

Principais Aspectos Geotécnicos a serem Avaliados para Projeto de Fundações de Torres Eólicas

Dayene Drusian Gomes

Mestra em Engenharia Geotécnica pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e Engenheira Civil na Engecorps, São Paulo, Brasil, e-mail: dayene.gomes@engecorps.com.br

RESUMO: O crescimento da demanda por outras fontes de energia justifica os grandes investimentos na construção de parques eólicos. É essencial que o Brasil possua boa tecnologia de projeto para essa demanda. As fundações dos aerogeradores são um tipo especial de estrutura devido às suas diferentes condições de carregamento, geometrias e limites de projeto (alturas até 120 m e carregamento dinâmico). Essas grandes estruturas necessitam de estudos e soluções específicas de fundações para garantir a eficiência da estrutura durante seu período de utilização. As bases dos aerogeradores podem ter fundação direta ou profunda, sendo o solo e suas propriedades extremamente relevantes e determinantes para a escolha do tipo, dimensões e ou quantidades de estacas por base. A investigação geológico-geotécnica para o reconhecimento do comportamento do solo de cada base é fundamental. O trabalho apresenta estimativas dos principais aspectos geotécnicos que devem ser estudados para o projeto de fundação, sendo eles: comportamento mecânico e parâmetros geotécnicos, condições de escavação e aproveitamento dos materiais, determinação da capacidade portante do terreno (tensão admissível), análises de recalques nas fundações, coeficiente horizontal e vertical do solo K_v e K_h , cálculo da rigidez rotacional e rigidez lateral.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação, aerogerador, eólicas, rigidez rotacional.

1 INTRODUÇÃO

Este artigo apresenta os principais aspectos geotécnicos que devem ser avaliados para projeto de fundações de Torres Eólicas. Serão apresentados dados de um projeto de fundações de torres eólicas no estado da Bahia, próximo ao Município de Juazeiro. O cenário da energia eólica no Nordeste e no estado da Bahia atualmente apresentam um grande potencial e se consolida como um dos principais polos nacionais na fabricação de equipamentos usados na geração de energia a partir da força do vento.

O Parque Eólico estudado é formado por aproximadamente 100 aerogeradores.

As estimativas desses principais aspectos geotécnicos foram realizadas por métodos que utilizam ensaios de campo, sondagens mistas e ensaios geofísicos (Masw e Down-hole) e empregados em métodos teóricos, empíricos e

computacional.

Para um projeto de fundações de torres eólicas a obtenção das características e condições gerais do terreno e detalhamento do comportamento mecânico dos materiais detectados na zona de atuação são essenciais e devem ser definidos os seguintes aspectos:

- Comportamento mecânico e parâmetros geotécnicos dos distintos materiais;
- Condições de escavação;
- Determinação da capacidade portante do terreno (tensão admissível, capacidade de carga);
- Análises dos recalques nas fundações;
- Coeficiente de mola vertical K_v e horizontal K_h ;
- Cálculo da rigidez rotacional e transversal para os aerogeradores;

2 PRINCIPAIS ASPECTOS AVALIADOS

2.1 Comportamento Mecânico e Parâmetros Geotécnicos Adotados no Projeto

Tendo em vista que a maioria dos parques eólicos são compostos de equipamentos similares ou idênticos (carregamentos similares ou idênticos) é importante estabelecer um grupo de comportamentos semelhantes do solo de apoio para as fundações. Para o projeto em questão foram definidos os seguintes parâmetros geotécnicos para os quatro principais materiais observados abaixo do apoio das fundações, para o dimensionamento dos diferentes elementos estruturais.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos hipotéticos adotados

Extrato	Rocha	Saprolito	Solo Saprolítico	Solo Superficial
γ (kN/m ³)	22	19	18	18
c' (kPa)	100	5	15	10
ϕ (°)	40	32	25	23
E (MPa)	500	90	45	30
K _v (Kpa/m)	35000	15000	13000	7000

Os valores de coeficiente de balastro (K_v) foram obtidos da relação entre a tensão do solo e o recalque ambos calculados no item 2.3 e 2.4.

Como não foram realizados ensaios de laboratório para obra em questão, os valores adotados da tabela 1 são estimados e foram extraídos da literatura e observados em experiências com obras de solos semelhantes.

Considerou-se o plano de apoio da fundação a 2,40 m de profundidade (altura da base) em relação à cota natural do terreno, em função do terreno de apoio, classificou-se as fundações em 5 grupos distintos:

- Grupo I - Fundação em rocha.
- Grupo II - Fundação sobre solo saprolítico.
- Grupo III - Fundação sobre saprolito.
- Grupo IV - Fundações sobre solo superficial. (Este grupo é especial por necessitar de substituição de material abaixo da cota de apoio)
- Grupo V - Fundações indiretas.

2.2 Condições de escavação

Os materiais escavados foram classificados em três categorias, em função da sua facilidade de extração.

- Materiais de 1ª categoria, que podem ser extraídos com maquinaria convencional: moto scraper, escavadora ou tratores (velocidade sísmica, velocidade de onda transversal “Vs” aproximada < 300 m/s). No caso do projeto em questão foram classificados como este material os solos superficiais, solo saprolítico e alguns saprolitos.
- Materiais de 2ª categoria, que requerem uma operação prévia de ripado para a sua extração (velocidade sísmica, velocidade de onda transversal “Vs” aproximada < 300 a 500 m/s). No caso do projeto em questão foram classificados como este material o saprolito e algumas rochas.
- Materiais de 3ª categoria, que requerem a utilização de explosivos para a sua extração (velocidade sísmica, velocidade de onda transversal “Vs” aproximada > 750 m/s). Neste caso considerou-se alguns tipos de rocha.

Na Figura 1 pode-se observar a correção entre a velocidade sísmica e a ripabilidade para diferentes materiais.

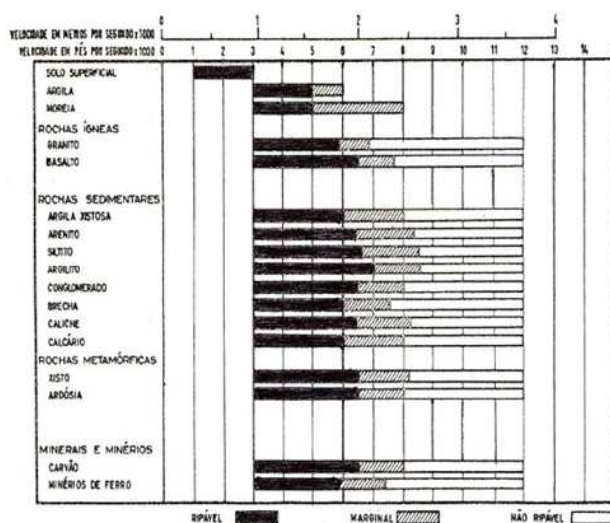


Figura 1. Correlação entre a velocidade sísmica e a ripabilidade para diferentes materiais (PERFORMANCE HANDBOOK).

2.3 Determinação da Capacidade Portante do Terreno

Para o dimensionamento das fundações diretas em solo, as tensões admissíveis foram verificadas utilizando-se do método teórico de Terzaghi (1943, apud Alonso 1983), o método empírico de Décourt (1989) e Métodos Empíricos através de correlações.

2.3.1 Método Teórico de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) estimou a tensão admissível na cota de apoio da sapata com a seguinte fórmula:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot S_y + q \cdot N_q \cdot S_q \quad (1)$$

Onde:

q_{ult} : tensão de ruptura do solo;

c : Coesão do material da base;

N_c , N_q e N_y : Fatores de capacidade de carga de acordo com o ângulo de atrito do solo;

S_c , S_q e S_y : Fatores de forma;

γ : Peso específico efetivo do solo na cota de apoio da fundação;

q : Pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação;

B : Diâmetro da base.

2.3.2 Método Empírico de Décourt (1989)

Décourt (1989) estimou a tensão admissível na cota de apoio da sapata com a seguinte fórmula:

$$q_{adm} = 25 \cdot N_{spt} + \sigma'_{vb} \text{ (kPa)} \quad (2)$$

Onde:

q_{adm} : tensão admissível do solo;

N_{SPT} : Índice de resistência à penetração desde a cota de apoio da base até duas vezes o diâmetro da base.

σ'_{vb} : Tensão vertical efetiva (kPa) na cota de apoio da sapata. Esta tensão vale:

$$\sigma'_{vb} = \sigma_{vb} - u = \gamma \cdot Z - \gamma_w \cdot Z_w \quad (3)$$

2.3.3 Método da Tensão Admissível através de Correlações

Esse método, mais utilizado na prática, teve suas primeiras recomendações no livro de Terzaghi e Peck (1948), sendo depois adaptada por outros autores para se ajustar às condições regionais. Uma primeira sugestão foi feita por Leme (1953). Outra tentativa foi feita por Teixeira (1966) correlacionando provas de carga com a resistência a penetração medida com o amostrador Mohr Geotécnica. Chamando-se “N”, o valor da resistência à penetração (SPT), pode-se estimar a tensão admissível como sendo:

$$q_{adm} = 0,02 \cdot N \text{ (MPa)} \quad (4)$$

Por questão de segurança adotou-se para o projeto o menor valor encontrado dos três métodos. Na tabela 2 encontra-se um resumo da tensão admissível do terreno para fundação direta.

Tabela 2. Resumo das tensões admissível por Grupo

Fundações	Tensão admissível (kg/cm ²)	Observações
GRUPO I	10,0	-
GRUPO II	3,0	-
GRUPO III	6,0	-
GRUPO IV	2,0	Substituição de 1,6 m de solo por concreto ciclópico

2.3.4 Fundação profunda método de David Cabral

O Grupo V por ter uma camada mais espessa de solo superficial de pouca capacidade de suporte o uso de fundação profunda se fez necessário, e a estaca tipo raiz se mostrou a melhor solução técnica e econômica.

O dimensionamento das estruturas de fundação para a alternativa em estacas raiz foi realizado pela metodologia proposta por David Cabral (1986).

Para as camadas em rocha alterada foi adotado um valor de adesão de 1,5 kgf/cm² (150 kN/m²) e tensão admissível na base de 20 kgf/cm², sendo aplicado um Fator de Segurança (FS) de 2,0.

Para os trechos em rocha sã, foi considerada uma adesão de 2,0 kgf/cm² (limite do método) e tensão admissível na base de 30 kgf/cm². Aplicando-se um Fator de Segurança (FS) de 2,0, têm-se valores de tensão admissível para as bases apoiadas em rocha sã de 15 kgf/cm² (1,5 MPa). As estacas serão do tipo raiz de diâmetro de 41 cm em solo e 31 cm em rocha para carga admissível de 1000 KN.

Os coeficientes horizontais (Kh) foram definidos a partir das características do solo (frações predominantes e resistência SPT), sendo estes parâmetros aplicados na equação 5, proposta por Marche.

$$K_h = 4,5 \frac{R_p}{B} \quad (5)$$

Onde:

kh=coeficiente de reação horizontal em kN/m³;

Rp = Resistência de ponta do ensaio de penetração estática (Cone) em kPa;

B = largura do elemento de fundação em “m”;

Quando não disponível, a resistência de ponta do CPT pode ser obtida por correlação como, por exemplo, a sugerida por Aoki & Velloso:

$$R_p = K \cdot N_{SPT} \quad (6)$$

Onde:

N_{SPT} = índice de resistência á penetração do amostrador padrão (golpes / 30 cm);

K = correlação entre Rp e N_{SPT}, cujos valores são função do tipo de solo em (kPa).

Os coeficientes verticais (kv) também foram definidos a partir das características do solo (frações predominantes e resistência SPT), sendo estes parâmetros aplicados na equação proposta a seguir.

$$k_v = \frac{E_s}{1 - v^2} \cdot \frac{1}{I_s} \cdot \frac{1}{B} \quad (7)$$

Onde:

k_v = coeficiente de reação vertical em “kPa/m”;

I_s = fator de influência

B = largura do elemento de fundação em “m”;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

v = coeficiente de Poisson;

Tabela 3. Resumo das características das estacas tipo raiz

Fundação Profunda	Ø estaca (m)	kh (kN/m ³)	kv (KPa/m)
Solo superficial	0,41	40000	50000
Solo saprolítico	0,31	450000	500000
Rocha (mat 1)	0,31	1500000	1000000

2.4 Análise dos recalques nas fundações

A estimativa dos recalques foi realizada pelo software Settle3D, da Rocscience, que calculou os deslocamentos a partir do modelo elástico de Boussinesq.

O programa Settle3D é um programa tridimensional para a análise de adensamento vertical e recalque das fundações, aterros e cargas de superfície. O programa combina a simplicidade de análise unidimensional com as capacidades de programas tridimensionais mais sofisticados.

O recalque obtido de um substrato rochoso de 500 MPa de módulo elástico debaixo da fundação que transmite uma tensão de 100 kPa foi de 2,81 cm.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Es (kPa)
rocha		22	500000

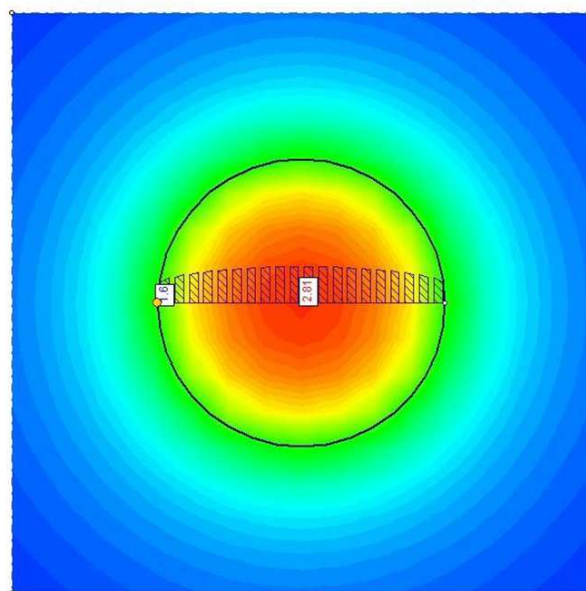


Figura 2. Recalque das bases do Grupo I.

O recalque máximo para o Grupo II tratou de um substrato formado por solo saprolítico com espessura de 2 m, seguido de 1 m em saprolito e 40 m em rocha foi de de 2,33 cm.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Es (kPa)
mat 2		18	45000
mat 3		19	90000
rocha		22	500000

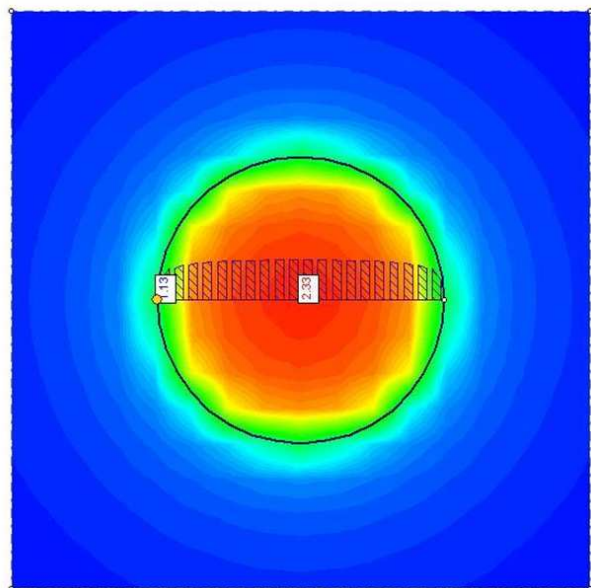


Figura 3. Recalque das bases do Grupo II.

O recalque máximo para o Grupo III tratou de um substrato formado de saprolito com espessura de 4 m, seguido de 40 m de rocha foi de 3,88 cm.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Es (kPa)
mat 3		19	90000
rocha		22	500000

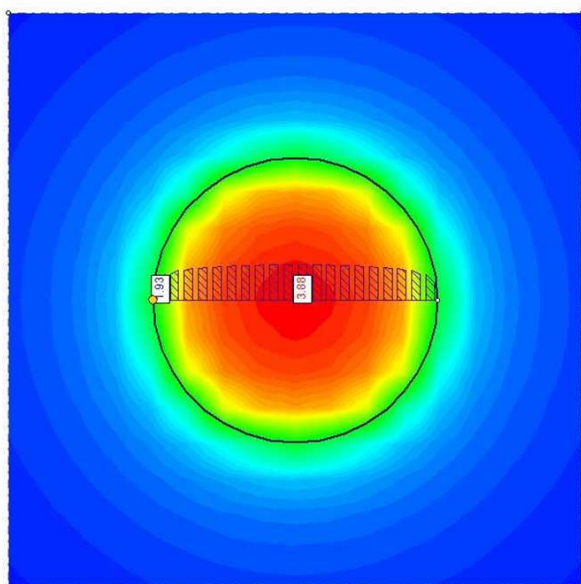


Figura 4. Recalque das bases do Grupo III.

O recalque máximo para o Grupo IV tratou de um substrato formado por solo superficial com espessura de 6 m, seguido de 2 m em saprolito e

40 m em rocha.

Obteve-se um recalque máximo no centro da sapata de 3,11 cm.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Es (kPa)
mat 4		18	30000
mat 3		19	90000
rocha		22	500000

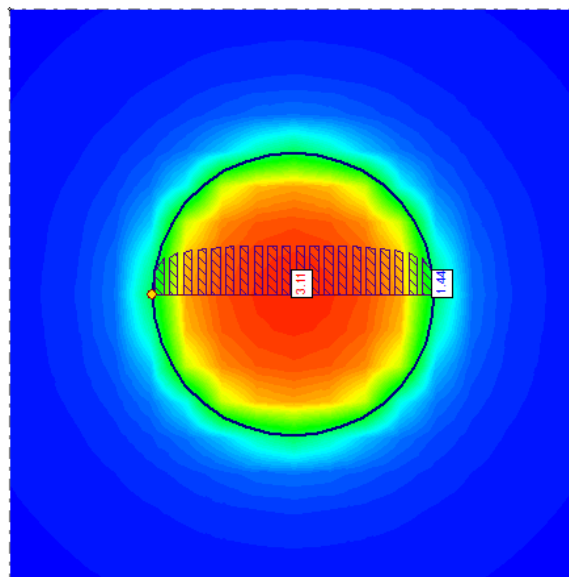


Figura 5. Recalque das bases do Grupo IV.

Na tabela 4 encontra-se os resultados obtidos dos recalques para cada grupo:

Tabela 4. Resumo dos recalques por Grupo.

Fundações	Recalques central máximo (cm)	Recalque diferencial médio (mm/m)
GRUPO I	2,81	1,44
GRUPO II	2,33	1,43
GRUPO III	3,88	2,33
GRUPO IV	3,11	1,99

O recalque máximo admissível da fundação de acordo com o fabricante do aerogerador era de 5 cm e o recalque diferencial máximo era de 3mm/m, de forma que a fundação direta foi uma boa solução.

2.5 Rigidez Rotacional e Transversal

2.5.1 Rigidez Rotacional

Determinou-se a rigidez rotacional, constante que relaciona o momento com o ângulo de giro segundo os procedimentos indicados no “Guidelines for Design of Wind Turbines”.

A rigidez rotacional foi obtida a partir dos dados geométricos e do módulo de corte do terreno, G .

$$K_R = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \quad (8)$$

O módulo de cisalhamento “ G ” será maior com deformações pequenas no terreno e diminui à medida que aumentam as deformações cisalhantes. Geralmente, o módulo de cisalhamento é constante para deformações cisalhantes menores que 10^{-5} . Neste caso identifica-se por G_0 .

O módulo de cisalhamento G será uma fração do valor G_0 , em função do nível de deformação cisalhante no âmbito que nos ocupa. Assim, para as cargas dinâmicas de vento, espera-se uma deformação cisalhante da ordem de $\gamma=10^{-3}$, de acordo com a expressão 9.

Logo, segundo a Figura 6 da guia dinamarquesa “Guidelines for Design of Wind Turbines – DNV/Risø”.

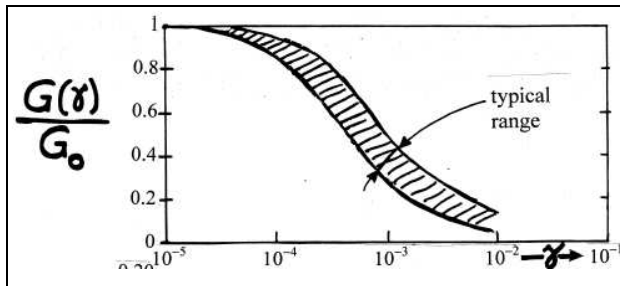


Figura 6. Variação do G em função do γ

$$G(\gamma) = 0,35 \cdot G_0 \quad (9)$$

Para o projeto foram executados ensaios geofísicos do tipo Masw e Down-hole, na maioria das bases, em que se pode obter a velocidade de onda transversal da camada (V_s) tornando-se possível a estimativa de G_0 , em que:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \frac{\gamma}{g} \quad (10)$$

Para as bases que não foram executados ensaios geofísicos, foram feitas correlações com estimativas de parâmetros estáticos para

obtenção do módulo cisalhante G .

Foi possível fazer correlações de parâmetros elástico dos solos com os parâmetros dinâmicos do módulo cisalhante. Calculou-se o G_0 dinâmico pelas expressões seguintes:

$$G_{0(\gamma=10^{-6})} = \frac{G_{EST(\gamma=10^{-1})}}{0,09} \quad (11)$$

$$G_{EST(\gamma=10^{-1})} = \frac{E_{EST}}{2(1+\nu)} \quad (12)$$

Também é possível obter o valor de G_0 a partir da relação com a velocidade das ondas de corte V_s . V_s pode ser correlacionado com NSPT (Yoshida et al., 1988):

$$V_s = 55 \cdot N_{SPT}^{0,25} \cdot \sigma_{v0}^{0,14} \quad (13)$$

Para as bases que não foram executados ensaios geofísicos foi utilizado a última formulação, pois nela pode-se utilizar os dados das sondagens de cada base e comparar com os resultados obtidos através das correlações com parâmetros elásticos adotados.

2.5.2 Rigidez Transversal

Além da rigidez rotacional a outra propriedade da fundação relativa ao comportamento dinâmico que deve ser estudada é a rigidez transversal.

Foi fornecido pelo fabricante dos aerogeradores além dos valores mínimos de rigidez rotacional valores associados de rigidez rotacional admitindo-se em conjunto com a rigidez transversal (Tabela 5).

A equação utilizada para se obter a rigidez horizontal do material foi:

$$k_H = \frac{8GR}{(2-\nu)} \quad (14)$$

Tabela 5. Valores mínimos da rigidez rotacional combinadas com a rigidez lateral

Minimum Lateral Stiffness							
Rotational stiffness	[GNm/rad]	21	25	41	68	112	185
Lateral stiffness	[MN/m]	5000.0	24.2	8.2	6.0	6.0	6.0

Na Figura 7 é apresentada a rigidez rotacional calculada através dos ensaios Masw com variação da profundidade para apenas algumas bases. A linha horizontal representa a profundidade de apoio das bases e a linha vertical a rigidez rotacional mínima requerida no terreno abaixo no nível de apoio da fundação. Pode-se observar que abaixo do nível de apoio apenas duas posições tiveram a rigidez menor do que a mínima. Para estas posições foram calculadas a rigidez transversal e utilizou-se os valores da tabela 5, desta forma os valores de rigidez rotacional combinados com a rigidez transversal ficam dentro dos limites aceitáveis pelo fabricante, de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6. Rigidez rotacional combinada com a rigidez transversal para uma das bases

Prof. (m)	K _T (MN/m)	K _R (KN.m/rad)	Verificação da Rigidez Rotacional
-0,6	58,48	1,09E+08	OK
-1,4	194,46	3,63E+08	OK
-2,4	24,18	4,51E+07	OK
-4	43,97	8,20E+07	OK
-5	177,78	3,32E+08	OK

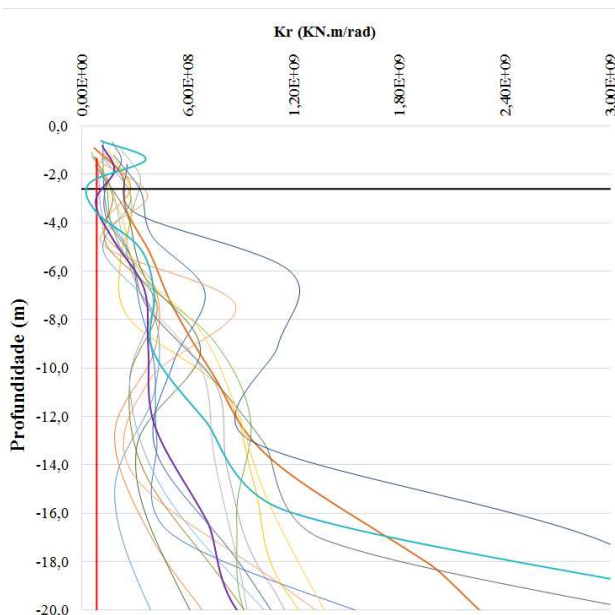


Figura 7. Rigidez rotacional ao longo da profundidade.

3 CARREGAMENTOS

As cargas de projeto foram fornecidas pelo

fabricante e foram utilizadas para verificação da tensão transmitida ao solo.

CARGAS EXTREMAS

Cargas características para cálculos com majoração:

Characteristic Extreme							
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt1	Mzt1	FndFr	Fzt1
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Mbt1	23GrEogVr4(fam101)	1.10	Abs	49700	-213.3	626.6	-2543
Mzt1	22REY16VoaLT00(fam96)	1.10	Abs	13810	-3661	169.2	-2467
FndFr	23GrEogVr4(fam101)	1.10	Abs	49690	-217.0	626.8	-2543
Fzt1	71Id2bV1d00(fam207)	1.10	Abs	10860	2354	188.8	-2675

Table 2-2 Characteristic Extreme (excl. PLF) Load cases sorted without PLF.

Figura 8. Cargas extremas fornecidas pelo fabricante do aerogerador.

A) Dados:

Raio "R" = 8,38m (Diâmetro = 16,75m)
 Força vertical "Fv" = 2.543 kN
 Peso próprio do concreto "Pp" = 6.868 kN
 Peso do reaterro de solo "Ps" = 4.699 kN
 Força vertical total "Fz" = 14.110 kN
 Momento "Myz" = 49.700 kN.m
 Carga horizontal "Fh" = 627 kN
 Momento resultante "Myz" = 51.286 kN.m
 Excentricidade das cargas "e" = 3,63m
 Área efetiva da fundação "Aef" = 102,53m²
 e/D = 0,22 < 0,23 para 67% da base total comprimida – ok

B) Fórmulas:

$$A_{ef} = 2 \left[R^2 \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad (15)$$

$$B_e = 2(R - e) \quad (16)$$

$$L_e = 2R \sqrt{1 - \left(\frac{b_e}{2R}\right)^2} \quad (17)$$

$$L_{ef} = \sqrt{A_{ef} \frac{l_e}{b_e}} \quad (18)$$

$$B_{ef} = \frac{L_{ef}}{l_e} b_e \quad (19)$$

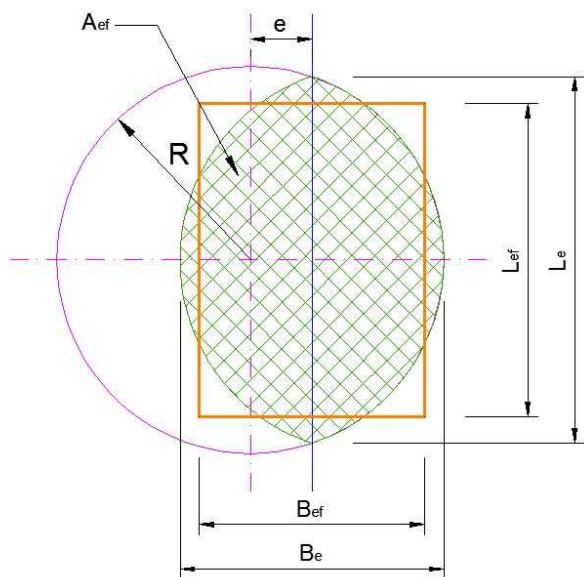


Figura 9. Área efetivamente carregada

Dimensões:

$B_e = 10,51 \text{ m}$ $L_e = 15,54 \text{ m}$

$L_{ef} = 13,23 \text{ m}$ $B_{ef} = 8,94 \text{ m}$

1) Máxima tensão média na base = 119 KN/m^2

2) Máxima tensão na base = 176 KN/m^2

4 CONCLUSÕES

As características geotécnicas para o projeto apresentado neste trabalho não foram os determinante para o dimensionamento da base (tensão admissível do solo, rigidez rotacional e recalques). Além das verificações de tombamento e deslizamento que devem ser verificadas e que não foram apresentadas neste trabalho, o que condicionou o diâmetro da base foi o critério para atender que apenas 2/3 da base esteja comprimida para o carregamento extremo.

A execução de ensaios geofísicos tipo Masw e Dow hole, permitiu a obtenção da rigidez rotacional de forma mais confiável do que as obtidas através de correlações com o N_{SPT} . A avaliação da rigidez rotacional só foi atendida para todas as bases do parque eólico estudado, pois o fabricante disponibilizou a variação da rigidez rotacional requerida em função da rigidez transversal do material, se isto não fosse disponibilizado algumas alternativas deveriam

ser feitas como aumentar o diâmetro da base, escavação e substituição do material até o nível de rigidez baixa (caso esta solução fosse viável) e utilização de fundações indiretas.

REFERÊNCIAS

- OI63 - Foundations for WTG Design Criteria and Guidelines
- ABEF. Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF. 2. ed. São Paulo, 1999. 282 p.
- ALONSO, U. R. Exercícios de Fundações. (9ª reimpressão). São Paulo: Edgard Blücher, 1993. 201 p.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPFRE-UFRJ, 2002. 2 v. 472 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- CINTRA, J. C. A. et al., Fundações Diretas – Projeto Geotécnico. São Paulo. Oficina de Textos, 2011.
- HACHICH, W. C. et al. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo. PINI / ABMS / ABEF, 1996.
- PINTO C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3ª edição. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.
- MARCHE, R. Estimated Resistance and Soil-Pile Interaction in view of Bending Moments, 1974.
- CABRAL, D.A. O uso de estaca raiz como fundação de obras normais. COBRAMSEF VIII, Porto Alegre, 1986
- IEC 61400-1:2005 (Third edition) Wind Turbines - Part 1: Design requirements.
- CATERPILLAR, Performance Handbook