de formas distintas sobre cada uma das regiões do planeta. É, justamente, devido a este deslocamento diferente das massas de ar sobre a atmosfera planetária, que ocorre a formação dos ventos (Picolo *et al.*, 2014).

Existem muitas regiões climáticas diferentes em todo o mundo, cada uma apresentando suas particularidades e variações quanto à latitude, rotação da terra (efeito direto sob a incidência da radiação solar) e efeitos topográficos (especialmente em relação a presença de montanhas ou planícies), o que resulta na maior ou menor presença de vento. Além disso, o vento resultante em determinada região é bastante variável, pois

apresenta diferentes velocidades, direções ou sentidos, posto que aspectos regionais, tais como: relevo, condições geográficas do solo e obstáculos existentes, afetam no escoamento de ar sobre a superfície terrestre, causando turbulências diretas sobre o fluxo de intensidade, direção e sentido dos ventos (Picolo *et al.*, 2014).

Os primeiros estudos e levantamentos realizados com intuito de motivar a exploração comercial da energia eólica no país aconteceram na região nordeste, nos estados do Ceará e Pernambuco, contando com apoio da ANEEL e do Ministério de Ciência e Tecnologia. Assim, a partir da coleta e análise de dados sobre a velocidade e regime dos ventos, o Centro Brasileiro de Energia Eólica – CBEE, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, publicou em 1998 a primeira versão do Atlas Eólico para a Região Nordeste (CRESESB/CEPEL, 2001).

O atlas eólico é um documento desenvolvido com propósito estratégico de introduzir energias renováveis, visando, com isso, o desenvolvimento sustentável e menor impacto socioambiental das matrizes de produção energética dos estados. Sendo assim, este documento apresenta informações detalhadas sobre o regime dos ventos, suas velocidades e regularidades, permitindo identificar os potenciais de aproveitamento para implantação de fazendas eólicas nos estados brasileiros (CRESESB/CEPEL, 2001).

Segundo o CRESESB (2017), para aplicações em grande escala com uso de aerogeradores de grande porte, é necessária que haja uma velocidade média de, no mínimo, 6,5 m/s a 7,5 m/s, para que os sistemas apresentem viabilidade técnica e econômica. Grande parte do litoral brasileiro, em particular o da região nordeste, possui velocidades de vento propícias para o maior aproveitamento da energia eólica. Além desta região, tanto o litoral do Rio Grande do Sul, quanto o litoral norte do Rio de Janeiro, são considerados bastante favoráveis para implantação de parques eólicos. Já no interior do país, também se encontram alguns sítios propícios em regiões montanhosas. O potencial eólico brasileiro pode ser melhor conhecido através de consultas aos Atlas Eólicos específicos de cada estado.

Conforme a ABEEólica (2020), a regularidade de bons ventos brasileiros resulta em um fator de capacidade elevado, o qual é praticamente o dobro da média mundial. Enquanto a média mundial do fator de capacidade está próxima de 25%, a média brasileira tem um fator de mais de 40%, atingindo valores próximos a 60% e até de 80% no Nordeste, na temporada que parte de junho até o final do ano. Evoluímos de menos de 1 GW de capacidade instalada em 2010, para 15,4 GW no início do ano de 2020. Já são mais de 600 parques eólicos em funcionamento, com mais de 7532 aerogeradores em 12 estados.

De acordo com o Atlas Eólico do Rio Grande do Sul (CRESESB/CEPEL, 2014), convém ressaltar que os ganhos decorrentes do uso da energia eólica são perfeitamente compatíveis com a atividade econômica predominante no estado, a agropecuária. Portanto, o mapa da Figura 2.3 representa o potencial eólico a 100 m de altura do estado

do Rio Grande do Sul, dividido por microrregiões e mesorregiões do IBGE e considerando locais com velocidades maiores que 7,0 m/s.

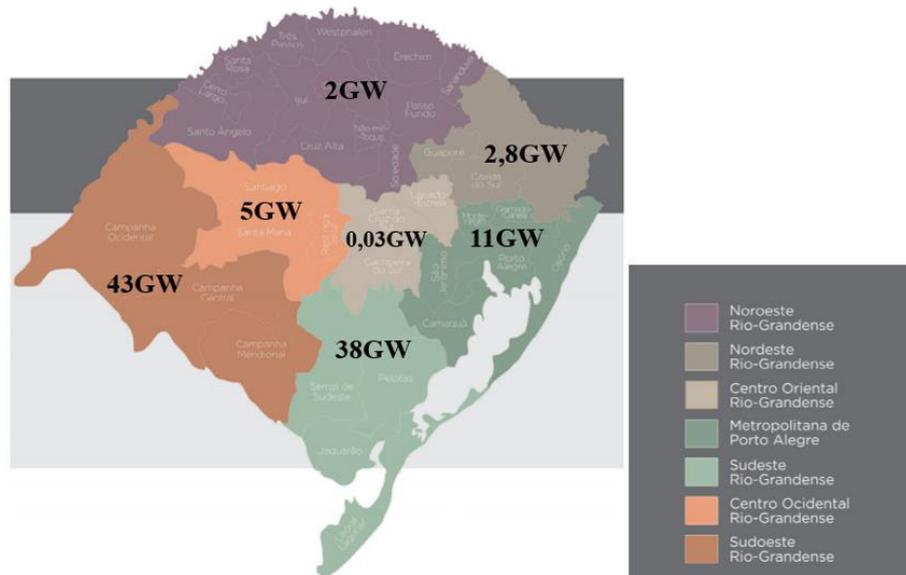


Figura 2.3: Mapa do potencial eólico a 100 m de altura do Estado do Rio Grande do Sul. Fonte: CRESESB/CEPEL (2014).

Sendo assim, é evidente a posição de destaque e crescimento do país em relação a geração de energia eólica. Isso ocorre em razão da qualidade do regime de ventos brasileiro, o que gera eficiente potencial produtivo, atrai investimentos e consolida leilões ainda mais competitivos (ABEEólica, 2020).

2.5 Fundações para Aero geradores

As fundações são fundamentais para suportar quaisquer tipos de estruturas, pois são responsáveis por transferir os carregamentos estáticos e dinâmicos, respectivamente cargas do peso próprio e cargas de vento ou sismos, para o solo (Silva, 2014).

Na grande maioria das estruturas é bastante comum que suas fundações sejam projetadas para suportar essencialmente cargas verticais. Entretanto, para fundações de aerogeradores, deve ser levado em conta que elas suportarão além de elevadas cargas verticais, esforços dinâmicos e grandes forças horizontais impostas pela ação do vento em toda a estrutura. São estas forças horizontais e carregamentos dinâmicos que originam elevados valores do momento fletor na base da torre e, conseqüentemente, na própria fundação (Silva, 2014).

Nesse sentido, o tipo de fundação adequado para as torres de aerogeradores depende, diretamente, das características resistentes, dos parâmetros de deformabilidade do solo onde serão implantadas e da profundidade de instalação. Assim, para solos com características geotécnicas mais resistentes e menos deformáveis, empregam-se as fundações superficiais (rasas ou diretas), enquanto para solos com características de resis-

tência mais baixas e maior deformabilidade, as fundações consideradas devem ser as profundas. Há, ainda, as fundações mistas, que associam um tipo de fundação superficial a outro de fundação profunda, como é o caso dos radiers estaqueados.

2.5.1 Tipos de fundações para aerogeradores *onshore*

As fundações de uma edificação podem ser divididas segundo dois tipos, fundações superficiais (diretas ou rasas) e fundações profundas. A distinção entre ambas é feita tanto pela forma de transmissão de esforços como por suas profundidades de assentamento. Quanto à forma de transmissão de esforços ao solo, a fundação superficial transmite cargas unicamente pela base, ao passo que a fundação profunda, possui transmissão de cargas por sua base e por sua área lateral. Além disso, a carga mais expressiva atuante nas fundações de turbinas eólicas são, justamente, as causadas pela força do vento, especificamente o momento fletor e o esforço horizontal (Pinto, 2019).

Segundo Milititsky (2014), dentre as soluções mais frequentes de fundações para aerogeradores, são bastante empregadas as seguintes: fundações diretas, como radier em placa única; as fundações estaqueadas, contendo blocos de fundação com estacas verticais ou inclinadas; e as fundações especiais, como por exemplo: fundações diretas com ancoragem de tirantes para resistir ao esforço de tração no Brasil e, na Europa, as bases de fundações diretas sobre solo tratado com cimento ou sobre solo natural tratado com colunas de brita e colunas de *jet-grouting*.

A escolha do tipo ideal de fundação para um parque eólico é aquela que atende aos diferentes requisitos de projeto para todo o parque, ou seja, cuja solução é comum para todas as turbinas, resultando na facilidade construtiva e execução sequencial das operações. Além disso, são fundamentais na escolha da solução: o menor custo, velocidade executiva e confiabilidade da fundação (Milititsky, 2015).

No emprego de fundações profundas em estacas utiliza-se para as diversas turbinas a mesma geometria de bloco, considerando, entretanto, diferentes profundidades e número de estacas, em razão da presença de camadas resistentes distintas nos perfis do subsolo. Além do mais, geralmente as fôrmas destes blocos são metálicas, de geometria idêntica e reaproveitáveis, convenientes para a situação de repetição da solução adotada (Milititsky, 2015).

2.5.2 Fundações diretas ou superficiais

Entre as principais soluções de fundações diretas para aerogeradores tem-se: a fundação direta simples, as fundações diretas com uso de tirantes ou chumbadores e as fundações diretas sobre material/solo tratados com cimento ou camadas de brita. As fundações diretas simples são as primeiras a serem estudadas como opção dos projetos, pois possuem custo reduzido, facilidade e velocidade construtiva, não dependem de

equipamentos específicos em sua execução e, possuem acessível inspeção do geomaterial que suporta suas cargas através do ensaio de sondagem (Milititsky, 2019).

Assim sendo, quando os materiais do subsolo indicarem condições apropriadas de resistência e compressibilidade, sem apresentar características de solos colapsíveis, expansivos ou cársticos, serão projetadas soluções em fundações diretas simplesmente apoiadas sobre o terreno natural. A Figura 2.4 ilustra uma base de aerogerador em fundação direta.



Figura 2.4: Aplicação de base em fundação direta. Fonte: Maranhão (2014).

Visando favorecer a escolha das fundações diretas, na grande maioria dos casos, a implantação de parques eólicos ocorre em regiões cujas formações são rochosas, como é o caso de rochas brandas e outras mais resistentes, especialmente se estes horizontes forem de pequena profundidade (Milititsky, 2019).

Nesse sentido, a adoção de fundações diretas para turbinas eólicas é favorável em locais cujos solos apresentam elevada capacidade de suporte ou for encontrada rocha resistente em uma pequena profundidade, baixa deformabilidade e nível de água (lençol freático) mais profundo que a cota do assentamento da base (Pinto, 2019).

Em situações em que o material adequado para fornecer o suporte de cargas, encontra-se em profundidade maior que a cota de base projetada, é possível a execução de um aterro de material tratado para assentar o projeto de fundação direta. Nessas ocasiões, o material tratado é dimensionado para que a turbina fique situada, precisamente, na cota base estabelecida em projeto. Geralmente, nestas soluções são usados como material tratado camadas de solo-cimento, concreto magro ou brita graduada tratada com cimento (Milititsky, 2019).

As fundações superficiais com soluções mais adequadas e empregadas ao suporte de torres eólicas são as sapatas, também denotadas e conhecidas por radier em placa única. Assim sendo, a sequência de imagens da Figura 2.5 ilustram o processo de execução de uma fundação superficial do tipo sapata circular para uma turbina eólica, começando pela escavação e nivelamento de sua base (2.5a), seguida da colocação das armaduras e reforços estruturais (2.5b) e posteriormente, sua concretagem e finalização para execução do reaterro de solo (2.5c) (Pinto, 2019).

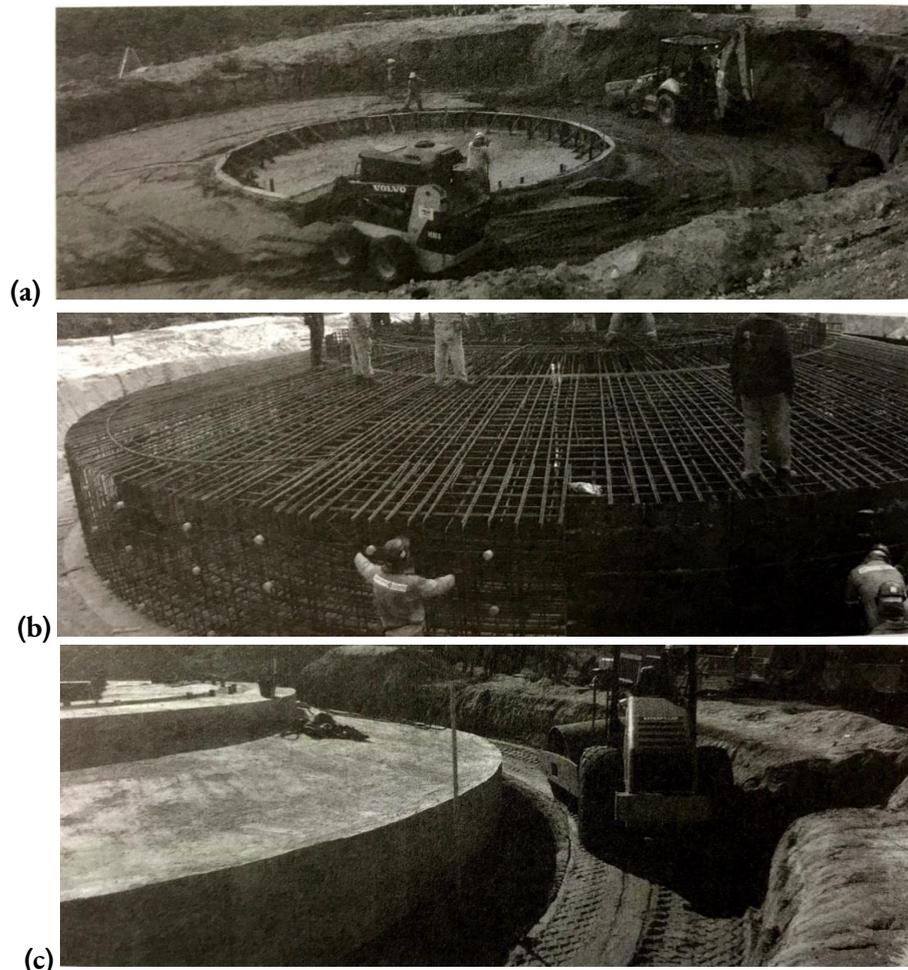


Figura 2.5(a), 2.5(b), 2.5(c): Processo executivo de uma fundação superficial do tipo sapata circular. Fonte: Pinto (2019).

As fundações diretas com tirantes ou chumbadores, ilustrada na Figura 2.6, são frequentemente empregadas em solos com horizontes rochosos, pois estes elementos são ancorados na superfície rochosa a uma pequena profundidade. As ancoragens suportam os esforços de tração e reduzem significativamente o volume dos blocos em comparação com as sapatas isoladas (Milititsky, 2019).

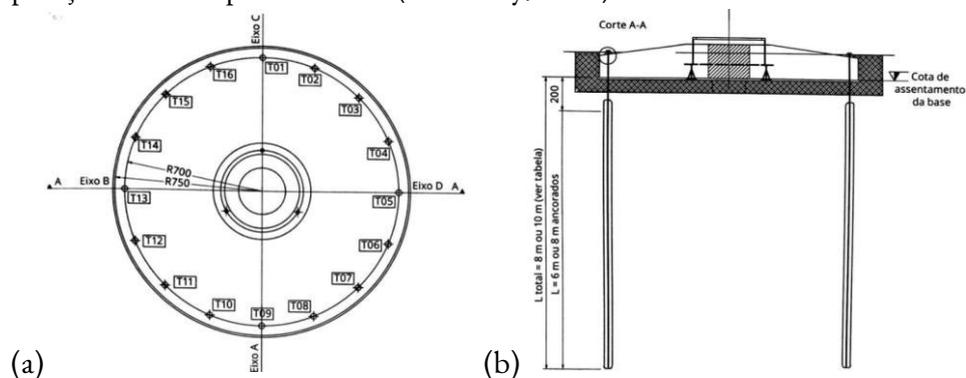


Figura 2.6: Projeto de base em fundação direta com tirante: (a) planta baixa e (b) corte transversal. Fonte: Milititsky (2019).

Assim sendo, os principais fatores a serem considerados durante o desenvolvimento do projeto de fundação para aerogerador estão relacionados: à resistência e estabilidade, tanto da fundação como do solo e aos recalques em níveis aceitáveis.

No projeto de fundações superficiais, a grandeza primordial é a determinação da tensão de ruptura da sapata. Além disso, diretamente conectado aos fatores analisados neste projeto, são fundamentais, também, as verificações de segurança ao deslizamento e segurança ao tombamento da estrutura (Ribeiro, 2017). A Figura 2.7 ilustra os principais esforços atuantes em fundações superficiais de torres de aerogeradores, especificamente: momento fletor resultante (M), esforço vertical permanente (V) e esforço horizontal resultante (H).

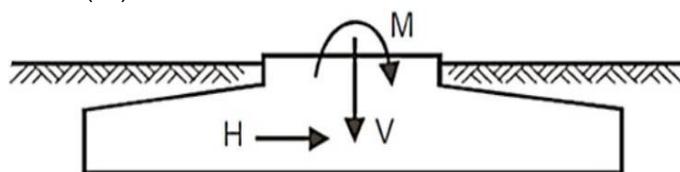


Figura 2.7: Esforços atuantes nas fundações superficiais de turbinas eólicas. Fonte: Adaptado de Bertuzzi (2013).

2.5.3 Fundações profundas

De acordo com Pinto (2019), em locais com potencial eólico favorável cujas camadas de solo superficial apresentem baixa capacidade de suporte, nível de lençol freático aparente, recalques previsíveis ou aterros de solo, devem ser adotadas as fundações profundas.

Nas fundações profundas, a influência da solicitação do vento sobre a estaca é variável, ora pode estar comprimindo ora tracionando as mesmas (Pinto, 2019). Assim, a Figura 2.8 ilustra os esforços atuantes sobre fundações profundas.

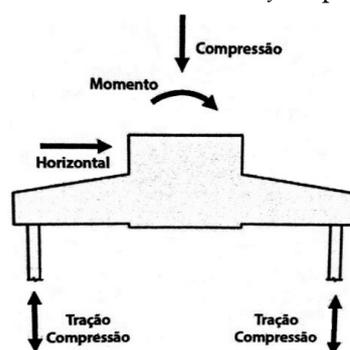


Figura 2.8: Esforços atuantes nas fundações profundas de turbinas eólicas. Fonte: Pinto (2019).

Nesse sentido, as fundações profundas para turbinas eólicas podem ser de diversos tipos, inclusive podendo receber as mesmas escolhas de estacas adotadas para fundações de construções convencionais. Como exemplo das mais selecionadas em par-

ques eólicos tem-se: as estacas escavadas, estacas em hélice contínua monitorada (CFA), estacas raiz, estacas pré-moldadas de concreto e estacas metálicas (Milititsky, 2019).

2.5.4 Requisitos para o projeto de fundações

Milititsky (2014) evidencia que existem diversas especificações de fornecedores, contendo características de solução e desempenho necessárias para as fundações das torres. Inclusive, alguns fabricantes de torres exigem padrões básicos de soluções ou escolhas já certificadas, como as dimensões e/ou geometria dos blocos da base.

É necessário assegurar também que a frequência natural do conjunto não se aproxime de frequências causadas por vibrações externas, já que isto pode afetar a segurança da estrutura e sua fundação ao longo de sua vida útil (Hau, 2013).

O efeito de ressonância ocorre, justamente, quando uma força dinâmica externa, tal qual a força do vento atuante nas torres eólicas, apresenta a mesma frequência de vibração que a frequência natural da própria estrutura. Isto faz com que a estrutura e conseqüentemente, a infraestrutura, sofram grandes deslocamentos, podendo causar a falha imediata ou falha por fadiga com o passar do tempo (Van Zyl; Van Zyl, 2015).

Os fatores principais que interferem na escolha da opção ideal de fundação são: nível de carregamentos atuantes, características geotécnicas dos perfis de subsolo, exequibilidade construtiva, custos, prazos, equipamentos e materiais disponíveis. Depois de realizada a escolha do tipo de fundação adequado, os carregamentos de compressão e esforço horizontal passam a ser objeto principal de estudo (Milititsky, 2019).

Os estados limites últimos (ELU's) são aqueles que determinam a paralisação, no todo ou em parte, da estrutura. Enquanto, o estado limite de serviço (ELS), por sua ocorrência, repetição ou duração, é causador de efeitos que desrespeitam as condições especificadas para uso normal da estrutura, ou que dão indícios do comprometimento da durabilidade da mesma, como consta na NBR 8681 (ABNT, 2003).

Sendo assim, as cargas atuantes nas fundações devem ser analisadas para condições de estado limite de serviço (ELS) com o cálculo dos deslocamentos e, para as condições de estado limite último (ELU), é preciso garantir segurança à ruptura, existindo recomendações sobre área mínima comprimida (Milititsky, 2019).

Em suma, cada fornecedor de turbina possui indicações específicas para o projeto. Em sua totalidade, os valores característicos e fatores de ponderação, para determinação das combinações de carregamentos são bastante restritos e sigilosos. Sendo assim, os valores de carregamentos fornecidos pela grande maioria dos fabricantes envolvem questões referentes a cargas extremas e dados de carregamentos, os quais dizem respeito a valores estáticos equivalentes aos efeitos dinâmicos do vento.

2.5.5 Investigação geotécnica do subsolo

A segurança e escolha da fundação apropriada para a torre de um aerogerador depende integralmente do conhecimento do subsolo sobre o qual estes elementos estarão apoiados. Acontece que, por motivos de prazos e custos, nem sempre a investigação do subsolo é adequada, o que resulta em comportamentos insatisfatórios da fundação sob a carga (recalques ou deslocamentos excessivos), escolha de solução inadequada ou até a necessidade de alteração do método construtivo, gerando além de custos complementares e retrabalhos, atrasos nos prazos estipulados (Milititsky, 2019).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), para todo e qualquer tipo de estrutura, deve ser realizada uma investigação geotécnica preliminar, por meio de sondagem à percussão, objetivando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, assim como a posição do nível d'água e algum índice de resistência. No Brasil, o ensaio à percussão tipo SPT (*Standard Penetration Test*) ainda é o mais utilizado, por sua simplicidade e baixo custo.

Na investigação geotécnica procura-se caracterizar tanto as propriedades do solo quanto sua influência no comportamento da fundação. Esta inspeção pode necessitar além de mais ensaios de sondagem à percussão, outros tipos de ensaios, como o Ensaio de cone (CPT), Ensaio de palheta (vane test), Ensaio pressiométrico (PMT), Ensaio de dilatômetro (DMT) ou Ensaio de carga em placa (Velloso; Lopes, 2010).

De acordo com Milititsky (2019), a prática brasileira de caracterização do comportamento do subsolo para solução de fundações de torres, ainda é limitada a uma ou duas sondagens de simples reconhecimento (SPT) por base de aerogerador. Em casos específicos pode ser complementada por investigação geofísica, visando determinar os módulos de deformabilidade dos materiais e identificar eventuais características deles. Tratando-se da ocorrência de maciços rochosos em pequenas profundidades é necessária a realização de sondagens mistas em solo e rocha.

2.5.6 Parâmetros do solo para projeto de fundações

As informações mínimas necessárias para o projeto de fundações são: perfil estratigráfico indicando a posição e espessuras das camadas do solo, os níveis freáticos e as características das camadas, tais como, peso específico do solo, valores do índice de resistência (N_{SPT} ou resistência de ponta do cone), resistência ao cisalhamento (definida pelo ângulo de atrito e coesão) e os parâmetros de deformabilidade (módulos E ou G) de cada camada (Milititsky, 2019).

Considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento de um dado solo é representada através do ângulo de atrito efetivo (φ) e da coesão efetiva (c). A coesão e o ângulo de atrito são os principais componentes para determinação de resistência ao cisalhamento em solos granulares. Podem ser medidos

através de ensaios de laboratório ou estimados com base em resultados de ensaios SPT ou CPT (Milititsky, 2019).

Segundo Cintra *et al.* (2011), para casos em que não há ensaios de laboratório, o peso específico do solo pode ser adotado com base nos valores aproximados da tabela 2.2, os quais são dados em função do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) obtido do ensaio de sondagem.

Tabela 2.1: Peso específico de solos arenosos. Fonte: Godoy (1972).

N_{SPT}	Compacidade	Peso específico (kN/m^3)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa			
5-8	Pouco compacta	16	18	19
9-18	Medianamente Compacta	17	19	20
19-40	Compacta			
>40	Muito compacta	18	20	21

Independentemente do tipo de fundação adotado são exigidas nas análises dinâmicas, a frequência de oscilação do sistema fundação-solo e a amplitude deste movimento. Estas determinações são realizadas a partir da obtenção dos parâmetros dinâmicos do solo, tais como, módulo de cisalhamento dinâmico (G) e coeficiente de Poisson (ν). Segundo Pinto (2019), os ensaios sísmicos (*crosshole* ou CPT sísmico) são os mais indicados para determinação dos parâmetros dinâmicos.

2.6 Projeto de fundações para aerogeradores *onshore*

Tendo em vista a magnitude dos carregamentos que solicitarão a fundação de um aerogerador, neste tópico serão abordados os requisitos necessários ao projeto destas fundações. Assim, determinado o tipo de fundação superficial para o projeto, serão evidenciados os carregamentos atuantes, a natureza das cargas consideradas, as verificações de esforços e solicitações operantes e sua metodologia determinística de cálculo.

O projeto da fundação superficial de aerogeradores envolve duas questões, o dimensionamento geotécnico e o dimensionamento estrutural. O primeiro deles equivale à capacidade de carga que o solo tem de suportar aquele carregamento através da fundação, sem ocorrer a ruptura do solo. Já o segundo, tem por pretensão dimensionar a estrutura, evidenciando as verificações quanto à segurança ao tombamento e ao deslizamento, garantindo a segurança perante os carregamentos que estará submetida (Milititsky, 2019).

2.6.1 Ações nas fundações

Entre as principais cargas atuantes sob a fundação de uma turbina eólica *onshore* pode-se citar: a carga vertical proveniente do peso próprio dos elementos da superestruc-

tura e a carga horizontal ocasionada pela ação do vento. O peso próprio gera esforços de compressão nas fundações e atua permanentemente na estrutura, enquanto o vento é um carregamento cíclico, o qual produz cargas que oscilam em termos de magnitude e direção. Assim, surgem os esforços de momento fletor e esforço cortante ao longo da estrutura da torre até sua fundação (Bertuzzi, 2013).

Para o cálculo de fundações, os esforços determinados a partir das ações e suas combinações deverão ser fornecidos em valores característicos, isto é, sem os coeficientes de combinação e ponderação estipulados na norma NBR 8681 (ABNT, 2003). Além disso, caberá ao projetista da estrutura, a individualização entre qual conjunto de esforços entra na verificação dos estados limites últimos (ELU) e qual conjunto é dado para a verificação dos estados limites de serviço (ELS).

Além destes esforços apresentados, existem também, cargas de menor intensidade que podem atuar durante um curto período, as quais são descritas como ações variáveis operacionais, decorrentes da própria execução e montagem da torre ou devido às manutenções (Bertuzzi, 2013). Sendo assim, todas as cargas fornecidas deverão ser combinadas adequadamente entre si, com objetivo de gerar situações críticas de projeto. Além disso, o projeto deve seguir requisitos estipulados, frequentemente, pelos próprios fabricantes de turbinas, visto que muitas especificações dos projetos dessas torres têm sua origem em outros países, cabendo aos projetistas brasileiros as traduções e pequenas adaptações para execução (Milititsky, 2019).

Vale ressaltar ainda que a ação do vento é o fator mais condicionante ao dimensionamento das fundações de aerogeradores, uma vez que se trata de uma carga cíclica, sem comportamento linear e que pode, ainda, provocar a fadiga da infraestrutura (Bertuzzi, 2013).

2.6.2 Cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais

A capacidade de carga de uma fundação, ou também chamada de capacidade de ruptura, pode ser expressa através da tensão que provoca a ruptura do solo abaixo dessa fundação. Isto quer dizer, que para o carregamento correspondente, atingiu-se o limite de resistência da fundação (Velloso; Lopes, 2010).

Terzaghi (1943) foi quem primeiro propôs uma teoria para o processo de ruptura generalizada. Assim, deduziu a equação para sapatas circulares de raio R :

$$r = (1,3 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot h \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma) \quad (2.1)$$

Em que:

- r é a capacidade de carga da fundação;
- c é o intercepto coesivo do solo;
- γ é o peso específico do solo;

- h é a profundidade de assentamento da fundação;
- R representa o raio da fundação;
- N_c, N_q, N_γ são fatores de capacidade de carga, dependentes, do ângulo de atrito interno do solo.

Os fatores de capacidade de carga, devidos à coesão N_c , à sobrecarga N_q e ao peso próprio N_γ , podem ser calculados através das seguintes equações (Vesic, 1975):

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.2)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (2.4)$$

A formulação de capacidade de carga de Terzaghi (1943), vista na equação 2.1, supõe as fundações submetidas a um carregamento qualquer e base de fundação horizontal. Hansen (1970) fez importantes contribuições ao equacionamento do cálculo da capacidade de carga, as quais consideram o conceito de área efetiva para o caso de a carga ser excêntrica e ainda, introduzem uma série de fatores para corrigir os valores de carga de ruptura conforme as diversas características pertencentes a fundação.

Sendo assim, chega-se à fórmula geral para cálculo da capacidade de carga da fundação representada na equação 2.5 (Vesic, 1975):

$$r = c N_c s_c i_c + q_0 N_q s_q i_q + \frac{B'}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad [kPa] \quad (2.5)$$

Onde:

- s_c, s_q, s_γ representam fatores de forma;
- i_c, i_q, i_γ representam fatores de inclinação da carga;
- q_0 é a pressão de sobrecarga (quando o nível de água se encontra abaixo da fundação é igual a $\gamma \cdot h$)
- B' representa a menor dimensão do retângulo da área efetiva.

Meyerhof (1953) introduziu o conceito de área efetiva como sendo uma área reduzida da sapata, em que as tensões (compressivas) são mais intensas e podem ser consideradas uniformes. De acordo com as diretrizes da especificação DNV (2002), devido a atuação de momentos elevados na base de aerogeradores, para a grande maioria das situações, a resultante dos carregamentos não será baricêntrica (centrada). Então, é necessário estabelecer uma área efetiva de modo que a resultante da carga aplicada fique localizada no centro geométrico desta área.

No caso de fundações não retangulares, a área efetiva será determinada por um retângulo equivalente, criado por simetria em relação ao ponto de aplicação da carga resultante na base da fundação, conforme a Figura 2.9 (Velloso; Lopes, 2010).

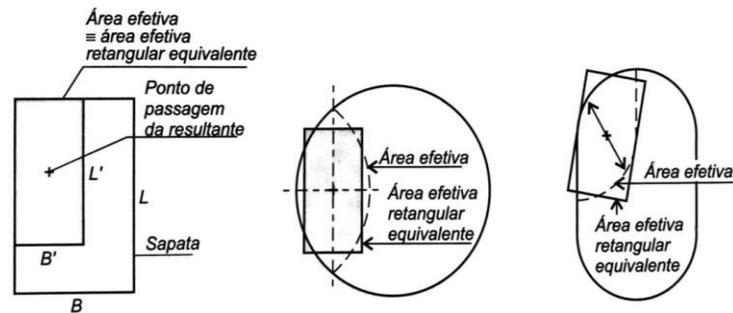


Figura 2.9: Áreas efetivas de fundações. Fonte: Velloso; Lopes (2010).

No caso de fundações circulares, contendo raio R , a área efetiva é definida através da equação 2.6 (DNV, 2002):

$$A_{ef} = 2 \left(R^2 \arccos \frac{e}{R} - e \sqrt{R^2 - e^2} \right) [m] \quad (2.6)$$

Já os parâmetros representativos da área efetiva são descritos conforme as equações 2.7 a 2.10:

$$b_e = 2 (R - e) \quad (2.7)$$

$$l_e = 2R \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2R}\right)^2} \quad (2.8)$$

$$L' = \sqrt{\frac{A_{ef} * l_e}{b_e}} \quad (2.9)$$

$$B' = \frac{L'}{l_e} b_e \quad (2.10)$$

Com base nisso, a área efetiva, também, pode ser encontrada através da equação 2.11:

$$A_{ef} = B' . L' [m] \quad (2.11)$$

Conforme a metodologia de Meyerhof (1953), que introduz o conceito de área efetiva e concebe as tensões de contato na base da sapata como uniformemente distribuídas, a referida área efetiva tem por função eliminar a excentricidade existente no carregamento, ou seja, determinar as áreas que estão comprimidas e tracionadas na sapata. Isso ocorre em razão de seu cálculo estabelecer que a resultante das cargas atuantes sobre a fundação fique localizada, justamente, no centroide desta nova área, denominada por área efetiva retangular equivalente (vista nas Fig. 2.10 e Fig. 2.11).

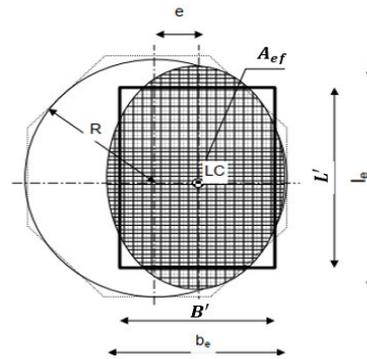


Figura 2.10: Exemplo de área efetiva retangular equivalente em fundação superficial circular.
Fonte: Modificado de DNV (2002).

Fatores de Correção

Hansen (1970) e Vesic (1975), através de suas análises, fizeram inúmeras contribuições à teoria de Terzaghi (1943), propondo fatores de correção sob os seguintes parâmetros das fundações: sua forma, inclinação e excentricidade de cargas e profundidade de assentamento. As expressões para o cálculo destes fatores de correção serão indicadas nos subitens a seguir:

a) Fatores de forma

Os fatores de forma s_c , s_q , s_γ podem ser, facilmente, obtidos com uso das equações 2.12 a 2.14 (DNV, 2002):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad (2.12)$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi \quad (2.13)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'} \quad (2.14)$$

b) Fatores de inclinação da carga

Quando a carga aplicada na fundação é dita excêntrica e/ou inclinada, há uma distância do ponto de aplicação da resultante de carga em relação ao centro geométrico da sapata, devendo-se levar em conta o conceito de área efetiva visto anteriormente (Meyerhof, 1953).

Assim sendo, os carregamentos resultantes transmitidos à base da fundação, contam com parcelas de carga vertical e horizontal, componentes chamadas de V_T e H_{BT} , respectivamente, que reduzem a capacidade de carga da fundação. O valor do parâmetro m varia de acordo com a direção de inclinação da carga. No caso de carga inclinada aplicada paralelamente à menor dimensão B usa-se o m_B .

A quantificação da capacidade de carga nesta condição de carregamento é feita pelos fatores de inclinação da carga, calculados conforme as equações:

$$i_{cl} = i_{qI} - \frac{1 - i_{qI}}{N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi} \quad (2.15)$$

$$i_{qI} = \left(1 - \frac{H_{BT}}{V_T + B' L' c \cot \varphi} \right)^m \quad (2.16)$$

$$i_{\gamma I} = \left(1 - \frac{H_{BT}}{V_T + B' L' c \cot \varphi} \right)^{m+1} \quad (2.17)$$

Sendo m igual a:

$$m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} \quad (2.18)$$

Verificação da Capacidade de Carga

A verificação da segurança em relação a capacidade de carga da fundação é realizada, comparando-se o resultado obtido para tensão última (r) com a tensão atuante na fundação superficial (q).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), o fator de segurança mínimo indicado na verificação da capacidade de carga de fundações superficiais é igual a 3. Desta forma, tem-se a equação 2.19:

$$\frac{r}{q} = FS \geq 3 \quad (2.19)$$

Todas as forças atuantes em uma fundação superficial, incluindo aquelas transferidas pela turbina eólica (esforços dinâmicos), são transferidas para a base da fundação e combinadas em resultantes H e V, nas direções horizontal e vertical, respectivamente. A Figura 2.11 representa esses esforços atuantes.

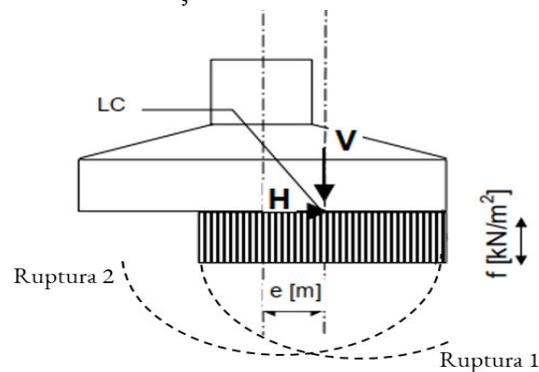


Figura 2.11: Carregamento em condições idealizadas. Fonte: DNV (2002).

Na Figura 2.11 supõe-se V e H como forças em seus valores característicos. À vista disso, o ponto LC representa o centro de aplicação da carga, isto é, ponto em que as resultantes de V e H interceptam a interface solo-fundação, resultando em uma excentricidade e referente a força vertical do conjunto V_T , em relação a linha central da fundação, a qual pode ser calculada a partir do momento total resultante M_{BT} como (DNV, 2002):

$$e = \frac{M_{BT}}{V_T} [m] \quad (2.20)$$

Conforme as diretrizes de DNV (2002), para o caso de carregamento extremamente excêntrico, isto é, contendo excentricidade superior a 0,3 vezes a largura da fundação, um cálculo de capacidade de carga adicional precisa ser realizado. Essa verificação corresponde à possibilidade de falha conforme a Ruptura 2, ilustrada na Figura 2.11, pois este modo de falha envolve a ruptura do solo também sob a parte descarregada da área da fundação, ou seja, sob o sentido contrário da Ruptura 1.

Sendo assim, caso a excentricidade supere 0,3 vezes o diâmetro da fundação, analisamos o modo de falha pela Ruptura 2, empregando a seguinte equação para a capacidade de carga (DNV, 2002):

$$r = \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma + c N_c s_c i_c (1,05 + \tan^3 \varphi') \quad (2.21)$$

Cujos fatores de inclinação de carga, são calculados a partir de:

$$i_{qII} = \left(1 + \frac{H_{BT}}{V_T + A_{ef}.c.cot\varphi} \right)^{m_B} \quad (2.22)$$

$$i_{cII} = i_{qII} - \left(\frac{1 - i_{qII}}{N_c.tg\varphi} \right) \quad (2.23)$$

$$i_{\gamma II} = \left(1 + \frac{H_{BT}}{V_T + A_{ef}.c.cot\varphi} \right)^{m_B + 1} \quad (2.24)$$

A capacidade de suporte da fundação deverá ser considerada como o menor dos valores de r_I encontrados. Lembrando que o módulo de falha para Ruptura 1 é encontrado através da formulação de Vesic (1975), equação 2.5, e o modo de falha pela Ruptura 2 através da formulação vista na equação 2.21 (DNV, 2002).

Além do mais, quando um torque M_z é aplicado na fundação, além das forças H_B e V a interação entre estas solicitações e o torque pode ser explicada substituindo H_B e M_z , por uma força horizontal resultante equivalente H_{BT} . Então, a capacidade de suporte da fundação deve ser avaliada para o conjunto de forças H_{BT} e V_T . Assim sendo, a força horizontal equivalente pode ser calculada, utilizando o comprimento da área efetiva L' , com a expressão 2.25 (Hansen, 1978):

$$H_{BT} = \frac{2M_z}{L'} + \sqrt{H_B^2 + \left(\frac{2M_z}{L'}\right)^2} \quad [kN] \quad (2.25)$$

Logo, o esforço horizontal atuante na base de fundação será essa resultante equivalente corrigida calculada. Caso não exista torque atuante, basta igualar a resultante horizontal da sapata H_{BT} com a força horizontal H_B fornecida pelo fabricante da torre.

Finalmente, eliminada a excentricidade existente no carregamento e calculada a área efetiva, a tensão atuante na base da sapata é dada por (Meyerhof, 1953):

$$q = \frac{V_T}{A_{ef}} \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (2.26)$$

Na qual,

- q é a tensão uniforme atuante na fundação;
- V_T o esforço vertical total do conjunto;
- A_{ef} a área efetiva calculada para o tipo de fundação em questão.

2.6.3 Verificação da estabilidade contra o deslizamento

Tendo em vista que as fundações de torres eólicas estão bastante sujeitas aos efeitos de carregamento horizontal, solicitante do vento, ou até, pela presença de componentes horizontais advindas de cargas inclinadas, é necessário verificar a resistência ao deslizamento.

Segundo Milititsky (2019), essa verificação consiste na comparação das forças horizontais atuantes entre a interface solo/fundação (H), ditas forças instabilizantes, com o atrito gerado pela carga vertical permanente (V) multiplicado pelo coeficiente de atrito e , somada ou não, a parcela de coesão existente nessa interface. Assim, para condições drenadas aplica-se o critério expresso pela equação 2.27 (Milititsky, 2019):

$$R_H = r(A_{ef} \cdot c_d + V_T \cdot \tan \varphi_d) \quad (2.27)$$

De modo que:

- r configura um parâmetro de rugosidade, sendo 1 para solo contra solo e menor que 1 quando se tratar de solo contra estrutura.
- φ_d representa o ângulo de atrito entre o concreto e a areia.
- c_d equivale ao intercepto da coesão da interface solo/fundação.

Assim sendo, a condição de resistência ao deslizamento pode ser atendida pela expressão (DNV, 2002):

$$R_H = A_{ef} \cdot c_d + V_T \cdot \tan \varphi_d \quad [kN] \quad (2.28)$$

Freqüentemente, a parcela de coesão c_d é desconsiderada pelos projetistas, dada a dificuldade para sua quantificação e até garantia de exatidão ao longo da vida útil da torre. Já, o valor de φ_d pode ser aproximado a $2/3\varphi$, sendo φ o ângulo de atrito efetivo do solo em questão (Milititsky, 2019).

Portanto, a expressão para verificação da resistência ao deslizamento da fundação resume-se em (DNV, 2002):

$$R_H = V_T \cdot \tan \varphi_d \text{ [kN]} \quad (2.29)$$

Segundo Milititsky (2019), o fator de segurança ao deslizamento encontrado através da equação 2.30 deve ser maior do que 1,5 para a condição de ELU.

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{R_H}{H_{BT}} \geq 1,5 \quad (2.30)$$

Além dos critérios apresentados, deve-se verificar, também, a correlação expressa pela equação 2.31 (DNV, 2002):

$$\frac{H_{BT}}{V_T} < 0,4 \quad (2.31)$$

2.6.4 Verificação da resistência ao tombamento

Conforme já visto, as fundações superficiais de torres eólicas estão sujeitas a ação de momentos fletores, forças verticais, forças horizontais e esforços dinâmicos de grandes magnitudes, os quais podem estar agindo fora do seu centro de gravidade. Faz-se necessário, então, analisar a segurança contra à rotação ou tombamento da estrutura.

A verificação da possibilidade de giro, ou segurança ao tombamento da estrutura, é realizada efetuando-se o equilíbrio dos momentos atuantes em relação ao ponto extremo externo da base da fundação (ponto com número 1). Há dois tipos de momentos atuantes, os momentos estabilizantes (cargas verticais permanentes da superestrutura) e os momentos instabilizantes (cargas horizontais e momentos gerados devido a aplicação de cargas não centradas). A Figura 2.13 exemplifica as forças atuantes na fundação em relação ao ponto extremo de sua base:

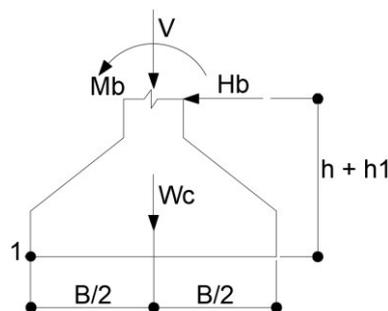


Figura 2.12: Forças atuantes na sapata. Fonte: Elaborada pela autora.

A verificação de segurança ao tombamento é feita através do equilíbrio de momentos em torno do ponto 1 (localizado na base da fundação), de modo que:

Momentos instabilizantes:

$$M_{instb} = M_B + H_b \cdot (h + h_1) \quad (2.32)$$

Momentos estabilizantes:

$$M_{estab} = (V + W_c) \cdot B/2 \quad (2.33)$$

Diante do exposto, para que haja a segurança ao tombamento, o somatório dos momentos estabilizantes (previnem o giro da fundação) deve ser superior a soma dos momentos instabilizantes. Desse modo, tem-se o coeficiente de segurança em relação ao tombamento dado pela equação 2.34:

$$FS_{tombamento} = \frac{M_{estab}}{M_{instab}} \geq 1 \quad (2.34)$$

Segundo Milititsky (2019), é recomendado para a condição de ELU que o fator de segurança ao tombamento seja superior a 1,0.

2.6.5 Requisitos específicos ao projeto de torres

Além das análises da capacidade de carga e verificações de segurança ao deslizamento e tombamento, cada fornecedor de torre possui, também, especificações características ao desempenho destas fundações, não somente em relação aos fatores de segurança específicos ou combinações de carregamento, mas com referência aos recalques totais e diferenciais e a dispor de uma rigidez mínima que não afete o comportamento dinâmico da estrutura.

Em relação aos recalques, muitos fabricantes de equipamento, como Woben, GE e Siemens indicam uma rigidez mínima da fundação igual a 0,3mm/m de largura. Além disso, para o uso de fundações superficiais é indicado que toda a área da base seja comprimida quando forem calculadas para cargas no ELS. Já, para a condição de carregamento no ELU, a área mínima comprimida deve ser 50% segundo as recomendações e diretrizes internacionais (Milititsky, 2019).

Tratando-se da rigidez rotacional da torre, é essencial que se evite a coincidência entre a frequência natural da torre e a frequência de vibração do rotor, visto que isso pode ocasionar a ressonância dinâmica do sistema.

Para verificação desse requisito pelo solo de fundação é recomendável o emprego de ensaios sísmicos, a fim de obter o módulo de cisalhamento do solo (G) com maior confiabilidade (Maranhão, 2016).

Como os fabricantes de torres não tem como prever os solos, nem as soluções estruturais aplicadas as fundações, onde serão implantadas as torres eólicas, eles estabele-

cem parâmetros mínimos de rigidez ao conjunto $K_{x,r}$ mínima e $K_{\theta,r}$ mínima, visando evitar o fenômeno de ressonância dinâmica já explicado.

Diante do exposto, podem-se verificar as rigidezes translacional $K_{x,r}$ e rotacional $K_{\theta,r}$ do conjunto solo-fundação, com base no coeficiente de poisson do solo (ν) e módulo cisalhante (G), conforme equações (Petrobrás, 2011):

$$K_{x,r} = \frac{32 \cdot G \cdot R(1 - \nu)}{7 - 8\nu} \geq K_{x,r} \text{ mínima} \quad (2.35)$$

$$K_{\theta,r} = \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \geq K_{\theta,r} \text{ mínima} \quad (2.36)$$

2.7 Análise da Confiabilidade em Fundações de Aerogeradores

As incertezas de um projeto de fundações iniciam desde a investigação geotécnica do subsolo, visto que é impossível se ter o conhecimento “completo” do subsolo sobre o qual se irá construir. Assim, costuma-se prever uma margem de segurança considerando a chance da presença de materiais menos resistentes que não foram detectados nas sondagens (Meyerhof, 1970).

Os parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos determinados através de ensaios de laboratório ou a partir de correlações com ensaios de campo (SPT, CPT etc.), também podem, eventualmente, apresentar imprecisões que deverão ser corrigidas por um limite de segurança. Além disso, os cálculos da capacidade de carga, isto é, a carga de ruptura que suporta uma fundação, é elaborada através de modelos de cálculo analíticos, os quais exigem o uso de simplificações, resultando em diferenças que também deverão ser recobertas pela imposição de fatores de segurança (Velloso; Lopes, 2010).

Em resumo, existem incertezas nas mais diversas etapas do projeto: seja nas investigações geotécnicas, nos parâmetros dos materiais, nos métodos de cálculo, na avaliação das cargas e até na própria execução. Segundo Azevedo (2011), a variabilidade das propriedades geotécnicas e estratigrafia, existentes no problema do projeto de fundações, são representações claras de incertezas, pois traduzem as características em plano e profundidade ao longo de um terreno, somente em função da posição ensaiada.

A confiabilidade de um componente ou sistema de engenharia é definida como a probabilidade de que este sistema não falhe durante a vida útil de projeto, considerando que sejam respeitadas as condições de operação e concepção do mesmo (Beck, 2019).

Nesse sentido, não se pode assegurar a confiabilidade indefinidamente, pois seus modelos de cálculo e testes são realizados para a vida estipulada ao projeto, isto é, levando em consideração condições de utilização e situações estabelecidas ao projeto.

Caso o sistema seja utilizado em circunstâncias mais severas que as estipuladas, não haverá a confiabilidade desejada. Existe ainda a chamada probabilidade de falha, a qual complementa a confiabilidade, dado que probabilidade de falha é a probabilidade que determinado sistema ou estrutura possui de falhar, ou seja, não atender às especificações de projeto mesmo que respeitadas as condições de utilização dentro de sua vida útil (Beck, 2019).

A probabilidade de falha (p_f) é determinada pela probabilidade de que a solicitação (S) do sistema seja superior à sua resistência (R). Considerando-se que a resistência e a solicitação são variáveis aleatórias, as distribuições de R e S conhecidas e, para R e S contínuas e estatisticamente independentes, a probabilidade de falha é calculada conforme a equação 2.37 (Beck, 2019):

$$p_f = P[\{S \geq R\}] = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^S f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.37)$$

Onde, $f_{RS}(r, s)$, é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S. Portanto, se R e S são estatisticamente independentes, tem-se a probabilidade de falha segundo a equação 2.38 (Ang; Tang, 1984):

$$p_f = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (2.38)$$

Assim sendo, a correspondente probabilidade de segurança de um sistema, isto é, a sua confiabilidade, é expressa por $p_s = 1 - p_f$ (Ang; Tang, 1984).

Geralmente, em sistemas estruturais, a resistência e a solicitação são funções de várias variáveis aleatórias, as quais denominam-se por variáveis básicas de projeto, X_i . Como o problema é formulado em termos destas variáveis básicas, para cada conjunto de valores destas variáveis será preciso definir se a estrutura falhará ou não. Assim sendo, define-se o estado de uma estrutura através de uma função de desempenho $g(X)$, onde $X = (X_1, \dots, X_n)$ é o vetor de variáveis básicas. Os diversos modos de falha da estrutura podem ser definidos por $g(X) = 0$, também denominada por equação de estado limite do sistema. Consequentemente, quando $g(X) > 0$, o estado é seguro, enquanto $g(X) < 0$ é representativo do estado de falha (Azevedo, 2011).

De posse das estatísticas das variáveis básicas e correspondente equação de estado limite do sistema, o índice de confiabilidade (β), fundamental para estudo da confiabilidade estrutural, pode então, ser calculado.

Conforme Silva (2010), o índice de confiabilidade β é uma medida geométrica utilizada para medir o nível de segurança de um sistema. Assim, altos valores de β implicam uma menor probabilidade de falha, enquanto baixos valores de β traduzem sistemas inseguros e com maiores probabilidades de falha.

Uma definição bastante utilizada na prática devido a sua simplicidade é o índice de confiabilidade β , traduzido em termos das médias μ e desvios padrões σ , considerando a equação do estado limite linear para variáveis aleatórias R e S de distribuição normal e não correlacionadas (Beck, 2019):

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.39)$$

Assim, para variáveis que seguem distribuições normais ou Gaussianas, a relação entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade, β , é dada pela equação 2.40:

$$pf = \Phi(-\beta) \quad (2.40)$$

Em que Φ é a função de distribuição acumulada da variável normal padrão. Quando se tratar de outros tipos de distribuição, tal qual a distribuição de Gumbel (Valores extremos Tipo 1), funções normais equivalentes deverão ser utilizadas (Azevedo, 2011).

2.7.1 Conceitos Fundamentais de Probabilidade e Estatística

Neste item serão abordados os conceitos mais relevantes relacionados a probabilidade e estatística, visto a necessidade de sua compreensão para aplicabilidade do método de confiabilidade escolhido neste trabalho.

Conforme Ang e Tang (2007), através de uma variável aleatória, pode-se associar um valor numérico a um determinado ponto do espaço amostral. Assim sendo, as variáveis aleatórias são variáveis numéricas às quais permitem-se associar modelos probabilísticos.

Portanto, como uma variável aleatória apresenta um número para cada resultado de um experimento, aplicando uma distribuição de probabilidades a ela associa-se uma probabilidade para cada resultado numérico deste experimento.

Haldar (2006) afirma que as incertezas relacionadas a estimativa da capacidade de carga de uma estrutura, as intensidades de aplicação de suas cargas e seus esforços resultantes podem ser modeladas por variáveis aleatórias. Deste modo, a associação entre o valor que uma variável aleatória assume e a probabilidade do evento correspondente é descrito através da chamada função de densidade de probabilidade. Algumas distribuições podem ser definidas somente em termos da média, variância e o desvio padrão, ou dito, coeficiente de variação do problema em estudo.

Em face do exposto, a função de distribuição acumulada (FDA) de probabilidades de uma variável aleatória X é descrita por (Beck, 2019):

$$F_X(x) = P[\{X \leq x\}], \text{ com } (-\infty \leq x \leq +\infty) \quad (2.41)$$

Em que o número $F_X(x)$ corresponderá à probabilidade que a variável aleatória X tem de possuir um valor menor do que x .

Além disso, para Beck (2019) a chamada função de densidade de probabilidade é resultado da derivada em relação a x da função de distribuição acumulada vista anteriormente, demonstrada conforme a equação 2.42:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (2.42)$$

Beck (2019) salienta ainda que, em função da distribuição de probabilidades poder não apresentar derivadas em todo o intervalo de x , as variáveis aleatórias distinguem-se em contínuas e discretas, conforme o domínio apresentado por estas variáveis. Assim, as variáveis aleatórias discretas são aquelas que admitem um número finito ou infinito enumerável de valores possíveis, ao passo que as variáveis aleatórias contínuas podem tomar um número infinito de valores, e esses valores estão relacionados a mensurações em uma escala contínua (Correa, 2003).

Diante do exposto, existem características numéricas bastante importantes na distribuição de probabilidades de uma variável aleatória, são elas: a média (μ), a variância (σ^2), o desvio padrão (σ) e o coeficiente de variação (δ) (Ang; Tang, 2007). Em se tratando de variáveis aleatórias, o coeficiente de variação (δ) pode aparecer, com frequência, no lugar do desvio padrão (Beck, 2019).

A média é definida como a soma de valores (x) divididos pela quantidade (n) de ocorrência em um determinado conjunto de dados, conforme descrito

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.43)$$

A variância é uma medida que expressa a dispersão da variável em relação a sua média, sendo expressa através da equação 2.44:

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2 \quad (2.44)$$

O desvio padrão indica a uniformidade do conjunto de dados, sendo tão somente representado, pela raiz quadrada da variância, tal qual a equação 2.45:

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad (2.45)$$

Por fim, temos o coeficiente de variação, determinado como uma medida do desvio padrão, conhecido então, por desvio padrão relativo. Frequentemente expresso em porcentagem é usado para expressar a variabilidade dos dados estatísticos, conforme apresentado na equação 2.46 (Ang; Tang, 2007):

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (2.46)$$

2.7.2 Distribuição de Probabilidade

Após definidas as variáveis aleatórias, a distribuição de probabilidade tende a expressar o modelo matemático analítico que relaciona o conjunto das variáveis em estudo e suas correspondentes probabilidades de ocorrência (Correa, 2003).

Existem diversas distribuições de probabilidade, neste trabalho serão abordadas duas delas, as distribuições do tipo Normal e Gumbel – Valores extremos Tipo I (para máximos).

De acordo com Beck (2019), a distribuição normal ou Gaussiana $N(\mu, \sigma)$ é considerada a mais conhecida e, também, a mais utilizada. Representada por uma variável aleatória normal, sua simplicidade é resultante da utilização de dois únicos parâmetros, a média e o desvio padrão. Para Ang e Tang (2007), a distribuição normal é convenientemente a mais aplicada na prática, em razão da soma de muitas variáveis aleatórias, estatisticamente independentes, convergirem para uma distribuição do tipo normal. Este fenômeno é um importante resultado estatístico conhecido por Teorema do Limite Central.

A função de densidade de probabilidade para distribuição normal é representada pela equação 2.47 (Beck, 2019):

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]; (-\infty \leq x \leq \infty) \quad (2.47)$$

Enquanto a função de distribuição cumulativa de probabilidades para esta distribuição é expressa pela equação 2.48:

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx; (-\infty \leq x \leq \infty) \quad (2.48)$$

Entretanto, Beck (2019) enfatiza que a integral representativa da FDA não apresenta solução analítica, ou seja, sua resolução é dada em termos de uma distribuição normal padrão que adota média nula e desvio padrão unitário, a qual é apresentada em tabelas de referência com valores para $\Phi(y)$ ou por aproximações polinomiais para $F_X(x)$. Diante disso, qualquer variável aleatória original que tenha a distribuição normal $X \sim N(\mu, \sigma)$ poderá ser transformada em variável normal padrão Y , através da equação 2.49:

$$Y = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (2.49)$$

Conseqüentemente, a distribuição cumulativa de probabilidades $F_X(x)$ da variável aleatória normal será determinada através de $\Phi(y)$, conforme (Beck, 2019):

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) \quad (2.50)$$

Nas diversas aplicações da engenharia de estruturas, valores extremos de variáveis aleatórias ou de processos estocásticos são de interesse. Nesse aspecto, os valores máximos e mínimos se tornam também variáveis aleatórias, porém contendo uma distribuição estatística própria. A distribuição de Gumbel, ou também denotada por valores extremos do Tipo I, é bastante utilizada para representar extremos de fenômenos ambientais, tais como: cheias de rio, nível de precipitação, velocidade do vento, carga de ondas, etc. (Beck, 2019).

Conforme Kareem (1987), em locais de clima ameno, a análise de vento empregando a distribuição de Gumbel fornece um bom ajuste aos dados de velocidade extrema anual. Enquanto, para Castillo *et al.* (2014), problemas envolvendo a velocidade de vento, costumam utilizar as seguintes distribuições de extremos: Weibull, Fréchet ou Gumbel. Finalmente, para Smith e Caracoglia (2011), tratando-se da utilização da velocidade máxima do vento como variável aleatória, a escolha da distribuição de probabilidade de Gumbel seria a que melhor se adequa ao comportamento desta variável.

Os parâmetros da distribuição de Gumbel para máximos são: u_n , dito máximo característico ou moda da distribuição e β , que é o parâmetro de forma. As funções de densidade e cumulativa de probabilidades são expressas, respectivamente, pelas equações 2.51 e 2.52 (Beck, 2019):

$$f_{X_n}(x) = \beta \exp[-\beta(x - u_n) - \exp[-\beta(x - u_n)]] , (-\infty \leq x \leq \infty) \quad (2.51)$$

$$F_{X_n}(x) = \exp[-\exp[-\beta(x - u_n)]] , (-\infty \leq x \leq \infty) \quad (2.52)$$

Ao passo que, conhecidos os momentos da variável e sendo e_u a constante de Euler, igual a 0,577216. Os parâmetros desta distribuição são determinados pelas equações 2.53 e 2.54:

$$u_n = \mu - \frac{e_u}{\beta} \quad (2.53)$$

$$\beta = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\sigma} \quad (2.54)$$

2.7.3 Confiabilidade Estrutural

A confiabilidade estrutural é a medida que expressa o grau de confiança para que determinada estrutura ou sistema estrutural cumpra seus requisitos técnicos da vida útil de projeto, tais como: desempenho, resistência e equilíbrio. Este grau de confiança considera tanto modelos estatísticos utilizados para quantificação das incertezas, como os modelos físicos, matemáticos e de engenharia aplicados no cálculo (Beck, 2019).

Uma variedade de métodos ou modelagens para estudo de confiabilidade estrutural pode ser encontrada na literatura e, tão importante como a compreensão do método ideal de análise para o problema, é o tratamento probabilístico que será dado às variá-

veis destes problemas, para que haja a adequada representação dos modos de falha e a segurança quanto ao nível de incertezas do problema.

Conforme já visto anteriormente, as estruturas e elementos estruturais são projetados e construídos de modo a cumprir alguns requisitos técnicos de projeto, tais como: requisitos de serviço, de segurança, econômicos e de robustez. Estes diversos requisitos técnicos são escritos através das chamadas equações estados limites, as quais avaliam o modo de falha da estrutura, ou seja, o estado indesejável da estrutura devido ao não atendimento de algum dos seus requisitos. Os estados limites dividem-se em dois grupos principais: últimos (ELU) e de serviço (ELS) (Beck, 2019).

Os estados limites últimos representam os requisitos de segurança última das estruturas. Assim, estão diretamente relacionados com a capacidade de carga máxima ou ruptura da estrutura, podendo representar um dano grave e permanente ou até o colapso dela. Vale ressaltar que a ultrapassagem deste estado é, na maioria das vezes, irreversível. Portanto, sua ocorrência implica na falha direta da estrutura. Já os estados limites de serviço são correspondentes aos requisitos de serviço e condições de uso da estrutura, podendo ser reversíveis ou irreversíveis. No caso de serem irreversíveis, a primeira ultrapassagem do estado representa a falha (Beck, 2019).

Tratando-se de fundações superficiais, os estados limites últimos representam os mecanismos que conduzem ao colapso da fundação, podendo ser: perda da estabilidade global do conjunto, ruptura por ultrapassagem da capacidade de carga do terreno, ruptura por deslizamento ou falha do terreno devido a carregamentos transversais. Quanto aos estados limites de serviço que devem ser avaliados no projeto de fundações, temos: os recalques excessivos (totais ou diferenciais), levantamentos exagerados devido a expansão do solo ou outras causas e vibrações inaceitáveis, estabelecidos na NBR 6122 (ABNT, 2019).

Em um problema de confiabilidade estrutural envolvendo somente variáveis aleatórias é irrelevante a distinção das variáveis entre de resistência e de solicitação. Portanto, as variáveis R_s e S são todas agrupadas em um vetor coluna X . Sendo determinado para cada modo de falha, uma equação de estado limite $g(x)$, escrita conforme a equação 2.55 (Beck, 2019):

$$g(x) = g(X_{RS}, X_S) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (2.55)$$

Sendo o domínio de sobrevivência dado por $\Omega_s = \{x | g(x) > 0\}$ e o domínio de falha quando $\Omega_f = \{x | g(x) \leq 0\}$. Já, a probabilidade de falha é determinada através da integração da função conjunta de densidade de probabilidades $f_X(x)$ sobre o domínio de falha, conforme a equação 2.56:

$$pf = \int_{\Omega_f} f_X(x) dx \quad (2.56)$$

Entretanto, problemas de engenharia, frequentemente, envolvem diversos modos de falha. Como cada componente estrutural ou análise determinística de cálculo são relacionados a um modo de falha, resultam vários modos de falha para o problema, a discordância entre um deles poderá resultar na falha do sistema. Por exemplo, um elemento de fundação para torre eólica pode falhar principalmente por: insuficiência na capacidade de carga, por ruptura ao deslizamento devido aos intensos esforços horizontais de carregamentos do vento, devido a perda da estabilidade global, ou ainda, pela combinação destes (Azevedo, 2011).

Diante do exposto, para avaliação da segurança da estrutura e a probabilidade de que ela não falhe, será explorado e estudado um dos principais métodos de aplicação da confiabilidade estrutural para solução de problemas de engenharia, o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM).

2.7.4 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

Conforme Beck (2019), o método de confiabilidade de primeira ordem, ou dito FORM (*First Order Reliability Method*), envolve a elaboração de uma função conjunta de distribuição de probabilidades, $f_X(x)$ e a transformação desta função para o espaço normal padrão Y . Esta transformação das variáveis aleatórias para o espaço normal padrão, assim como a aproximação da equação estado limite para uma função linear, envolve a eliminação da correlação entre as variáveis aleatórias através do cálculo de variáveis aleatórias normais equivalentes, estatisticamente independentes, Y . Portanto, este método incorpora em sua análise, as funções de distribuição de probabilidades e a dependência linear (correlação) entre as variáveis aleatórias do problema.

O método de confiabilidade FORM é considerado um método analítico que possibilita o cálculo da probabilidade de falha de uma função estado limite linearizada, através de transformações nas variáveis aleatórias que definem o problema. Assim, as variáveis aleatórias são transformadas em variáveis normais padrão, contendo média zero e desvio padrão unitário estatisticamente independentes e, a função de falha é escrita no espaço representado por estas variáveis, denotado por espaço das variáveis reduzidas (Sagrilo, 1994).

Segundo Sagrilo (1994), a busca pelo ponto de projeto y^* é fundamental neste método, visto que ele corresponde ao ponto mais provável de falha do sistema. A Figura 2.13 apresenta a demonstração do método de transformação FORM, através da linearização da equação estado limite $g(X)$ e localização do ponto mais provável de falha y^* , os quais são identificados pelas componentes do vetor de cossenos diretores $\vec{\alpha}$ e a menor distância até a origem, caracterizada como o índice de confiabilidade β .

A experiência tem mostrado que, embora na maioria das vezes, o método de confiabilidade FORM atinja rapidamente a convergência, ele pode não convergir em al-

gumas situações (Liu; Der Kiureghian, 1986). Nesse sentido, Silva (2010) afirma que, tratando-se de uma equação estado limite excessivamente não linear, os erros na estimativa da probabilidade de falha por este método podem ser significativos, exigindo então, a utilização de métodos que se adaptem melhor à curvatura da função.

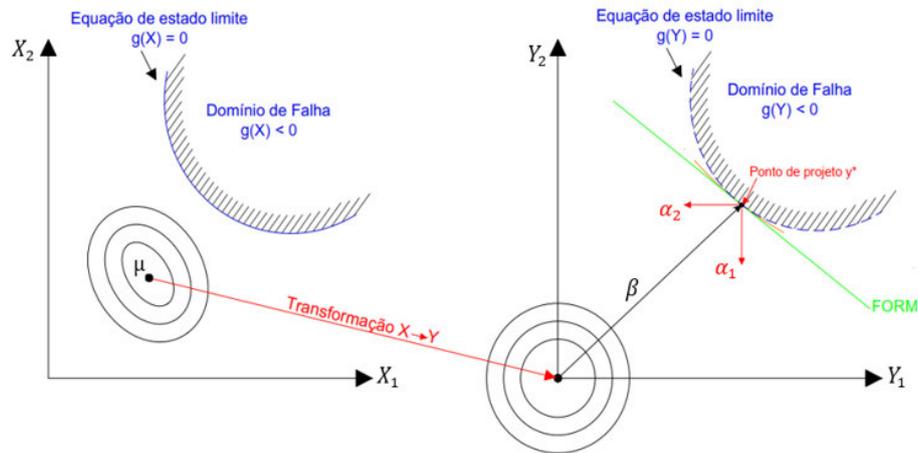


Figura 2.13: Demonstração dos métodos de transformação FORM. Fonte: Adaptado de Cordeiro (2009).

Silva (2010) resume as principais etapas da utilização do método FORM para variáveis não correlacionadas entre si, como:

1. Definição da equação estado limite $g(X) = 0$ e dos parâmetros médias μ_{X_i} e desvios padrão σ_{X_i} das distribuições de probabilidade que descrevem as variáveis de \vec{X} ;
2. Definir um ponto de projeto inicial $x^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$, usualmente utilizando o valor médio;
3. Determinar os parâmetros médias $\mu_{X_i}^{eq}$ e desvios padrão equivalentes $\sigma_{X_i}^{eq}$, no ponto de projeto x^* , para cada variável aleatória X_i não distribuída normalmente;
4. Após calculados os parâmetros normalizados, transformar o ponto de projeto inicial x^* para o espaço normalizado reduzido $y^* = (y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*)$; Através da transformação composta utilizando o modelo de Nataf (Beck, 2019).
5. Estimar o índice de confiabilidade β para a equação de estado limite no espaço normal $g(\vec{Y}) = 0$ com $\beta = \sqrt{y^{*T} \cdot y^*}$;
6. Calcular o vetor de cossenos diretores $\vec{\alpha}$;
7. Determinar o novo ponto de projeto y^* , pelo algoritmo de transformação HLRF, desenvolvido por Hasofer e Lind (1974) e aprimorado por Rackwitz e Fiessler (1978).
8. Transformar o novo ponto de projeto y^* para o espaço original x^* ;

9. Repetir o procedimento do item III ao VIII até que o índice de confiabilidade β e x^* apresentem convergência de valores.

Sagrilo (1994) enfatiza que os principais desafios no método FORM são, justamente, a transformação das variáveis aleatórias do espaço original para o espaço reduzido (Passo IV) e encontrar o ponto sobre a superfície de falha (Passo VII).

Diante disso, para calcular as medias e desvios padrão normais equivalentes para o ponto de projeto x^* , respectivamente, $u_{x_i}^{eq}$ e $\sigma_{x_i}^{eq}$, utilizam-se as equações 2.57 e 2.58 (Beck, 2019):

$$\sigma_{x_i}^{eq} = \frac{\phi[\Phi^{-1}(F_X(x^*))]}{f_X(x^*)} \quad (2.57)$$

$$u_{x_i}^{eq} = x^* - \sigma_{x_i}^{eq} [\Phi^{-1}(F_X(x^*))] \quad (2.58)$$

Em que, $F_X()$ representa a distribuição acumulada original da variável, $f_X()$ a função densidade original da variável, Φ é a função de distribuição acumulada normal padronizada e ϕ reproduz a função densidade normal padronizada. Portanto, o vetor transformado y^* para os valores x^* é definido pela equação 2.59:

$$y_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}^{eq}}{\sigma_{x_i}^{eq}} \quad (2.59)$$

A iteração conhecida como algoritmo de Hassofer, Lind, Rackwitz e Fiessler, ou HLRF, corresponde na aproximação de um ponto qualquer à equação de estado limite do problema e na ortogonalização do vetor desse ponto à equação, com intuito de encontrar o ponto de menor distância à origem no espaço normalizado (β) (Beck, 2019).

2.8 Estado da arte

A pesquisa de Barbosa *et al.* (2013) analisa a segurança estrutural de fundações superficiais. A metodologia para cálculo da capacidade de carga das fundações foi a teoria proposta por Terzaghi (1943), a qual é analisada através de dois métodos convencionais de confiabilidade estrutural, o método de confiabilidade (FORM) e Simulação de Monte Carlo (SMC). Os algoritmos computacionais para análise da segurança estrutural foram efetuados em Matlab. Após calculada a capacidade de carga para uma fundação do tipo sapata retangular, definem-se as propriedades estatísticas média, desvio padrão e coeficiente de variação (μ , σ e δ) para dois parâmetros do solo (ângulo de atrito e coesão) e para os dois tipos de ação (permanente e variável). As distribuições de probabilidade representativas dos parâmetros do solo e ação permanente foi a distribuição normal. Por outro lado, para a ação variável, decorrente de carregamentos atuantes devidos à ação do vento, usou-se a distribuição de extremos do Tipo I (Gumbel)

para máximos. Diante disso, definiu-se a função de falha $g(.)$ como a resistência proposta por Terzaghi, em função das variáveis coesão e ângulo de atrito, diminuída da solicitação, representada pela soma entre as variáveis ação permanente e ação variável. A análise da confiabilidade é feita através de seis casos pela influência da variação dos dados estatísticos estipulados para o ângulo de atrito e coesão. Os índices de confiabilidade obtidos pelo método analítico FORM foram confirmados pela Simulação de Monte Carlo. Comprova-se que a variação no sentido de aumento, tanto do ângulo de atrito como da coesão, resulta em aumento do índice de confiabilidade. Conclui-se então, que a utilização de métodos de confiabilidade na análise da segurança estrutural de fundações superficiais garante o dimensionamento mais realístico e otimizado. Uma vez que, nas filosofias de projeto determinísticas convencionais, não são consideradas propriedades estatísticas que representem a variabilidade das ações e incertezas nas propriedades do solo.

O estudo de Ntambakwa *et al.* (2016) expõe que o setor eólico tem apresentado a utilização de torres cada vez mais altas, a fim de aproveitar os recursos *onshore* em grandes altitudes, pois têm-se velocidades mais altas de vento e turbulência reduzida. Entretanto, torres mais altas exigem, conseqüentemente, maiores e/ou mais robustas fundações para suportar os sistemas de turbinas eólicas, o que traduz altos custos para os projetos. Embora já tenha havido a redução no valor de implantação de turbinas eólicas nas últimas décadas, os custos para sua construção e inserção continuam relativamente altos. Nesse sentido, projetos de fundação otimizados, além de contribuírem para redução geral dos custos, colaboram também, para o avanço desta geração de energia renovável. Fundações para torres eólicas possuem requisitos de projeto específicos que devem ser levados em consideração, os quais garantem a operação confiável das turbinas durante a vida útil típica de projeto. Para isso, é fundamental que os aspectos do projeto geotécnico e estrutural estejam adequadamente sincronizados, a fim de desenvolver projetos eficientes, levando em consideração as condições geotécnicas específicas do local e suas possíveis restrições. Posto isso, o artigo apresenta importantes considerações para o projeto geotécnico de fundações superficiais para turbinas eólicas *onshore*, incluindo a estabilidade global, capacidade de suporte, recalques admissíveis e diferenciais, rigidez rotacional e ponderações da degradação cíclica. Além disso, discute detalhadamente sobre diferentes abordagens de projeto que podem ser utilizadas para promover a melhor compreensão da estrutura e otimizar os requisitos geotécnicos das fundações de aerogeradores, como é o caso da incorporação de abordagens baseadas em confiabilidade para o projeto geotécnico de turbinas eólicas. Por fim, infere-se que a adoção de abordagens de confiabilidade para os aspectos do projeto geotécnico resulta no desenvolvimento de projetos mais eficazes e econômicos, com nível de confiabilidade estatisticamente quantificável e adequado aos aspectos estruturais exigidos.

À vista da importância do estudo da confiabilidade estrutural, o trabalho de Jiang *et al.* (2017) tem por objetivo apresentar uma revisão detalhada acerca da análise de segurança estrutural de turbinas eólicas entre os anos de 1990 e 2017. Descrevem-se os procedimentos dos métodos de confiabilidade mais utilizados nas análises, tais como o método de confiabilidade de primeira ordem e segunda ordem, respectivamente, o FORM, o SORM e a Simulação de Monte Carlo. Além disso, são enfatizadas as áreas de aplicação da confiabilidade estrutural ao projeto de turbinas eólicas, dentre elas destacam-se o estudo dos modos de falha presente nas pás do rotor, nas estruturas de suporte *onshore* e *offshore*, aos componentes mecânicos e elétricos e no sistema flutuante dos cabos de amarração.

Segundo Vahdatirad *et al.* (2014), as fundações com geometrias baseadas na gravidade são regularmente usadas para estruturas de turbinas eólicas *onshore* e *offshore*. No entanto, os projetos atuais determinísticos, baseados em códigos, para estruturas de torres eólicas são bastante conservadores, pois as incertezas geralmente não são levadas em consideração ou são negligenciadas pela inclusão de fatores de segurança parciais, normatizados nos códigos determinísticos. Isso acarreta projetos que elevam o custo de construção e superestimam a probabilidade de falha. Em face do exposto, o presente artigo tem por objetivo ajustar um procedimento de projeto baseado em código. Através da análise do projeto de uma fundação baseada em gravidade, com foco na confiabilidade obtida para modo de falha da capacidade de carga, desenvolve-se um modelo probabilístico de cálculo por meio do uso de elementos finitos e Simulações de Monte Carlo. Nesse sentido, os desvios nos parâmetros de carga e resistência foram utilizados para calibrar a equação estado limite do projeto, propondo valores ótimos para atingir níveis de confiabilidade aceitáveis. Por fim, percebem-se que os resultados otimizados aplicados na função de falha do projeto permitem economias de até 20% no consumo de material, dependendo o nível de confiabilidade desejado.

Com base na pesquisa de Cheng *et al.* (2012), a capacidade de suporte da fundação é um importante índice de desempenho da operação segura de uma turbina eólica. Diante disso, propõe-se analisar a confiabilidade da capacidade de suporte do subsolo de uma base gravitacional circular de turbina eólica. O método de confiabilidade utilizado para calcular o índice de confiabilidade da capacidade de carga do subleito geotécnico foi o método JC, recomendado pelo “Joint Committee on Structural Safety (JCCS)”. Através do cálculo iterativo, constata-se que o diâmetro da fundação é fundamental para a confiabilidade, de modo que o aumento de seu valor corresponde a melhoria da confiabilidade da capacidade de suporte do subsolo. Além disso, fica evidente que o uso do método JC é capaz de efetuar análises para o índice de confiabilidade da capacidade de suporte do subsolo com alta precisão e agilidade.

A partir dos diversos estudos e pesquisas citados, fica evidente o quanto a consideração de incertezas aos parâmetros do projeto de fundações superficiais para torres

eólicas traz retornos positivos, em termos da otimização e eficiência de sua implantação. Assim, fica evidente que, independentemente da filosofia de projeto adotada, é fundamental complementá-lo através de uma análise de confiabilidade, com intuito de verificar a probabilidade de falha deste sistema.

Com a inclusão da avaliação da confiabilidade estrutural aos projetos de fundações, além de atender aos fatores de segurança e requisitos das normas, podemos, também, mapear as incertezas, quantificando os riscos e os limitando a valores considerados aceitáveis perante a vida útil de projeto, o que o torna mais seguro, econômico e decisivo (Cintra *et al.*, 2011).

3 | Metodologia

Tendo em vista que o objetivo principal desta pesquisa é avaliar a confiabilidade do projeto de fundações superficiais para torres de aerogeradores, são analisados quatro casos documentados da literatura com emprego de fundação do tipo sapata para torre eólica. Para que, desse modo, se possa afirmar sobre a segurança e probabilidade de falha destas estruturas.

O ponto de partida principal para o projeto de fundações de aerogeradores é a investigação do subsolo, isto é, a análise dos perfis estratigráficos e correspondentes ensaios de campo fornecidos do local. Frequentemente, os parâmetros geotécnicos do solo, necessários para o dimensionamento da fundação são estimados através da realização de ensaios de campo e/ou correlações normatizadas com uso dos ensaios.

Em seguida, são verificados os cálculos determinísticos do projeto da fundação, tais como: cálculo da capacidade de carga, verificação ao deslizamento e resistência ao tombamento, os quais garantem a estabilidade da fundação para o aerogerador adotado. Em projetos de torres eólicas, os carregamentos provenientes do aerogerador são fornecidos diretamente pelo fabricante da turbina. De posse destes carregamentos são encontrados os carregamentos resultantes atuantes na base de fundação.

A análise da confiabilidade é reproduzida a partir das três equações estados limites que regem os cálculos determinísticos para cada uma das verificações do projeto. Para isso, definem-se as variáveis aleatórias para o problema, suas respectivas funções de distribuição de probabilidade e as propriedades estatísticas, média e desvio padrão, específicas a elas. Desse modo, as variáveis aleatórias descritas para a análise são os parâmetros de resistência do solo: intercepto da coesão (c), ângulo de atrito (φ), peso específico γ e pressão de sobrecarga (q_0), além das cargas de esforço vertical do conjunto (V_T), esforço horizontal total (H_{BT}) e esforço de momento fletor total (M_{BT}).

As variáveis aleatórias: coesão, ângulo de atrito, peso específico e pressão de sobrecarga são geradas presumindo que seguem uma distribuição de probabilidade do tipo normal, conforme a representação estatística de dados de solo recomendadas por DNV 2012.

De acordo com Galambos et al. (1982), para as variáveis aleatórias devidas as ações, tem-se para a ação permanente do carregamento (V_T) uma distribuição do tipo normal. Enquanto as variáveis de momento fletor e esforço horizontal dispõem de uma distribuição de probabilidade do tipo Gumbel, ou também chamada de Extremos Tipo I para máximos, dado que sua ação é causada por extremos de fenômenos ambientais, tal qual a velocidade do vento.

Quanto às propriedades estatísticas adotadas para as variáveis aleatórias de projeto, tem-se a média (μ) de cada variável, exatamente igual ao seu valor nominal de projeto. Conforme, Phoon et al. (1995) a variabilidade para a coesão, peso específico, pressão de sobrecarga e esforço vertical é dada por um coeficiente de variação fixo igual a 0,10, já o ângulo de atrito apresenta coeficiente de variação entre 0,05 e 0,15. A variabilidade das ações devidas à atuação de fenômenos ambientais, tal qual a velocidade do vento, assumem um coeficiente de variação entre 0,05 e 0,25 segundo Galambos et al. (1982) e Melchers e Beck (2018).

A avaliação da confiabilidade dos quatro projetos de torres, analisados pelo uso do método de confiabilidade de primeira ordem (FORM), é realizada através da ferramenta disponível no programa Microsoft Excel, trata-se do módulo Solver.

Convém salientar que o problema de otimização está incorporado no FORM, já que este método tem por objetivo buscar o ponto que corresponde à menor distância entre a origem do espaço das variáveis normais padronizadas e a superfície de falha. Essa mínima distância encontrada equivale ao índice de confiabilidade β , em que a função estado limite $g(x)$ igualada a zero representa a superfície de falha.

Assim sendo, para solução de problemas de otimização, que incorporam várias variáveis, de maneira ágil e eficiente, basta definir o problema através de sua equação estado limite e introduzir suas equações em células de uma planilha eletrônica em Excel, pois a ferramenta Solver conta com o método do Gradiente Reduzido Generalizado, abreviado por GRG, para solução de problemas gerais não lineares.

Em face do exposto, o algoritmo empregado na planilha para uso do FORM tem como base a abordagem desenvolvida por Low e Tang (2007). Este algoritmo para o método de confiabilidade de primeira ordem, desenvolvido e aprimorado no Método 2 dos autores é representado através da Figura 3.1 e será mais bem explicado a seguir.

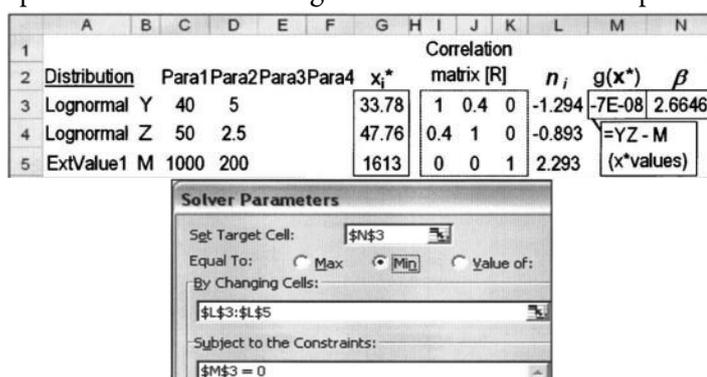


Figura 3.1: Demonstração do algoritmo eficiente para FORM. Fonte: Low e Tang (2007).

A ênfase deste algoritmo está em obter a solução FORM com eficiência e relativa transparência, visto que várias distribuições normais ou não normais podem ser selecionadas facilmente conforme modelo de distribuição de probabilidade de sua variável aleatória. A variável normal padronizada (n_i) da coluna L3:L5 contém a equação 3.1

para calcular o ponto de projeto (x_i) da coluna G3:G5; portanto, calcula-se cada x_i como uma função de n_i .

$$n_i = \frac{x_i - u_i^N}{\sigma_i^N} \quad (3.1)$$

Assim, inicializando a coluna de n_i com valores iguais a zero, os valores da coluna x_i se igualam aos valores médios nominais de projeto (coluna Para 1). Em seguida, seleciona-se o procedimento do Solver, o qual realiza a variação dos números adimensionais n_i , que serão encontrados durante a otimização restrita, até que se satisfaça à condição de restrição imposta para função desempenho $g(x) = 0$. Quando isso foi satisfeito, o valor encontrado para o índice de confiabilidade β está em seu mínimo valor, conforme demonstra a equação 3.2 e os valores de x_i encontrados tornam-se o ponto de projeto inicial x^* .

$$\beta = \min_{x \in F} \sqrt{[n]^T [R]^{-1} [n]} \quad (3.2)$$

A equação 3.3, que tem como base a equação 2.50 já vista, torna possível calcular retroativamente x_i para cada valor de n_i testado durante a otimização restrita do módulo Solver do Excel.

$$x_i = F^{-1}[\Phi(n_i)] \quad (3.3)$$

O objetivo deste algoritmo é justamente encontrar o valor de x_i , de modo que a distribuição de probabilidade cumulativa não normal $F(x_i)$ no ponto x_i seja igual a distribuição cumulativa normal padrão $\Phi(n_i)$. Por isso, são dispensados os cálculos das médias normais equivalentes e desvios padrão normais equivalentes das variáveis aleatórias. Além disso, a exigência de x_i estar na superfície de falha é imposta pela restrição da equação estado limite ser igual a zero e β estar em seu menor valor, pois só assim há convergência na solução do Solver. Cabe salientar que as derivações que permitem obter x a partir de n , baseadas em $F(x) = \Phi(n)$, assim como as funções x_i que permitem alcançar x_i a partir de n_i codificadas dentro da planilha eletrônica em Excel, encontram-se descritas no Apêndice A deste trabalho (Low; Tang, 2007).

Com base no exposto, nos itens 3.1 a 3.6 são apresentados os procedimentos de cálculo que compõem a análise da confiabilidade do projeto de torres de aerogeradores proposta neste trabalho.

3.1 Levantamento de dados geotécnicos e estruturais

O primeiro passo para o projeto de fundação de aerogeradores consiste na investigação das características geológicas e geotécnicas do local de implantação. As particularidades do tipo de turbina eólica (basicamente a orientação do seu eixo de rotação, o

material constituinte, sua potência ou altura de instalação) também são informações necessárias ao projeto de sua fundação.

Para composição dos carregamentos a serem utilizados no dimensionamento do projeto da fundação, consideram-se, além dos esforços oriundos da turbina fornecidos pelos fabricantes (M_B, H_B, V e M_Z), os carregamentos de peso próprio do bloco de fundação (W_C) e peso do solo de reaterro (W_S), isto é, cargas verticais centradas no eixo da sapata, calculadas conforme seção transversal e que, somadas ao peso da turbina (V), totalizam o esforço vertical atuante na fundação V_T , conforme ilustra a Figura 3.2a.

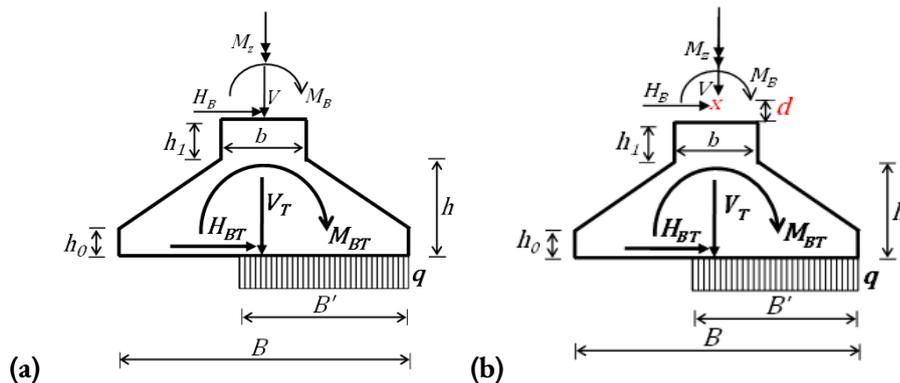


Figura 3.2: Indicação dos carregamentos provenientes da turbina para a fundação. Em (a) esforços aplicados no topo da base e em (b) esforços aplicados a uma distância (d) do topo.

Fonte: Elaborada pela autora.

Convém ressaltar, ainda, que é bastante comum o fabricante da turbina indicar o ponto de aplicação das cargas advindas da turbina a uma dada distância acima do topo da fundação (d), tal qual representado na Figura 3.2b. Isso significa que a força horizontal devido ao vento (H_B), quando transferida para a base da torre, provocará um aumento do momento aplicado. Assim sendo, o valor de momento total atuante na fundação M_{BT} deve ser calculado através da equação 3.4.

$$M_{BT} = M_B + H_B \cdot (h + h_1 + d) \quad (3.4)$$

Para encontrar o esforço vertical resultante na fundação basta somar todos os carregamentos de carga permanente atuantes, isto é, o peso próprio da turbina e seus elementos, da geometria da sapata e do solo de reaterro, conforme a equação 3.5:

$$V_T = V + W_C + W_S \quad (3.5)$$

Em síntese, os esforços comumente fornecidos pelo fabricante da turbina são:

- V representativo do esforço vertical de peso próprio da turbina e seus componentes;
- H_B equivalente ao esforço horizontal resultante induzido pela turbina e seus componentes devido à ação do vento;
- M_B significativo do momento fletor resultante induzido devido à ação do vento;

- M_z quando houver um torque atuando na fundação além dos esforços devidos ao vento.

3.2 Cálculo da capacidade de carga da fundação

As cargas de peso próprio da fundação (W_c) e do reaterro (W_s) são calculadas, a partir da associação do volume da geometria transversal da sapata com o peso específico de cada material, constando na NBR 6118 da forma explicada pelas equações 3.6 e 3.7 (ABNT, 2014):

$$W_c = \gamma_c V_{fun} [kN] \quad (3.6)$$

$$W_s = \gamma_s V_{reat} [kN] \quad (3.7)$$

Sendo,

γ_c o peso específico do concreto armado, igual a 25 kN/m³ para todos os casos;

γ_s o peso específico do reaterro conforme adotado em cada estudo;

V_{fun} o volume da fundação em m³ conforme seção transversal da sapata;

V_{reat} o volume do reaterro em m³ conforme seção transversal da sapata.

Como todos os casos de fundação analisados neste trabalho compõem-se de sapatas com geometrias similares, padronizou-se uma fórmula para o cálculo do volume, adotando como geometria padrão a representada na Figura 3.2a. Esta equação assimila a geometria da sapata a um tronco de cone, contendo uma base maior (B) e outra menor (b), podendo ainda, ser acrescida de parcelas cilíndricas além do tronco, conforme representa a equação 3.8:

$$V_{fun} = \frac{\pi B^2}{4} h_0 + \frac{\pi}{12} (h - h_0)(B^2 + B \cdot b + b^2) + \frac{\pi b^2}{4} h_1 \quad (3.8)$$

Já, para o cálculo do reaterro sobre as fundações, quando este existir, utiliza-se um complemento inverso da equação vista anteriormente, conforme apresentado:

$$V_{reat} = \frac{\pi}{12} (h - h_0)(2B^2 - B \cdot b - b^2) + \frac{\pi}{4} (B^2 - b^2) h_1 \quad (3.9)$$

O valor da pressão de sobrecarga atuante nesta fundação, pode ser encontrado através da equação que relaciona o peso específico fornecido para o solo sob a sapata, com a profundidade de assentamento, tal qual a equação 3.10:

$$q_0 = \gamma \cdot (h + h_1) \quad (3.10)$$

O cálculo da excentricidade (e), realizado com base na equação 2.20 já vista, deve ser inferior ao valor do raio de base da fundação (R), conforme descreve a equação 3.11.

$$e = \frac{M_{BT}}{V_T} [m]; \quad e < R [m] \quad (3.11)$$

Com base na excentricidade calculada e na equação 2.6, é obtida a área efetiva retangular equivalente das fundações em sapata circulares. Além disso, calculam-se também, os parâmetros representativos das dimensões da área efetiva retangular equivalente B' e L' através das equações 2.7 a 2.10.

As tensões uniformes (q) transmitidas pela fundação do aerogerador estudado, desconsiderando a ação do vento, são estimadas através da equação 2.26.

Depois de encontrada a área efetiva e os parâmetros representativos desta área retangular equivalente para a sapata circular em análise, é preciso calcular a tensão de ruptura (q_{ult}) da sapata, isto é, a capacidade resistente desta fundação para condição de estado limite último dos carregamentos advindos da turbina.

Para isso utiliza-se a formulação da equação 2.5, proposta por Terzaghi (1943) e aperfeiçoada por Vesic (1975) correspondente ao modo de Ruptura 1. Caso a excentricidade encontrada seja superior a 0,3 vezes o diâmetro da base da fundação, é necessário um cálculo de capacidade de carga adicional com base na equação 2.21, visto que a tensão de ruptura pode ocorrer conforme o modo de Ruptura 2. O valor de capacidade de carga resistente será o menor valor entre os dois encontrados e os modos de ruptura podem ser visualizados através da Figura 2.11.

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ foram calculados com base nas equações 2.2, 2.3 e 2.4 e confirmados pela Tabela 2.2. Os fatores de forma s_c , s_q e s_γ são estimados através das equações 2.12, 2.13, 2.14, enquanto os fatores de inclinação de carga i_c , i_q e i_γ validados através das equações 2.15, 2.16 e 2.17 para o modo de ruptura 1 e através das formulações 2.22, 2.23 e 2.24 para o modo de falha 2. Quanto aos fatores de profundidade, inclinação da base da fundação e inclinação do terreno, todos foram desnecessários ao exemplo citado e, portanto, igualados a 1.

Finalmente, a capacidade de carga admissível do solo de fundação do aerogerador estudado considerando o fator de segurança mínimo, indicado para verificação da capacidade de carga em fundações superficiais pela NBR 6122 (ABNT, 2019), resulta da equação 2.19.

3.3 Verificação ao deslizamento

Quando existe um torque externo atuando na fundação, a interação entre as solicitações H_B e V precisa ser majorada, através da substituição do esforço horizontal H_B e do torque atuante M_Z , por uma força horizontal equivalente H' , ligeiramente maior, conforme denota a equação 2.25.

Sendo assim, a verificação contra o deslizamento da fundação será avaliada para o conjunto de forças H' e V segundo a equação 2.29 e pela correlação abordada na equação 2.31. Posto isso, constata-se a segurança quanto à estabilidade ao deslizamento da fundação do aerogerador estudado.

3.4 Verificação ao tombamento

Na verificação da possibilidade de giro ou resistência ao tombamento da estrutura, é necessário efetuar o equilíbrio dos momentos atuantes em relação a um ponto extremo na base da fundação.

A partir da estimativa do somatório de momentos instabilizantes, de acordo com a equação 2.32 e estabilizantes através da fórmula 2.33, deve-se comparar o coeficiente de segurança estimado pela expressão 2.34 com os fatores de segurança que satisfazem as condições de projeto para estado limite último, os quais devem ser superiores a 1,0.

3.5 Cálculo do índice de confiabilidade β

Resumidamente, para encontrar o índice de confiabilidade das análises, é necessário listar as variáveis aleatórias envolvidas no problema em células da planilha do Excel, descrever suas propriedades estatísticas (média e desvio padrão) e distribuição de probabilidade. Depois, define-se a célula alvo com o tipo de desigualdade mínimo para β , adicionando quais são suas restrições, como valor limite igual a zero para $g(x)$ e escolhem-se as células que buscam pelo ponto correspondente a menor distância entre as variáveis aleatórias não correlacionadas e a superfície de falha. Por fim, é preciso selecionar o método GRG para resolução e invocar a análise do Solver.

Foram analisados três modos de falha para o projeto de fundação das torres eólicas, isto é, uma equação estado limite para cada modo de falha, sendo eles: capacidade de carga, verificação ao deslizamento e resistência ao tombamento. Nesse sentido, as variáveis aleatórias selecionadas para a análise da confiabilidade do projeto são os parâmetros de resistência do solo: coesão (c), ângulo de atrito (φ), peso específico γ e pressão de sobrecarga (q_0) e, as ações devido aos carregamentos atuantes na torre: esforço vertical do conjunto (V_T), esforço horizontal total (H_{BT}) e esforço de momento fletor total (M_{BT}). As propriedades estatísticas e distribuição de probabilidade das variáveis do projeto foram estabelecidas conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Estatísticas dos parâmetros de projeto. Fontes: DNV (2012); Phoon *et al.* (1995); Galambos *et al.* (1982); Melchers e Beck (2018).

Tipo da distribuição de probabilidade	Variáveis aleatórias	Valor médio μ (Para 1)	Coefficiente de variação CV (Para 2)
Normal	c (kPa)	Fornecido no projeto	0,10
Normal	φ (°)	Fornecido no projeto	0,05 / 0,10 / 0,15
Normal	γ (kN/m ³)	Fornecido no projeto	0,10
Normal	q_0 (kPa)	Calculado (Eq. 3.11)	0,10
Normal	V_T (kN)	Calculado (Eq. 3.5)	0,10
Gumbel (Para máx.)	H_{BT} (kN)	Calculado (Eq. 3.6)	0,05 / 0,15 / 0,25
Gumbel (Para máx.)	M_{BT} (kNm)	Calculado (Eq. 3.4)	0,05 / 0,15 / 0,25

A partir do modelo estatístico adotado para as planilhas de análise da confiabilidade, definem-se então as equações estado limite de cada verificação.

Para a capacidade de carga tem-se a resistência expressa pelas duas equações que definem a tensão última de ruptura, tal qual o modo de ruptura 1 ou 2 que é dado:

$$r_I = cN_c S_c i_{cI} + q_0 N_q S_q i_{qI} + \gamma \frac{B'}{2} N_\gamma S_\gamma i_{\gamma I} \quad (3.12)$$

$$r_{II} = cN_c S_c i_{cII} [1,05 + (\tan\varphi^3)] + \gamma B' N_\gamma S_\gamma i_{\gamma II} \quad (3.13)$$

Por outro lado, a solicitação desta análise é dada pela tensão q , transmitida pela fundação do aerogerador ao solo, calculada pela equação 3.14:

$$q = \frac{V_T}{B'L'} \quad (3.14)$$

Logo, a equação representativa do modo de falha da capacidade de carga é:

$$g = r - q \quad (3.15)$$

Na verificação contra o deslizamento, tem-se o comparativo entre a força horizontal atuante na sapata (H_{BT}) e a capacidade resistente da análise (R_H), encontrada pela equação 3.16:

$$R_H = c_d A_{ef} + V_T \tan\varphi_d \quad (3.16)$$

Diante disso, a equação estado limite representante para a verificação equivale a:

$$g = R_H - H_{BT} \quad (3.17)$$

Por conseguinte, na avaliação da resistência ao tombamento, aplica-se a comparação entre o momento resistente da análise (R_M), calculado pela equação 3.18, e a solicitação do momento fletor atuante na fundação.

$$R_M = V_T \frac{B}{2} \quad (3.18)$$

Portanto, a equação equivalente a este modo de falha é obtida através de:

$$g = R_M - M_{BT} \quad (3.19)$$

Posto isso, os índices de confiabilidade β são obtidos durante o processo de otimização restrita do algoritmo FORM através da ferramenta Solver, isto é, até que seja encontrado o índice de confiabilidade β em seu menor valor, cujo ponto de projeto satisfaça a condição de restrição imposta para função desempenho $g(x) = 0$, conforme descrito detalhadamente no item 3.1.

Conclusivamente, os valores de confiabilidade e probabilidade de falha encontrados nas análises, ainda poderão ser comparados ao índice de confiabilidade alvo $\beta = 3.09$, cuja probabilidade de falha é $pf = 10^{-3}$ (Aoki, 2002).

3.6 Estudo paramétrico

A partir dos resultados de índice de confiabilidade encontrados para as verificações de projeto, podem ser efetuadas algumas variações nos valores sugeridos para as variáveis aleatórias do problema, de modo a realizar o estudo paramétrico.

Este estudo visa inferir e relacionar quais são os parâmetros que mais influenciam na confiabilidade do projeto geotécnico e estrutural de fundações superficiais para aerogeradores.

Na metodologia do FORM, a localização do ponto mais provável de falha é identificada através do vetor de cossenos diretores $\vec{\alpha}$ e da menor distância β até a origem do espaço das variáveis normais padronizadas. Tendo em vista, que a soma dos quadrados dos cossenos diretores das variáveis de projeto deve ser igual a 1, é possível avaliar como a variação dos parâmetros estatísticos das variáveis influenciam no valor do índice de confiabilidade β .

Nesse sentido, a proposta do estudo paramétrico deste trabalho consiste em variar o ângulo de atrito entre os valores de 0,05, 0,10 e 0,15, e adotar para a variabilidade das cargas H_{BT} e M_{BT} , CV iguais a 0,05, 0,15 e 0,25.

Salienta-se que, no estudo proposto para análise do tombamento, somente serão variadas as cargas entre 0,05 e 0,25, pois o ângulo de não está interfere na equação estado limite deste modo de ruptura. Assim, para o estudo paramétrico da verificação ao tombamento padroniza-se o ângulo de atrito em seu valor médio de 10%, variando somente o CV das cargas entre 0,05; 0,15 e 0,25.

4 | Casos de estudo e verificações do projeto

Nos itens 4.1 a 4.4 serão descritos, detalhados e verificados os projetos de fundação superficial dos quatro aerogeradores escolhidos da literatura. Logo, cada subitem deste capítulo será correspondente a um caso de estudo escolhido da literatura, começando pelo mais antigo até o mais atual.

Vale destacar que os resultados aqui apresentados tem como base as informações e dados presentes em cada um dos trabalhos escolhidos, ou seja, é fato que em razão do sigilo técnico das fontes originais, consideram-se que os carregamentos estáticos fornecidos são carregamentos equivalentes aos efeitos dinâmicos do vento já majorados pelos fabricantes das torres. Quanto a metodologia aplicada para análise da confiabilidade dos trabalhos selecionados, tem-se o mesmo procedimento de cálculo já visto no capítulo 3, o qual parte das três etapas de verificação fundamental do projeto de torres para o estado limite último (cálculo da capacidade de carga e verificações ao deslizamento e tombamento).

Assim sendo, no Quadro 1 a seguir são apresentados os resultados resumidos para o fator de segurança das três verificações para o ELU referentes aos quatro projetos de torres eólicas selecionados da literatura.

Quadro 1: Fatores de segurança para as verificações do ELU nos projetos de torres.

Fonte: Elaborado pela autora.

Referência bibliográfica	FS (Capacidade de carga)	FS (Deslizamento)	FS (Tombamento)
Moura (2007)	10,51	8,07	1,71
Svensson (2010)	14,75	5,55	1,56
Lobo (2018)	44,68	11,99	2,82
Oliveira (2020)	56,37	9,23	2,31

Salienta-se ainda, que o objetivo deste trabalho é representar os estudos de caso da literatura com total autenticidade e transparência para a análise de sua confiabilidade. No entanto, alguns dos projetos analisados, tais como Moura (2007) e Svensson (2010), adotam procedimentos de cálculo relativamente divergentes da metodologia vista no capítulo 3, para o dimensionamento estrutural e geotécnico de aerogeradores, inclusive dispensando o cálculo da área efetiva e verificações de tombamento e/ou deslizamento, por exemplo. Em razão disso, eventuais adaptações ou complementações serão feitas nestes projetos a fim de reproduzir o mesmo dimensionamento para os quatro projetos de aerogeradores, conforme descrito em cada subitem adiante.

4.1 Análise do projeto da fundação de Moura (2007)

O aerogerador escolhido neste estudo pertence à usina eólica de Taíba, localizada no município de São Gonçalo do Amarante, no estado do Ceará, no nordeste brasileiro. Com base nos ensaios de campo e ensaios de laboratório, obteve-se um perfil de solo bastante homogêneo, constituído basicamente por areia fina de dunas, contendo granulometria uniforme, de compacta a muito compacta com cor amarelada. Com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto da pesquisa de Moura (2007) tem-se o ângulo de atrito (φ) igual a 40° , a coesão deste solo igual a 5 kPa e a massa específica natural igual a 17 kN/m^3 .

A marca do aerogerador é Wobben Windpower/Enercon, modelo E-40, com eixo horizontal contendo três pás, potência nominal de 500 kW, altura de torre com 44 m e feita em aço. As fundações são sapatas circulares em concreto armado, com 10,16 m de base e 1,5 m de profundidade, conforme apresentado na Figura 4.1.

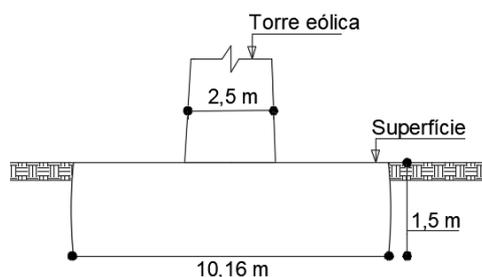


Figura 4.1: Vista transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Elaborada pela autora.

Vale destacar que, para verificação do projeto de fundação proposto por Moura (2007), foi necessário, inicialmente, realizar a igualdade entre sua fundação original do tipo sapata quadrada, cuja área total equivale a 81 m^2 , às equivalentes medidas que a transformem em uma sapata circular com diâmetro igual a 10,16 m. Somente assim, é possível obter comparativos proporcionais aos três demais casos analisados que possuem sapatas do tipo circular.

Os carregamentos advindos da turbina de 500 kW fornecidos pelo fabricante Wobben Windpower/Enercon estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Carregamentos da turbina para o estado limite último.

Fonte: Moura (2007).

	V (kN)	H_B (kN)	M_B (kNm)	M_Z (kNm)
Estado limite último	662	691	31924,2	0

Convém ressaltar que a fundação em questão não apresenta volume de reaterro, conforme ilustrado na Figura 4.1. Assim, o volume considerado para a fundação com base equivalente em sapata circular (diâmetro de 10,16 m) é igual a $121,5 \text{ m}^3$, resultando em peso de fundação igual a 3037,5 kN, com base na equação 3.6.

Logo, o peso vertical do conjunto constitui-se como a soma do peso da turbina (662 kN) ao peso da fundação (3037,5 kN), majorada por um coeficiente de arrasto igual a 3 que considera os efeitos dinâmicos do vento ao carregamento estipulado pelo autor, totalizando um peso resultante na fundação (V_T) de 11098,5 kN.

A partir do carregamento de momento fletor, fornecido pelo fabricante e da carga horizontal de vento atuante, encontra-se o momento fletor resultante atuante através da equação 4.1 da seguinte forma:

$$M_{BT} = 31924,2 + 691 \cdot (1,5) \rightarrow M_{BT} = 32960,7 \text{ kNm} \quad (4.1)$$

Para cálculo da excentricidade com base na equação 3.12 temos:

$$e = \frac{32960,7}{11098,5} \rightarrow e = 2,97 \text{ m}; \quad 2,97 < 5,08 \text{ m} \quad (4.2)$$

A área efetiva foi encontrada com base na equação 2.6, como se segue:

$$A_{ef} = 2 \left(5,08^2 \arccos \frac{2,97}{5,08} - 2,97 \sqrt{5,08^2 - 2,97^2} \right) \rightarrow A_{ef} = 24,322 \text{ m} \quad (4.3)$$

Os parâmetros representativos da área efetiva retangular equivalente são adquiridos com suporte das equações 2.7 a 2.10, da seguinte maneira:

$$b_e = 2 (5,08 - 2,97) \rightarrow b_e = 4,216 \text{ m} \quad (4.4)$$

$$l_e = 2 \cdot 5,08 \sqrt{1 - \left(1 - \frac{4,22}{2 \cdot 5,08} \right)^2} \rightarrow l_e = 8,237 \text{ m} \quad (4.5)$$

$$L' = \sqrt{\frac{24,322 \cdot 8,24}{4,22}} \rightarrow L' = 6,894 \text{ m} \quad (4.6)$$

$$B' = \frac{6,89}{8,24} \cdot 4,22 \rightarrow B' = 3,528 \text{ m} \quad (4.7)$$

Por fim, a tensão uniforme transmitida pela fundação do aerogerador estudado ao solo é:

$$q = \frac{11098,5}{24,322} \rightarrow q = 456,323 \text{ kPa} \quad (4.8)$$

4.1.1 Cálculo da capacidade de carga da fundação

Como a excentricidade encontrada de 2,97 é inferior ao valor limite de 3,05 (0,3 vezes o diâmetro da base da fundação), não é necessário um cálculo de capacidade de carga adicional correspondente a possibilidade de falha conforme a Ruptura 2. Nesse sentido, a capacidade de carga desta fundação será dada, somente, com base na equação condizente ao modo de falha da Ruptura 1, isto é, a formulação vista na equação 2.5.

Os fatores de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito do solo são encontrados através das equações 4.9, 4.10 e 4.11:

$$N_c = (64,195 - 1)cotg40^\circ \rightarrow N_c = 75,313 \quad (4.9)$$

$$N_q = e^{\pi tg40^\circ} tg^2 \left(45^\circ + \frac{40}{2} \right) \rightarrow N_q = 64,195 \quad (4.10)$$

$$N_\gamma = 2(64,195 + 1)tg40^\circ \rightarrow N_\gamma = 109,411 \quad (4.11)$$

Já, os fatores de forma e inclinação da carga, necessários ao cálculo, são obtidos com base nas equações 4.12 a 4.18:

$$S_c = 1 + \frac{64,195}{75,313} \cdot \frac{3,528}{6,894} \rightarrow S_c = 1,436 \quad (4.12)$$

$$S_q = 1 + \frac{3,528}{6,894} tan40^\circ \rightarrow S_q = 1,429 \quad (4.13)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{3,528}{6,894} \rightarrow S_\gamma = 0,795 \quad (4.14)$$

$$m = \frac{2 + \frac{3,528}{6,894}}{1 + \frac{3,528}{6,894}} \rightarrow m = 1,661 \quad (4.15)$$

$$i_c = 0,90 - \frac{1 - 0,90}{75,313 \cdot tg40^\circ} \rightarrow i_c = 0,898 \quad (4.16)$$

$$i_{qI} = \left(1 - \frac{691}{11098,5 + 3,528 \cdot 6,894 \cdot 5 \cdot cot40^\circ} \right)^{1,661} \rightarrow i_{qI} = 0,90 \quad (4.17)$$

$$i_{\gamma I} = \left(1 - \frac{691}{11098,5 + 3,528 \cdot 6,894 \cdot 5 \cdot cot40^\circ} \right)^{1,661+1} \rightarrow i_{\gamma I} = 0,845 \quad (4.18)$$

A partir da obtenção de todos os parâmetros, a capacidade de carga foi determinada através da formulação de Vesic (1975) como:

$$r = 5 \cdot 75,313 \cdot 1,436 \cdot 0,898 + 17 \cdot 1,5 \cdot 64,195 \cdot 1,429 \cdot 0,90 + \frac{3,528}{2} \cdot 17 \cdot 109,41 \cdot 0,795 \cdot 0,845 \rightarrow r = 4795,88 \text{ kPa} \quad (4.19)$$

A verificação da capacidade de carga é confirmada através da relação entre a resistência do sistema e sua solitação, obtendo-se o seguinte resultado para o fator de segurança:

$$FS = \frac{4795,88}{456,323} \rightarrow FS = 10,51 \geq 3 \quad (4.20)$$

4.1.2 Verificação ao deslizamento

Na verificação ao deslizamento é preciso garantir a segurança da torre em relação a movimentação horizontal gerada pelas cargas de vento. Como já visto anteriormente, essa análise é realizada a partir da equação 4.21 e correlação 4.22:

$$R_H = 11098,5 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} * 40^\circ\right) \rightarrow R_H = 5573,865 \text{ kN} \quad (4.21)$$

$$\frac{691}{11098,5} = 0,06 < 0,4 \quad (4.22)$$

Cabe ressaltar que, na combinação de esforços fornecidos pelo fabricante não existe momento torsor, por isso não foi aplicada correção no valor da força horizontal. Logo, o fator de segurança para verificação ao deslizamento resulta em:

$$FS_{desliz} = \frac{5573,865}{691} \rightarrow FS_{desliz} = 8,07 > 1,5 \quad (4.23)$$

4.1.3 Estabilidade ao tombamento

Na estabilidade da fundação ao tombamento verifica-se a soma dos momentos instabilizantes e estabilizantes, com base nas equações 2.32 e 2.33, como se segue:

$$M_{inst} = 32960,7 + 691 \cdot (1,5) \rightarrow M_{inst} = 32960,7 \text{ kNm} \quad (4.24)$$

$$M_{estab} = 11098,5 \cdot \left(\frac{10,16}{2}\right) \rightarrow M_{estab} = 56354,74 \text{ kNm} \quad (4.25)$$

Com isso, temos o fator de segurança para resistência ao tombamento como:

$$FS_{tomb} = \frac{56354,74}{32960,7} \rightarrow FS_{tomb} = 1,71 > 1 \quad (4.26)$$

4.2 Análise do projeto da fundação de Svensson (2010)

A turbina eólica proposta do estudo de Svensson está localizada na Suécia, possui uma potência de 2 MW, sendo uma turbina de eixo horizontal contendo três pás e altura de torre igual a 80 m. A fundação em estudo é uma sapata circular em concreto armado com 15 m de diâmetro e profundidade de assentamento igual a 2,52 m, conforme ilustrado na Figura 4.2.

O subsolo presente neste estudo é um solo tipicamente arenoso com boa resistência e elevada rigidez. Seu ângulo de atrito (φ) é igual a 39° , a coesão é inexistente, sua massa específica igual a 12 kN/m^3 . A massa específica do solo de reaterro é 18 kN/m^3 e

o nível do lençol freático está a 3 m da superfície. Vale ressaltar que os valores de solo desta pesquisa não são representativos de um caso real, mas são valores realistas para o local de implantação na Suécia segundo a revisão teórica realizada pelo autor.

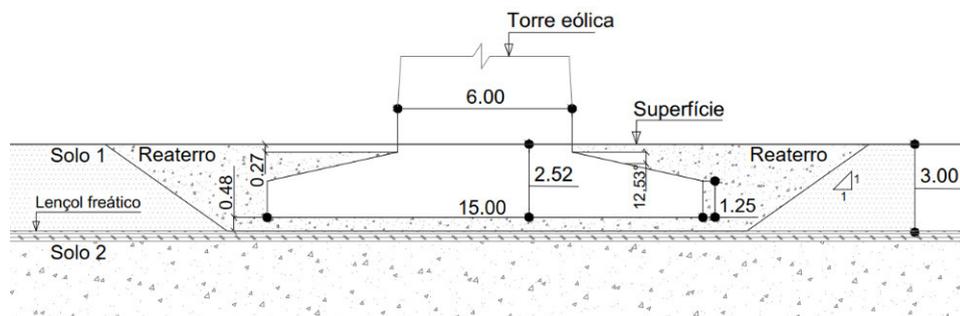


Figura 4.2: Seção transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Adaptado de Svensson (2010).

Os carregamentos fornecidos pelo fabricante da torre eólica de 2MW instalada na Suécia estão aplicados a 0,6 m do topo da base de fundação conforme valores indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Carregamentos da turbina para ELU. Fonte: Svensson (2010).

	V (kN)	H_B (kN)	M_B (kNm)	M_z (kNm)
Estado limite último	3510	797	63825	1642

O peso da fundação calculado a partir da equação 3.6 é de 8010,5 kN, o qual corresponde à geometria de fundação da Figura 4.2 contendo volume de 320,42 m³. Já, o peso do reaterro sobre esta fundação com uso da equação 3.7 é igual a 2248,2 kN. O peso próprio da superestrutura, isto é, da torre da turbina, fornecido pelo fabricante equivale a 3510 kN.

Sendo assim, o esforço vertical de peso próprio total do conjunto é a soma das forças verticais: da fundação, superestrutura e reaterro, totalizando 13768,7 kN.

O momento fletor resultante atuante na fundação (M_{BT}) obtido através da equação 4.26, resulta em:

$$M_{BT} = 63825 + 797 \cdot (2,25 + 0,27 + 0,6) \rightarrow M_{BT} = 66311,6 \text{ kNm} \quad (4.27)$$

A excentricidade encontrada pela relação entre o momento resultante (66311,6 kNm) e o esforço vertical total (13768,7 kN) é igual a 4,816. Então, a área efetiva para a sapata circular de 15 m de diâmetro, encontrada através da equação 2.6, equivale a 42,89 m². Consequentemente, os parâmetros representativos das dimensões da área efetiva retangular equivalente, B' e L' são, respectivamente, 4,475 m e 9,585 m.

Além disso, como existe um torque M_z aplicado na fundação, é fundamental avaliar a interação entre a sollicitação horizontal e este momento torsor, conforme a expressão a seguir:

$$H_{BT} = \frac{2.1642}{9,585} + \sqrt{797^2 + \left(\frac{2.1642}{9,585}\right)^2} \rightarrow H_{BT} = 1210,1 \text{ kN} \quad (4.28)$$

Logo, a tensão uniforme solicitada pela fundação do aerogerador é:

$$q = \frac{13.768,7}{42,89} \rightarrow q = 321,027 \text{ kPa} \quad (4.29)$$

4.2.1 Capacidade de carga da fundação

Tendo em vista, que a coesão do solo em questão é desprezável, ou seja, igual a zero, a parcela do fator de capacidade de carga (N_c) e fatores de correção (s_c, i_c), que seriam multiplicados por ela, não estão descritas neste texto. Entretanto, os valores calculados para estas constantes foram realizados através da planilha eletrônica de cálculo desenvolvida no Microsoft Excel.

Os fatores de capacidade de carga devidos à sobrecarga N_q e peso específico N_γ foram encontrados pelas equações 2.3 e 2.4, como 55,957 e 92,246, respectivamente.

Já, os fatores de forma, necessários ao cálculo, podem obtidos com base nas equações 4.30 e 4.31:

$$S_q = 1 + \frac{4,475}{9,585} \tan 39^\circ \rightarrow S_q = 1,378 \quad (4.30)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{4,475}{9,585} \rightarrow S_\gamma = 0,813 \quad (4.31)$$

Por outro lado, os fatores de inclinação da carga para o modo de Ruptura 1 são obtidos a partir das equações 4.32, 4.33 e 4.34:

$$m = \frac{2 + \frac{4,475}{9,585}}{1 + \frac{4,475}{9,585}} \rightarrow m = 1,682 \quad (4.32)$$

$$i_{qI} = \left(1 - \frac{1210,1}{13768,7}\right)^{1,682} \rightarrow i_{qI} = 0,857 \quad (4.33)$$

$$i_{\gamma I} = \left(1 - \frac{1210,1}{13768,7}\right)^{1,682+1} \rightarrow i_{\gamma I} = 0,781 \quad (4.34)$$

Desse modo, com base na equação correspondente ao modo de falha da Ruptura 1 (equação 2.5), temos a tensão última resultante:

$$r_I = 19.2,52.55,957.1,378.0,857 + \frac{4,475}{2} \cdot 12.92,246.0,813.0,781 \rightarrow r_I = 4736,639 \text{ kPa} \quad (4.35)$$

Uma vez que a excentricidade encontrada de 4,816 m é superior ao valor limite de 4,50 m (0,3 vezes o diâmetro da base da fundação), é necessário calcular a capacidade de carga adicional para o modo de Ruptura 2 baseado na equação 2.21.

O fator de inclinação de carga necessário ao cálculo, é obtido a partir de:

$$i_{\gamma II} = \left(1 + \frac{1210,1}{13768,7}\right)^{1,682+1} \rightarrow i_{\gamma II} = 1,253 \quad (4.36)$$

Por conseguinte, a capacidade de suporte para este modo de ruptura é:

$$r_{II} = 12.4,475.92,246.0,813.1,253 \rightarrow r_{II} = 5049,236 \text{ kPa} \quad (4.37)$$

Assim sendo, a capacidade de carga desta fundação precisa ser o menor dos valores encontrados entre os dois modos de ruptura. Portanto, através da relação entre a resistência do sistema e sua sollicitação, calcula-se o fator de segurança da capacidade de carga conforme a equação 4.38:

$$FS = \frac{4736,639}{321,027} \rightarrow FS = 14,75 \geq 3 \quad (4.38)$$

4.2.2 Verificação ao deslizamento

A verificação ao deslizamento pode ser atendida com fundamento na equação e correlação já vistas em 2.29 e 2.31, da seguinte maneira:

$$R_H = 13768,7 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} * 39^\circ\right) \rightarrow R_H = 6715,444 \text{ kN} \quad (4.39)$$

$$\frac{1210,1}{13768,7} = 0,09 < 0,4 \quad (4.40)$$

Consequentemente, o fator de segurança para verificação ao deslizamento equivale a:

$$FS_{desliz} = \frac{6715,444}{1210,1} \rightarrow FS_{desliz} = 5,55 > 1,5 \quad (4.41)$$

4.2.3 Estabilidade ao tombamento

Tratando-se da verificação da estabilidade da fundação ao tombamento, efetua-se o equilíbrio entre os momentos instabilizantes e estabilizantes, de acordo com:

$$M_{inst} = 63825 + 797 \cdot (2,25 + 0,27 + 0,6) \rightarrow M_{inst} = 66311,6 \text{ kNm} \quad (4.42)$$

$$M_{estab} = 13768,7 \cdot \left(\frac{15}{2}\right) \rightarrow M_{estab} = 103265,294 \text{ kNm} \quad (4.43)$$

Com isso, temos o fator de segurança para resistência ao tombamento como:

$$FS_{tomb} = \frac{103265,294}{66311,6} \rightarrow FS_{tomb} = 1,56 > 1 \quad (4.44)$$

4.3 Análise do projeto da fundação de Lobo (2018)

A torre eólica deste trabalho localiza-se no Parque Eólico da cidade de Mulungu do Morro, no interior do estado da Bahia. Nesta região prevalecem solos rasos, ricos em minerais e escasso de matéria orgânica, pois é bastante comum encontrar fragmentos de rochas sedimentares a níveis próximos da superfície. Justamente, devido a ocorrência de material impenetrável em baixas profundidades, a maioria dos ensaios de campo do trabalho constitui-se de sondagens mistas (percussão e rotativa). Assim, o valor estimado para o ângulo de atrito do solo (φ) refere-se a média entre dois métodos empíricos com base no N_{spt} e inferior ao obtido nos ensaios com o Dilatômetro Sísmico de Marchetti, sendo adotado 35° . A coesão é igual a zero e a massa específica do solo igual a $18,6 \text{ kN/m}^3$. Já, o peso específico do solo de reaterro da fundação é igual a 18 kN/m^3 .

A turbina eólica do estudo é totalmente revestida em aço, com eixo horizontal e três pás, possui 80 m de altura e potência de 2,2 MW. Sua fundação é do tipo sapata circular em concreto armado com 16,75 m de base e profundidade igual a 2,93 m, conforme demonstrado na Figura 4.3.

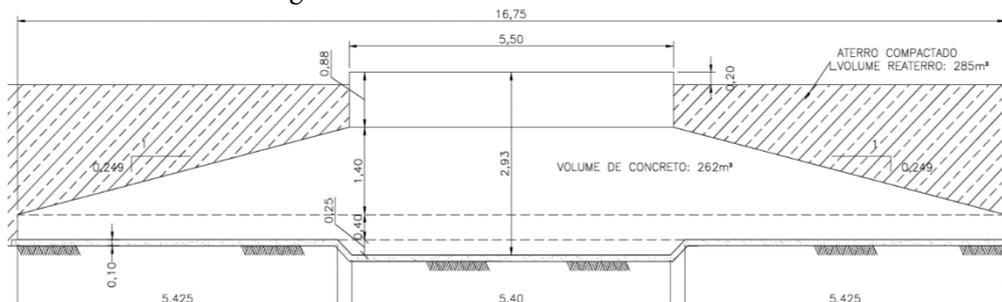


Figura 4.3: Corte transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Lobo (2018).

Os carregamentos fornecidos pelo fabricante da turbina para o estado limite último estão apresentados na Tabela 4.3. Salienta-se ainda, que o ponto de aplicação das cargas expostas se dá 0,19 m acima do topo do bloco.

Tabela 4.3: Carregamentos da turbina para ELU. Fonte: Lobo (2018).

	V (kN)	H_B (kN)	M_B (kNm)	M_Z (kNm)
Estado limite último	2237	511,4	40640,0	0

O peso do solo de reaterro possui um volume de $294,49 \text{ m}^3$, enquanto o volume considerado para a fundação é igual a $121,5 \text{ m}^3$, conforme ilustrado na Figura 4.3. Assim, temos o peso da fundação e do reaterro resultando em $6575,1 \text{ kN}$ e $5300,9 \text{ kN}$, respectivamente, conforme equações 3.6 e 3.7. Logo, somando-se o peso da turbina (2237 kN) ao peso da fundação ($6575,1 \text{ kN}$) e do reaterro ($5300,9 \text{ kN}$), totalizamos um peso resultante na fundação (V_T) de 14213 kN .

A partir do carregamento de momento fletor fornecido pelo fabricante e da carga horizontal de vento atuante encontra-se o momento fletor resultante atuante através da equação 4.1 da seguinte forma:

$$M_{BT} = 40640,0 + 511,4 \cdot (2,68 + 0,19 + 0,25) \rightarrow M_{BT} = 42235,6 \text{ kNm} \quad (4.45)$$

Para cálculo da excentricidade com base na equação 3.12 temos:

$$e = \frac{42235,6}{14213} \rightarrow e = 2,972 \text{ m}; \quad 2,97 < 8,375 \text{ m} \quad (4.46)$$

Então, a área efetiva para a sapata circular de 16,75m de diâmetro, encontrada através da equação 2.6, equivale a 122,93 m². Consequentemente, os parâmetros representativos das dimensões da área efetiva retangular equivalente, B' e L' são, respectivamente, 9,211 m e 13,347 m.

Por fim, a tensão uniforme transmitida pela fundação do aerogerador estudado ao solo é:

$$q = \frac{14213}{122,93} \rightarrow q = 115,615 \text{ kPa} \quad (4.47)$$

4.3.1 Cálculo da capacidade de carga da fundação

Como a excentricidade encontrada de 2,972 m é inferior ao valor limite de 5,03 m (0,3 vezes o diâmetro da base da fundação), não é necessário o cálculo de capacidade de carga correspondente a possibilidade de falha pela Ruptura 2. Nesse sentido, a capacidade de carga desta fundação será dada, somente, com base na equação 2.5.

Os fatores de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito do solo são encontrados através das equações 4.48, 4.49 e 4.50:

$$N_c = (33,296 - 1) \cot 35^\circ \rightarrow N_c = 46,124 \quad (4.48)$$

$$N_q = e^{\pi \tan 35^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \rightarrow N_q = 33,296 \quad (4.49)$$

$$N_\gamma = 2(33,296 + 1) \tan 35^\circ \rightarrow N_\gamma = 48,029 \quad (4.50)$$

Já, os fatores de forma e inclinação da carga, necessários ao cálculo, são obtidos com base nas seguintes equações:

$$S_c = 1 + \frac{33,296}{46,124} \cdot \frac{9,211}{13,347} \rightarrow S_c = 1,498 \quad (4.51)$$

$$S_q = 1 + \frac{9,211}{13,347} \tan 35^\circ \rightarrow S_q = 1,483 \quad (4.52)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{9,211}{13,347} \rightarrow S_\gamma = 0,724 \quad (4.53)$$

$$m = \frac{2 + \frac{9,211}{13,347}}{1 + \frac{9,211}{13,347}} \rightarrow m = 1,592 \quad (4.54)$$

$$i_c = 0,943 - \frac{1 - 0,943}{46,124 \cdot \text{tg}35^\circ} \rightarrow i_c = 0,942 \quad (4.55)$$

$$i_{qi} = \left(1 - \frac{511,4}{14213 + 9,211 \cdot 13,347 \cdot 0 \cdot \text{cot}35^\circ}\right)^{1,592} \rightarrow i_{qi} = 0,943 \quad (4.56)$$

$$i_{\gamma I} = \left(1 - \frac{511,4}{14213}\right)^{1,592+1} \rightarrow i_{\gamma I} = 0,909 \quad (4.57)$$

A partir da obtenção de todos os parâmetros, a capacidade de carga foi determinada através da formulação de Vesic (1975) como:

$$r = 0.46,124.1,498.0,942 + 18.2,93.33,296.1,483.0,943 + \frac{9,211}{2} \cdot 18,6.48,029.0,724.0,909 \rightarrow r = 5165,586 \text{ kPa} \quad (4.58)$$

A verificação da capacidade de carga é obtida através da relação entre a resistência do sistema e a solicitação, obtendo-se o seguinte resultado para o fator de segurança:

$$FS = \frac{5165,586}{115,615} \rightarrow FS = 44,68 \geq 3 \quad (4.59)$$

4.3.2 Verificação ao deslizamento

Na verificação ao deslizamento é preciso garantir a segurança da torre em relação a movimentação horizontal gerada pelas cargas de vento. Como já visto anteriormente, essa análise é realizada a partir da equação 4.60 e correlação 4.61:

$$R_H = 14213 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} * 35^\circ\right) \rightarrow R_H = 6130,90 \text{ kN} \quad (4.60)$$

$$\frac{511,4}{14213} = 0,04 < 0,4 \quad (4.61)$$

Cabe ressaltar que, na combinação de esforços fornecidos pelo fabricante não existe momento torsor, por isso não foi aplicada correção no valor da força horizontal. Logo, o fator de segurança para verificação ao deslizamento resulta em:

$$FS_{desliz} = \frac{6130,90}{511,4} \rightarrow FS_{desliz} = 11,99 > 1,5 \quad (4.62)$$

4.3.3 Estabilidade ao tombamento

Quanto à resistência da fundação ao tombamento, verificam-se a soma dos momentos instabilizantes e estabilizantes, com base nas equações 2.32 e 2.33, da seguinte forma:

$$M_{inst} = 40640 + 511,4 \cdot (2,98 + 0,19 + 0,25) \rightarrow M_{inst} = 42235,6 \text{ kNm} \quad (4.63)$$

$$M_{estab} = 14213 \cdot \left(\frac{16,75}{2}\right) \rightarrow M_{estab} = 119034,14 \text{ kNm} \quad (4.64)$$

Com isso, temos o fator de segurança para resistência ao tombamento como:

$$FS_{tomb} = \frac{119034,14}{42235,6} \rightarrow FS_{tomb} = 2,82 > 1 \quad (4.65)$$

4.4 Análise do projeto da fundação de Oliveira (2020)

A torre eólica proposta neste estudo é da marca Gamesa, G114, com potência nominal igual a 2,1 MW e 80m de altura. Sua fundação em sapata circular possui 17m de diâmetro, assente a 3m de profundidade, conforme indicado na Figura 4.4.

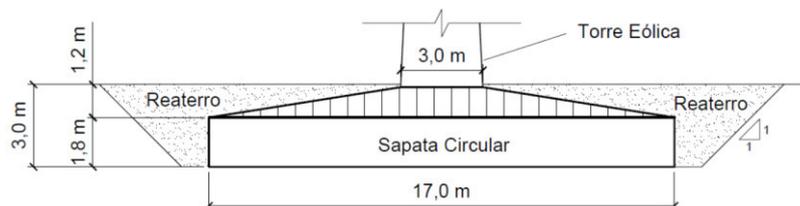


Figura 4.4: Geometria transversal da fundação em sapata circular. Fonte: Oliveira (2020).

O subsolo do estudo é predominantemente formado por solos arenosos de elevada compactidade, seguido de rochas brandas do tipo arenito e ausência de nível d'água. Está localizado no Parque Eólico Esperança, no nordeste do estado da Bahia.

Com base nos perfis e ensaios geotécnicos de sondagem tem-se para o subsolo de implantação da torre, ângulo de atrito (φ) igual a 40° , coesão igual a zero, o peso específico do solo e do reaterro igual a 18 kN/m^3 . Convém ressaltar, que para estimativa do ângulo de atrito utilizou-se a média entre três correlações baseadas no índice de resistência a penetração, os quais são associados a sondagem mista e aos ensaios sísmicos executados nas proximidades.

Os carregamentos fornecidos pelo fabricante da torre eólica considera os carregamentos aplicados 0,2 m acima do topo da base de fundação, conforme valores indicados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Carregamentos da turbina para ELU. Fonte: Oliveira (2020).

	V (kN)	H_B (kN)	M_B (kNm)	M_z (kNm)
Estado limite último	3015,5	878,2	66619,1	905,5

O peso da fundação calculado a partir da equação 3.6 equivale a 12955,1 kN, o qual corresponde à geometria da Figura 4.4 cujo volume é 518,20 m³. Já, o peso do reaterro sobre esta fundação com uso da equação 3.7 é igual a 2929,2 kN. Como o esforço vertical de peso próprio total é a soma das forças verticais: da fundação, superestrutura e reaterro, totaliza-se ao conjunto 18899,9 kN.

O momento fletor resultante atuante na fundação (M_{BT}) obtido através da equação 4.26, resulta em:

$$M_{BT} = 66619,1 + 878,2 \cdot (3 + 0,2) \rightarrow M_{BT} = 69429,3 \text{ kNm} \quad (4.66)$$

A excentricidade encontrada pela relação entre o momento resultante (69429,3 kNm) e o esforço vertical total (18899,9 kN) é igual a 3,674 m. Portanto, a área efetiva para a sapata circular de 17m de diâmetro, encontrada através da equação 2.6, equivale a 106,085 m². Por consequência, os parâmetros representativos da área efetiva retangular equivalente, B' e L' são, respectivamente, 8,173 m e 12,980 m.

Além disso, como existe um torque M_z aplicado na fundação, é fundamental calcular a interação entre a sollicitação horizontal e este momento torsor, conforme a expressão a seguir:

$$H_{BT} = \frac{2 \cdot 905,5}{12,98} + \sqrt{878,2^2 + \left(\frac{2 \cdot 905,5}{12,98}\right)^2} \rightarrow H_{BT} = 1210,1 \text{ kN} \quad (4.67)$$

Logo, a tensão uniforme sollicitada pela fundação do aerogerador é:

$$q = \frac{18899,9}{106,085} \rightarrow q = 178,158 \text{ kPa} \quad (4.68)$$

4.4.1 Capacidade de carga da fundação

Novamente, a coesão do solo em questão é desprezável, ou seja, equivalente a zero. Com isso, as parcelas do fator de capacidade de carga (N_c) e fatores de correção (s_c, i_c) que seriam multiplicadas por ela, não serão descritas neste texto. No entanto, estes cálculos foram realizados através da planilha eletrônica para o estudo de caso.

Os fatores de capacidade de carga devidos à sobrecarga N_q e peso específico N_γ foram encontrados através das equações 2.3 e 2.4, como 64,195 e 109,411, respectivamente. Os fatores de forma S_q e S_γ podem ser obtidos com base nas equações 2.13 e 2.14, sendo iguais a 1,528 e 0,748, respectivamente.

Já os fatores de inclinação da carga para o modo de Ruptura 1 são obtidos a partir das equações:

$$m = \frac{2 + \frac{8,173}{12,980}}{1 + \frac{8,173}{12,980}} \rightarrow m = 1,614 \quad (4.69)$$

$$i_{qI} = \left(1 - \frac{878,2}{18899,9}\right)^{1,614} \rightarrow i_{qI} = 0,914 \quad (4.70)$$

$$i_{\gamma I} = \left(1 - \frac{878,2}{18899,9}\right)^{1,614+1} \rightarrow i_{\gamma I} = 864 \quad (4.71)$$

Diante disso, temos a tensão última a partir da equação correspondente ao modo de falha da Ruptura 1 (equação 2.5), como:

$$r = 18.3.64,295.1,528.0,914 + \frac{8,173}{2}.18.109,411.0,748.0,864 \quad (4.72)$$

$$\rightarrow r = 10042,128 \text{ kPa}$$

Uma vez que a excentricidade encontrada de 3,674 é inferior ao valor limite de 5,10 (0,3 vezes o diâmetro da base da fundação), não é preciso calcular a capacidade de carga correspondente a possibilidade de falha pela Ruptura 2.

Em face do exposto, através da relação entre tensão última de ruptura e sollicitação da fundação, temos para o fator de segurança da capacidade de carga, o valor de:

$$FS = \frac{10042,128}{178,158} \rightarrow FS = 56,37 \geq 3 \quad (4.73)$$

4.4.2 Verificação ao deslizamento

Para verificação ao deslizamento, verificamos a segurança da torre em relação a movimentação horizontal gerada pelas cargas de vento, com fundamento na equação e correlação já vistas em 2.29 e 2.31, do seguinte modo:

$$R_H = 18899,9. \tan\left(\frac{2}{3} * 40^\circ\right) \rightarrow R_H = 9491,868 \text{ kN} \quad (4.74)$$

$$\frac{878,2}{18899,9} = 0,05 < 0,4 \quad (4.75)$$

Posto isso, o fator de segurança para verificação ao deslizamento equivale a:

$$FS_{desliz} = \frac{9491,868}{878,2} \rightarrow FS_{desliz} = 9,23 > 1,5 \quad (4.76)$$

4.4.3 Estabilidade ao tombamento

Tratando-se da avaliação da estabilidade da fundação à possibilidade de giro, efetua-se o equilíbrio entre os momentos instabilizantes e estabilizantes, conforme:

$$M_{inst} = 66619,1 + 878,2 \cdot (3 + 0,2) \rightarrow M_{inst} = 69429,9 \text{ kNm} \quad (4.77)$$

$$M_{estab} = 18899,9 \cdot \left(\frac{17}{2}\right) \rightarrow M_{estab} = 160648,841 \text{ kNm} \quad (4.78)$$

Com isso, temos o fator de segurança para resistência ao tombamento como:

$$FS_{tomb} = \frac{160648,841}{69429,3} \rightarrow FS_{tomb} = 2,31 > 1 \quad (4.79)$$

5 | Análise dos resultados e Discussão

Neste capítulo, estão apresentados os resultados da metodologia desenvolvida para análise da confiabilidade da fundação superficial de quatro torres de aerogeradores, já considerando o estudo paramétrico. Salienta-se, que o estudo proposto na metodologia foi realizado a partir do procedimento determinístico de cálculo do projeto, conforme descrito no capítulo 4.

Sendo assim, os subitens a seguir expõem os resultados e as considerações acerca da análise de cada modo de falha, individualmente, para cada caso de estudo. Primeiramente, são apresentados e comentados os gráficos contendo o índice de confiabilidade β para cada equação estado limite. Em seguida, apresenta-se o gráfico representativo do estudo paramétrico para o menor valor de β encontrado, com intuito de justificar a variável aleatória de projeto com maior influência em cada modo de falha.

Ao final do capítulo, comparam-se os quatro casos de estudos entre si, a fim de inferir sobre duas relações bastante determinantes e convergentes para análise geral da confiabilidade dos projetos estudados.

Convém evidenciar que os resultados detalhados referentes a cada uma das análises, presentes nas curvas dos gráficos deste capítulo podem ser consultados através das tabelas do Anexo B deste trabalho.

5.1 Resultados para a torre de Moura (2007)

Apresentam-se neste tópico, os resultados para análise da confiabilidade de cada modo de falha da torre localizada no estado do Ceará, no nordeste brasileiro.

5.1.1 Capacidade de carga da fundação (FS = 10,51)

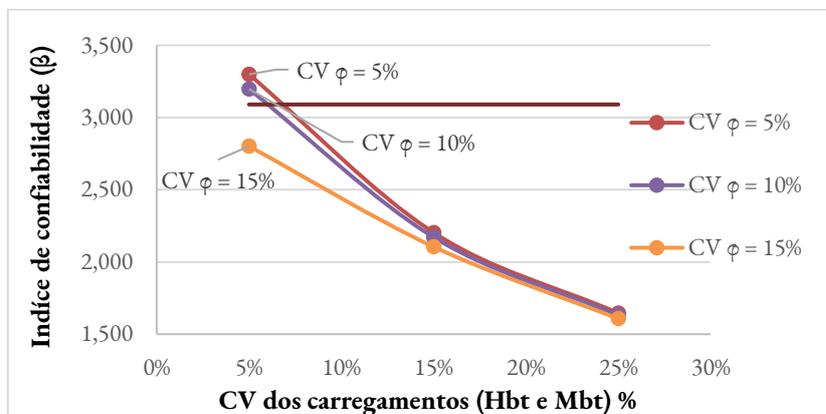


Figura 5.1: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora.

Tratando-se da avaliação da capacidade de carga com base na Figura 5.1, nota-se que o menor valor de índice de confiabilidade ($\beta = 1,607$) corresponde à maior variabilidade das cargas (25 %) e maior CV para o ângulo de atrito (15 %). Desse modo, através do gráfico dos cossenos diretores do estudo paramétrico representado na Figura 5.2, apresenta-se a influência de cada variável aleatória na análise, ficando evidente que a variável predominante e crítica é o momento fletor atuante, com 83,45 % de influência.

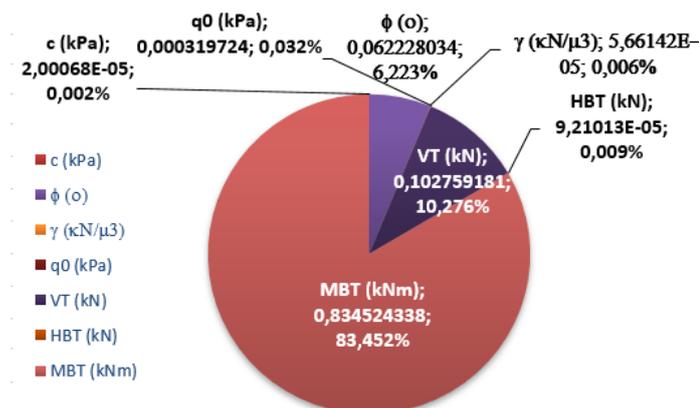


Figura 5.2: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.1.2 Verificação ao deslizamento (FS = 8,07)

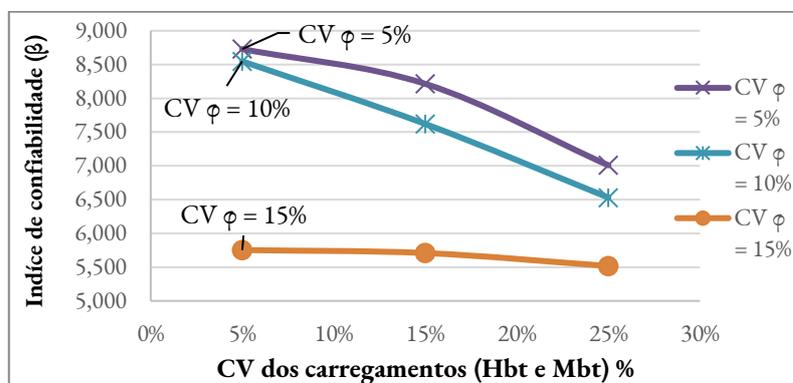


Figura 5.3: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora.

Com relação a verificação ao deslizamento na Figura 5.3, percebe-se que os menores índices de confiabilidade são referentes ao CV do ângulo de atrito igual a 15 %.

Entretanto, a diminuição da curva de β para a maior variabilidade do ângulo de atrito é menos acentuada que as demais. Isso pode ser explicado, justamente, devido a variabilidade máxima do parâmetro dominante (ângulo de atrito) amenizar a influência dos demais esforços da análise V_T e H_{BT} . Isso ocorre, devido a influência do ângulo de atrito ser a mais dominante da análise, conforme ilustra o gráfico da Figura 5.4.

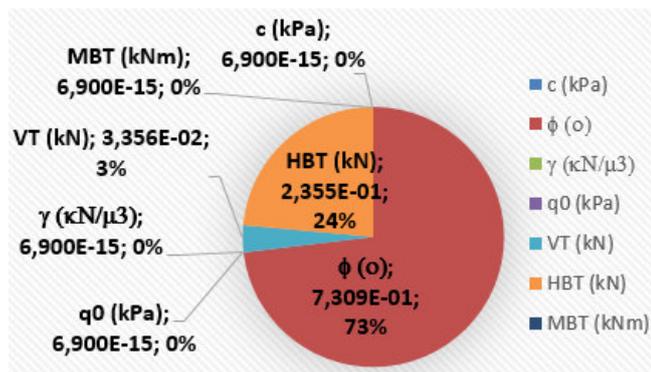


Figura 5.4: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.1.3 Estabilidade ao tombamento (FS = 1,71)

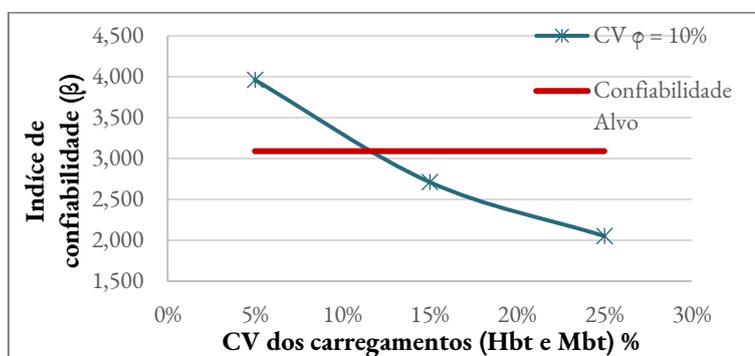


Figura 5.5: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora.

Na análise da estabilidade ao tombamento da Figura 5.5, observa-se que o aumento da variabilidade das cargas resulta na diminuição do índice de confiabilidade β . Esse resultado é bastante esperado, dado que o esforço de momento fletor atuante é o principal influenciador da equação estado limite para este modo de falha, conforme demonstra o gráfico da Figura 5.6.

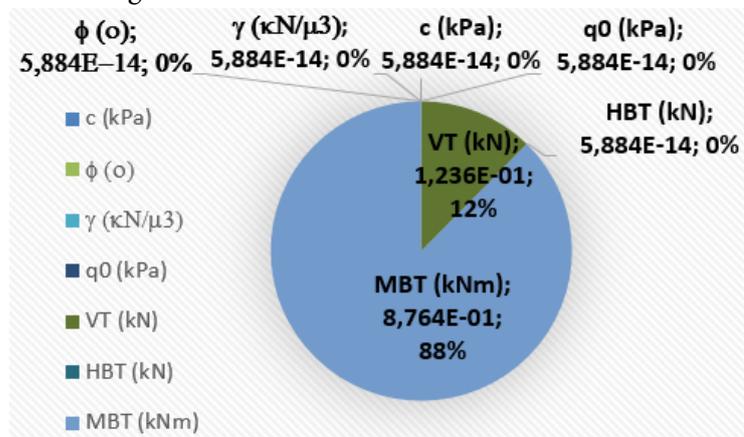


Figura 5.6: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.2 Resultados para a torre de Svensson (2010)

Encontram-se neste tópico, os resultados para análise da confiabilidade dos estados de falha da fundação projetada para subsolo geotécnico de torre eólica na Suécia.

5.2.1 Capacidade de carga da fundação (FS = 14,75)

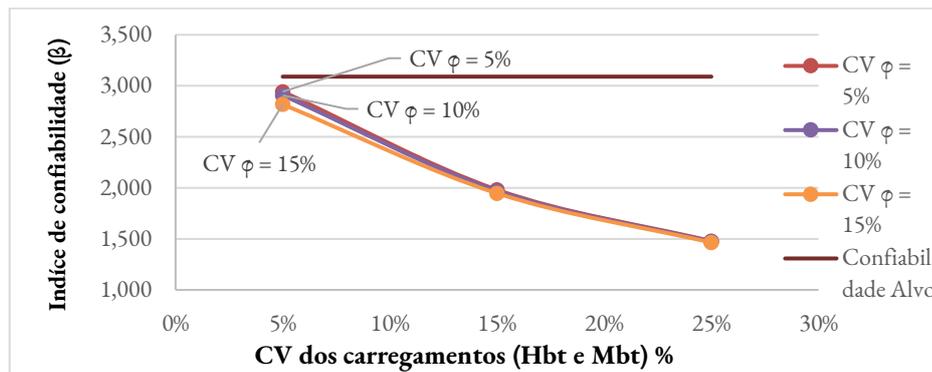


Figura 5.7: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora.

Acerca da análise da capacidade de carga através da Figura 5.7, tem-se a convergência do menor valor de β (1,464) equivalente à maior variabilidade das cargas (25 %) para o maior CV do ângulo de atrito (15 %). Além disto, o gráfico do estudo paramétrico, da Figura 5.8, demonstra que a influência do esforço de momento fletor é a mais restritiva desta análise, possuindo 86 % de influência.

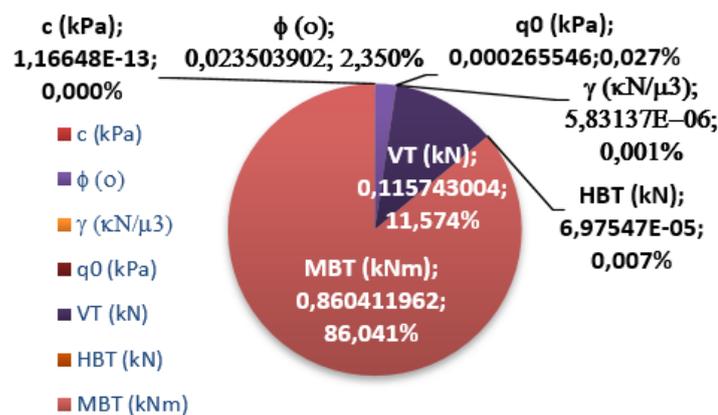


Figura 5.8: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.2.2 Verificação ao deslizamento (FS = 5,55)

Quanto a verificação ao deslizamento de acordo com a Figura 5.9, constata-se que o valor mínimo para o índice de confiabilidade ($\beta = 4,778$), também, ocorre para a maior variabilidade do ângulo de atrito (15 %) e das cargas (25 %).

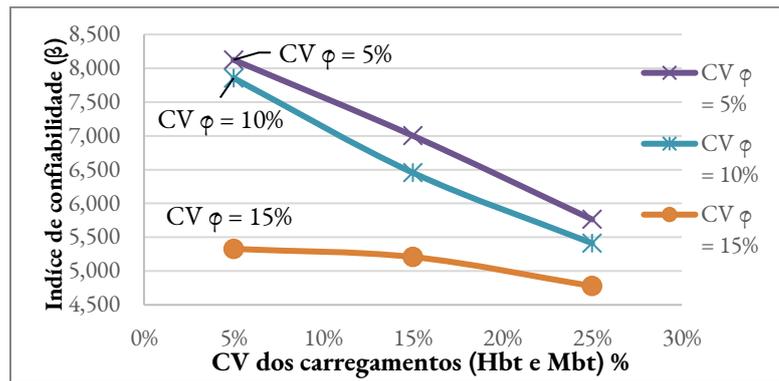


Figura 5.9: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora.

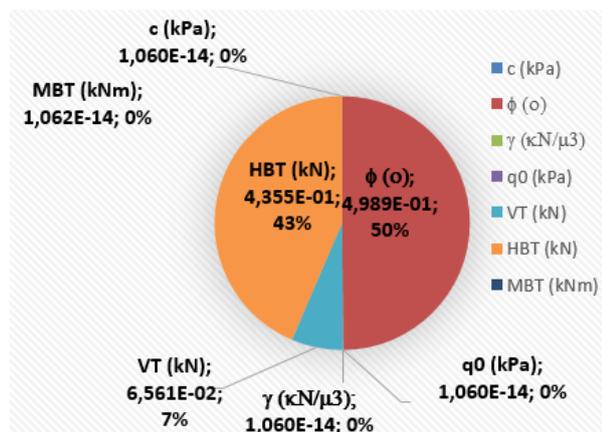


Figura 5.10: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

No entanto, devido à presença de um torque atuando na fundação, temos a intensificação do carregamento horizontal devido ao vento H_{BT} . Isso afeta diretamente na influência das variáveis de projeto, como se pode observar no gráfico da Figura 5.10.

5.2.3 Estabilidade ao tombamento (FS = 1,56)

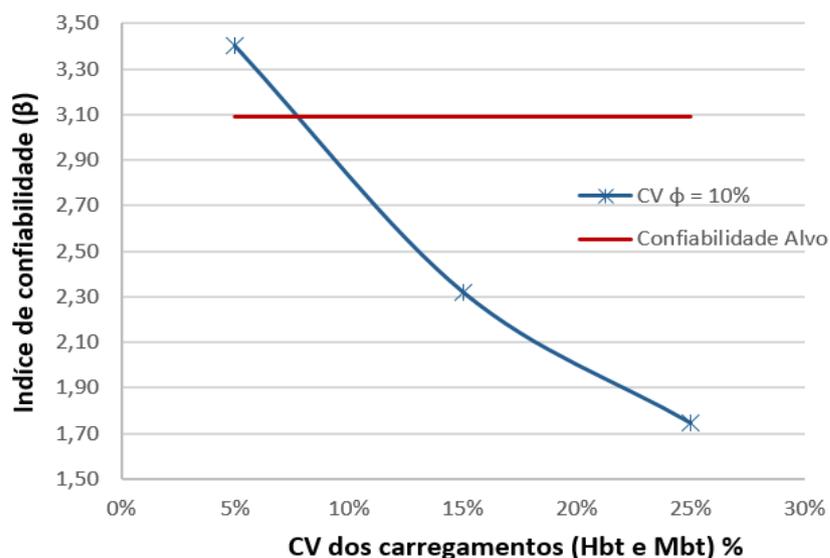


Figura 5.11: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora.

No que se refere à verificação da estabilidade ao tombamento conforme a Figura 5.11, averigua-se que o aumento do coeficiente de variação das cargas acarreta a diminuição do índice de confiabilidade β . Sendo assim, o gráfico da Figura 5.12 demonstra a influência dos parâmetros que, asseguram a estabilidade (V_T) e ocasionam a possibilidade de giro (H_{BT}).

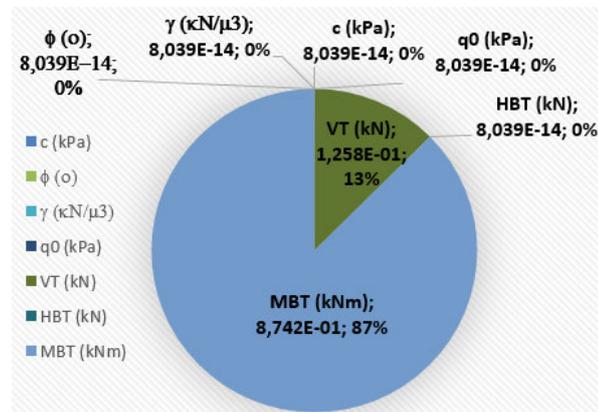


Figura 5.12: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.3 Resultados para a torre de Lobo (2018)

Descrevem-se neste tópico, os resultados para análise da confiabilidade dos modos de ruptura da fundação projetada para subsolo geotécnico de torre eólica na Bahia.

5.3.1 Capacidade de carga da fundação (FS = 44,68)

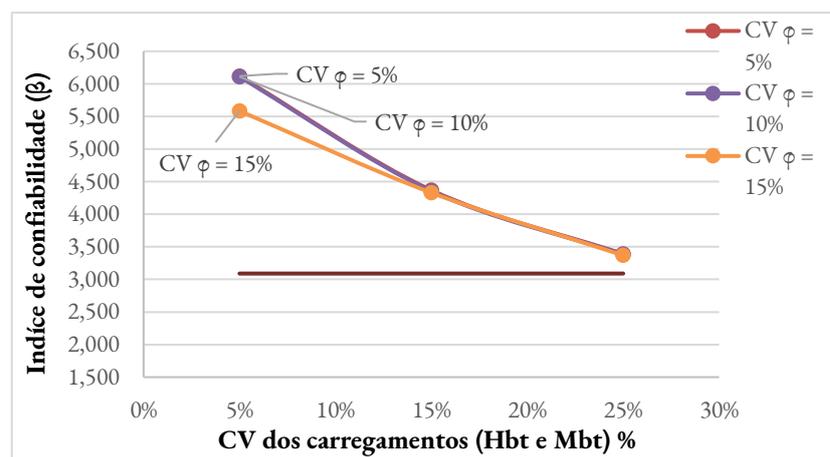


Figura 5.13: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora.

No que diz respeito à análise da capacidade de carga através da Figura 5.13, infere-se que o valor mínimo para o índice de confiabilidade ($\beta = 3,37$) corresponde, também, à maior variabilidade das cargas (25%) para o maior CV do ângulo de atrito (15%).

Através do gráfico do estudo paramétrico, apresentado na Figura 5.14, observa-se, novamente, a influência do esforço de momento fletor como mais restritiva desta análise. Isso está diretamente relacionado à presença da excentricidade, a qual é diretamente proporcional ao momento fletor atuante, nos parâmetros que compõem a equação estado limite desta análise.

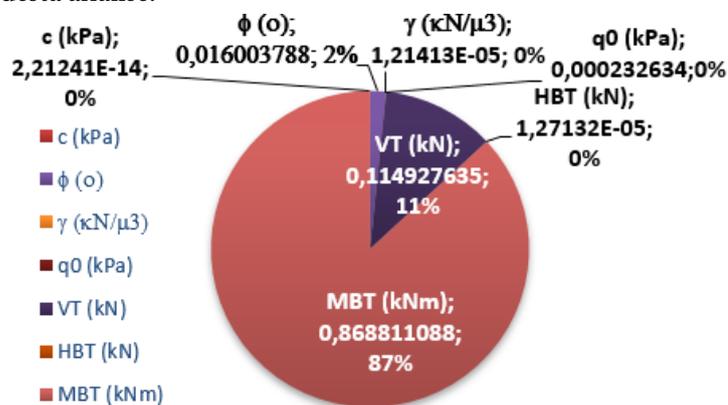


Figura 5.14: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.2 Verificação ao deslizamento (FS = 11,99)

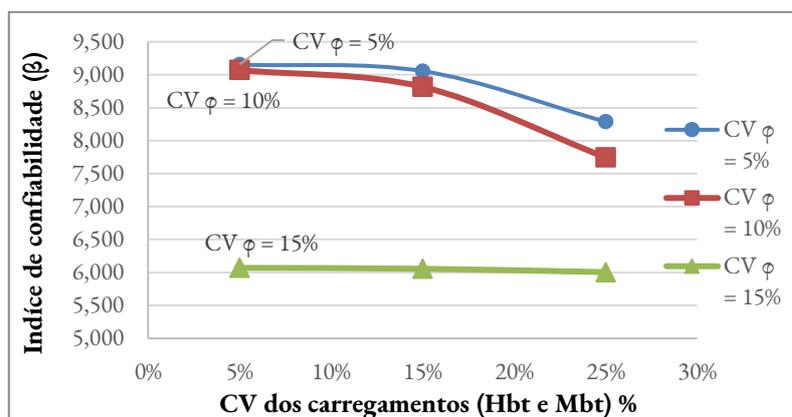


Figura 5.15: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora.

Em referência à análise do deslizamento, de acordo com a Figura 5.15, nota-se que o valor mínimo para o índice de confiabilidade equivale à variabilidade de 15 % para o ângulo de atrito. Esse resultado já era previsto, dado que as variáveis ângulo de atrito e esforço horizontal resultante são fundamentais na equação estado limite para este modo de falha. Entretanto, como não temos a presença de torque externo atuante na fundação, a influência do ângulo de atrito se torna a mais dominante na análise e sua variabilidade máxima minimiza a influência do esforço H_{BT} , conforme ilustra o gráfico da Figura 5.16.

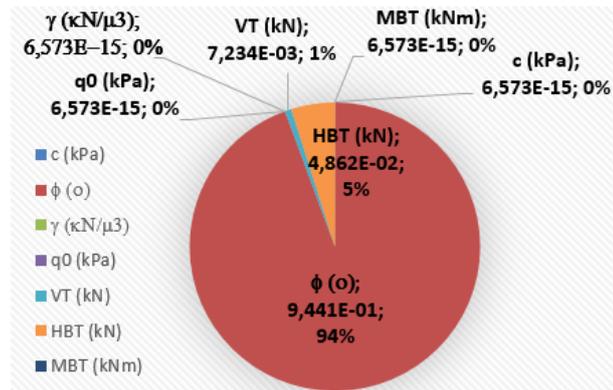


Figura 5.16: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.3 Estabilidade ao tombamento (FS = 2,82)

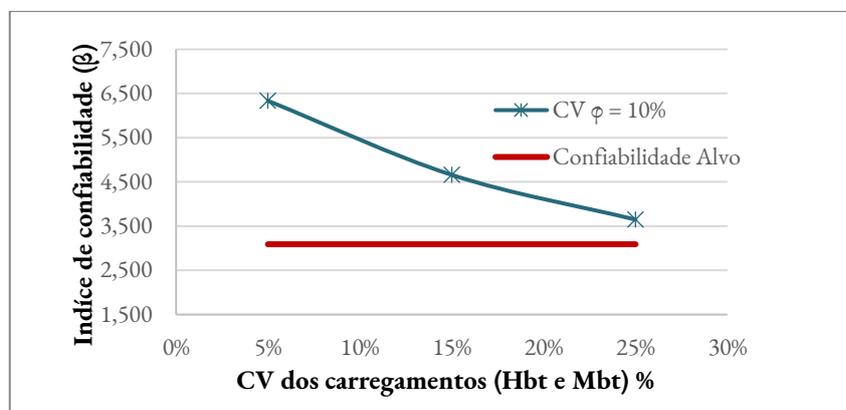


Figura 5.17: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora.

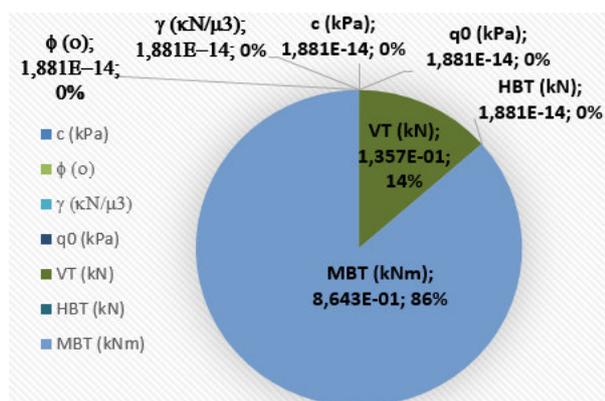


Figura 5.18: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

Tendo em consideração que, ao aumentar a variabilidade dos carregamentos atuantes, minimiza-se o índice de confiabilidade, temos para a análise da estabilidade ao tombamento da Figura 5.17, o menor índice de confiabilidade β igual a 3,648 para coeficiente de variação das cargas em 25 %.

Além do exposto, quando ocorre o aumento da variabilidade dos carregamentos advindos do vento, eleva-se também a influência do momento fletor instabilizante, isto é, que provoca a possibilidade de tombamento na verificação, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 5.18.

5.4 Resultados para a torre de Oliveira (2020)

Apresentam-se neste item, os resultados para análise da confiabilidade das equações estado limite que pertencem ao projeto da torre localizada no nordeste brasileiro.

5.4.1 Capacidade de carga da fundação (FS = 56,37)

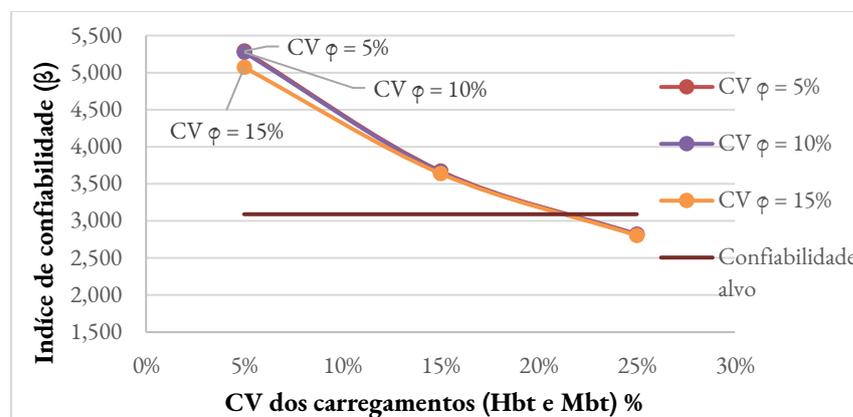


Figura 5.19: Resultado da análise para capacidade de carga. Fonte: Elaborado pela autora.

Em relação à avaliação da capacidade de carga com base na Figura 5.19, observa-se que, com aumento da variabilidade das cargas tem-se, outra vez, o decréscimo do índice de confiabilidade da análise. Logo, tem-se β igual a 2,803 para coeficiente de variação das cargas em 25 % e ângulo de atrito com variabilidade máxima de 15%.

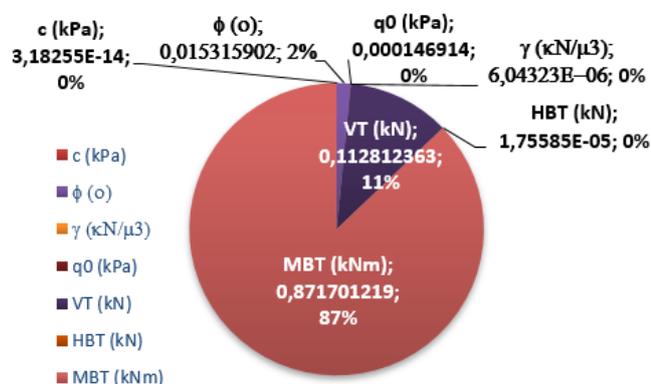


Figura 5.20: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

Por conseguinte, conforme já explicado anteriormente, por meio do gráfico do estudo paramétrico da Figura 5.20, comprova-se a influência do esforço de momento fletor como mais crítica desta análise, apresentando 87 % de influência.

5.4.2 Verificação ao deslizamento (FS = 9,23)

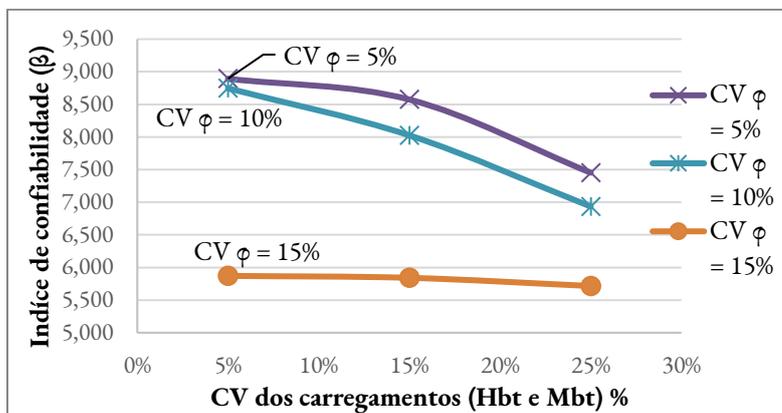


Figura 5.21: Resultado da análise para o deslizamento. Fonte: Elaborado pela autora.

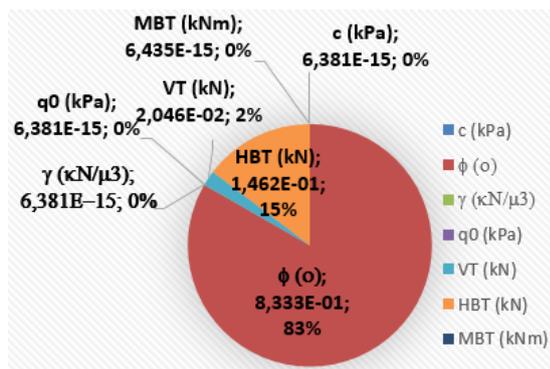


Figura 5.22: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 15% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

Na avaliação do deslizamento de acordo com a Figura 5.21, novamente, é evidente que o menor índice de confiabilidade $\beta = 2,803$ corresponde à maior variabilidade das cargas (25 %) para o maior CV do ângulo de atrito (15 %).

Este resultado já era previsível, já que o ângulo de atrito é bastante relevante neste modo de falha. No entanto, como consequência da presença de um torque M_z atuando na fundação, temos a intensificação do carregamento horizontal devido ao vento H_{BT} . Isto afeta diretamente sua atuação junto ao ângulo de atrito, perante as demais variáveis de projeto, como se pode observar no gráfico da Figura 5.22.

5.4.3 Estabilidade ao tombamento (FS = 2,31)

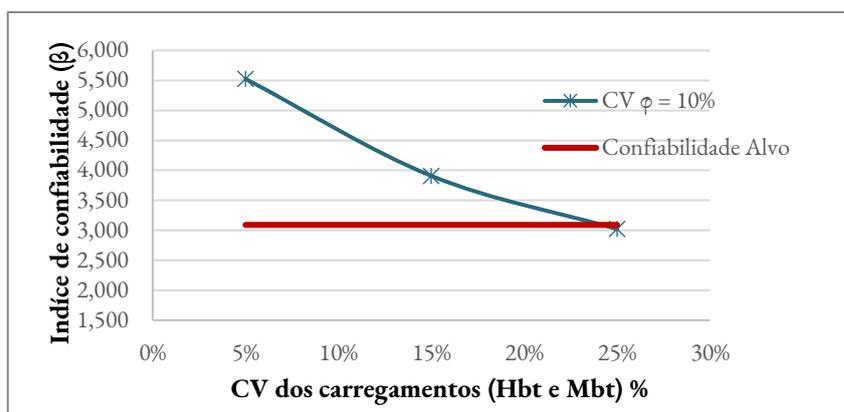


Figura 5.23: Resultado da análise para o tombamento. Fonte: Elaborado pela autora.

Mais uma vez, verifica-se que a tendência, ao aumentar a variabilidade das cargas devidas ao vento, é de diminuir o índice de confiabilidade. Assim sendo, para a análise da estabilidade ao tombamento da Figura 5.23, temos índice de confiabilidade β igual a 3,021 para coeficiente de variação das cargas em 25 %.

Por outro lado, com base no gráfico do estudo paramétrico da Figura 5.24, infere-se, novamente, a influência do esforço de momento fletor como mais crítico da análise.

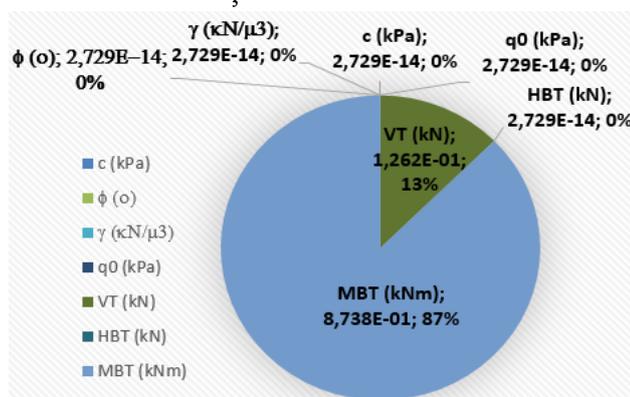


Figura 5.24: Fatores de sensibilidade para CV ϕ 10% e Cargas 25%. Fonte: Elaborado pela autora.

5.5 Síntese dos resultados para casos de estudo

Neste subitem são representados os resultados comparativos para os quatro projetos de aerogerador analisados neste trabalho. Os índices de confiabilidade encontrados foram comparados através de uma reta padronizada em $\beta = 3,09$, cuja probabilidade de falha é $pf = 10^{-3}$.

Tendo em vista, que as cargas por ação do vento e a variabilidade máxima do ângulo de atrito demonstraram ser dominantes para a grande maioria dos resultados, são sintetizados os resultados perante estes casos críticos, isto é, que resultam com os menores valores de confiabilidade das análises.

5.5.1 Capacidade de carga

Com base no gráfico da Figura 5.25, estabeleceu-se um comparativo entre o índice de confiabilidade β e a relação excentricidade da força vertical com a base da fundação, isto é, seu diâmetro para os quatro projetos de aerogeradores. Lembra-se que a relação e/B também pode ser escrita como $M/(VB)$.

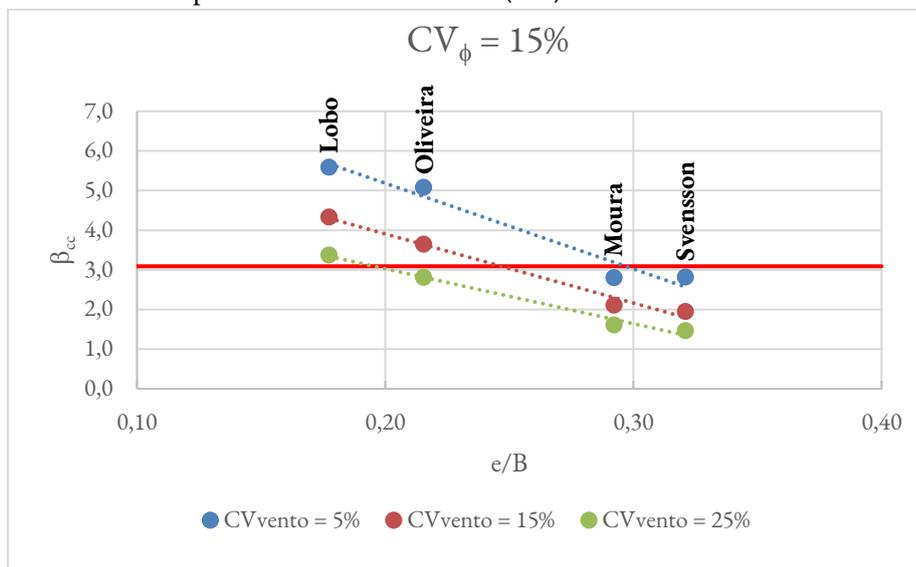


Figura 5.25: Síntese de resultados da capacidade de carga para CV ϕ 15%. Fonte: Elaborado pela autora.

Assim sendo, verificam-se os quatro casos de estudo para variabilidade máxima do ângulo de atrito em 15 %, com aumento do coeficiente de variação das cargas de 5% até o máximo de 25%. É visível que, tanto o projeto de Moura como o de Svensson, não apresentam índice de confiabilidade aceitável para a verificação da capacidade de carga, perante o grau de incertezas estipulado para as variáveis de projeto. Além disso, pode-se constatar que mesmo para o projeto de Oliveira (2020), cujo fator de segurança determinístico para capacidade de carga é o mais alto de todas as análises (FS = 56,37), ainda não se atinge o limite para índice de confiabilidade de $\beta = 3,09$, em razão da grande influência que o esforço de momento fletor tem nesta análise.

Já para verificação de capacidade de carga do projeto de Lobo, cujo FS determinístico de cálculo é igual a 44,68, tem-se o valor limite para o índice de confiabilidade atingido em todas as variações do estudo paramétrico.

Conclui-se, então, que, para uma relação entre excentricidade e base da fundação (e/B) até 0,20, a verificação de capacidade de carga do projeto de fundação superficial para torre eólica será estimada para uma probabilidade de falha até 10^{-3} e índice de confiabilidade convergente ou superior a 3,09. Assim sendo, como a relação e/B está diretamente relacionada ao valor do esforço de momento fletor, quanto menor for sua magnitude e variabilidade mais confiável tende a ser o projeto.

5.5.2 Verificação do deslizamento

Com relação à verificação ao deslizamento, percebe-se através da evolução dos três gráficos (a, b e c) da Figura 5.26, que todos os casos de projeto analisados apresentam índice de confiabilidade que ultrapassam satisfatoriamente a reta vermelha, cujo limite de resistência ao escorregamento da base da fundação é igual a 3,09.

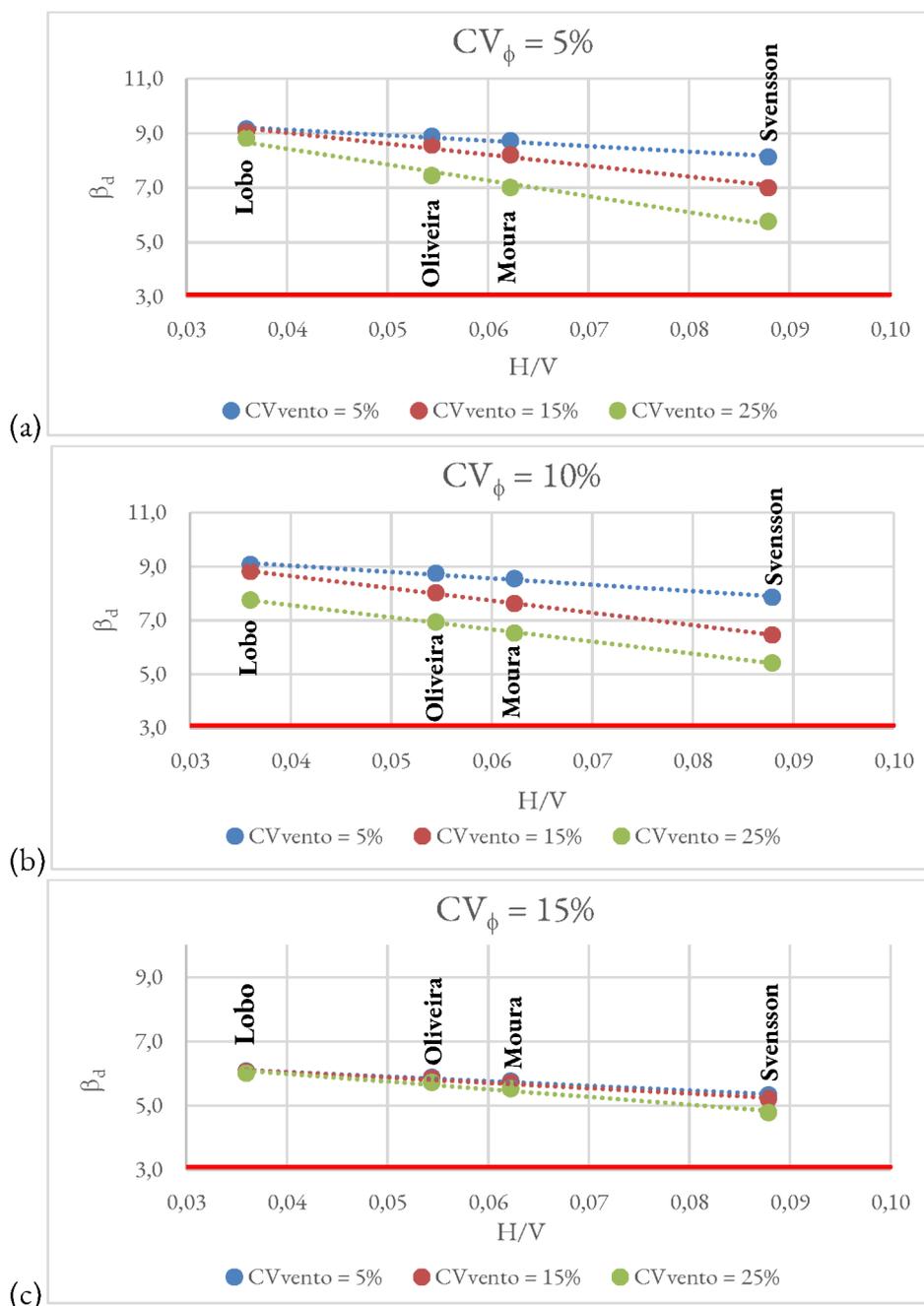


Figura 5.26: Síntese de resultados para o deslizamento com: (a) CV_ϕ 5%, (b) CV_ϕ 10% e (c) CV_ϕ 15%. Fonte: Elaborado pela autora.

Com base nos gráficos individuais apresentados anteriormente para cada caso, notaram-se elevados índices de confiabilidade e que a variável do ângulo de atrito se de-

monstrou bastante dominante na análise. Nesse sentido, mesmo com o aumento gradativo do CV das cargas e divergências entre os parâmetros de cada projeto, percebe-se a proximidade entre as quatro curvas do gráfico 5.26.

Com isso, deduz-se uma relação entre esforço horizontal atuante e esforço vertical permanente capaz de distanciar os casos de estudo e afirmar sobre a maior confiabilidade deste modo falha. De modo que, qualquer relação H/V até 0,09 atenderá adequadamente as condições e limites estipulados ao projeto.

5.5.3 Estabilidade ao tombamento

No que se refere à estabilidade ao tombamento, novamente, estabeleceu-se um comparativo entre o índice de confiabilidade β_c e a relação excentricidade com base da fundação, isto é, seu diâmetro. Isto é justificado, levando em consideração a relação direta entre momento fletor resultante e excentricidade da sapata, além da associação com a base de fundação, visto a importância de sua dimensão para composição dos momentos estabilizantes da sapata.

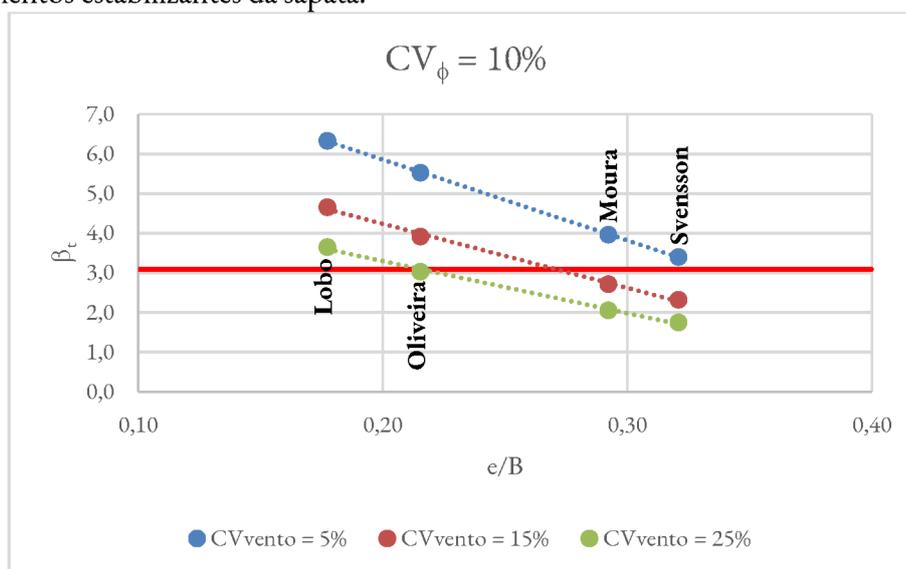


Figura 5.27: Síntese de resultados para o tombamento com CV ϕ 10%.

Fonte: Elaborado pela autora.

Ademais, com base no gráfico da Figura 5.27, infere-se que, apesar do FS determinístico de cálculo do tombamento para a fundação de Oliveira resultar em 2,32, ou seja, superior a 50% do estipulado para verificação de tombamento, cujo FS deve ser superior ou igual a 1 segundo Milititsky (2019), não temos o limite aceitável de índice de confiabilidade, perante o grau de incertezas estipulado para as variáveis de projeto.

Posto isso, é notório que com a relação entre excentricidade e base da fundação (e/B) até 0,20, garante-se a probabilidade de falha limite de 1/1000 cujo índice de confiabilidade é igual ou superior a 3,09.

6 | Conclusões

6.1 Considerações finais

Com os estudos realizados torna-se evidente que o projeto de fundações superficiais para uso em torres de aerogeradores é uma solução técnica bastante usual, dependente, exclusivamente, do subsolo e perfil geotécnico adequados para seu uso.

Dentre as diversas análises executadas para cada uma das verificações, nos quatro casos de estudo, percebe-se que as variáveis que mais influenciam na confiabilidade do projeto das torres são, justamente, o ângulo de atrito e as cargas devidas ao vento.

Nota-se ainda que, a solução tradicional do projeto dessas torres é determinística, ou seja, calcula valores limites com base nos fatores de segurança (FS) presente nas recomendações e normativas vigentes. Todavia, o resultado de elevados fatores de segurança além dos limites estabelecidos não infere nada a respeito da confiabilidade ou probabilidade de ruína destas estruturas. Justamente, pela comprovação de elevados FS resultando em probabilidades de falha de até 7 %, ou seja, extremamente superiores ao limite de 1/1000, sucede-se a importância do estudo proposto de confiabilidade.

A partir dos resultados, conclui-se que a análise mais crítica do projeto foi a capacidade de carga em todos os casos, apresentando índice de confiabilidade β mínimo de 1,464 e probabilidade de falha correspondente a 7,16%. A seguir, temos a avaliação da estabilidade ao tombamento com criticidade intermediária para todos os casos, possuindo β mínimo equivalente a 1,745, cuja probabilidade de falha é de 4,05%. Posteriormente, apresenta-se a verificação do deslizamento como menos restritiva, a qual contém valores de β superiores a 4 e probabilidades de falha equivalentes a 0,000088%.

Além disso, com base na comparação entre os quatro casos analisados, constatou-se neste trabalho, que a relação e/B deve ser inferior a 0,2 (20%) para que o índice de confiabilidade fique sempre acima de 3,09 para capacidade de carga e tombamento. Enquanto, a confiabilidade do deslizamento depende mais da relação entre esforços atuantes (H/V), mas fica sempre acima de 3,09 nos casos analisados para os CVs adotados. Portanto, estas duas relações comparativas ao índice de confiabilidade, tornam-se determinantes para atender índices de confiabilidade desejáveis para o projeto.

Outra afirmação, com base na análise de confiabilidade do projeto de fundações superficiais para torres eólicas, é o fato de que o índice de confiabilidade sempre diminui com o aumento da variabilidade das cargas e do ângulo de atrito. Em vista disso, é fundamental estabelecer parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade que representem fielmente as variáveis aleatórias do projeto.

Finalmente, conforme a metodologia proposta para análise da confiabilidade estrutural e estudo paramétrico, entende-se que sua inclusão em projetos de fundação com a complexidade exigida por uma torre eólica, associada à magnitude dos esforços atuantes devidos à ação do vento, é fundamental. De modo que, além de fornecer um melhor entendimento das questões geotécnicas e estruturais que mais influenciam no projeto de fundação para aerogeradores, é capaz de prever também, a confiança e segurança da solução técnica, devido às incertezas estarem precisamente mapeadas e compreendidas.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

O desenvolvimento do estudo de análise da confiabilidade estrutural para fundações superficiais de aerogeradores, ainda permite a abordagem de diversos outros parâmetros de projeto e até quanto ao tipo de fundação adotado.

Portanto, sugerem-se alguns itens para continuidade do estudo proposto:

- Realização do dimensionamento completo para análise estrutural da fundação, contemplando todas as verificações necessárias ao cálculo, tal qual análises dinâmicas em relação a rigidez da fundação, verificação dos estados limites de serviço para fadiga e recalques admissíveis e, inclusive, otimizando as armaduras e volume de concreto das sapatas no projeto estrutural.
- Utilização de outros métodos de confiabilidade que permitam uma melhor avaliação de confiabilidade estrutural, como o Método de Simulação de Monte Carlo, para comparação com os resultados deste trabalho.
- Proceder ao estudo para fundações de torres eólicas, adotando o procedimento de cálculo para fundações profundas e avaliando a confiabilidade dos parâmetros de projeto, em comparação com a solução de fundações superficiais.
- Avançar com o estudo desta metodologia de confiabilidade, também, para o uso em torres eólicas com a tecnologia *offshore*.

Referências

- ABEEólica (2020). Associação Brasileira de Energia Eólica. “Eólica: energia para um futuro inovador”. url: <http://abeeolica.org.br/energia-eolica-o-setor/>. Acesso em: 28 mar. 2020.
- ABNT (2014). Associação Brasileira de Normas Técnicas. “NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”. url: <https://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/abnt-6118-projeto-de-estruturas-de-concreto-procedimento>.
- ABNT (2019). Associação Brasileira de Normas Técnicas. “NBR 6122:2019 – Projeto e Execução de Fundações”. url: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=426719>.
- ABNT (2003). Associação Brasileira de Normas Técnicas. “NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”. url: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4955169/mod_resource/content/1/10%20NBR%208681.pdf.
- ANEEL (2021). Agência Nacional de Energia Elétrica. “Geração eólica ultrapassa os 20 GW de capacidade instalada no Brasil”. url: bit.ly/3qUqDuy. Acesso em: 18 dez. 2021.
- Ang, A. H. S.; Tang, W. H. (1984). “Probability Concepts in Engineering Planning and Design - Vol. II Decision, Risk and Reliability”. Em: John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Ang, A. H. S.; Tang, W. H. (2007). “Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering - Vol. II Decision, Risk and Reliability”. Em: 2nd Ed. Wiley, New York.
- AOKI, Nelson ; Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas.. Revista Militar de Ciência e Tecnologia , Rio de Janeiro, v. XIX, n.3, p. 48-64, 2002.
- Aoki, N. (2002). “Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas”. Em: Revista Militar de Ciência e Tecnologia, v. XIX, n. 3, pp. 48-64, Rio de Janeiro.
- Azevedo, C. P. B. (2011). “Projeto de Fundações de linhas de transmissão baseado em confiabilidade”. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. 143 f.
- Barbosa, F. A.; Brandão, A. L. R.; Oliveira, C. A. S. (2013). “Análise da Segurança Estrutural de Fundações Superficiais”. In: IBERO-LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING – CILAMCE, 34. Pirenópolis, GO. Anais... Brazilian Association of Computational Methods in Engineering (ABMEC).
- Beck, A. T. (2019). “Confiabilidade e Segurança das Estruturas”. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier.

- Bertuzzi, P. J. (2013). “Estudos de Aspectos de Engenharia para Implantação de Torres Eólicas”. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina.
- Castillo, E.; O’connor, A. J.; Nogal, M.; Calviño, A. (2014). “On the physical and probabilistic consistency of some engineering random models”. Em: Elsevier – Structural safety, n. 51, pp. 1-12.
- Chaves, C. P. (2013). “Implementação computacional simplificado para verificação de projeto de fundações de aerogeradores On-Shore”. Monografia. Universidade Federal Rural do Semi-Árido. 79f.
- Cheng, Z.; Yang, P.; Jiang, H. (2012). “Reliability Analysis of Subgrade Bearing Capacity of Gravity Foundation of Wind Turbine Based on JC Method”. Advanced Materials Research, v. 413 , pp. 314-319 , Trans Tech Publications, Switzerland doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.413.314
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Albiero, J. H. (2011). “Fundações diretas: projeto geotécnico”. São Paulo: Oficina de textos.
- Cordeiro, A. L. R. (2009). “Aplicação dos métodos FORM e SORM para avaliação de dutos corroídos”. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Paraná.
- Correa, S. M. B. B. (2003). “Probabilidade e estatística”. 2. ed. Belo Horizonte: PUC Minas Virtual.
- CRESESB (2017). “Centro de Referência para as Energias Solar e Eólica Sérgio de Salvo Brito”. url: [http://www.cresesb.cepel.br/index.php?section=com_content&catid\[\]=1&catid\[\]=5](http://www.cresesb.cepel.br/index.php?section=com_content&catid[]=1&catid[]=5).
- CRESESB/CEPEL (2001). Centro de Referência para as Energias Solar e Eólica Sérgio de Salvo Brito/ Centro de Pesquisas de Energia Elétrica. “Atlas do Potencial Eólico Brasileiro”. url: http://www.cresesb.cepel.br/publicacoes/download/atlas_eolico/Atlas%20do%20Potencial%20Eolico%20Brasileiro.pdf.
- CRESESB/CEPEL. (2014). Centro de Referência para as Energias Solar e Eólica Sérgio de Salvo Brito/ Centro de Pesquisas de Energia Elétrica. “Atlas Eólico do Rio Grande do Sul. CRESESB/CEPEL”. url: [http://www.cresesb.cepel.br/publicacoes/download/atlas_eolico/Atlas_do_Potencial_Eolico_do_Estado_do_RioGrandedoSul\(2014\)](http://www.cresesb.cepel.br/publicacoes/download/atlas_eolico/Atlas_do_Potencial_Eolico_do_Estado_do_RioGrandedoSul(2014)).
- DNV (2002). “Guidelines for Design of Wind Turbines”. Em: Copenhagen, Denmark: Wind Energy Department, Risø National Laboratory and Det Norske Veritas.
- DNV (2012). “Statistical Representation of Soil Data”. url <https://rules.dnv.com/docs/pdf/dnvpmp/codes/docs/2012-01/RP-C207.pdf>.
- Dutra, R. M. (2008). “Energia Eólica: Princípios e Tecnologias”. Tutorial.
- Ferreira, T. (2009). “Dinamarca. O maior campo de energia eólica offshore do mundo!”. url: <https://www.duniverso.com.br/1073/>.

- Galambos, T. V. , Ellingwood, B.; MacGregor, J. G.; Cornell, C. A. (1982). “Probability-based load criteria: assessment of current design practice”. Em: Journal of the Structural Division, ASCE, v. 108, n. ST5, pp. 959-977, USA.
- Godoy, N. S. (1972). “Fundações: Notas de Aula”. Curso de Graduação. Escola de Engenharia de São Carlos – USP.
- Hau, E. (2013). “Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics”. 3. ed. Springer.
- Haldar, A. (2006). “Recent developments in reliability-based civil engineering”. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Hansen, J. B. (1970). “A revised and extended formula for bearing capacity”. Em: Danish Geoteknisk Institut, Bulletin n. 28, Copenhagen, pp. 5-11.
- Hansen, B. (1978). “Geoteknik og Fundering, Del II Forelæsningsnotater til Kursus 5821 – Geoteknik 2”. Em: Notat nr. 16, Den private ingeniørfond ved Danmarks tekniske Højskole, Lyngby, Denmark.
- Hasofer, A. M.; Lind, N. C. (1974). “Exact and invariant second-moment code format”. Em: Journal of the engineering mechanics Division. pp. 111-121.
- Jiang, Z.; Hu, W.; Dong, W.; Gao, Z.; Ren, Z. “Structural Reliability Analysis Of Wind Turbines: A Review”. (2017). Em: Review Energies. <https://doi.org/10.3390/en10122099>
- Kareem, A. (1987). “Wind effects on structures: a probabilistic viewpoint”. Em: Probabilistic engineering mechanics, v. 2, n. 4, pp. 166-200.
- Liu, P. L.; Der Kiureghian, A. (1986). “Optimization Algorithms for Structural Reliability Analysis”. Em: Report No. UCB/SEMM-86/09, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, USA.
- Lobo, J. R. (2018). “Estudo do projeto geotecnico de fundação de uma turbina eólica”. Projeto de Graduação . Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Lopes, M. T. M. R. (2016). “Concepção, Modelagem e Simulação de uma Turbina Eólica em Escala”. Projeto de Graduação. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 58 p.
- Low, B. K.; Tang, W. H. (2007). “Efficient Spreadsheet Algorithm for First-Order Reliability Method”. Em: J. Eng. Mech. pp.133:1378-1387.
- Maranhão, G. M. (2016). “Análise da Rigidez Rotacional de Fundações Estaqueadas de Torres Eólicas”. Em: IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.
- Maranhão, G. (2014). “Modelagem de Fundação Para Torre Eólica, Considerando Solo e Estacas”. Em: 56° Congresso Brasileiro do Concreto, Natal/RN [url:http://www.ibracon.org.br/eventos/56cbc/56oIBRACON_EoLICA.pdf](http://www.ibracon.org.br/eventos/56cbc/56oIBRACON_EoLICA.pdf).
- Martins, F. R.; Guarnieri, R. A.; Pereira, E. B. (2008). “O aproveitamento da energia eólica”. Em: Revista Brasileira de Ensino de Física, São Paulo, v. 30, n. 1, pp. 1304.1-1304.13.
- Melchers, R. E., Beck, A. T. (2018). “Structural reliability: analysis and prediction”. New York: Jon Willey & Sons.

- Melo, E. (2014). “Investimentos em energia eólica no Brasil: aspectos de inserção, tecnologia e competitividade”. Em: Revista Concreto e Construções – Contribuições do Concreto para Fundações e Torres de Aerogeradores, v. 75, ano XLII, pp.74-77.
- Meyerhof, G. G. (1953). “The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads”. Em: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3., Zurich.
- Meyerhof, G. G. (1970). Safety Factors in soil mechanics. Canadian Geotechnical Journal, v. 7, n. 4, 1970.
- Milititsky, J. (2019). “Fundações de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações”. São Paulo: Oficina de Textos.
- Milititsky, J.; Consoli, N. C.; Schnaid, F. (2015). “Patologia das Fundações”. 2. ed. rev. e ampl. São Paulo: Oficina de Textos.
- Moné, C.; Hand, M.; Bolinger, M.; Rand, J.; Heimiller, D.; Ho, J. (2017). “2015 Cost of Wind Energy Review”. Em: Technical Report NREL/TP-6A20-66861, National Renewable Energy Laboratory: Golden, CO, USA.
- Moura, A. S. (2007). “Avaliação de Metodologias de Projeto de Fundações Superficiais de Aerogeradores Assentes em Areia de Duna”. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília, Brasília, DF. 323f.
- Ntambakwa, E.; Yu, H.; Guzman, C.; Rogers, M. (2016). “Geotechnical Design Considerations for Onshore Wind Turbine Shallow Foundations”. Em: Geotechnical and Structural Engineering Congress, Phoenix: ASCE. pp. 1153-1165.
- ONS. (2021). “Boletim Mensal de Geração Eólica Agosto/2021”. url: <http://www.ons.org.br/AcervoDigitalDocumentosEPublicacoes/Boletim%20Mensal%20de%20Gera%C3%A7%C3%A3o%20E%C3%B3lica%202021-08.pdf>.
- PETROBRAS. (2008). Petrobras N 1848. “Projeto de fundações de máquinas”.
- Phoon, K-K.; Kulhawy, F. H.; Grigoriun, M. D. (1995). “Reliability based design of foundations for transmission line structures”. Em: Electric Power Research Institute, Palo Alto, Report TR-105000.
- Picolo, A. P.; Bühler, A. J.; Rampinelli, G. A. (2014). “Uma abordagem sobre a energia eólica como alternativa de ensino de tópicos de física clássica”. Em: Revista Brasileira de Ensino de Física, v. 36, n. 4, pp. 4306-4306-13.
- Pinto, M. (Org.) (2019). “Energia Eólica: princípios e operação”. São Paulo: Érica.
- Reznik, G. (2011). “Aposta nos ventos”. Em: Revista Ciência Hoje (online). url: <https://cienciahoje.org.br/aposta-nos-ventos/>.
- Ribeiro, R. (2017). “Análise estática e dinâmica de diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores”. 2017. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Norte. 94f.
- Sagrilo, L. V. S. (1994). “Análise da confiabilidade estrutural utilizando os métodos analíticos FORM e SORM”. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 142 p.

- Silva, M. D. (2014). “Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. 146f.
- Silva, M. S. (2010). “Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos: teoría y aplicaciones em ingeniería”. Bogotá: Universidad de Los Andes.
- Smith, M. A.; Caracoglia, L. A. (2011). “Monte Carlo based method for the dynamic ‘fragility analysis’ of thall bullddings under turbulent wind loading”. Em: *Engineering structures*, Elsevier, 33, pp. 410-420.
- South, P.; Mitchell, R.; Jacobs, E. (1983). “Strategies for the Evaluation of Advanced Wind Energy Concepts”. Em: Solar Energy Research Institute, Golden, CO, USA.
- Svensson, H. (2010). “Design of Foundations for Wind Turbines”. Master’s Dissertation. Department of Construction Sciences. Structural Mechanics, LTH, Sweden. 161f.
- Terzaghi, K. (1943). “Theoretical soil mechanics”. Jhon Wiley & Sons, New York.
- Vahdatirad, M. J.; Griffiths, D. V.; Andersen, L. V. ; Sørensen, J. D. ; Fenton, G. A. (2014). “Reliability analysis of a gravity-based foundation for wind turbines: a code-based design assessment”. Em: *Geotechnique* 64, n. 8, pp. 635–645. doi: [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.13.P.152>]
- Van Zyl, W. S.; Van Zijl, G. P. A. G. (2015). “Dynamic behaviour of normally reinforced concrete wind turbine support structures”. Em: *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, v. 57, n. 4, pp. 38-44.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). “Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas”. São Paulo: Oficina de Textos.
- Vesic, A. S. (1975). “Bearing capacity of shallow foundations”. Em: Winterkorn, H. F.; Fang, H. Y. (Eds.). *Foundations engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold Co.
- Wu, X.; Hu, Y.; L, Ye; Yang, J.; Duan, L.; Wang, T.; Adcock, T.; Jiang, Z.; Gao, Z.; Lin, Z.; Borthwick, A.; Liao, S. (2019). “Foudations of Offshore Wind Turbines: A review”. Em: *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, pp. 379-393.

Apêndices

**APÊNDICE A – DERIVAÇÕES E FUNÇÕES DO ALGORITMO EFICIENTE
PARA FORM DE LOW E TANG (2007)**

Type of F(x)	$x = F^{-1}[\Phi(n)]$
Normal: mean μ_x , std. dev. σ_x	$x = \mu_x + n\sigma_x$
Lognormal: mean μ_x , std. dev. σ_x	$x = \exp[\lambda + \zeta n]$, $\zeta = \sqrt{\ln(1 + (\sigma_x/\mu_x)^2)}$, $\lambda = \ln \mu_x - 0.5\zeta^2$
Extreme Value (Gumbel): mean μ_x , std. dev. σ_x	$x = u - \frac{\ln[-\ln(\Phi(n))]}{\alpha}$, $\alpha = \frac{1}{\sqrt{6}} \left(\frac{\pi}{\sigma_x} \right)$, $u = \mu_x - \frac{0.5772}{\alpha}$

Figura A.1 – Derivações para obter x a partir de n , baseadas em $F(x) = \Phi(n)$.

```

Function x_i(DistributionName, paralist, ni) As Double
para1 = paralist(1): para2 = paralist(2): para3 = paralist(3): para4 = paralist(4)
With Application.WorksheetFunction
Select Case UCase(Trim(DistributionName)) 'Trim leading/trailing spaces and convert to uppercase
Case "NORMAL": x_i = para1 + ni * para2
Case "LOGNORMAL": lamda = Log(para1) - 0.5 * Log(1 + (para2 / para1) ^ 2)
zeta = Sqr(Log(1 + (para2 / para1) ^ 2)): x_i = Exp(lamda + zeta * ni)
Case "EXTVALUE1": alfa = 1.28255 / para2: u = para1 - 0.5772 / alfa
x_i = u - Log(-Log(.NormSDist(ni))) / alfa
Case "EXPONENTIAL": mean = para1: x_i = -mean * Log(1 - .NormSDist(ni))
Case "UNIFORM": min = para1: max = para2: x_i = min + (max - min) * .NormSDist(ni)
Case "TRIANGULAR": a = para1: m = para2: c = para3: tem = .NormSDist(ni): maca = (m - a) / (c - a)
If tem <= maca Then x_i = a + Sqr(tem * (m - a) * (c - a)) Else x_i = c - Sqr((1 - tem) * (c - a) * (c - m))
Case "WEIBULL": x_i = para2 * (-Log(1 - .NormSDist(ni))) ^ (1 / para1)
Case "GAMMA": xprev = para1 * para2
For i = 1 To 100
CDF = .GammaDist(xprev, para1, para2, True): pdf = .GammaDist(xprev, para1, para2, False)
xnew = xprev - (CDF - .NormSDist(ni)) / pdf
If Abs((xnew - xprev) / xprev) < 0.000001 Then Exit For
If xnew <= 0 Then xnew = 0.5 * xprev
xprev = xnew
Next i
x_i = xnew
Case "BETADIST": a1 = para1: a2 = para2: min = para3: max = para4: xprev = min + (max - min) * a1 / (a1 + a2)
8: For i = 1 To 100
CDF = .BetaDist(xprev, a1, a2, min, max)
BetaFunc = Exp(.GammaLn(a1) + .GammaLn(a2) - .GammaLn(a1 + a2))
pdf = 1 / BetaFunc * (xprev - min) ^ (a1 - 1) * (max - xprev) ^ (a2 - 1) / (max - min) ^ (a1 + a2 - 1)
xnew = xprev - (CDF - .NormSDist(ni)) / pdf
If Abs((xnew - xprev) / xprev) < 0.000001 Then Exit For
If xnew <= min Then xnew = 0.5 * (min + xprev): If xnew >= max Then xnew = 0.5 * (max + xprev)
xprev = xnew
Next i
x_i = xnew
Case "PERTDIST": min = para1: Mode = para2: max = para3: mean = (min + 4 * Mode + max) / 6: xprev = mean
If Mode = mean Then f = 6 Else f = (2 * Mode - min - max) / (Mode - mean)
a1 = (mean - min) * f / (max - min): a2 = a1 * (max - mean) / (mean - min)
GoTo 8
End Select
End With
End Function

```

Figura A.2 - Funções x_i para alcançar x_i a partir de n_i codificadas dentro da planilha em Excel.

**APÊNDICE B – RESULTADOS DAS ANÁLISES DO PROJETO DE FUN-
DAÇÕES PARA OS QUATRO CASOS DE ESTUDO**

Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 5% / FS det = 10,51)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 5% / FS det = 8,07)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	3,299	0,048498%	5%	8,729	0,000000%
15%	2,203	1,380902%	15%	8,214	0,000000%
25%	1,646	4,987279%	25%	7,008	0,000000%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 10% / FS det = 10,51)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 10% / FS det = 8,07)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	3,197	0,069381%	5%	8,547	0,000000%
15%	2,171	1,495265%	15%	7,620	0,000000%
25%	1,632	5,130548%	25%	6,530	0,000000%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 15% / FS det = 10,51)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 15% / FS det = 8,07)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	2,801	0,254642%	5%	5,753	0,000000%
15%	2,105	1,763586%	15%	5,709	0,000001%
25%	1,607	5,407595%	25%	5,517	0,000002%

Verificação ao tombamento (CV ϕ = 10% / FS det = 1,71)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	3,961	0,003729%
15%	2,712	0,334506%
25%	2,052	2,006590%

Figura B.1 – Valores de índice de confiabilidade das análises e do estudo paramétrico para o projeto da torre de Moura (2007).

Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 5% / FS det = 14,75)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 5% / FS det = 5,55)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	2,943	0,162439%	5%	8,125	0,000000%
15%	1,981	2,377234%	15%	7,002	0,000000%
25%	1,478	6,967294%	25%	5,764	0,000000%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 10% / FS det = 14,75)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 10% / FS det = 5,55)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	2,907	0,182587%	5%	7,855	0,000000%
15%	1,970	2,443615%	15%	6,455	0,000000%
25%	1,473	7,035970%	25%	5,412	0,000003%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 15% / FS det = 14,75)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 15% / FS det = 5,55)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	2,818	0,241344%	5%	5,328	0,000005%
15%	1,947	2,574465%	15%	5,208	0,000010%
25%	1,464	7,160011%	25%	4,778	0,000088%

Verificação ao tombamento (CV ϕ = 10% / FS det = 1,56)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	3,402	0,033396%
15%	2,321	1,014693%
25%	1,745	4,050997%

Figura B.2 – Valores de índice de confiabilidade das análises e do estudo paramétrico para o projeto da torre de Svensson (2010).

Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 5% / FS det = 44,68)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 5% / FS det = 11,99)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	6,119	0,000000%	5%	9,155	0,000000%
15%	4,369	0,000625%	15%	9,055	0,000000%
25%	3,391	0,034856%	25%	8,287	0,000000%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 10% / FS det = 44,68)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 10% / FS det = 11,99)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	6,108	0,000000%	5%	9,072	0,000000%
15%	4,356	0,000663%	15%	8,815	0,000000%
25%	3,383	0,035798%	25%	7,746	0,000000%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 15% / FS det = 44,68)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 15% / FS det = 11,99)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	5,585	0,000001%	5%	6,069	0,000000%
15%	4,330	0,000746%	15%	6,056	0,000000%
25%	3,370	0,037640%	25%	6,005	0,000000%

Verificação ao tombamento (CV ϕ = 10% / FS det = 2,82)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	6,334	0,000000%
15%	4,659	0,000159%
25%	3,648	0,013236%

Figura B.3 – Valores de índice de confiabilidade das análises e do estudo paramétrico para o projeto da torre de Lobo (2018).

Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 5% / FS det = 56,37)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 5% / FS det = 9,23)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	5,289	0,000006%	5%	8,893	0,000000%
15%	3,672	0,011558%	15%	8,574	0,000000%
25%	2,820	0,233896%	25%	7,452	0,000000%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 10% / FS det = 56,37)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 10% / FS det = 9,23)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	5,273	0,000006%	5%	8,746	0,000000%
15%	3,661	0,012069%	15%	8,025	0,000000%
25%	2,814	0,238239%	25%	6,934	0,000000%
Análise da capacidade de carga (CV ϕ = 15% / FS det = 56,37)			Verificação contra o deslizamento (CV ϕ = 15% / FS det = 9,23)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)	CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	5,071	0,000019%	5%	5,871	0,000000%
15%	3,639	0,013180%	15%	5,841	0,000000%
25%	2,803	0,246587%	25%	5,716	0,000001%

Verificação ao tombamento (CV ϕ = 10% / FS det = 2,31)		
CV Cargas (%)	β	p_f (%)
5%	5,526	0,000002%
15%	3,908	0,447100%
25%	3,021	0,122592%

Figura B.4 – Valores de índice de confiabilidade das análises e do estudo paramétrico para o projeto da torre de Oliveira (2020).

**APÊNDICE C – PLANILHAS DEMONSTRATIVAS DO CÁLCULO
DOS MODOS DE FALHA DA ANÁLISE DA CONFIABILIDADE**

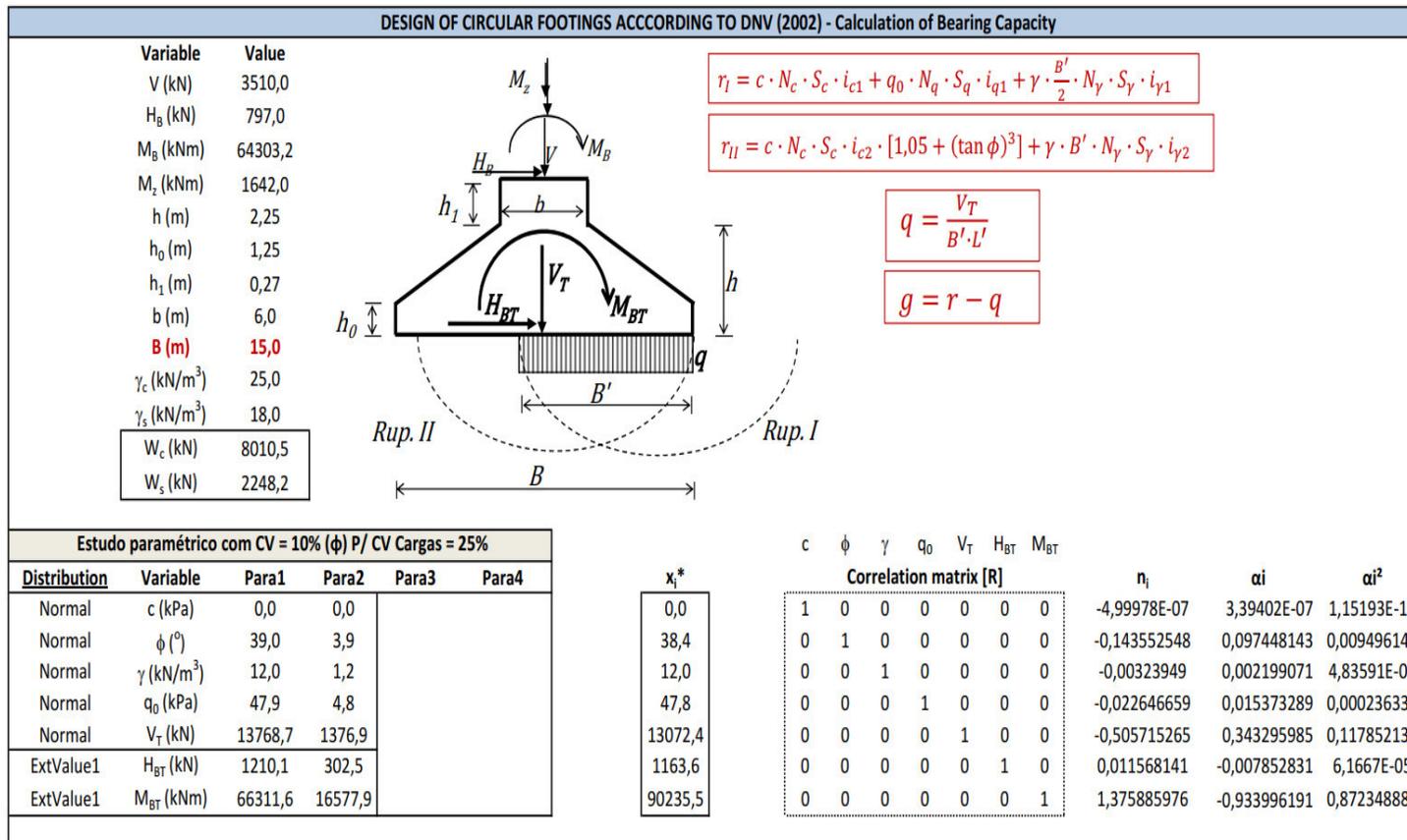


Figura C.1: Planilha de cálculos da verificação da capacidade de carga. Fonte: Elaborada pela autora.

Rupture I				Rupture II - if e > 4,50 m			
Probabilistic		Deterministic		Probabilistic		Deterministic	
$N_c(x^*)$	64,114	N_c	67,867	$N_c(x^*)$	64,114	N_c	67,867
$N_q(x^*)$	51,889	N_q	55,957	$N_q(x^*)$	51,889	N_q	55,957
$N_\gamma(x^*)$	83,960	N_γ	92,246	$N_\gamma(x^*)$	83,960	N_γ	92,246
$e(x^*)$ (m)	6,903	e (m)	4,816	$e(x^*)$ (m)	6,903	e (m)	4,816
$A_{ef}(x^*)$ (m ²)	4,710	A_{ef} (m ²)	42,890	$A_{ef}(x^*)$ (m ²)	4,710	A_{ef} (m ²)	42,890
$B_e(x^*)$ (m)	1,195	B_e (m)	5,368	$B_e(x^*)$ (m)	1,195	B_e (m)	5,368
$L_e(x^*)$ (m)	5,866	L_e (m)	11,499	$L_e(x^*)$ (m)	5,866	L_e (m)	11,499
$B'(x^*)$ (m)	0,979	B' (m)	4,475	$B'(x^*)$ (m)	0,979	B' (m)	4,475
$L'(x^*)$ (m)	4,809	L' (m)	9,585	$L'(x^*)$ (m)	4,809	L' (m)	9,585
$m_B(x^*)$	1,831	m_B	1,682	$m_B(x^*)$	1,831	m_B	1,682
$S_c(x^*)$	1,165	S_c	1,385	$S_c(x^*)$	1,165	S_c	1,385
$S_q(x^*)$	1,162	S_q	1,378	$S_q(x^*)$	1,162	S_q	1,378
$S_\gamma(x^*)$	0,919	S_γ	0,813	$S_\gamma(x^*)$	0,919	S_γ	0,813
$i_{c1}(x^*)$	0,840	i_{c1}	0,854	$i_{c2}(x^*)$	1,172	i_{c2}	1,155
$i_{q1}(x^*)$	0,843	i_{q1}	0,857	$i_{q2}(x^*)$	1,169	i_{q2}	1,152
$i_{\gamma1}(x^*)$	0,768	$i_{\gamma1}$	0,781	$i_{\gamma2}(x^*)$	1,273	$i_{\gamma2}$	1,253
$r1(x^*)$	2775,637	$r1$	4736,639	$r2(x^*)$	1153,362	$r2$	5049,236
$q(x^*)$	2775,637	q	321,027	$q(x^*)$	2775,637	q	321,027
$g(x^*)$	0,000	g	4415,612	$g(x^*)$	-1622,275	g	4728,209
β	1,473	FS	14,755	β	1,473	FS	15,728
P_f	7,035970%			P_f	7,035970%		

Figura C.2 – Parâmetros de cálculo para o índice de confiabilidade da verificação da capacidade de carga. Fonte: Elaborada pela autora.

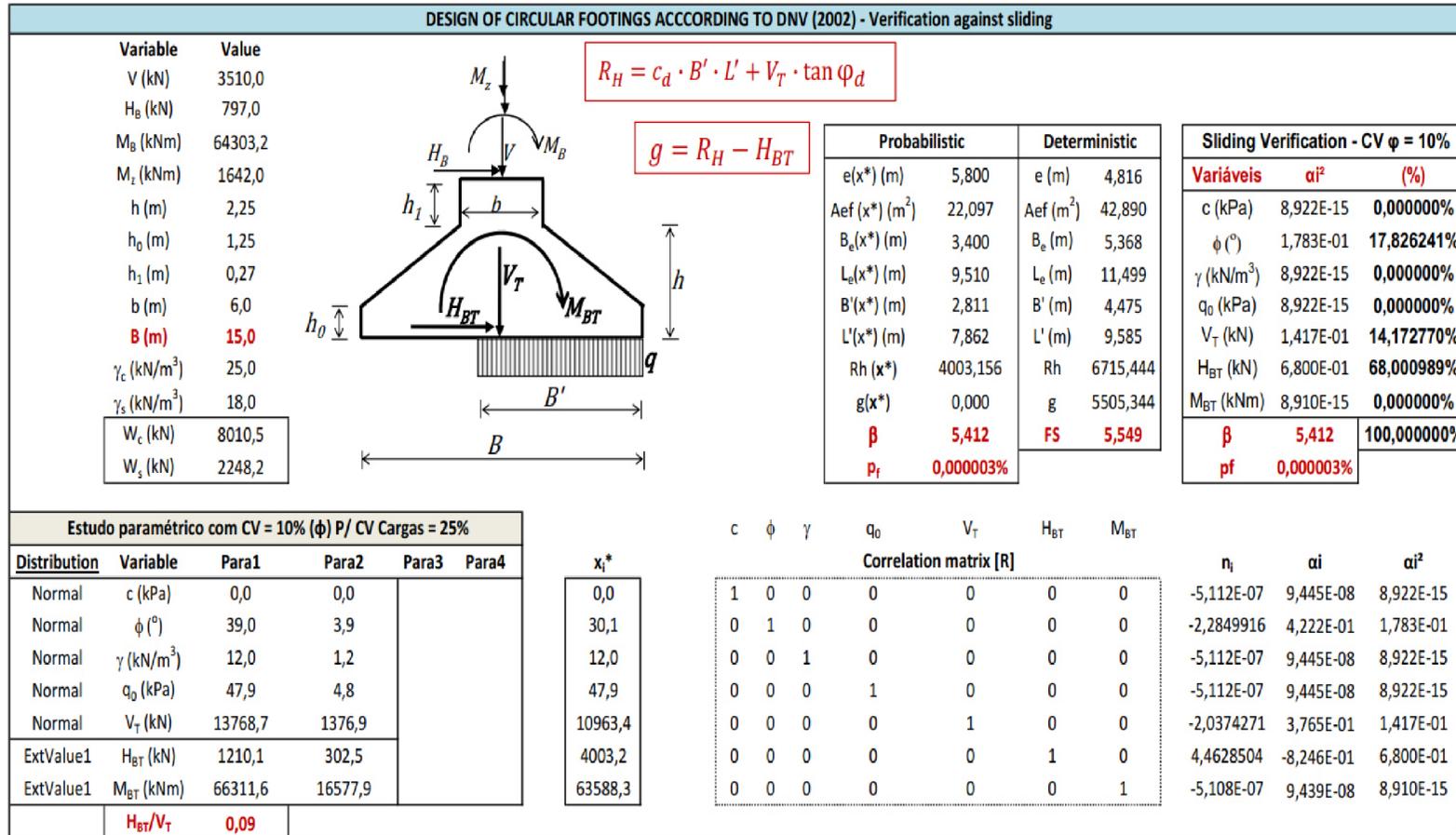


Figura C.3: Planilha de cálculos da confiabilidade da verificação ao deslizamento. Fonte: Elaborada pela autora.

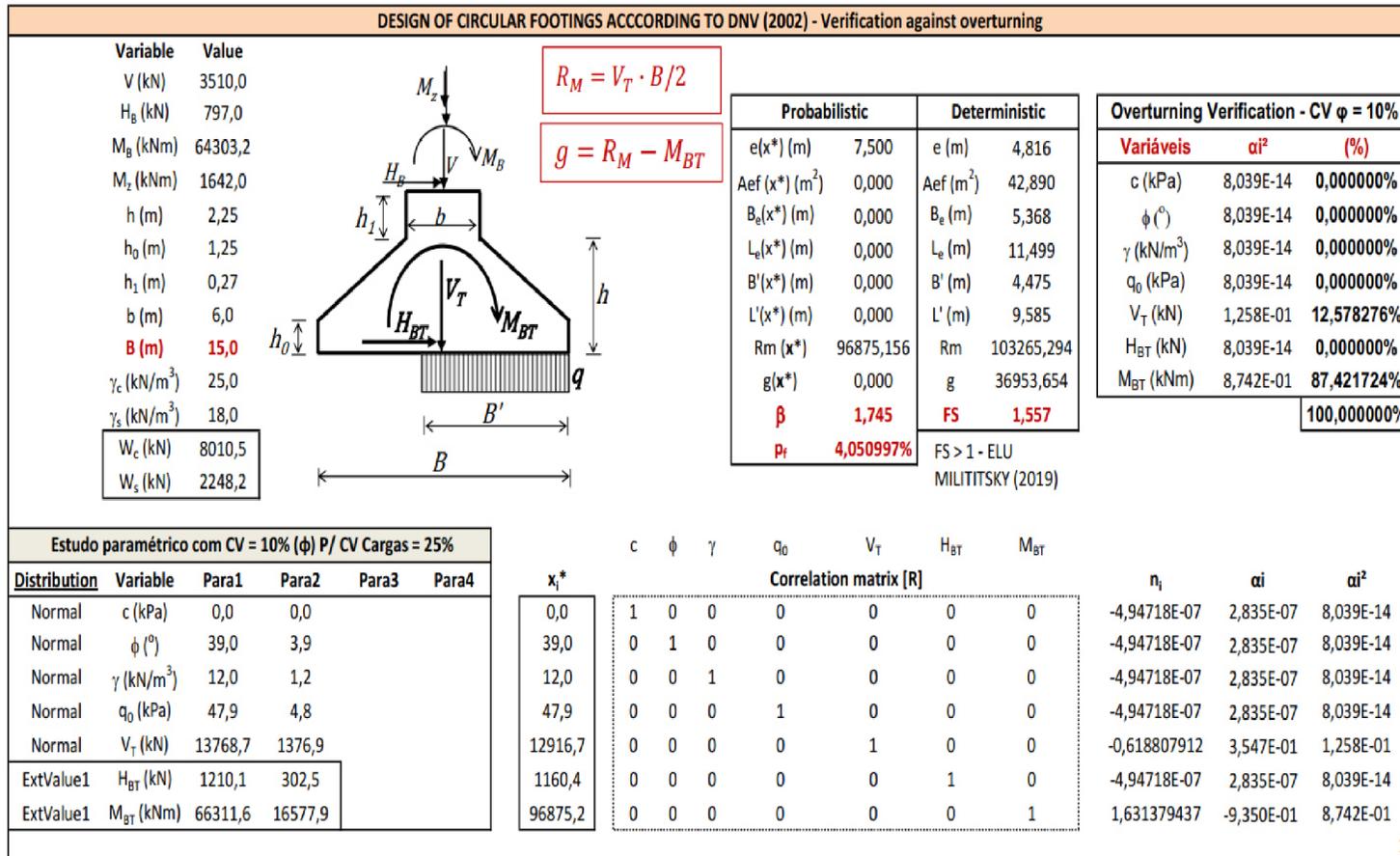


Figura C.4: Planilha de cálculos da confiabilidade da verificação ao tombamento. Fonte: Elaborada pela autora.