XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/59

Estacas parcialmente embutidas em rocha submetidas ao ensaio bidirecional, estudo de caso.

Elisângela Lopes Pereira Almeida
MSc, PGECIV/UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, almeida.elisangela@posgraduacao.uerj.br

Bernadete Ragoni Danziger
Professora Titular, PGECIV/UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, bernadete.danziger@uerj.eng.br

Alessandra Conde de Freitas
Professora Adjunta, Escola Politécnica da UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

RESUMO: A previsão da capacidade de carga de estacas em rocha frequentemente recorre a métodos empíricos, que, embora práticos, baseiam-se em dados limitados e nem sempre representativos das feições geológicas e diversidades executivas encontradas em campo. Este artigo analisa o comportamento de estacas com embutimento parcial em rocha, com base em um estudo de caso realizado em Maragogipe/BA. Por meio de ensaios bidirecionais, as resistências lateral e de ponta mobilizadas in situ foram medidas e comparadas com valores estimados por métodos de previsão. A análise evidencia a variabilidade das previsões empíricas e reforça a importância de ensaios de campo para a calibração de modelos em cenários de embutimento parcial, contribuindo para uma avaliação mais acurada da capacidade de carga desses elementos de fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio bidirecional, Estacas parcialmente embutidas em rocha, Modelos de cálculo.

ABSTRACT: The determination of bearing capacity of piles in rock often relies on empirical methods, which, although practical, are based on limited data and are not always representative of the geological features and construction diversities found in the field. This article analyses the behaviour of partially embedded piles in rock, based on a case study conducted in Maragogipe/BA. Through bidirectional tests, the lateral and tip resistances mobilized in situ were measured and critically compared with values estimated by prediction methods. The analysis highlights the variability of empirical predictions and emphasises the importance of field tests for the calibration of calculation models in scenarios of piles partially embedded in rock, contributing to a more accurate assessment of the load-bearing capacity of these foundation elements.

KEYWORDS: Bidirectional load test, Piles partially embedded in rock, Static load test, Calculation Models.

1 INTRODUÇÃO

A previsão da capacidade de carga de estacas embutidas em maciços rochosos é comumente realizada por meio de métodos semiempíricos, que incorporam aspectos como o grau de alteração do maciço rochoso e a resistência à compressão simples de testemunhos obtidos em sondagens rotativas, como destacam Cabral e Antunes (2000). Outras metodologias, como España (2011) incorporam índices de qualidade do maciço rochoso (RQD), permitindo considerar a influência das descontinuidades na resistência ao cisalhamento ao longo do fuste.

A disponibilidade limitada de casos documentados, aliada à variabilidade dos maciços rochosos e às particularidades executivas, contribui para inacurácias nos métodos de dimensionamento. Grande parte das metodologias apresenta incertezas consideráveis, situação agravada pela caracterização geotécnica insuficiente, com número inadequado de ensaios, conduzindo, na maioria das vezes, a estimativas conservadoras, nas quais a resistência mobilizada em serviço situa-se muito aquém da resistência disponível.

Vale salientar que alguns métodos de previsão, embora amplamente difundidos, fundamentam-se em dados locais de regiões específicas, sendo recomendada cautela em sua aplicação. Neste contexto, o presente artigo analisa um grupo de 6 provas de carga estáticas bidirecionais realizadas em estacas parcialmente embutidas em arenito (duas hélices contínuas e quatro escavadas de grande diâmetro), comparando as cargas de ruptura obtidas por extrapolação dos dados de ensaios com as capacidades previstas por diferentes métodos semiempíricos, contribuindo para a discussão sobre sua adequação à realidade dos solos e rochas brasileiros.

2 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA PARA ESTACAS PARCIALMENTE EMBUTIDAS EM ROCHA

Segundo Danziger e Lopes (2021), a transferência de carga é complexa e usualmente tratada de forma simplificada, admitindo-se que a reação de ponta ocorre após a mobilização do atrito lateral. Deslocamentos para mobilizar o fuste são da ordem de 10 mm (Vesic, 1977), enquanto a mobilização da parcela de ponta varia em uma faixa extensa, da ordem de 8% a 30% do diâmetro da estaca.

A caracterização geomecânica do maciço é essencial para a estimativa da capacidade de carga. Em estacas parcialmente embutidas em rocha, a resistência lateral é avaliada no solo e na rocha; a resistência de ponta é frequentemente desprezada devido às incertezas quanto à limpeza do fundo, NBR 6122 (ABNT, 2022).

No presente artigo, a resistência lateral em solo foi estimada pelos métodos consagrados de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), e a parcela em rocha por formulações de AASHTO (1996), Cabral & Antunes (2000), España (2011) e Xu et al. (2020).

2.1 Trecho em solo

Para o trecho em solo, serão empregados os métodos consagrados de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), cujas formulações, por serem muito conhecidas, não serão detalhadas neste artigo.

2.2 Trecho embutido em rocha

2.2.1 AASHTO (1996)

A capacidade de carga de uma estaca embutida em rocha, segundo a Norma AASHTO, é determinada a partir das seguintes equações, para atrito lateral e ponta, respectivamente:

$$Q_{l,rup} = \pi D_R L_R \, (0.144 f_{l,rup}) \text{ (em kN)} \quad (1)$$

$$Q_{p,rup} = N_{ms} q_{cu} A_p \text{ (em kN)} \quad (2)$$

Onde: D_R é o diâmetro das estacas no trecho embutido em rocha, L_R é o comprimento da estaca embutido em rocha, $f_{l,rup}$ é a resistência cisalhante unitária, N_{ms} é um coeficiente, função da qualidade e tipo da rocha, q_{cu} é a resistência à compressão simples da rocha, A_p é a área da ponta da estaca.

2.2.2 Cabral & Antunes (2000))

A resistência na ponta da estaca e a resistência cisalhante lateral do trecho da estaca embutida na rocha são estimadas pelas seguintes equações:

$$q_{p,rup} = u q_{cu} \leq 0{,}4 f_{ck} (\text{MPa}) \quad (3)$$

$$q_{l,rup} = 2{,}5 \text{ a } 3{,}5 \,\% q_{p,rt} \leq f_{ck}/15 (\text{MPa}) \quad (4)$$

Onde q_{cu} é a resistência à compressão simples da rocha, u é o fator de correção que leva em conta o grau de alteração da rocha e f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão

Tabela 1. Valores de u . Fonte: Cabral e Antunes (2000)

Tipo de Rocha	Variação	média
Muito Alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

2.2.3 España (2011)

Para rochas sãs, pouco fraturadas e com baixo grau de alteração, a tensão admissível é determinada com base na resistência à compressão simples (q_{cu}), no tipo de rocha, no grau de alteração e no índice RQD (Rock Quality Designation). O método não se aplica quando: $q_{cu} < 1$ MPa; rochas fortemente fraturadas com RQD < 10%; ou grau de intemperismo ≥ IV (Tabela 2). Nestes casos, o maciço rochoso deve ser tratado como solo.

Tabela 2. Escala de intemperização do maciço, España (2011)

Grau	Designação
I	Rocha intacta
II	Rocha ligeiramente intemperizada
III	Rocha moderadamente intemperizada
IV	Rocha intemperizada ou altamente intemperizada
V	Rocha completamente intemperizada
VI	Solo residual

España (2011) adapta a fórmula de tensão admissível para fundações rasas (Equação 6) ao contexto de fundações profundas, propondo majorar o valor em 100%, conforme expresso na Equação (7).

$$q_{v,adm} = q_{ref}\beta_1\beta_2\beta_3\sqrt{\frac{q_{cu}}{q_{ref}}} \quad (6)$$

$$q_{p,rocha} = 2\, q_{v,adm} \quad (7)$$

Onde $q_{v,adm}$ é a tensão admissível, q_{ref} é a tensão de referência (1MPa), q_{cu} é a resistência à compressão simples, $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ são parâmetros adimensionais conforme indicado a seguir.

$$\beta_{1=}\sqrt{\frac{10q_t}{q_{cu}}} \quad (8)$$

Onde q_t é a resistência a tração simples.

Tabela 3. Valores de β_1 por tipo de rocha, España (2011)

Grupo	Designação	Exemplos	β_1
1	Rochas carbonáticas com estrutura bem desenvolvida	Calcários puros, dolomitas, calcarenitos	1,0
2*	Rochas ígneas e metamórficas	Granitos, quartzitos, ardósias, xistos e gnaisses	0,8
3**	Rochas sedimentares e algumas metamórficas	Calcários margosos, argilitos, siltitos arenitos e conglomerados, gesso	0,6
4	Rochas pouco consolidadas	Arenitos, siltitos e conglomerados pouco cimentados	0,4

*Exceto rochas dos grupos 1 e 3; **exceto rochas indicadas nos grupos 1 e 4

Na incerteza quanto à classificação da rocha, España (2011) recomenda o valor de cálculo de β_1 = 0,4.

Para a seleção dos valores do parâmetro β_2 (Tabela 4), a classificação do intemperismo deve considerar o maior grau de alteração presente no entorno da fundação até a profundidade de 1,5 vezes o diâmetro abaixo da cota de apoio.

Tabela 4. Valores de β_2 España (2011)

Grau de intemperismo	β_2
I	1,0
II	0,7
III	0,5
IV ou superior	Calcular como solo

O espaçamento entre descontinuidades é determinado por afloramentos próximos à fundação ou pelo RQD de sondagens mistas até 1,5D. O coeficiente β_3 é adotado como o menor valor entre:

$$\beta_3 = \min(\beta_{3a}, \beta_{3b}) \quad (9)$$

$$\beta_{3a} = \sqrt{\frac{S}{1m}} \quad (10)$$

$$\beta_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}} \quad (11)$$

Onde S é o espaçamento das descontinuidades (em metros); o termo 1 m na expressão adimensionaliza o coeficiente β_{3a} . RQD é o parâmetro de qualidade da rocha, expresso em porcentagem.

Para embutimentos significativos, a carga de ruptura é corrigida pelo fator de embutimento (d_{emb}) definido por:

$$d_{emb} = 1 + \frac{L_{emb}}{D} \leq 2 \quad (12)$$

Onde L_{emb} é a profundidade de embutimento de qualidade igual ou superior à existente na ponta e D é o diâmetro real ou equivalente da estaca.

A resistência lateral de estacas embutidas em rocha é considerada apenas para o trecho em rocha sã ou com graus de alteração II e III (Tabela 3), com resistência unitária f_{rocha} definida conforme expressão apresentada.

$$f_{rocha} = 0{,}1 q_{p.rocha}(MPa) \quad (13)$$

Onde f_{rocha} é a resistência unitária por trecho do fuste embutido e $q_{p.rocha}$ é a resistência unitária da ponta.

Para España (2011), os valores de $q_{p.rocha}$ e f_{rocha} são limitados a 20 MPa e 2 MPa, respetivamente.

2.3.4 Xu et al. (2020)

Xu et al. (2020) desenvolveram expressões para estimativa da resistência lateral unitária. O método não considera a resistência de ponta real, relacionando a resistência lateral à compressão do maciço, utilizando o RQD e a influência das descontinuidades, com a seguinte formulação:

$$\tau_{rt} = 0{,}386 {q_{mc2}}^{0{,}456} \ (MPa) \quad (14)$$

$$q_{mc2} = r_e q_{cu} (MPa) \quad (15)$$

$$r_e = 0{,}0231 RQD - 1{,}32 \geq 0{,}15 \quad (16)$$

Onde q_{cu}: resistência à compressão simples da rocha

3 ENSAIO BIDIRECIONAL

As provas de carga com Células Expansivas Hidrodinâmicas aplicam cargas simultâneas ao fuste e à ponta da estaca, dispensando reação externa e permitindo separar o atrito lateral da resistência de ponta, além de estimar a curva carga-recalque equivalente à de topo.

3.1 Métodos de Extrapolação

O método de Chin (1970) estima a carga última de ruptura a partir dos dados de prova de carga: plota-se o deslocamento dividido pela carga (ordenada) versus o deslocamento (abcissa); após uma variação inicial, os pontos se alinham em uma reta, cujo inverso do coeficiente angular fornece a carga de ruptura.

$$Q_{rt} = \frac{1}{C_1} \tag{17}$$

Onde Q_{rt} é a carga de ruptura da estaca, quando o deslocamento tende ao infinito, e C_1 é o coeficiente angular da reta no gráfico de δ/Q *versus* δ

Na figura 1 foram sobrepostas ao gráfico de ajuste de Chin (1970), as curvas do ensaio (vermelha) e a idealizada (azul) proveniente do ajuste, sua respectiva equação é apresentada na Equação (18).

$$Q = \frac{\delta}{C_1\delta + C_2} \tag{18}$$

onde Q é a carga aplicada, δ é o deslocamento e C_2 intercepto da reta no eixo y, no gráfico δ/Q *versus* deslocamento.

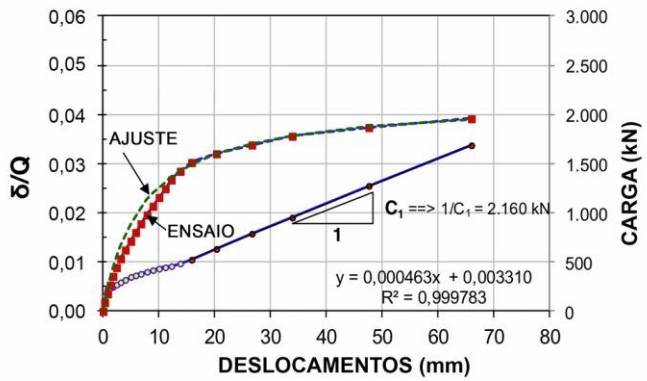


Figura 1. Método de extrapolação da curva carga-recalques de Chin (1970). Fonte: Fellenius (2026).

4 ESTUDO DE CASO

As estacas analisadas neste estudo localizam-se em Maragogipe/BA. Foram instrumentadas e ensaiadas quatro estacas escavadas de 900 mm de diâmetro, designadas por PCEs 03, 11, 12 e 29, além de 2 hélices contínuas, PCEs 22 e 23. Os resultados das provas de carga estáticas realizadas com ensaios bidirecionais encontram-se sintetizados na Tabela 5.

4.1 Condições geológicas-geotécnicas do local

No trecho mais superficial do perfil predominam camadas de areia com diferentes teores de finos, variando de areia siltosa a pouco siltosa, e argila arenosa. A compacidade das areias é predominantemente fofa

a medianamente compacta, com ocorrência pontual de camadas mais compactas para areias e argilas. Espessuras variáveis são observadas para estas camadas, atingindo profundidades entre 5,00 m e 8,73 m, conforme a região. Em um dos perfis (Figura 2), destaca-se uma espessa camada superficial de argila arenosa, com baixos valores de N_{SPT}, estendendo-se até 8,60 m. De forma transicional, sobre o horizonte rochoso, ocorrem camadas de silte arenoso ou silte argilo arenoso, com espessuras reduzidas (da ordem de 1,00 m a 2,00 m) e compacidade variando de medianamente a muito compacta.

O embasamento rochoso, constituído por arenito, é encontrado em profundidades que variam conforme a localização, ocorrendo entre aproximadamente 6,00 m e 10,00 m. A rocha apresenta graus de alteração distintos, desde materiais saprolíticos até rocha sã, com qualidade caracterizada por valores de RQD (Rock Quality Designation) entre 6% e 100%, evidenciando trechos de rocha de qualidade muito pobre a excelente.

Em todos os perfis analisados, as estacas apresentam ponta (abaixo da célula) totalmente embutida no arenito, com trechos de fuste também inseridos na rocha em comprimentos variáveis, PCEs 03, 11, 12, 22,23. e 29, com comprimentos de 1,66 m, 1,5m, 4,6m, 6,0m, 1,65m, 2,90m, respectivamente.

Tabela 5. Resumo dos ensaios de prova de carga bidirecional (Fonte: A Autora).

Prova de carga	Tipo	D(m)	Trecho	Comprimento do trecho (m)	Desloc. do trecho (mm)	Cargas máximas de ensaio (kN)
PCE-03	ESCAVADA	900	FUSTE	11,6	33,37	3775
			PONTA	4	5,71	4271,5
PCE-11	ESCAVADA	900	FUSTE	15,6	4,01	3775
			PONTA	2,2	21,77	4271,5
PCE-12	ESCAVADA	900	FUSTE	17,7	5,61	3010,3
			PONTA	1,0	72	3573,3
PCE-22	HÉLICE	800	FUSTE	12,2	13,97	2660,3
			PONTA	0,5	31,35	2964,4
PCE-23	HÉLICE	800	FUSTE	12,35	18,53	2660,3
			PONTA	0,65	7,3	2964,4
PCE-29	ESCAVADA	900	FUSTE	16,5	34,04	1582,3
			PONTA	1,0	5,46	2075,3

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos pelo ensaio bidirecional para as seis provas de carga, (PCE-03, PCE-11, PCE-12, PCE-22, PCE-23 e PCE-29), juntamente com os valores de capacidade de carga obtida pela extrapolação da curva carga-recalque (Chin, 1970) e as estimativas provenientes de oito combinações de métodos de previsão de capacidade de carga, que integram abordagens para a parcela de solo (Aoki-Velloso, 1975; Décourt-Quaresma, 1978) e para a parcela de rocha (AASHTO, 1996; Cabral e Antunes, 2000; España, 2011; Xu et al., 2020).

Tabela 6. Capacidades de carga obtidas por diferentes métodos.

Prova de carga	Carga Máxima Ensaio Bidirecional (kN)	Extrapolação Chin (1970) (kN)	A-V* + AASHTO (1996) (kN)	D-Q* + AASHTO (1996) (kN)	A-V* + C&A* (2000) (kN)	D-Q* + C&A (2000) (kN)	A-V* + España (2011) (kN)	D-Q *+ España (2011) (kN)	A-V* + Xu et al. (2020) (kN)	D-Q* + Xu et al. (2020) (kN)
PCE-03	2438	2511	2411	2407	4192	4188	7453	7449	12470	1246
PCE-11	8047	9602	4782	6449	4385	6052	9234	10901	10276	10459
PCE-12	6584	7440	4596	6263	4244	5911	8138	9805	9174	9356
PCE-22	5625	6383	3542	3600	2782	2840	4331	4389	5560	5618
PCE-23	5625	6220	3611	3669	2850	2908	4742	4800	6238	6296
PCE-29	3658	3777	2031	1939	3220	3128	7092	7000	11061	10970

(*)A-V = Aoki-Velloso (1975); D-Q = Décourt-Quaresma (1978); C&A = Cabral e Antunes (2000).

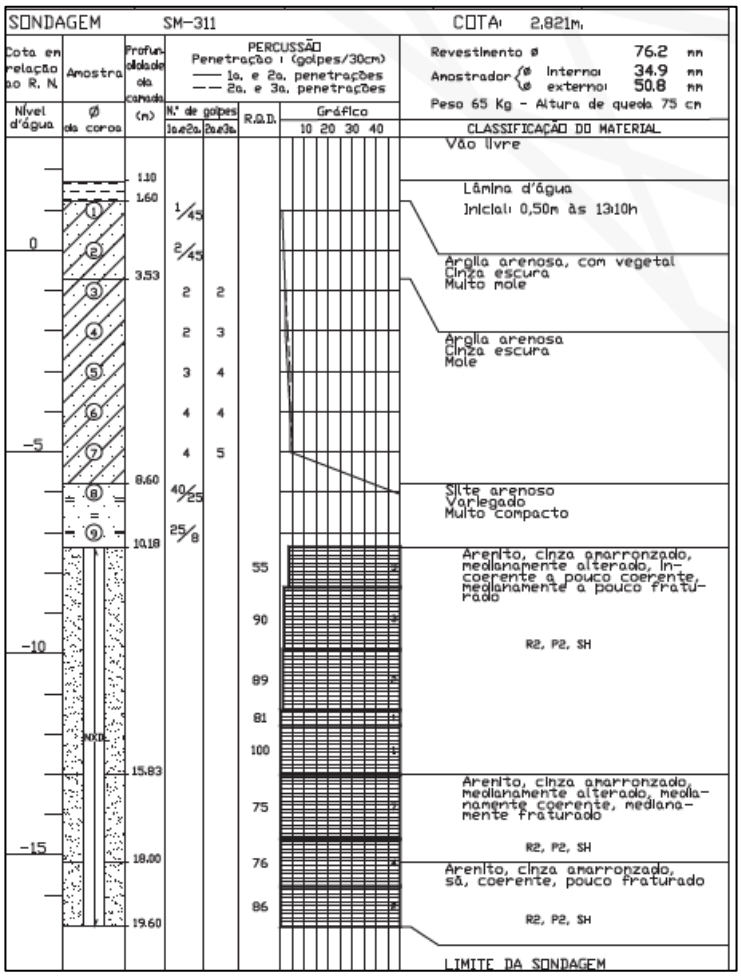


Figura 2. Sondagem SM-311, exemplo de perfil geológico-geotécnico local

As combinações que utilizam a previsão pela AASHTO (1996) apresentaram o comportamento mais próximo aos experimentais. Para a estaca PCE-03, os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma associados à AASHTO resultaram em valores de 2411 kN e 2407 kN, respectivamente, muito próximos ao ensaio bidirecional (2438 kN) e à extrapolação (2511 kN). No entanto, para a estaca PCE-11, com resultado do ensaio bidirecional de 8047 kN, essas mesmas combinações subestimaram em muito a capacidade de carga.

Já as combinações com Cabral e Antunes (2000) mostraram-se excessivamente conservadoras na maioria dos casos, com subestimativas de até 50% em relação ao bidirecional, exceto no PCE-29, onde apresentaram melhor concordância. Essa dispersão indica que o método não apresenta tendência clara, dificultando sua aplicação sem ajuste local.

As combinações com España (2011) superestimaram em muito as capacidades de carga, com destaque para a PCE-03, cujo valor de ruptura previsto foi cerca de 3 vezes superior ao extrapolado, o que merece ser melhor analisado no futuro, quando um banco de dados mais extenso puder ser analisado.

As combinações com Xu et al. (2020) apresentaram os resultados mais extremos. Para alguns casos, como os da PCE-22 e PCE-23, a aderência foi quase perfeita, com valores de 5560 kN e 5618 kN (Aoki-Velloso), frente ao bidirecional, de 5625 kN. Entretanto, em outros casos, PCE-03 e PCE-29, os valores ultrapassaram em até 5 vezes a carga medida, tornando o método inviável para uso sem calibração criteriosa.

A Tabela 7 apresenta a relação entre as estimativas dos métodos e os valores extrapolados, indicando a tendência de cada abordagem. Os elevados desvios padrão observados, especialmente para os métodos com resultados mais discrepantes, confirmam a variabilidade dessas diferentes abordagens em função das condições locais, também bastante variáveis.

Em termos de desempenho geral, observa-se que para este banco de dados, não há um método único com aderência consistente em todas as provas de carga. Os resultados variam significativamente, conforme a

combinação adotada e a estaca analisada, refletindo a complexidade dos mecanismos de transferência de carga em estacas parcialmente embutidas em rocha.

Diante do exposto, evidencia-se que os métodos semiempíricos analisados, embora amplamente utilizados na prática, apresentam limitações e incertezas significativas quando aplicados a estacas parcialmente embutidas em rocha.

Tabela 7. Relação média entre métodos de previsão e extrapolação.

Método para rocha	Método para solo	Relação média (Prev/Extrap)	Desvio padrão
AASHTO (1996)	Aoki-Velloso	0,68	0,18
AASHTO (1996)	Décourt-Quaresma	0,78	0,23
Cabral e Antunes (2000)	Aoki-Velloso	0,79	0,29
Cabral e Antunes (2000)	Décourt-Quaresma	0,89	0,32
España (2011)	Aoki-Velloso	1,27	0,43
España (2011)	Décourt-Quaresma	1,41	0,49
Xu et al. (2020)	Aoki-Velloso	1,75	0,66
Xu et al. (2020)	Décourt-Quaresma	1,88	0,68

Recomenda-se, em projetos futuros, a execução de ensaios bidirecionais em um maior número de estacas, objetivando contemplar maior representatividade do conjunto, em razão da variabilidade do maciço, além de uma caracterização geotécnica detalhada da rocha (resistência a compressão em maior número de amostras, perfilagem detalhada, análise de descontinuidades), de modo a permitir a calibração local dos métodos empíricos e a redução das incertezas associadas à previsão da capacidade de carga de estacas parcialmente embutidas em rocha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.

AASHTO. Standard Specifications for HighwayBridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. 1996.

Antunes, W. R.; Cabral, D. A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário De Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 3, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS. v. 2. p. 105- 109.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proceedings of the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, v. 1, p. 367-376.

Chin, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 2, 1970, Singapura.Proceedings... Singapura: Southeast Asian Society of Soil Engineering/ AIT/ IES/ Universidade de Singapura. p. 81-90.

Danziger, B. R.; Lopes, F.R (2021). Fundações em estacas. 1º ed. Rio de Janeiro : LTC, 2021.328p

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, v. 1, p. 45-53.

España (2011). Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. 3 ed. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, p.304. 2011.

Fellenius, B. H. (2018) Basics of Foundation Design. Electronic version January 2026. 572 p.

Vesic, A. S. (1977). NCHRP Syntesis of Highway Practice 42: Design of Pile Foundations. Washington: Transportation Research Board.

Xu, J.; Gong, W; Gamage, R.P.; Zhang, Q.; Dai G.(2020) A new method for predicting the ultimate shaft resistance of rock-socketed drilled shafts. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering 173(2): 169186, Disponível em: <https://doi.org/10.1680/jgeen.18.00221>. 2020. Acesso em: março de 2026.