

Correlações Entre Velocidades de Onda e Coeficientes de Recalque num Parque Eólico no Estado da Bahia

Marciano Lang Fraga

Engenheiro Civil, MLF Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, marciano@mlfgeotecnia.com.br

Gonçalo de Lima Sonaglio

Engenheiro Civil, MLF Geotecnia, Porto Alegre, Brasil, goncalo@mlfgeotecnia.com.br

RESUMO: Este trabalho visa apresentar os desafios e soluções do projeto de fundações utilizado na implantação d'um Complexo Eólico com 82 aerogeradores com altura de 105 m e potência de 4,2 MW/torre. Foi desenvolvida uma extensa campanha de investigação com ensaios de campo e de laboratório para validação dos parâmetros geotécnicos. Assim foi adotada a solução de fundação direta em sapata com diâmetros de 21,6 e 21,9 m e 3m de altura. Para a validação dos parâmetros geotécnicos, cada uma das 82 torres teve, no mínimo, os seguintes ensaios: Sondagem Mista, mapeamento de eletroresistividade, ensaio MASW (Análise Multicanal de Onda Superficial) e prova de carga estática em placa. Para o dimensionamento geotécnico foram utilizadas correlações com ensaios SPT e com os parâmetros de rigidez, verificados através do ensaio MASW que, como resultado final, apresenta valores de velocidade de onda cisalhante (V_s). A partir da velocidade de onda é possível determinar o valor do módulo de cisalhamento inicial (G_0) e com o valor de G_0 é possível estimar o valor do coeficiente de reação vertical do solo (k_v). O valor de k_v estimado a partir do ensaio MASW é validado em campo através de ensaio de placa. São apresentadas as relações entre os valores estimados de coeficiente de reação vertical (k_v) através do MASW e os valores obtidos pelo ensaio de placa. O trabalho conta com uma revisão bibliográfica das principais correlações utilizadas na prática profissional para o dimensionamento de fundações direta em aerogeradores

PALAVRAS-CHAVE: Aerogeradores, Parque Eólico, Fundações Diretas, Coeficiente de Recalque, Velocidade de Onda

ABSTRACT: This paper has the objective to present the solutions and challenges of the design of foundations in an 82 onshore wind-turbines farm with 105 m in height and 4,2 MW power each. A large geotechnical campaign was conducted, including field and laboratory tests, with the objective of validating the geotechnical parameters utilized. The solution adopted was a circular shallow foundation, with diameters varying from 21,6 to 21,9 m and 3 m height. For the validation of the geotechnical parameters, each tower had, at least, the following tests: Mixed Drilling, Electro resistance Mapping, MASW test (Multichannel Surface Wave Analysis) and static plate load test. For the geotechnical design, correlations with SPT and rigidity parameters from MASW tests were utilized. The MASW tests provide the shear wave velocity (V_s), from which is possible to estimate the initial shear module (G_0) that was correlated with the vertical reaction coefficient (k_v). The k_v values estimated from the MASW tests are validated with a plate load test. This paper presents the main correlations utilized in the professional practice for the design of shallow foundations for onshore wind turbines.

KEYWORDS: wind turbines, wind farm, shallow foundations, reaction coefficient, shear wave velocity.

1 Introdução

Por apresentar exigentes padrões de desempenho, a implantação de aerogeradores requer um projeto muito bem embasado em investigações de campo e laboratoriais. Para o caso de fundações diretas, a geofísica tem muito a colaborar pois permite avaliar a rigidez do solo em condição natural à pequenas deformações. Este trabalho visa apresentar os métodos de cálculos utilizados no projeto e especialmente avaliar correlações entre medidas de rigidez por ensaios de velocidade de onda in situ e os ensaios de placa.

2 Metodologia

Neste capítulo são apresentadas as metodologias utilizadas para a obtenção dos parâmetros geotécnicos.

2.1 Ângulo de Atrito e Coesão

Para a estimativa do ângulo de atrito, foram utilizadas formulações propostas por Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996).

$$\text{Teixeira (1996) apresenta a seguinte equação: } \phi' = 15^\circ + \sqrt{24N_{\text{SPT}}} \quad (1)$$

$$\text{Hatanaka e Uchida (1996): } \phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4N_{\text{SPT},60}} \quad (2)$$

Para solos coesivos é possível utilizar a equação de Stroud (1974) para a estimativa de S_u :

$$S_u = 4 \sim 6 * N_{\text{SPT},60} \quad (3)$$

$$N_{\text{SPT},60} = \frac{N_{\text{SPT}} * \text{Energia Aplicada}}{0,60} \quad (4)$$

Valores de ângulo de atrito e coesão do solo foram também determinados através de propostas de Joppert (2007) corrigido por Fernandes (2014).

2.2 Parâmetros de Rigidez

Com relação à estimativa do módulo de elasticidade do solo, a prática de associar o número de golpes N_{SPT} ao módulo de cisalhamento G_0 deve ser interpretada com cautela segundo Schnaid e Odebrecht (2012). Schnaid (1999) e Schnaid, Lahane e Fahey (2004) propõem:

$$G_0 = 200^3 \sqrt{N_{\text{SPT},60} \sigma'_v p_a^2} \text{ limite inferior} \quad (5)$$

$$G_0 = 450^3 \sqrt{N_{\text{SPT},60} \sigma'_v p_a^2} \text{ limite superior} \quad (6)$$

O relatório dos ensaios de Análise Multicanal de Ondas de Superfície (MASW), fornecem os valores das velocidades das ondas de cisalhamento (V_s) e da massa específica do solo (ρ), podendo obter o valor de G_0 com maior precisão através da equação de: $G_0 = \rho * V_s^2$ (7)

Décourt (2018) traz as seguintes relações entre N_{SPT} e G_0 :

$$\text{Para solos lateríticos: } G_0 \text{ (MPa)} = 56 + 20,3N_{\text{SPT}} \quad (8)$$

$$\text{Para solos não- lateríticos: } 7N_{\text{SPT}} \leq G_0 \text{ (MPa)} \leq 8N_{\text{SPT}} \quad (9)$$

Seed et al. (1983) apresentam uma relação entre N_{SPT} e G_0 :

$$G_{\text{max}} \text{ (kPa)} = 6220 N_{\text{SPT}} \quad (10)$$

Ohsaki e Iwasaki (1973) trazem uma outra formulação para a mesma relação:

$$G_{\text{max}} \text{ (kPa)} = 11500 N_{\text{SPT}}^{0,8} \quad (11)$$

2.3 Métodos de estimativa de capacidade de carga

São divididos em métodos teóricos e métodos semi-empíricos. Na utilização do método teórico, utiliza-se as teorias de Terzaghi (1962):

$$\sigma_{rup} = 1,3cN_c + qN_q S_q + 0,6\left(\frac{D}{2}\right)\gamma N_\gamma \quad (12)$$

E a correção feita por Hansen com os fatores de forma de Vesic, apresentados por Cintra et al. (2011).

$$\sigma_{rup} = S_c i_c d_c b_c g_c c N_c + S_q i_q d_q b_q g_q \gamma N_q + S_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (13)$$

Conforme sugerido por DNV-GL(2016), quando um torque M_z é aplicado à fundação juntamente com as solicitações H (carga horizontal) e V (carga vertical), a interação entre torque e as solicitações podem ser levadas em conta substituindo H e M_z por uma força horizontal equivalente H' . A capacidade de carga da fundação é avaliada, então, pelo conjunto de forças (H' , V) ao invés de (H , V). De acordo com método proposto, a solicitação horizontal equivalente pode ser calculada como:

$$H' = \frac{2*M_z}{l_e} + \sqrt{H^2 + \left(\frac{2*M_z}{l_e}\right)^2} \quad (14)$$

Para determinar a área efetiva da fundação, Figura 1, no caso uma sapata circular, são utilizadas as equações conforme o documento do *Comité Français de Mécanique Des Sols et de Géotechnique* (CFMS) (2011):

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

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

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

$$l' = \sqrt{A' * l_e / b_e}; b' = \frac{l'}{l_e} * b_e \quad (18)$$

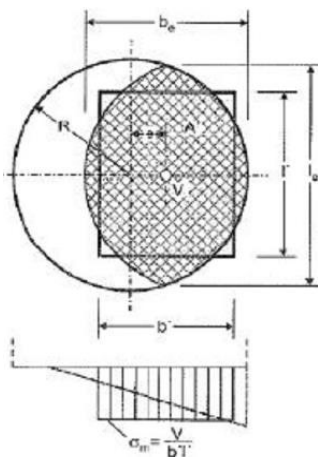


Figura 1. Área efetiva de uma sapata circular

A seguir são apresentados alguns métodos que relacionam resultados de ensaios de SPT com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto.

Conforme apresentado por Cintra et al. (2011), a tensão admissível pode ser calculada em função de N, valor do índice de resistência à penetração medido com o amostrador Raymond-Terzaghi:

$$\sigma_{adm} = 0,02 \times N \text{ [MPa]} \text{ com } 5 \leq N \leq 20 \quad (19)$$

É relatado por de Mello (1975) o uso na prática profissional de outra correlação sem distinção de solo:

$$\sigma_{adm} = 0,1(\sqrt{N}-1) \text{ [MPa]} \text{ com } 4 \leq N \leq 16 \quad (20)$$

A tensão admissível para fundações por sapatas, a partir do CPT, pode ser obtida pelas correlações empíricas apresentadas por Teixeira e Godoy (1996):

$$\sigma_{adm} = \frac{q_c}{10 \text{ a } 15} \leq 4,0 \text{ [MPa]} \quad (21)$$

Aoki e Velloso (1975) trazem uma relação entre q_c e N_{SPT} , sendo:

$$q_c = K N_{SPT} \text{ [MPa]} \quad (22)$$

K é obtido através da Tabela 1

Tabela 1: Coeficiente K

Tipo de solo	Areia	Silte	Argila
K (MPa)	1	0,4	0,2

Em casos onde existe somente a sondagem rotativa, Peck et al. (1974) apresentam, na Tabela 2, uma relação entre o valor RQD, obtido através da sondagem rotativa, com uma tensão admissível. A abordagem proposta pelos autores considera que o recalque não pode exceder 13 mm, valor coerentes com as solicitações deste documento. Para xistos de baixa capacidade considera-se 0,4 MPa a tensão admissível.

Tabela 2: Valores sugeridos de tensão admissível

RQD (%)	100	90	75	50	25	0
σ_{adm} (MPa)	32	21	13	7	3	1

2.4 Recalques

Cintra et al. (2011) define o recalque de uma fundação direta como o deslocamento vertical para baixo, da base da sapata em relação a uma referência fixa, indeslocável. Os recalques são provenientes das deformações por diminuição de volume e/ou mudança de forma do maciço de solo compreendido entre a base da fundação e o indeslocável. Além do recalque total (ou absoluto) de cada fundação, temos o recalque diferencial. Os recalques podem ser estimados por correlações empíricas com ensaios *in situ*, ensaios de placa ou métodos utilizando a teoria da elasticidade.

Para a condição de recalques imediatos em Meio Elástico Homogêneo (MEH), as condições de contorno estabelecidas foram: sapata circular de diâmetro D, camada finita e camada semi-infinita.

Para camada semi-infinita o recalque (ρ) é calculado da seguinte forma: $\rho_i = \sigma D \left[\frac{1-\nu^2}{E_s} \right] I_p$ (23)

I_p é o fator de influência. Para sapata circular flexível, no centro $I_p=1,00$, na borda $I_p=0,64$ e o valor médio é de 0,86. Caso a sapata seja rígida $I_p=0,79$.

Para a camada finita, é necessário conhecer I_u (fator de influência), que depende da forma e da relação base/altura da sapata, com ábacos obtidos por Cintra et al. (2011): $\rho=1\sim 1,21 I_u \left(\frac{\sigma D}{E_s} \right)$ (24)

O método SPT-Estatístico de Burland e Burbidge (1985) pode ser utilizado para uma estimativa de recalques: $H=q'B^{0,7} * \left(\frac{1,71}{N^{1,4}} \right)$ (25)

Sendo q' a pressão média efetiva na fundação (kN/m^2); B a largura da fundação e N o valor de N_{SPT} .

2.5 Deslizamento

Segundo o CFMS (2011), no ELU a seguinte condição deve ser atendida: $H_{\text{ULS}} < F_{\text{zmin}} \cdot \tan \left(\frac{\delta}{\gamma_s} \right)$ (26)

Sendo δ o ângulo de atrito entre a fundação e o solo, considerado como o ângulo de atrito do solo ϕ' , γ_s o fator de segurança parcial de minoração da resistência e F_{zmin} é a menor força de compressão transmitida para o solo pela fundação. O CFMS (2011) não recomenda a utilização da parcela devido a aderência entre o solo e a fundação. Segundo a NBR 6122:2019, item 6.2.1.1.3 devem ser adotados fatores de segurança parciais de minoração da resistência de $\gamma_s = 1,2$ para a parcela de peso e $\gamma_m = 1,4$ para a parcela de resistência do solo. Esta composição resistente deve ser comparada com o esforço característico atuante majorando em $\gamma_f = 1,4$.

2.6 Rigidez Rotacional

Segundo o CFMS (2011), a rigidez rotacional mínima deve ser calculada para pequenas deformações, na faixa de 10^{-5} a 10^{-3} para evitar problemas mecânicos no aerogerador. Este valor deve ser levado em conta para todas as condições de operação.

Para distorções γ na faixa de 10^{-2} a 10^{-3} , a rigidez rotacional é considerada “estática”. Para deformações de 10^{-6} a 10^{-4} , a rigidez rotacional é considerada “dinâmica”.

Para distorções entre 10^{-3} a 10^{-5} , segundo CFMS (2011):

$$K_v = \frac{4G}{(\pi r [1-\nu])} \text{ em MN/m}^2/\text{m} \quad (27)$$

$$K_\phi = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \text{ em MNm/rad} \quad (28)$$

Caso uma carga vertical excêntrica esteja presente, um raio equivalente r^* deve ser adotado (com raio com mesma inércia do que a zona comprimida).

A curva de degradação de G e E pode ser estimada através da Figura 2. Tendo em vista a faixa de trabalho entre 10^{-3} a 10^{-5} , conforme recomendação da CFMS (2011) para rochas brandas, adotou-se um valor de $G/G_{\text{máx}}$ de 0,5.

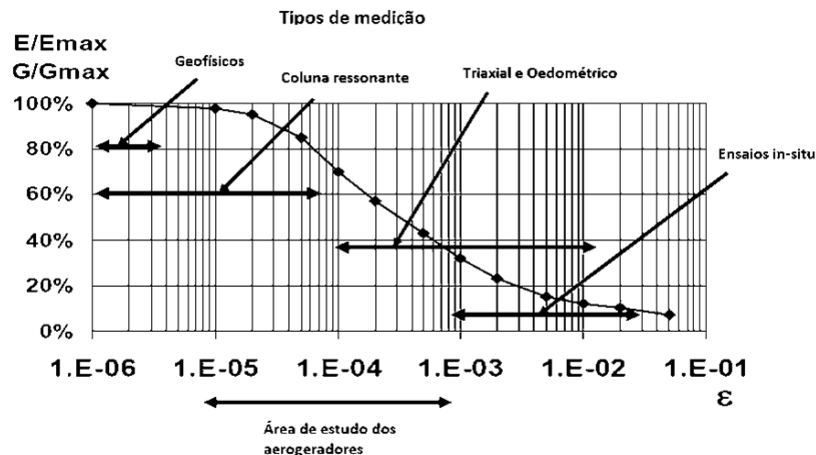


Figura 2: Degradação de E_{max} e G_{max} por nível de deformação (fonte: CFMS, 2011)

3 Metodologia

Os valores dos parâmetros mínimos geotécnicos foram definidos através do cálculo estrutural da sapata e são apresentados na Tabela 3. Os diâmetros das sapatas foram de 21,6 e 21,9 m.

Tabela 3: Valores mínimos de projeto

Ângulo de atrito da fundação/solo	Tensão atuante no ELU	Tensão atuante no ELS	E dyn min	G dyn min	Kv dyn min
30°	0,23 MPa	0,15 MPa	81 MPa	30 MPa	14,4 MPa/m

Foi adotado o critério do documento da CFMS (2011) que aponta que a fundação deve possuir área comprimida mínima de 50% da área nominal para carregamento extremo e de ELU, e para os demais tipos de carregamento deve ser considerado 100% de área comprimida.

As soluções analíticas para a verificação dos recalques e distorção angular foram realizadas no modelo estrutural. Considerando um valor de E não inferior a 81 MPa, o valor calculado para o recalque diferencial do pedestal foi de 0,69 mm/m e para a base da fundação de 0,4 mm/m. Desta forma, a rigidez rotacional está dentro dos critérios mínimos indicado pelo fabricante.

Quando considerado o $K_v \text{ dyn} = 14,4 \text{ MPa/m}$, através das equações (7) e (27) é possível obter velocidades mínimas entre $V_s \geq 263$ a 350 m/s.

Para avaliação da colapsividade do solo de fundação, foram realizados ensaios de placa inundados em cada torre, sendo o valor máximo aceitável de 2% para o limite de potencial de colapso. Para a validação das bases de fundação, foram realizadas provas de carga em placa. Segundo a NBR 6122:2019, a tensão admissível ou tensão resistente de projeto pode ser determinada a partir da utilização e interpretação de prova de carga sobre placa (NBR 6489:2019). O coeficiente de recalque obtido no ensaio é dado por: $k_1 = \frac{P}{y}$ (29)

Deve-se considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo. Terzaghi (1955), apresenta uma expressão empírica para a relação entre o coeficiente de recalques da fundação e da placa, para solos com o módulo de elasticidade crescente com a profundidade:

$$k_s = k_1 \left(\frac{B_p + B_f}{2B_f} \right)^2 \quad (30)$$

k_1 e k_s são os coeficientes de recalque vertical da placa e da sapata, respectivamente. B_p e B_f são os diâmetros da placa e da fundação, respectivamente.

4 Resultados

Na condição de avaliação real do k_v , através do ensaio de placa, o nível de distorções é superior, na ordem de 10^{-2} , sendo aplicada a relação $G_0 = 10G_{\text{placa}}$, indicado também pelo CFMS (2011).

Como existe a relação direta entre k_v e G (equação 27), as comparações podem ser feitas em função de k_v . Com o objetivo de avaliar o critério $k_{vG0} = 10k_{v,\text{placa}}$ ($k_{v,\text{placa}}$ é igual a k_1 da equação (30) e k_{vG0} é o obtido através do valor direto de G_0 utilizando-se as equações (7) e (27)) sugerido pelo CFMS (2011) e, desta forma, estimar o valor de k_v conforme equação (27), é apresentado na Figura 3 a relação entre os valores de k_v dos ensaios de placa e os estimados a partir de G_0 .

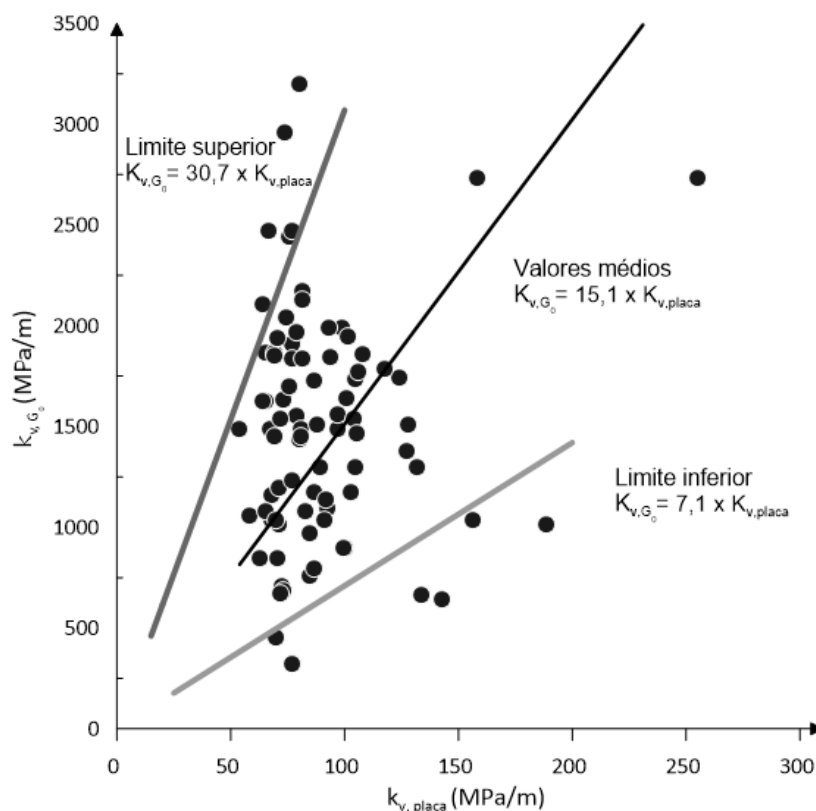


Figura 3: Gráfico k_v calculado vs k_v do ensaio de placa

Para verificar a aplicabilidade da relação $k_{vG0} = 10k_{v,\text{placa}}$, foram comparados os dados disponíveis de k_{vG0} , através do ensaio MASW, e os valores de k_v obtidos através ensaio de placa, juntamente com a equação (27).

Quando analisada a linha de tendência, o valor médio é $k_{vG0} = 15,1 \times k_{v,\text{placa}}$. Com esta configuração, 84,5% dos dados encontram-se entre a faixa de $k_{vG0} = 7,1 \times k_{v,\text{placa}}$ a $k_{vG0} = 30,7 \times k_{v,\text{placa}}$.

5 Conclusões

Embora uma extensa campanha geotécnica tenha sido executada, não foi possível encontrar dependência estatística entre os valores medidos de k_v e os estimados através dos resultados do ensaio MASW.

Apesar de ser bom indicativo inicial de projeto, a redução do valor de G obtido no ensaio de velocidade de onda em 10 vezes é incerta. Fica, desta forma, indispensável a realização do ensaio de placa para a validação do projeto de fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2019). NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT.
- _____. (2019) NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro.
- Burland, J. B.; Burbidge, M. C. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel. *Proceedings of the institution of Civil Engineers*, 78(6), 1325-1381.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Albiero, J. H. (2011) Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos. 2ª reimpressão.
- Comité Français De Mécanique Des Sols Et De Géotechnique. (2011). Working group on “Wind Turbine Foundations”: Recommendations for the design, calculation, installation and inspection of Wind-turbine foundations.
- Décourt, L. (2018). “Design of Shallow Foundations on Soils and Rocks on Basis of Settlement Considerations.”, *Innovations in Geotechnical Engineering GSP 299*, ASCE, p. 342 - 357
- DNV-GL. (2016). DNVGL-ST-0126: Support structures for wind turbines. 2016
- Fernandes, M. M. (2014). Mecânica dos solos: introdução à engenharia geotécnica, v. 2. São Paulo: Oficina de Textos.
- Hatanaka, M.; Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. *Soils Found.*, v. 36, n. 4, p. 1-9.
- Joppert Jr, I. (2007). Fundações e contenções de edifícios—qualidade total/fina gestão do projeto e execução. Editora PINI Ltda. 1ª Edição. São Paulo, p. 91-209.
- de Mello, V.F.B. (1975). Deformações como base fundamental de escolha de fundação. *Geotecnia*, SPG, n. 12, p.55-75, fev.-mar. 1975
- Ohsaki, Y.; Iwasaki, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits. *Soils and Foundations*, v. 13, n. 4, p. 61-73.
- Peck, R. B.; Hanson, W. E.; Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*. 2nd ed. New York: J. Wiley and Sons, 1974.
- Schnaid, F. (1999) Aspects of the interpretation of insitu tests in residual soils. In: XI Panamerican Conference on Geotechnical Engineering, Foz do Iguaçu. Foz do Iguaçu. v. 3. p. 10-12.
- Schnaid, F.; Lehane, B.; Fahey, M. (2004). In situ test characterization of unusual geomaterials. In: 2nd International Conference on Site Characterization, 2004, Porto. *Proceedings ICS-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. Rotterdam: Millpress Science Publishers, v. 1. p. 49-74.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012). *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos. v. 1. 223p, 2012
- Seed, H. B.; Idriss, I. M.; Arang, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 109, n. 3, 1983, 458-482 p.
- Teixeira, A. H. (1996). *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas*. Fundação: Teoria e Prática, Hachich et al. Ed. Pini Ltda., São Paulo.
- Teixeira, A. H. (1996). Projeto e execução de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo, v.1, p.33-50.
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, v. 5, n. 4, p. 297-326
- Terzaghi, K. (1962). *Mecânica dos solos na prática da engenharia*. SEDERGA.