

# Análise Comparativa da Capacidade de Carga de Estacas entre Provas de Carga Estática e Métodos Semi-Empíricos em Canaã dos Carajás-PA

Bruno Nogueira Urpia

Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, brunourpia@tecnosonda.com.br

Jonas Madeira Guimarães Neto

Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, jonasneto@tecnosonda.com.br

Rafael Barbosa da Silva Vieira

Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, rafaelvieira@tecnosonda.com.br

**RESUMO:** No Brasil, os métodos semi-empíricos para prever a resistência geotécnica à compressão de uma estaca, são amplamente utilizados nos projetos geotécnicos, por utilizarem correlações com os resultados obtidos em ensaios de campo, como por exemplo, SPT e CPT. Dentre eles, os métodos propostos por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996) são os mais aplicados, devido a eficácia em diversas regiões, comprovada a partir de análises comparativas com resultados de provas de carga estáticas. Este artigo visa comparar a capacidade de carga geotécnica ao esforço de compressão de estacas tipo Hélice Contínua Monitorada (diâmetros de 0,5m, 0,6m, 0,8m e 1,0m), dimensionadas a partir dos métodos supracitados com uso de 26 sondagens SPT, com resultados de 27 provas de carga estáticas a compressão executadas na região de Canaã dos Carajás-PA. As provas de carga estática foram executadas conforme as recomendações da norma técnica brasileira ABNT NBR 16903 (2020), e em nenhuma delas ocorreu a ruptura convencional da estaca, o que inviabilizou a aplicação de métodos de extrapolação para obtenção da carga de ruptura das estacas. Observou-se que os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996) apresentaram resultados muito conservadores. O método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou as maiores capacidades de carga, logo, foi o que mais se aproximou das cargas de ruptura. Todas as provas de carga estáticas analisadas foram executadas durante a fase de execução da obra, e, comprovou-se que caso fossem executadas durante a fase de elaboração do projeto das fundações, teriam gerado economia para a obra.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estaca – Prova de carga estática – Ruptura – Mineração - Capacidade de carga.

**ABSTRACT:** In Brazil, semi-empirical methods to predict the geotechnical compressive strength of a pile are widely used in geotechnical projects, as they use correlations with the results obtained in field tests, such as SPT and CPT. Among them, the methods proposed by Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) and Antunes and Cabral (1996) are the most applied, due to their effectiveness in different regions, proven through comparative analyzes with test results. static loads. This article aims to compare the geotechnical load capacity to the compression effort of Continuous Flight Auger type piles (diameters of 0.5m, 0.6m, 0.8m and 1.0m), dimensioned using the aforementioned methods using 26 surveys. SPT, with results from 27 static compression load tests carried out in the region of Canaã dos Carajás-PA. The static load tests were carried out in accordance with the recommendations of the Brazilian technical standard ABNT NBR 16903 (2020), and in none of them the pile rupture occurred conventionally, which made it impossible to apply extrapolation methods to obtain the rupture load of the piles. It was observed that the methods of Aoki-Velloso (1975) and Antunes and Cabral (1996) presented very conservative results. The Décourt-Quaresma method (1978) presented the highest load capacities, therefore, it was the one that came closest to the rupture loads. All static load tests analyzed were carried out during the construction phase, and it was proven that if they had been carried out during the foundation design phase, they would have generated savings for the work.

**KEYWORDS:** Pile – Static load test – Rupture – Mining - Load capacity

## 1 INTRODUÇÃO

Um dos principais objetivos da engenharia civil é construir e entregar obras que promovam um desempenho satisfatório para os usuários, sendo a fundação, uma das etapas cruciais para este feito.

Cada elemento de fundação é formado pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve, e possui o objetivo de transferir todas as cargas da estrutura para o solo (MELO, 2019). Com base nisto, toda e qualquer fundação precisa ser projetada e executada para garantir três condições mínimas: segurança (atender aos coeficientes contra a ruptura fixados pelas normas técnicas vigentes), funcionalidade (garantir deslocamentos compatíveis com o tipo e a finalidade a que se destina a estrutura) e durabilidade (apresentar um vida útil igual ou maior do que a estrutura) (ALONSO, 2019).

De modo geral, a capacidade de carga total de uma estaca isolada é definida pela soma da parcela da resistência lateral e da parcela resistência de ponta da estaca (ALBURQUERQUE; GARCIA, 2020). Para prever valores para as resistências de ponta e lateral transmitidas à estaca pelo solo, podem ser utilizados métodos estáticos teóricos na qual aplicam princípios da mecânica dos solos, métodos dinâmicos que utilizam bases de resultados de cravação, com aplicação do princípio de conservação de energia e métodos estáticos semi-empíricos que fazem correlação com resultados obtidos em ensaios de campo, por exemplo, SPT e CPT. Os métodos teóricos são mais restritos pelo fato de parâmetros de solos que muitas vezes não condizem com a realidade e os métodos dinâmicos são exclusivos para estacas cravadas, sendo os métodos semi-empíricos os mais versáteis e difundidos no Brasil, principalmente pelo fato de serem desenvolvidos e adequados com base de ensaios de provas de carga (MELO, 2019).

No intuito de comprovar o desempenho dos elementos de fundação de uma obra, a realização de provas de carga são indiscutivelmente a única forma de se obter essas respostas (NUNES, 1943, *apud* VARGAS, 1993). A partir disto, este trabalho tem como objetivo comparar os resultados de dimensionamentos geotécnicos de estacas tipo hélice contínua monitorada por métodos semi-empíricos e o resultado do comportamento destas estacas em provas de carga estáticas à compressão, com o carregamento do tipo lento, todas realizadas na região de Canaã dos Carajás-PA.

## 2 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA O DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

### 2.1 Aoki-Velloso (1975)

O seguinte método foi apresentado no Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Fundações de 1975, na Argentina, por Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso, desenvolvido a partir de provas de carga e correlações com ensaios CPT (Cone Penetration Test), sendo posteriormente adaptado com correlações para ensaios SPT (Standard Penetration Test). A capacidade de carga geotécnica da estaca é encontrada a partir da Equação 1 abaixo, a qual engloba as parcelas da resistência lateral e da resistência de ponta.

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_P + U \cdot \sum \left( \frac{\alpha \cdot K \cdot \bar{N}_{SPT}}{F_2} \right) \cdot \Delta_L \quad (1)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca,  $\alpha$  e K são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para a respectiva camada de solo,  $\Delta_L$  é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, F1 e F2 são fatores de correção que dependem do tipo de estaca, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

Para a obtenção da resistência admissível, os autores definem a aplicação de um coeficiente de segurança de 2,0, o mesmo utilizado pela ABNT NBR 6122 (2022), apresentado na Equação 2.

$$R_{adm} = \frac{R}{2,0} \quad (2)$$

### 2.2 Décourt-Quaresma (1978)

O seguinte método foi apresentado no 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, em 1978, por Luciano Décourt e Arthur Quaresma, o qual foi desenvolvido a partir de provas de carga e correlações com ensaios SPT, e a capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 3 abaixo, que unifica as parcelas da resistência lateral e da resistência de ponta.

$$R = \alpha \cdot C \cdot \bar{N}_P \cdot A_P + U \cdot \beta \cdot \Delta_L \cdot \left[ 10 \cdot \left( \frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right) \right] \quad (3)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca,  $\beta$  e  $\alpha$  são fatores que dependem do tipo de solo e da estaca, NSPT é o número de golpes para camada de solo,  $\Delta_L$  é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, C é um fator que depende do tipo de solo, NP é o valor resultante da média de três valores obtidos ao nível da ponta da estaca imediatamente acima e abaixo desta e AP é a área da ponta da estaca.

Para a obtenção da resistência admissível, os autores definem a aplicação de um coeficiente de segurança para cada parcela de resistência, lateral (RL) e ponta (RP) conforme a Equação 4.

$$R_{adm} = \frac{R_L}{1,30} + \frac{R_P}{4,00} \quad (4)$$

### 2.3 Antunes e Cabral (1996)

O seguinte método foi apresentado no 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, em 1996, por William Antunes e David Cabral, o qual foi desenvolvido a partir de provas de carga estáticas e correlações com ensaios SPT em estacas tipo hélice contínua, sendo utilizado exclusivamente para este tipo de estaca. A capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 5 abaixo, que somatiza as parcelas da resistência lateral e da resistência de ponta.

$$R = \beta'_2 \cdot N_P \cdot A_P + U \cdot \sum (\bar{N}_{SPT} \cdot \beta'_1) \cdot \Delta_L \quad (5)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca,  $\beta'_2$  e  $\beta'_1$  são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para camada de solo,  $\Delta_L$  é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

Para a obtenção da resistência admissível, aplica-se a Equação 4, com coeficiente de segurança de 2,0.

## 3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

De acordo com Alonso (2013, p. 2), “A prova de carga consiste em se carregar a estaca (à compressão, à tração ou horizontalmente) com incrementos progressivos de carga (P) e medida dos deslocamentos correspondentes (d), resultando um gráfico carga x deslocamento”.

O ensaio de prova de carga estática em fundações profundas é normatizado no Brasil desde 1951, na época, pela norma técnica NB-20. Desde então, esta norma vem sofrendo revisões e mudanças, sendo hoje conhecida pela então vigente ABNT NBR 16903 (ABNT, 2020).

O ensaio é executado em estágios de carregamento e descarregamento, que tem critérios definidos de acordo com o tipo de carregamento escolhido, lento, rápido, misto, cíclico lento ou cíclico rápido, sendo o lento o mais utilizado no Brasil.

O resultado principal de um ensaio de prova de carga estática é a curva carga x recalque, sendo obtida a partir da coleta dos valores de deslocamento vertical (recalques) apresentados para cada carga aplicada nos estágios de carregamento e descarregamento. E é a partir da análise desta curva que são retiradas as informações referentes à capacidade de carga da estaca.

### 3.1 Interpretação dos resultados da prova de carga estática

Na interpretação da curva carga x recalque, é necessário entender sobre os modos de ruptura geotécnica em provas de carga estáticas em estacas. Cintra et al. (2013) apresenta três modos de ruptura, a ruptura nítida, a ruptura física e a ruptura convencional.

A ruptura nítida é obtida quando o elemento de fundação, sistema estaca-solo, apresenta recalques incessantes antes do último estágio de carregamento, ou seja, não consegue mais mobilizar resistência, logo, entende-se que a prova de carga atingiu a ruptura, (CINTRA et al., 2013). A ruptura física, é caracterizada quando os pontos obtidos na fase de carregamento constituem parte de um gráfico assintótico a uma reta vertical, e o valor da capacidade de carga da estaca é definida pela assíntota vertical (CINTRA et al., 2013).

Nos casos em que não são identificadas rupturas nítidas e rupturas físicas, e o ensaio é completado até o final, com a estabilização dos recalques durante os estágios de carregamento, é preciso adotar arbitrariamente um ponto da curva de carregamento, que corresponderá a suposta carga de ruptura, que é a capacidade de carga da estaca. Nestas condições, a ruptura é denominada ruptura convencional (CINTRA et al., 2013).

Na literatura existem alguns métodos que definem a carga de ruptura da estaca em casos em que a ruptura nítida não ocorre durante o ensaio, convencionalizada como àquela correspondente à interseção da curva carga x recalque com retas de equações. Em alguns casos, para aplicar um método de ruptura convencional, se torna necessário extrapolar a curva carga x recalque obtida no ensaio, que pode ser feita a partir de expressões matemáticas, como uma polinomial, sempre buscando a melhor correlação possível (CINTRA et al., 2013).

Todavia, é importante frisar que estes métodos só apresentam eficiência nos casos em que a curva carga x recalque obtida se aproximar de um gráfico assintótico a uma reta vertical, tendendo a atingir valores próximos da carga de ruptura.

## 4 ESTUDO DE CASO

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram utilizados dados de 26 sondagens SPT e de 27 provas de carga estáticas à compressão com carregamento lento em estacas tipo hélice contínua monitorada de uma obra de grande porte, localizada em um complexo de mineração na cidade de Canaã dos Carajás-PA.

As provas de carga estáticas foram executadas durante a fase de execução da obra, com aplicação de cargas para mobilizar 2,0x a carga de trabalho das estacas, definidas nos projetos executivos da obra. Todavia, as provas de carga números 12, 15 e 16 não atingiram 2,0x a carga de trabalho, somente 1,6x, devido a possibilidade de instabilidade do sistema de reação.

Com o intuito de atingir a ruptura da estaca, a prova de carga 27 foi executada com fator de segurança de 3,3x a carga de trabalho da estaca, mas, nem a ruptura convencional foi atingida. E, não foi possível concluir o estágio de descarregamento devido a possibilidade de instabilidade no sistema de reação.

O dimensionamento geotécnico de cada estaca ensaída foi feito a partir de métodos semi-empíricos, utilizando a quantidade máxima de sondagens dentro de um raio de 20,0m do seu eixo, e, a sua capacidade de carga foi definida como a média obtida para cada um dos perfis de sondagem. Foram respeitados os limites de validade dos valores NSPT de cada um dos métodos aplicados, e, foram aplicados os respectivos coeficientes de segurança para a obtenção das resistências admissíveis, que são as resistências apresentadas neste trabalho.

Não foi identificada a ruptura nítida em nenhuma das provas de carga executadas, e, após a análise da curva carga x recalque, constatou-se que nenhuma das estacas se aproximou da ruptura convencional, devido aos pequenos deslocamentos e ao fato da curva não tender a formar um gráfico assintótico a uma reta vertical.

### 4.1 Características do solo

Foram utilizadas 26 sondagens SPT para este estudo, executadas em elevações distintas, das quais, 21 são percussivas e 05 são mistas. Em geral, todos os perfis indicaram a presença predominante de Silte argiloso, com NSPT variando entre 10 e >50 golpes, e, pequenas camadas de Argila Siltosa e Silte Arenoso. As sondagens, em sua totalidade, foram paralisadas por critérios de impenetrabilidade preconizados na norma técnica ABNT NBR 6484 (2020). A Tabela 1 apresenta 16 das 26 sondagens utilizadas neste estudo de caso.

Tabela 1. Valores de NSPT por sondagem a partir da profundidade. Elaborada pelo autor (2024).

Prof. (m)	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11	SP12	SP13	SP14	SP15	SP16
--------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------

1	-	-	11	14	8	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-	-
2	7	8	9	17	9	-	8	-	-	-	-	-	9	-	3	3
3	7	9	11	11	10	15	9	-	24	-	-	8	12	4	3	4
4	8	10	17	13	10	17	10	-	21	-	9	7	12	4	3	5
5	9	10	14	14	10	26	10	8	16	-	8	6	12	4	3	5
6	13	10	12	16	10	15	10	15	15	9	10	9	15	3	3	4
7	13	10	22	17	12	19	11	18	12	6	9	11	16	5	3	3
8	15	10	24	16	15	20	12	14	8	7	15	10	32	6	3	5
9	13	10	28	16	15	19	13	17	15	10	12	9	37	14	3	9
10	11	13	21	19	20	9	10	19	31	26	13	11	39	15	3	12
11	20	4	25	10	21	10	13	15	27	31	15	11	37	19	8	16
12	26	12	27	14	25	13	16	21	28	32	28	8	42	19	12	19
13	28	17	13	17	22	27	11	19	27	35	31	9	50	25	24	22
14	25	12	14	22	20	50	12	18	50	38	35	11	50	27	26	8
15	23	20	28	28	26	10	50	17	32	21	29	13	50	34	30	18
16	48	19	29	14	6	6	7	22	38	23	32	16	50	39	33	31
17	50	50	34	23	8	8	7	18	45	28	50	23	50	34	34	34
18	50	50	32	23	13	6	10	24	38	30	50	50	50	38	36	35
19	50	24	50	50	8	8	7	20	36	14	49	50	50	38	39	39
20	50	25	50	IMPENETRÁVEL	10	7	6	20	50	19	50	13	50	39	36	41
21	50	28	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	16	4	4	27	50	22	50	15	50	50	36	44
22	50	48	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	23	13	13	24	50	50	50	17	50	50	50	39
23	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	23	50	10	35	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	18	50	50	50	50
24	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	9	32	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	18	50	50	50	50
25	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	13	26	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	18	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50
26	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	8	31	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	40	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50
27	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	45	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.
28	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.
29	IMPENETRÁVEL	IMP.	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.
30	IMPENETRÁVEL	IMP.	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.
31	IMPENETRÁVEL	IMP.	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.
32	IMPENETRÁVEL	IMP.	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.

Nas sondagens mistas, após a impossibilidade do avanço com o amostrador SPT, foi identificada a presença de rocha máfica pouco alterada.

#### 4.2 Estacas ensaiadas

A Tabela 2 apresenta as características das estacas ensaiadas, como diâmetro e comprimento de fuste ensaiado (L), as cargas máximas atingidas no ensaio (Q máx) e os recalques máximos e residuais apresentados nas respectivas provas de carga estática.

Tabela 2. Informações das estacas ensaiadas e dos respectivas provas de carga. Elaborada pelo autor (2024).

P.C.E.	Diâmetro (m)	L (m)	Q <sub>máx</sub> (tf)	ρ máximo (mm)	ρ residual (mm)
01	0,6	12,90	210	2,82	1,24
02	0,6	15,27	210	1,57	0,36
03	0,6	14,28	210	3,08	1,14
04	0,6	14,42	210	1,95	0,54
05	0,8	11,20	300	2,83	1,93
06	0,8	11,80	300	2,14	0,76
07	0,8	21,03	400	2,97	0,84
08	0,8	20,03	400	3,34	1,78
09	0,8	22,44	400	2,46	0,52
10	0,8	17,06	400	3,15	1,36
11	0,8	20,62	400	3,31	1,66
12	1,0	27,00	640	7,71	4,39



13	1,0	25,05	800	3,84	1,31
14	1,0	25,06	800	3,35	1,27
15	1,0	27,00	640	3,51	0,89
16	1,0	25,21	640	3,91	1,16
17	0,6	14,27	160	1,13	0,06
18	0,6	15,68	160	1,60	0,68
19	0,6	15,62	160	1,75	0,39
20	0,8	12,14	210	1,73	1,00
21	0,8	12,05	210	1,55	0,45
22	0,6	17,02	220	2,80	1,03
23	0,5	15,30	190	2,10	0,47
24	0,8	16,06	240	1,44	0,76
25	0,6	18,06	160	2,41	1,03
26	0,6	21,22	260	3,07	0,97
27	0,6	16,39	397	7,28	-

## 5 RESULTADOS

A partir das 26 sondagens SPT, foram realizados os dimensionamentos geotécnicos com os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996), com valores de resistência admissível em toneladas-força apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do dimensionamento geotécnico, métodos semi-empíricos. Elaborado pelo autor (2024).

PCE	Sondagens de referência	Décourt-Quaresma (1978)	Aoki-Velloso (1975)	Antunes e Cabral (1996)	Q <sub>máx</sub> P.C.E . (tf)
01	SP6	115,2	70,0	89,5	210
02	SP19/SP23/SP25	277,8	163,9	171,5	210
03	SP21/SP22	211,6	130,8	140,2	210
04	SP13	221,8	137,5	144,4	210
05	SP6/SP18	182,0	103,2	131,9	300
06	SP20	167,7	86,5	110,6	300
07	SP9/SP16	466,6	309,8	332,3	400
08	SP14/SP16	456,6	304,9	325,3	400
09	SP10	560,3	326,8	333,6	400
10	SP8	271,2	182,1	226,5	400
11	SP24	407,3	217,4	242,5	400
12	SP12	712,8	477,5	512,9	640
13	SP11/SP14 /SP15/SP17	861,3	529,8	565,7	800
14	SP8/SP15	746,7	480,9	501,1	800
15	SP10/SP14	931,2	550,8	592,5	640
16	SP10	833,0	497,9	505,0	640
17	SP7	98,7	53,4	68,3	160
18	SP7	124,3	71,9	91,9	160
19	SP7	124,3	71,9	91,9	160
20	SP26	201,3	133,4	163,7	210
21	SP26	201,3	133,4	163,7	210
22	SP5	142,5	57,0	67,6	220
23	SP4	122,8	53,3	61,7	190
24	SP4	212,3	126,8	138,9	240
25	SP3	224,1	136,7	144,0	160
26	SP2	244,2	151,6	155,2	260

27	SP1	222,8	148,2	155,7	397
----	-----	-------	-------	-------	-----

As Figuras 1, 2 e 3 abaixo apresentam os valores de capacidade de carga das estacas dimensionadas por métodos semi-empíricos e a carga máxima da prova de carga estática, por diâmetro.

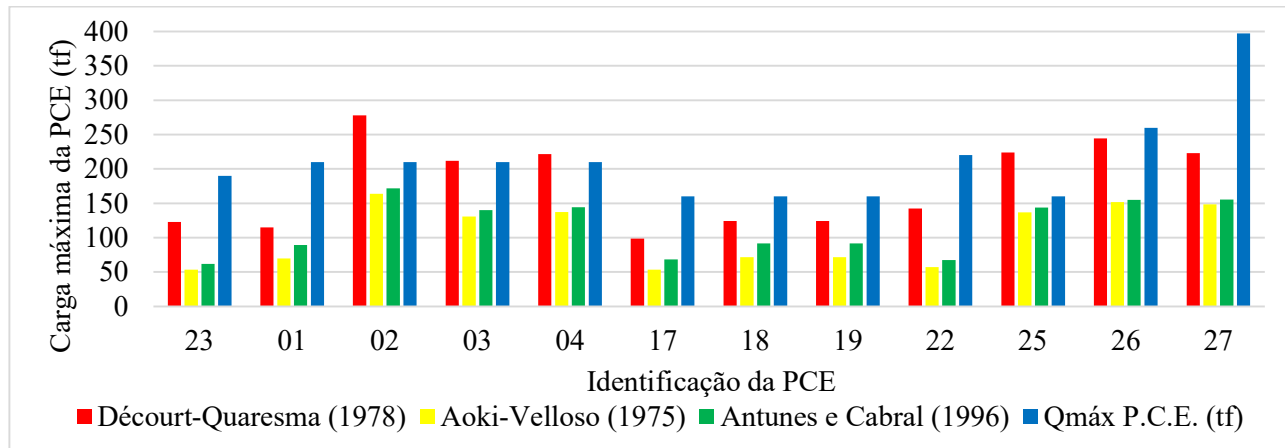


Figura 1. Capacidades de carga e carga máx. das PCE's, estacas Ø0,5m e Ø0,6m. Elaborado pelo autor (2024).

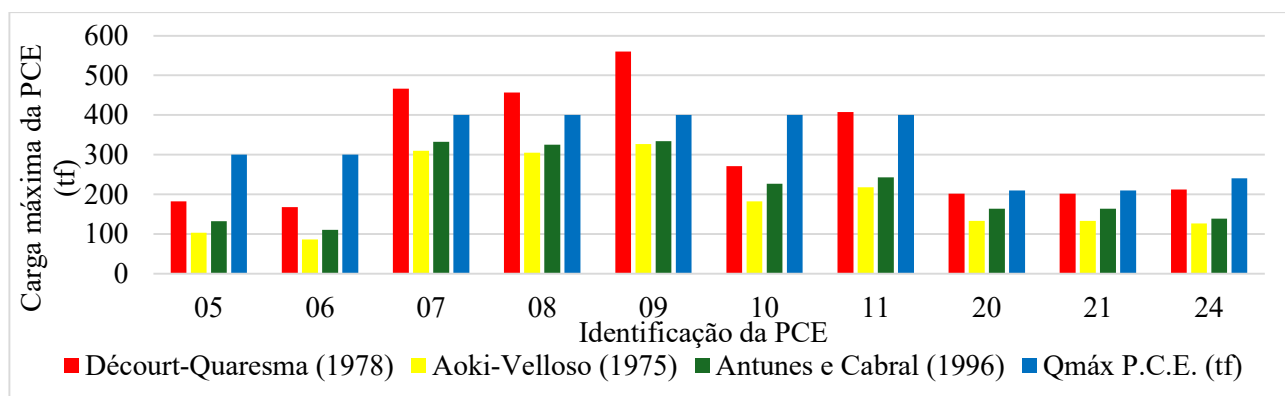


Figura 2. Capacidades de carga e carga máx. das PCE's, estacas Ø0,8m. Elaborado pelo autor (2024).

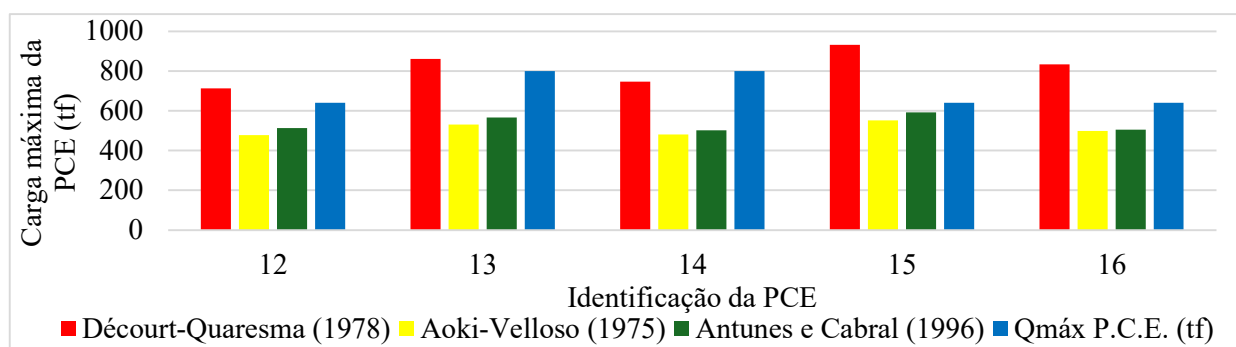


Figura 3. Capacidades de carga e carga máx. das PCE's, estacas Ø1,0m. Elaborado pelo autor (2024).

É notória a discrepância entre as capacidades de carga propostas pelo método de Décourt-Quaresma (1978) e os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996), os quais apresentam valores muito inferiores em todos os diâmetros.

Em todas as provas de carga os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996) apresentaram capacidades de carga abaixo das cargas máximas de ensaio, reforçando a discrepância para a capacidade de carga real das estacas. O método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou superioridade à carga máxima da prova de carga em 12 ensaios, mas, não é possível descobrir a diferença da capacidade de carga real da estaca, devido a impossibilidade da extrapolação da curva carga x recalque.

## 6 CONCLUSÃO

Diante dos resultados obtidos e análises feitas, é possível concluir de que os métodos de Aoki-Velloso (1975) e de Antunes e Cabral (1996) apresentam valores muito conservadores para o tipo de solo da região de estudo, e, que o método de Décourt-Quaresma (1978) se demonstrou mais próximo da realidade.

Acredita-se que o apoio da ponta da estaca em um material impenetrável e muito competente tenha contribuído muito para a elevada capacidade de carga apresentadas pelas estacas, e para a discrepância de carga para os métodos aplicados, visto que a resistência de ponta nos métodos é limitada pelo valor da resistência lateral, tipo da estaca e valores máximos de NSPT.

O fato de que a maioria dos métodos semi-empíricos para dimensionamento geotécnico foram elaborados a partir de ensaios de prova de carga estática em regiões pouco representativas para toda a diversidade geológica do Brasil, geram possíveis conservadorismos e distância da realidade da real capacidade de carga de estacas. Esta constatação reforça o ganho de executar provas de carga estáticas ainda na fase de elaboração do projeto executivo, principalmente em regiões remotas do país em que poucas provas de carga foram executadas e publicadas, pois a possibilidade de economia é enorme.

Pode-se afirmar que este artigo contribui para a comunidade geotécnica para auxílio no dimensionamento da capacidade de carga geotécnica de fundações profundas, visto que não existem trabalhos publicados neste nicho para a região de Canaã dos Carajás-PA.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda a toda equipe da obra, e em especial a equipe da Tecnosonda S/A.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, P. J. R. de; Garcia, J. R. (2020). Engenharia de Fundações. 1 ed. Rio de Janeiro: LTC.
- Alonso, U. R. (2013). Provas de carga estáticas: Evolução dos ensaios e cuidados a tomar para evitar acidentes, prática brasileira até a NBR 6122:2010. São Paulo.
- Alonso, U.R. (2019). Previsão e controle das fundações. 3 ed. São Paulo: Blucher.
- Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. , São Paulo. Anais... vol. 2, pp. 105-110.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congresso panamericano de mecanica de suelos y cimentaciones, 5., 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, p.367-376.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.
- Cintra, J. C. A. et al. (2013). Fundações: Ensaios Estáticos e Dinâmicos. 1. ed. São Paulo: Oficina dos Textos.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45 – 53.
- Melo, B. N. (2019). Fundações. 1. ed. Londrina: Editora e Distribuidora Educacional S.A.
- Vargas, M. (1993) Provas de carga em estacas, uma apreciação histórica. *Direng*, p.33-39.