UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DA PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS E HÉLICE-CONTÍNUA A PARTIR DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS

BISMARCK CHAUSSÊ OLIVEIRA
GABRIELLA CÂNDIDA DE PAULA LIMIRO

GOIÂNA
2019

BISMARCK CHAUSSÊ OLIVEIRA
GABRIELLA CÂNDIDA DE PAULA LIMIRO

AVALIAÇÃO DA PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS E HÉLICE-CONTÍNUA A PARTIR DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS

(Incluindo Banco de Dados)

Artigo apresentado na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II do curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Maurício Martines Sales

GOIÂNA
2019

BISMARCK CHAUSSÊ OLIVEIRA

GABRIELLA CÂNDIDA DE PAULA LIMIRO

AVALIAÇÃO DA PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS E HÉLICE-CONTÍNUA A PARTIR DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS

Artigo apresentado no Trabalho de Conclusão de Curso 2 do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Aprovado em: 12/12/2019.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Maurício Martines Sales – Universidade Federal de Goiás (Orientador)

Prof. Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas – Universidade Federal de Goiás

Eng. Luiz Carlos Galvani Junior – Universidade Federal de Goiás

Atesto que as revisões solicitadas foram feitas:

Prof. Dr. Maurício Martines Sales (orientador)

Em: 17/12/19

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Maria Antonia e Cosme, pelo amor e apoio incondicionais, os quais me foram fundamentais para chegar até esse ponto.

A todos os amigos que essa trajetória me proporcionou, em especial Aline, Bruna, Lana, Luiz, Gabriella, Thalita e Thiago pela troca de experiências e companheirismo em momentos difíceis e de euforia. Vocês são minha família em Goiânia.

Bismarck Chaussê Oliveira

A Deus, que por meio de sua perfeita e agradável vontade desenhou maravilhosamente meu caminho até aqui.

Aos meus pais, Virginia e Vânio, que com dedicação inenarrável me proporcionaram condições para chegar até aqui com todo o apoio, amor e carinho possível. A Lara e ao Timóteo, por serem capazes de tirarem de mim um sorriso sem graça em momentos difíceis.

Ao Diego, por ter estado sempre disposto a ouvir minhas nem sempre vibrantes divagações no decorrer dessa trajetória. Agradeço o apoio e companheirismo constantes. Te amo!

Aos amigos, muito mais que colegas, Bruna, Lana, Luiz e Thalita por criarem o ambiente de alegria em momentos difíceis e compartilharem experiências nessa trajetória de 5 anos que me trouxeram crescimento acadêmico e pessoal. Em especial, ao Bismarck, com quem compartilho além dessa amizade, a autoria desse trabalho.

Gabriella Cândida de Paula Limiro

RESUMO

O contexto atual da indústria da construção civil é marcado por edificações de grande porte e com alto grau de complexidade, que como consequência geram grandes solicitações ao solo. Têm-se então a necessidade de fundações com capacidade de carga maiores e que atendam aos requisitos de segurança e de custos exigidos pelos projetos. Nesse sentido, há um aumento da demanda por fundações profundas em estaca, dentre as quais se destacam as do tipo escavada e hélice contínua. Na prática brasileira, os métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas são amplamente utilizados para o dimensionamento desses elementos. Seus equacionamentos são baseados na soma de duas parcelas de resistência: ponta e atrito lateral. Contudo, em função de sua natureza estatística, tais métodos devem ser usados com cautela, observando-se as particularidades de cada situação. Ainda, eles foram em sua maioria formulados a partir de dados provindos de provas de carga estática (PCEs) não instrumentadas, que não permitem uma análise exata da transferência de carga de estacas. Neste viés, esse trabalho tem como objetivo avaliar a previsão de alguns métodos semi-empíricos a partir de resultados de PCEs instrumentadas, em que as parcelas resistentes de ponta e de atrito podem ser medidas, possibilitando uma análise mais refinada desses métodos. Para tal, trabalhou-se com um banco de dados de 42 PCEs instrumentadas, sendo 21 em estacas escavadas e 21 em estacas hélice contínua. Foram calculadas as capacidades de carga das estacas utilizando os métodos semi-empíricos e comparou-se os resultados de cada parcela resistente com os valores medidos nas PCEs instrumentadas. A partir dessa análise, observou-se que os métodos estudados conseguem prever a carga última total do sistema solo-fundação com certa exatidão, porém em termos de resistência lateral e de ponta as previsões ocorrem de forma mais equivocada. Além disso, os métodos apresentam grande dispersão de resultados, o que infere diretamente em sua confiabilidade. Os resultados foram piores para as estacas escavadas, mas observou-se que quando a análise se limita a fundações desse tipo com grandes dimensões, as previsões são mais exatas e precisas.

Palavras-chave: Fundação. Estacas. Métodos Semi-Empíricos. Provas de Carga Instrumentadas. Previsão.

LISTA DE FIGURAS

Figura B.1 – PC E01: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Fontoura et al. (1982). 55
Figura B.2 – PC E02: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Hussein e Camp (1994). 56
Figura B.3 – PC E03: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Briaud et al. (2000). 56
Figura B.4 – PC E04: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001). 57
Figura B.5 – PC E05: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001). 57
Figura B.6 – PC E06: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001). 58
Figura B.7 – PC E07: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Mota (2003). 58
Figura B.8 – PC E08: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Soares (2004). 59
Figura B.9 – PC E09: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Hanifah e Kai (2006). 59
Figura B.10 – PC E10: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Hanifah e Kai (2006). 60
Figura B.11 – PC E11: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque et al. (2009). 60
Figura B.12 – PC E12: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de França (2011). 61
Figura B.13 – PC E13: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de França (2011). 61
Figura B.14 – PC E14: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de França (2011). 62
Figura B.15 – PC E15: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Schulze (2013). 62

Figura B.16 – PC E16: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Perez (2014). 63
Figura B.17 – PC E17: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Perez (2014). 63
Figura B.18 – PC E18: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Perez (2014). 64
Figura B.19 – PC E19: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Pereira (2016). 64
Figura B.20 – PC E20: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Nienov (2016). 65
Figura B.21 – PC E21: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Nienov (2016). 65
Figura B.22 – PC HC01: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de O'Neill et al. (1999). 66
Figura B.23 – PC HC02: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de O'Neill et al. (1999). 66
Figura B.24 – PC HC03: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de O'Neill et al. (1999). 67
Figura B.25 – PC HC04: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001). 67
Figura B.26 – PC HC05: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001). 68
Figura B.27 – PC HC06: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001). 68
Figura B.28 – PC HC07: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Soares (2004). 69
Figura B.29 – PC HC08: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Reiffsteck (2009). 69
Figura B.30 – PC HC09: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011). 70
Figura B.31 – PC HC10: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011). 70
Figura B.32 – PC HC11: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011). 71

Figura B.33 – PC HC12: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011). 71
Figura B.34 – PC HC13: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011). 72
Figura B.35 – PC HC14: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011). 72
Figura B.36 – PC HC15: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013). 73
Figura B.37 – PC HC16: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013). 73
Figura B.38 – PC HC17: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013). 74
Figura B.39 – PC HC18: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013). 74
Figura B.40 – PC HC19: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013). 75
Figura B.41 – PC HC20: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013). 75
Figura B.42 – PC HC22: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Benetti (2016). 76

LISTA DE TABELAS

Tabela A.1 – Valores propostos para *K* e α_{av}. Fonte: Aoki e Velloso (1975). 46
Tabela A.2 – Valores propostos para os fatores F1 e F2. Fonte: Benetti (2016). 47
Tabela A.3 – Valores de C. Fonte: Décourt-Quaresma (1978). 47
Tabela A.4 – Valores propostos para o coeficiente α_{DQ}. Fonte: Adaptado de Décourt (1996). 48
Tabela A.5 – Valores propostos para o coeficiente β_{DQ}. Fonte: Adaptado de Décourt (1996).48
Tabela A.6 – Parâmetros a, b, a' e b'. Fonte: Velloso (1981) 50
Tabela A.7 – Valores sugeridos para o parâmetro α_T. Fonte: Teixeira (1996).....51
Tabela A.8 – Valores sugeridos para o parâmetro β_T. Fonte: Teixeira (1996).....51
Tabela A.9 – Parâmetros β1 e β2. Fonte: Antunes e Cabral (1996) 52
Tabela C.1 – Previsões semi-empíricas para estacas escavadas. Fonte: Autoria própria.....77
Tabela C.2 – Previsões semi-empíricas para hélice-contínua. Fonte: Autoria própria.....77

LISTA DE SÍMBOLOS

a parâmetro de correlação entre o SPT e o CPT em função do tipo de solo

a' parâmetro de correlação entre o SPT e o CPT em função do tipo de solo

A área da seção transversal da estaca

A_p área da seção transversal da ponta da estaca

b parâmetro de correlação entre o SPT e o CPT em função do tipo de solo

b' parâmetro de correlação entre o SPT e o CPT em função do tipo de solo

C coeficiente característico do solo

d diâmetro da ponta do cone CPT

D diâmetro da estaca

f_{li} atrito lateral médio na haste do ensaio CPT

F_1 fator de correção do efeito de escala

F_2 fator de correção do efeito de escala

K coeficiente dependente do tipo de solo

L comprimento da estaca

N_1 média dos valores de N_{SPT} medidos no intervalo da ponta da estaca até 2 diâmetros acima da mesma

N_2 média dos valores de N_{SPT} medidos no intervalo da ponta da estaca até 1 diâmetro acima da mesma

N_i valor do N_{SPT} na camada i

N_l média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca

N_p média dos valores N_{SPT} medidos no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo

N_{SPT} número de golpes do SPT

$\overline{N_{SPT}}$ N_{SPT} médio ao longo do comprimento da estaca

$N_{SPT,dq}$ N_{SPT} médio entre os 3 valores obtidos ao nível da ponta do elemento de fundação, imediatamente acima e imediatamente abaixo deste

$N_{SPT,gt}$ N_{SPT} médio entre os valores obtidos entre 8 diâmetros acima e 3 diâmetros abaixo da ponta

P perímetro do fuste da estaca

P_{adm} tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca

P_i perímetro da seção transversal do fuste da estaca no segmento i

q_c	resistência de ponta do cone (CPT)
q_p	resistência de ponta
Q_p	carga resistente de ponta
Q_l	carga resistente de atrito lateral
α_T	parâmetro adotado em função do tipo do solo e do tipo da estaca
α_{av}	parâmetro relacionado ao tipo de solo
α_{DQ}	coeficiente de ponderamento da parcela de ponta
α_{pp}	fator de execução da estaca
β_T	parâmetro adotado em função do tipo da estaca
β_{DQ}	coeficiente de ponderamento da parcela de atrito lateral
β_{pp}	fator de dimensão da ponta da estaca
β_1	coeficiente de atrito lateral dependente do solo
β_2	parâmetro de resistência de ponta
Δ_l	discretização da camada
Δ_{li}	comprimento do segmento i da estaca
λ_p	fator de carregamento da estaca

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 17
1.1 OBJETIVOS 18
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO 18
2 ARTIGO 18
REFERÊNCIAS ADICIONAIS 41
APÊNDICE A – Métodos semi-empíricos 45
A.1 MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) 45
A.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978; 1996) 47
A.3 MÉTODO P. P. VELLOSO (1981) 49
A.4 MÉTODO TEIXEIRA (1996) 50
A.5 MÉTODO ANTUNES E CABRAL (1996) 51
A.6 MÉTODO GOTLIEB ET AL. (2000) 52
APÊNDICE B – Resultados das PCEs Instrumentadas e Sondagens SPT 55
APÊNDICE C – Previsões Semi-Empíricas 77

1 INTRODUÇÃO

Os avanços tecnológicos experimentados na indústria da construção civil possibilitam projetos de engenharia cada vez mais complexos e que geram maiores solicitações ao solo. Têm-se então a necessidade de fundações de elevada capacidade de carga capazes de garantir a segurança e a viabilidade econômica das edificações. Nesse sentido, há um aumento de demanda por fundações profundas em estaca, dentre as quais destacam-se as do tipo escavada e hélice contínua, que graças a características como versatilidade de execução em diferentes tipos de solo, capacidade de suporte para grandes solicitações e bom custo-benefício, são amplamente utilizadas em âmbito nacional e internacional.

Todavia, a previsão do comportamento de tais elementos é um processo complexo. No esforço de atingir esse intuito diversos métodos de previsão da capacidade de carga foram desenvolvidos ao longo dos anos, com destaque aos métodos semi-empíricos baseados nos resultados de ensaios de sondagem de simples reconhecimento (SPT) e de provas de carga estática. A utilização desses métodos no dimensionamento de fundações profundas é um procedimento consagrado e habitual na prática da engenharia de fundações brasileira. Embora vantajosos, esses métodos não devem ser usados de forma generalizada, desconsiderando fatores externos intrínsecos ao meio em que a fundação será inserida. Em função da natureza empírica dos métodos, os resultados sofrem influência do tipo de solo da região, do tipo de fundação, bem como da técnica construtiva, tornando necessários ajustes a partir da experiência regional (AMANN, 2010; LANGONE, 2012; PEREIRA, 2016).

No caso de fundações profundas em estacas, soma-se às questões já levantadas o fato de que grande parte das provas de carga utilizadas no desenvolvimento dos métodos semi-empíricos não possibilitam uma análise direta de transferência de carga ao longo da profundidade devido a ausência de instrumentação do fuste, o que dificulta o conhecimento do real comportamento da fundação em termos distribuição de resistência lateral e de ponta. Consequentemente a estimativa de parâmetros de projeto adequados para esse tipo de fundação é limitada.

Desta forma, uma otimização do dimensionamento de estacas só é possível a partir do aperfeiçoamento da previsão de capacidade de carga desses elementos. Assim, surge a necessidade de averiguar a precisão desses métodos amplamente utilizados na previsão da capacidade de carga de estacas. Nesse viés, os resultados de provas de carga instrumentadas

configuram-se como uma poderosa ferramenta de análise e calibração de métodos semi-empíricos.

Esses ensaios permitem a obtenção dos valores de resistência lateral e de ponta de forma discriminada, possibilitando a análise dos métodos em termos de transferência de carga. Uma vez que a carga última de uma estaca é a soma de suas parcelas individuais de atrito lateral e resistência de ponta, uma previsão sofisticada dessas resistências traduz-se em previsões satisfatórias de carga de ruptura, que é o principal interesse dos projetistas.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo do presente trabalho é avaliar a precisão de determinados métodos semi-empíricos na previsão da capacidade de carga de estacas escavadas e hélice contínua através da análise das parcelas de resistência lateral e de ponta, feita a partir de resultados de prova de carga instrumentadas encontradas na literatura nacional e internacional.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em três capítulos. O primeiro refere-se a esta introdução, em que é apresentada uma breve contextualização sobre o tema, as justificativas e os objetivos que motivaram o trabalho.

O segundo capítulo corresponde a um artigo a ser submetido à Revista Eletrônica de Engenharia Civil (REEC). Por sua vez, o artigo é dividido em introdução, objetivos, uma breve revisão teórica que contempla métodos semi-empíricos e capacidade de carga de estacas, metodologia, resultados e análises e por fim as conclusões oriundas das análises.

Ademais, são apresentados em apêndices as formulações e constantes de cálculo dos métodos semi-empíricos empregados e os dados das provas de carga instrumentadas e dos relatórios de sondagem SPT das estacas que compõem o banco de dados, que foram necessários às análises realizadas.

2 ARTIGO

Espaço restrito aos editores de layout da REEC.

Avaliação da Previsão Semi-Empírica da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas e Hélice-Contínua a partir de Resultados de PCEs Instrumentadas

Semi-Empirical Prediction Evaluation of Loading Capacity of Drilled Pile and Augercast Pile from Load Test Results of Instrumented Piles

Bismarck Chaussê de Oliveira [1], **Gabriella Cândida de Paula Limiro** [2], **Maurício Martines Sales** [3]

Espaço restrito aos editores de layout da REEC.

PALAVRAS CHAVE:

Capacidade de Carga;
Estacas;
Métodos Semi-Empíricos;
Provas de Carga Instrumentadas;
Previsão.

***KEYWORDS*:**

Loading Capacity;
Piles;
Semi-Empirical Methods;
Load Test of Insfrumented Piles;
Prediction.

RESUMO: Métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas baseados em sondagens SPT devem ser usados com cautela, observando-se as particularidades de cada situação. Dada a ampla utilização desses métodos, em um contexto de otimização de projetos de fundações é fundamental analisá-los à luz de dados mais refinados. Neste viés, esse trabalho tem como objetivo avaliar a previsão de alguns métodos semi-empíricos a partir de resultados de provas de carga estáticas instrumentadas (PCEIs), que por fornecerem dados reais de transferência de carga, possibilitam uma análise mais refinada dos métodos. Para tal, trabalhou-se com um banco de dados de 42 PCEIs (21 em estacas escavadas e 21 em hélice contínua). Foram calculadas as previsões semi-empíricas de capacidade de carga de cada parcela resistente e comparou-se os resultados com os valores medidos nas PCEIs. Observou-se que os métodos apresentam baixa exatidão na previsão das cargas lateral e de ponta, com resultados ligeiramente melhores para a carga total. Nota-se também uma grande dispersão de resultados, sobretudo para estacas escavadas e para a parcela resistente de ponta. Ainda, observou-se que para estacas de grandes dimensões os resultados são mais satisfatórios. As análises ressaltam a importância de se avaliar a previsão de comportamento de estacas em termos de transferência de carga, dada as diferenças expressivas de resultados entre as distintas parcelas de resistência.

ABSTRACT: Semi-empirical methods for prediction of pile load capacity based on SPT should be used with caution, taking into account the particularities of each situation. Given the widespread use of these methods, in a context of foundation design optimization it is critical to analyze them in the light of more refined data. In this sense, this work aims to evaluate the prediction of some semi-empirical methods from results of instrumented static load tests (PCEIs), which provide real load transfer data, allowing a more refined analysis of the methods. To this end, it worked with a database of 42 PCEIs (21 on drilled piles and 21 on augercast piles). The semi-empirical predictions of the ultimate, the shaft and base capacities were calculated and the results were compared with the values measured in the PCEIs. It was observed that the methods present low accuracy in the prediction of the shaft capacity, with slightly better results for the ultimate capacity. There is also a large dispersion of results, especially for drilled piles and for the base capacity. In addition, it was observed that for large-piles the results are more satisfactory. The analyzes accentuate the importance of evaluating the prediction of pile behavior in terms of load transfer, due to the significant differences in results between the shaft and base capacities.

*** Contato com os autores:**

[1] **e-mail: bismarckchausse@gmail.com (B. C. Oliveira)**
Graduando em Eng. Civil, Universidade Federal de Goiás

[2] **e-mail: gabriella.limiro@gmail.com (G. C. P. Limiro)**
Graduando em Eng. Civil, Universidade Federal de Goiás

[3] **e-mail: sales.mauricio@gmail.com (M. M. Sales)**
Engenheiro Civil, Dr., Prof. Titular, Universidade Federal de Goiás

ISSN: 2179-0612

© 2017 REEC - Todos os direitos reservados.

1. INTRODUÇÃO

A crescente demanda por fundações profundas em estaca é um dos desdobramentos dos avanços tecnológicos na indústria da construção civil, que ao permitirem obras de engenharia cada vez mais complexas e que geram maiores solicitações ao solo, exigem uma otimização dos projetos de fundações em termos de custos e de segurança. Em razão de características como elevada capacidade de suporte, executabilidade em diferentes perfis geotécnicos e custo-benefício, destacam-se entre essas fundações as estacas dos tipos escavada e hélice contínua.

Esse fenômeno gera uma necessidade de aperfeiçoamento da complexa previsão do comportamento de tais elementos. No que tange à previsão da capacidade de carga, observa-se na prática de engenharia de fundações brasileira uma ampla utilização de métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo, sobretudo aqueles que utilizam como parâmetros de cálculo os resultados de ensaios de sondagem de simples reconhecimento (SPT).

Embora práticos e vantajosos, esses métodos não devem ser usados de forma indiscriminada. Em função de sua natureza empírica, seus resultados são fortemente influenciados pelo solo local e pela técnica construtiva, tornando necessárias adequações a partir da experiência regional (AMANN, 2010; LANGONE, 2012; PEREIRA, 2016).

Em se tratando de fundações profundas soma-se às questões já levantadas a dificuldade de análise da transferência de carga ao longo da profundidade desses elementos. Atualmente esse estudo é facilitado por meio de provas de carga instrumentadas, que possibilitam a obtenção de forma discriminada das parcelas de resistência lateral e de ponta para os respectivos carregamentos aos quais a fundação é solicitada.

Apesar da prática da instrumentação ter evoluído ao longo dos anos, ao ponto em que ensaios instrumentados não são tão mais caros ou complexos que uma prova de carga convencional, ela ainda é pouca utilizada na prática brasileira. Logo, não surpreende que grande parte das provas de carga utilizadas no desenvolvimento dos principais métodos semi-empíricos não foram instrumentadas, o que limita a estimativa de parâmetros de projeto adequados e distintos para as duas parcelas de resistência de uma estaca, impactando negativamente na otimização de projetos de fundações.

Outro ponto ressaltado por Amann (2010) é o fato de que mesmo as diversas pesquisas realizadas nas últimas décadas com o intuito de verificar a aplicabilidade desses métodos se concentram nos critérios de ruptura aplicados às curvas carga-recalque ao analisar as previsões semi-empíricas, negligenciando critérios de transferência de carga.

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo avaliar a precisão de determinados métodos semi-empíricos baseados nos resultados de ensaios SPT na previsão da capacidade de carga de estacas escavadas e hélice contínua, analisando de forma discriminada as parcelas de resistência lateral e de ponta através do confronto com resultados de transferência de carga obtidos de provas de carga instrumentadas.

2. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas baseiam-se em correlações estatísticas entre ensaios de campo e se traduzem em formulações simples cujas variáveis de cálculo são de fácil obtenção. A correlação mais comum ocorre com o ensaio SPT, por ser esse o ensaio de sondagem mais utilizado no Brasil. Tais fatores fazem desses métodos os mais empregados no dimensionamento de fundações em estacas na prática brasileira.

É sempre válido ressaltar que esses métodos foram desenvolvidos a partir de bancos de dados frequentemente regionais, o que torna a prática construtiva regional e as condições específicas dos casos históricos utilizados no seu desenvolvimento partes constituintes do método (SCHNAID; OBEBRECHT, 2012). Visando ampliar a aplicabilidade desses, diversas pesquisas são desenvolvidas visando o ajuste de parâmetros para outras circunstâncias. Isso ocorre tanto com base em resultados específicos de uma outra região, quanto a partir de dados diversos na tentativa de universalizar os métodos.

Dentre os diversos métodos já consagrados pela experiência brasileira, os propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), posteriormente modificado por Décourt (1996), figuram entre os mais utilizados, e são nesse trabalho analisados para ambas estacas escavadas e hélice contínua. Além desses, destacam-se os métodos de Velloso (1981), Teixeira (1996), e alguns desenvolvidos exclusivamente para estacas hélice contínua, tais como Gotlieb et al. (1996) e Antunes e Cabral (1996), que serão também aferidos.

3. CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga de estacas é a soma de duas parcelas distintas de resistência, mobilizadas em momentos e de formas diferentes. A primeira é resultado do cisalhamento gerado ao longo do fuste da estaca e a segunda ocorre em função de tensões normais geradas na base da fundação. Segundo Fleming et al. (2009), a magnitude de cada parcela está relacionada ao procedimento executivo e às características geométricas da estaca e ao perfil de solo em que ela está inserida.

É de conhecimento geral que o atrito lateral é mobilizado para deslocamentos muito inferiores aos necessários para a mobilização da ponta. Fleming et al. (2009) falam em deslocamentos da ordem de 0,5 a 2% do diâmetro para a mobilização lateral e da ordem de 5 a 10% para a parcela de ponta. Cintra e Aoki (2010) relatam que observações experimentais de diversos pesquisadores sugerem que o atrito lateral é esgotado para recalques de 5 a 10 mm, independentemente do tipo ou diâmetro da estaca. Para a ponta os autores citam que esse valor é da ordem de 10 a 30% do diâmetro da estaca, sendo a maior porcentagem para estacas escavadas. Em ambos os casos, a mobilização da resistência de ponta é função do diâmetro da estaca.

Dessa forma, entender os mecanismos de transferência de carga em estacas é imprescindível para o desenvolvimento e aperfeiçoamento de bons métodos de previsão de comportamento.

4. METODOLOGIA

4.1 BANCO DE DADOS

A partir de informações de artigos, teses e dissertações nacionais e internacionais foi elaborado um banco de dados contendo 42 provas de carga estática instrumentadas. Desse total, 21 provas de carga foram realizadas em estacas escavadas e 21 em estacas hélice contínua. Os diâmetros (D), comprimentos (L) e regiões das estacas são diversos, bem como o tipo de carregamento empregado na prova de carga. Essas informações são apresentadas nas Tabelas 1 e 2, em conjunto com os valores de carga máxima de ensaio, carga última total e as parcelas correspondentes de atrito lateral e resistência de ponta para cada estaca.

TABELA 1: Banco de dados – Estacas escavadas.

PC	Região	Ensaio Tipo	Estaca D (m)	Estaca L (m)	Carga Máxima de ensaio (kN)	Cargas Últimas (kN) Total	Cargas Últimas (kN) Lateral	Cargas Últimas (kN) Ponta	Referência
E01	ES	Lento	1,20	22,00	8442	8957	6367	2590	Fontoura et al. (1982)
E02	USA	Rápido	0,89	17,70	8900	20121	17929	2192	Hussein e Camp (1994)
E03	USA	-	0,92	10,70	3000	3000	1960	1040	Briaud et al. 2000
E04	SP	Lento	0,45	12,00	684	684	681	3	Albuquerque (2001)
E05	SP	Lento	0,45	12,00	670	670	657	13	Albuquerque (2001)
E06	SP	Lento	0,45	12,00	693	693	668	25	Albuquerque (2001)
E07	DF	Lento	0,30	7,65	270	270	269	1	Mota (2003)
E08	DF	Lento	0,60	13,40	2689	3294	2442	851	Soares (2004)
E09	MAS	Lento	0,75	47,00	6237	6237	5387	850	Hanifah e Kai (2006)
E10	MAS	Lento	1,00	50,50	11056	11056	9778	1278	Hanifah e Kai (2006)
E11	SP	Lento	0,40	12,00	670	670	630	40	Albuquerque et al. (2009)
E12	SP	Misto	1,20	23,00	8800	8800	6198	2602	França (2011)
E13	SP	Lento	1,20	29,00	11000	12122	8031	4090	França (2011)
E14	SP	Misto	1,20	31,00	11140	11718	7554	4164	França (2011)
E15	SP	Lento	0,25	5,00	180	180	180	0	Schulze (2013)
E16	SP	Lento	0,25	5,00	180	180	180	0	Perez (2014)
E17	SP	Lento	0,30	5,00	210	210	202	8	Perez (2014)
E18	SP	Lento	0,40	5,00	240	240	231	9	Perez (2014)
E19	SC	Misto	0,70	15,70	2965	3007	2884	123	Pereira (2016)
E20	SC	-	1,00	24,10	8518	8931	7409	1522	Nienov (2016)
E21	SC	Lento	1,00	24,10	4258	4365	3132	1233	Nienov (2016)

FONTE: Autoria Própria.

TABELA 2: Banco de dados – Estacas Hélice Contínua.

PC	Região	Ensaio Tipo	Estaca D (m)	Estaca L (m)	Carga Máxima de ensaio (kN)	Cargas Últimas (kN) Total	Cargas Últimas (kN) Lateral	Cargas Últimas (kN) Ponta	Referência
HC01	EUA	Rápido	0,46	15,20	1660	1660	1504	156	O'neill et al. (1999)
HC02	EUA	Rápido	0,46	15,20	1570	1570	1498	72	O'neill et al. (1999)
HC03	EUA	Rápido	0,46	9,10	1492	1492	1241	251	O'neill et al. (1999)
HC04	SP	Lento	0,40	12,00	960	960	858	102	Albuquerque (2001)
HC05	SP	Lento	0,40	12,00	975	975	904	71	Albuquerque (2001)
HC06	SP	Lento	0,40	12,00	720	720	697	23	Albuquerque (2001)
HC07	DF	Lento	0,40	18,50	1100	1183	930	253	Soares (2004)
HC08	FRA	-	0,50	12,00	1312	1312	939	373	Reiffsteck (2009)
HC09	DF	Lento	0,40	15,28	1471	1520	752	768	Silva (2011)
HC10	DF	Lento	0,40	15,12	981	981	860	121	Silva (2011)
HC11	DF	Lento	0,80	18,50	1993	2107	1893	213	Silva (2011)
HC12	DF	Lento	0,80	16,20	1976	2013	1381	632	Silva (2011)
HC13	DF	Lento	0,80	18,00	1965	2083	1504	579	Silva (2011)
HC14	DF	Lento	0,80	17,50	1769	1870	1253	617	Silva (2011)
HC15	ES	Lento	0,40	7,70	720	720	613	107	Alledi (2013)
HC16	ES	Lento	0,40	11,85	1100	1100	853	247	Alledi (2013)
HC17	ES	Lento	0,40	14,95	1901	2641	1491	1151	Alledi (2013)
HC18	ES	Lento	0,40	23,65	1499	1941	1390	551	Alledi (2013)
HC19	ES	Lento	0,40	15,80	1799	2460	1261	1199	Alledi (2013)
HC20	ES	Lento	0,40	16,80	2399	2855	2080	775	Alledi (2013)
HC21	PR	Lento	0,50	9,60	1688	1688	631	1057	Benetti (2016)

FONTE: Autoria Própria.

Nas Figuras 1 e 2 são apresentados os resultados das sondagens SPT dos perfis de solo em que as estacas estão inseridas, necessários ao emprego dos métodos semi-empíricos. Nesse modelo, os diversos

tipos de solos são representados por algarismos de 1 a 5, sendo que o 1 significa areia, o 2 silte, o 3 argila, o 4 pedregulhos e o 5 aterro. Dessa forma, um solo identificado como 321 trata-se de uma argila silto-arenosa, e assim por diante.

PC	**Prof (m)**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
		31	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39**	**40**	**41**	**42**	**43**	**44**	**45**	**46**	**47**	**48**	**49**	**50**	**51**	**52**	**53**	**54**	**55**	**56**	**57**	**58**	**59**	**60**
E01	N_{SPT}	28	27	11	12	12	14	26	23	25	20	23	25	27	29	12	12	15	15	28	26	22	23	56	60						
	Solo	321			31				32					321			32														
E02	N_{SPT}	5	8	5	4	2	2	5	5	4	4	4	4	6	29	24	20	53	27	27	26	26	21	21	26	26	24	24			
	Solo	31	1			3			12					1																	
E03	N_{SPT}	12	12	12	12	12	12	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32												
	Solo	3																													
E04; E05; E06; E11	N_{SPT}	2	3	3	4	4	5	4	4	5	5	8	8	9	8	7	5	7	7	15	23										
	Solo	32							231																						
E07	N_{SPT}	3	2	3	3	4	6	7	8	11	19	16																			
	Solo	13			31					2																					
E08	N_{SPT}	2	1	1	1	2	2	5	9	9	11	16	16	20	23	26	30														
	Solo	32							13			21																			
E09	N_{SPT}	5	5	6	6	5	5	5	5	6	7	9	8	7	7	11	14	17	18	15	12	13	15	16	18	28	42	39	29	18	21
	Solo	12														23												132			
	N_{SPT}	32	43	44	45	12	14	21	28	26	35	45	50	40	23	15	8	9	15	21	43	36	51	100	78	67	33	36	38	36	
	Solo	132									12																				
E10	N_{SPT}	5	6	6	7	7	8	8	6	6	6	6	7	7	10	14	18	19	22	19	23	27	20	50	32	19	39	36	32	37	41
	Solo	12														23												132			
	N_{SPT}	45	37	36	35	37	39	25	27	27	27	28	33	40	43	38	36	50	50	50	34	37	42	50	63	75	72	67	79	35	
	Solo	132									12																				
E12	N_{SPT}	-	5	8	9	3	5	2	4	2	23	7	12	10	10	9	8	10	9	20	27	26	42	23	18	22	11	23	20	26	50
	Solo	13																					12	13							
	N_{SPT}	23	31	42	33	32	25	27	31	30																					
	Solo	32					13																								
E13	N_{SPT}	4	8	14	12	7	5	5	5	3	11	9	8	6	8	14	24	13	21	25	36	40	26	26	10	15	14	23	50	50	36
	Solo	13	32		13					32	13										32			13							
	N_{SPT}	40	38	42	39	44	45	25	25	30																					
	Solo	32	13		32			13																							
E14	N_{SPT}	2	2	7	10	4	2	4	8	5	9	20	21	7	5	11	21	15	29	25	33	45	50	29	26	20	16	34	23	44	45
	Solo	13										32		13			32	13						32	13						
	N_{SPT}	49	23	32	35	49	39	25	50	25	30																				
	Solo	13	32				13																								
E15; E16; E17; E18	N_{SPT}	2	4	4	5	6	6	7	7	20	32																				
	Solo	32						231																							
E19	N_{SPT}	6	2	5	15	21	23	27	38	40	24	4	2	2	5	5	3	3	4	3	4	6	9	12	12	10	11	12	12	18	19
	Solo	1										13										1					14				
E20; E21	N_{SPT}	7	3	4	24	20	25	31	41	50	20	4	2	1	3	6	5	4	4	3	4	5	7	12	13	10	11	11	14	20	20
	Solo	1									13							31			1							14			

FIGURA 1: Resultados de sondagens SPT das estacas escavadas.

FONTE: Autoria Própria.

PC	Prof (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
HC01	N_{SPT}	5	11	12	18	18	18	18	7	18	18	34	23	23	18																
	Solo	312							31																						
HC02	N_{SPT}	50	71	27	27	10	2	2	2	10	10	17	5	50																	
	Solo	1											3																		
HC03	N_{SPT}	25	41	23	21	26	45	45	50	50	50																				
	Solo	31		1																											
HC04; HC05; HC06	N_{SPT}	2	3	3	4	4	5	4	4	5	5	8	8	9	8	7	5	7	7	15	23										
	Solo	32							231																						
HC07	N_{SPT}	6	8	9	10	6	2	3	7	7	11	11	15	17	32	19	21	22	33	41	41										
	Solo	31	13			31			32			321						21													
HC08	N_{SPT}	6	9	13	15	16	20	22	20	20	21	24	27	26	30	30															
	Solo	2	3																												
HC09	N_{SPT}	2	2	2	2	2	2	2	4	4	6	8	11	33	50	33	35	37	49	49	45	46	48								
	Solo	5	31											23																	
HC10	N_{SPT}	4	2	2	2	2	2	2	2	2	4	4	8	6	14	25	48	52	63	26	35	41	49								
	Solo	5	31											23																	
HC11;HC12 HC13;HC14	N_{SPT}	2	2	2	2	2	2	3	4	6	6	6	4	6	6	9	13	11	10	18	16	12	18	20	19	23	26	32	11	18	30
	Solo	312																						2						1	
HC15	N_{SPT}	8	13	13	30	58	45	5	4	31	30	24	14	14	14																
	Solo	1			12			123		12																					
HC16	N_{SPT}	10	10	15	40	15	29	3	22	21	8	10	11	15	15	26															
	Solo	1		12				3	13	12		1																			
HC17	N_{SPT}	3	4	3	5	4	3	3	22	13	10	11	13	14	20	23															
	Solo	312	1		132	1	312		31					213																	
HC18	N_{SPT}	1	10	10	4	3	10	17	11	4	5	4	2	4	5	6	7	4	5	4	4	4	6	6							
	Solo	1			31	1					32								312					12							
HC19	N_{SPT}	18	19	24	27	9	9	11	7	11	13	12	13	11	16	17	41	61	30												
	Solo	1		2		231			12		231			12			21														
HC20	N_{SPT}	5	4	6	12	9	10	22	16	14	17	16	11	10	10	9	7	18	49	43	38	31	39	9	15	7					
	Solo	123				321										123			321					12	321						
HC21	N_{SPT}	6	9	10	11	22	28	24	27	28	40	46	46																		
	Solo	32				13	32			13																					

FIGURA 2: Resultados de sondagens SPT das estacas hélice contínua.
FONTE: Autoria Própria.

4.2 TRATAMENTO DAS PROVAS DE CARGA

Visto que nem todas as provas de carga analisadas levaram o sistema solo-estaca a uma ruptura nítida, a análise dos dados medidos foi subdivida em duas frentes, abordando os casos em que houve ruptura nítida e os casos que não apresentaram esse fenômeno de formas distintas.

Nos casos em que o sistema atingiu uma ruptura nítida, a carga última foi obtida diretamente da curva de carga-recalque. Analogamente, as parcelas de resistência lateral e de ponta foram obtidas das curvas de transferência de carga. Em relação a resistência de ponta, nem sempre é possível realizar a instrumentação da estaca até sua base. Quando isso ocorre, uma possibilidade é extrapolar os valores de resistência até o nível da ponta. Nesse trabalho foi considerado como parcela de ponta tanto os valores extrapolados pelo autor quanto os valores referentes ao último nível instrumentado nos casos em que o autor não realizou extrapolação e foi atestado que esse nível era suficientemente próximo da base da estaca se comparado ao seu comprimento total. Já a resistência lateral correspondeu à simples subtração entre a carga última medida na superfície do solo e a resistência de ponta.

Quando a carga máxima aplicada no ensaio foi inferior a carga última, foi realizada a extrapolação da curva carga-recalque pelo método de Van der Veen (1953). Nessa situação, a obtenção das resistências últimas de atrito lateral e de ponta é prejudicada, pois as curvas de transferência de carga limitam-se aos valores correspondentes à carga máxima de ensaio.

Para contornar essa limitação, elaborou-se curvas de atrito lateral versus carga total a partir dos dados de transferência de carga medidos e por meio do método de extrapolação de Van der Veen (1953) estimou-se uma “carga lateral última”. O procedimento é melhor compreendido através de uma analogia à

extrapolação da curva carga-recalque: os carregamentos aplicados no topo da estaca equivalem aos recalques e as mobilizações de atrito correspondentes equivalem às parcelas de carga total. Dessa forma, para um aumento indefinido de carga total, ocorre um esgotamento da resistência lateral que forma uma assíntota vertical no gráfico atrito lateral-carga total.

Todavia, diferente do que ocorre na extrapolação da curva carga-recalque, a carga lateral correspondente à carga última não é o valor assintótico. Matematicamente esse valor corresponde à uma carga total superior à carga última. Dessa forma, feita a extrapolação, a resistência lateral correspondente à carga última (anteriormente obtida através da extrapolação da curva carga-recalque) é determinada por meio da equação da curva de atrito lateral-carga total extrapolada. Por fim, a carga de ponta é obtida pela diferença entre a carga última e o atrito lateral.

A fim de melhor ilustrar o procedimento, é apresentada na Figura 3 a extrapolação da curva atrito lateral *vs* carga total de uma das estacas estudadas. A estaca em questão apresentou carga máxima de ensaio de 1799 kN, sendo a carga última obtida pela extrapolação da curva carga-recalque igual a 2460 kN. Ao realizar a extrapolação da curva atrito lateral *vs* carga total, obteve-se um valor assintótico da ordem de 1529 kN. Todavia, a carga lateral referente à carga de ruptura de 2460 kN, obtida através da equação da curva, é igual a 1261 kN. Assim, a parcela de ponta é igual a 1199 kN.

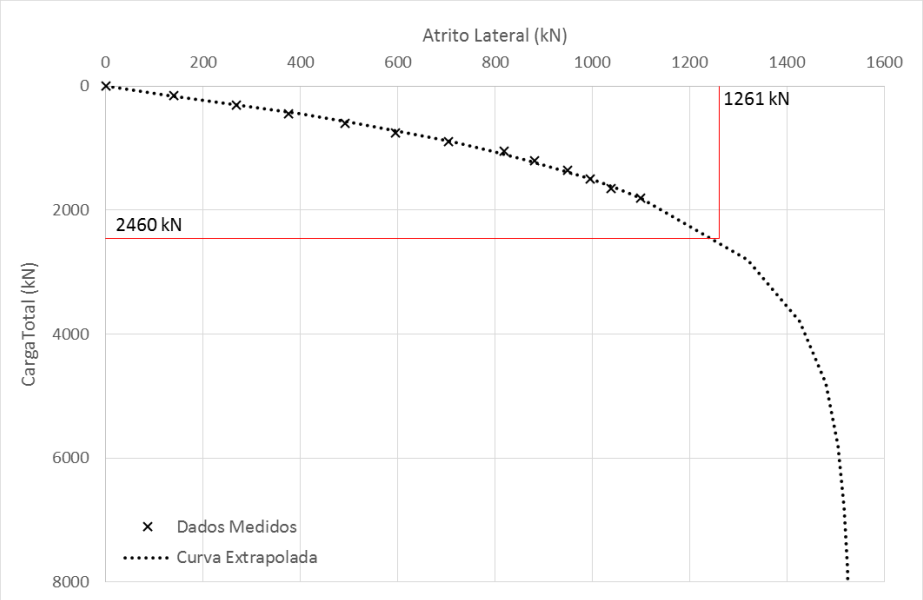


FIGURA 3: Extrapolação da curva atrito lateral *vs* carga total para a estaca HC19.
FONTE: Autoria Própria.

A utilização da parcela lateral nesse procedimento justifica-se pelo fato de que a mobilização do atrito lateral requer deslocamentos muito menores do que a mobilização da resistência de ponta, e numa hipótese simplificadora a mobilização da parcela de ponta se inicie apenas quando o atrito lateral é esgotado (CINTRA; AOKI, 2010). Esse fato traduz-se na constatação de Amann (2010), de que a análise de provas de carga mostra que muitas vezes a resistência última de ponta da estaca não é alcançada, e o que se consegue obter com um mínimo de garantia é a carga máxima transferida via atrito lateral. Dessa forma, o autor ressalta que a parcela de atrito lateral é mais confiável em termos de obtenção de seu valor.

Nas Tabelas 3 e 4 são apresentados os resumos dos resultados das provas de carga instrumentadas. As cargas aplicadas durante o ensaio foram discretizadas entre 0,5P e 2P, sendo o limite superior a carga total máxima aplicada em ensaio. Para cada parcela de carga são apresentados os recalques e a carga lateral correspondente, a partir dos quais é possível reconstruir as curvas de carga-recalque e de carga lateral-carga total. Os valores em negrito e itálico correspondem àquelas provas de cargas em que não houve ruptura nítida e então foram necessários os procedimentos de extrapolação acima descritos.

TABELA 3: Resultados das PCEs instrumentadas em estacas escavadas.

PC	Φ (m)	L (m)	2P (kN)	Recalque (mm) / Carga Lateral Correspondente (kN)						
				0,5P	**P**	**1,2P**	**1,4P**	**1,6P**	**1,8P**	**2P**
E01	***1,20***	***22,00***	***8441,60***	***0,37***	***1,58***	***2,97***	***5,08***	***8,29***	***13,50***	***17,79***
				2109,31	***3661,82***	***4146,19***	***4570,64***	***5017,37***	***5560,75***	***6105,40***
E02	***0,89***	***17,70***	***8900,00***	***1,61***	***3,59***	***4,42***	***5,37***	***6,32***	***7,30***	***8,13***
				2194,38	***4388,76***	***5204,14***	***6015,8***	***6827,46***	***7667,07***	***8507,37***
E03	0,92	10,70	3000,00	0,90	2,14	2,93	4,76	8,90	18,67	60,22
				629,94	1177,39	1371,34	1560,23	1736,06	1891,14	1960,00
E04	0,45	12,00	684,00	4,54	5,03	5,11	5,11	6,02	14,13	112,48
				171,00	340,62	408,39	476,50	544,66	612,69	680,60
E05	0,45	12,00	670,00	0,51	1,02	1,53	2,40	4,15	8,70	107,70
				165,37	330,75	397,22	463,60	529,85	595,88	656,70
E06	0,45	12,00	693,00	0,28	0,28	0,56	0,64	2,40	9,04	65,94
				173,25	338,87	404,04	469,51	536,21	602,38	667,90
E07	0,30	7,65	270,00	1,25	2,40	2,97	3,55	4,38	7,05	16,10
				67,21	134,10	161,10	187,92	214,38	240,98	268,70
E08	***0,60***	***13,40***	***2689,47***	***0,77***	***2,10***	***2,71***	***3,43***	***4,42***	***5,55***	***7,17***
				398,69	***896,43***	***1118,37***	***1337,53***	***1554,59***	***1800,66***	***2066,14***
E09	0,75	47,00	6237,00	4,68	7,37	9,35	12,51	17,54	35,12	75,19
				1559,25	3118,50	3742,20	4365,90	4989,51	5391,71	5387,00
E10	1,00	50,50	11056,00	4,66	7,42	9,11	11,23	13,85	18,13	106,67
				2764,00	5517,13	6597,82	7671,10	8725,26	9732,59	9778,00
E11	0,40	12,00	670,00	0,34	1,03	1,69	2,54	5,28	8,72	107,70
				-	-	-	-	-	-	630,00
E12	1,20	23,00	8800,00	1,76	4,85	6,35	8,52	11,23	14,38	52,77
				1814,00	3615,67	3995,00	4542,00	5092,00	5606,00	6198,00
E13	***1,20***	***29,00***	***11000,00***	***1,39***	***5,10***	***7,27***	***11,63***	***18,16***	***31,50***	***43,12***
				2518,75	***4758,00***	***5458,20***	***6125,50***	***6687,60***	***7163,90***	***7631,00***
E14	***1,20***	***31,00***	***11140,00***	***1,42***	***4,25***	***6,05***	***8,47***	***11,94***	***19,75***	***31,41***
				2419,31	***4621,08***	***5264,90***	***5878,77***	***6419,39***	***6824,86***	***7390,00***
E15	0,25	5,00	180,00	0,52	1,03	1,24	1,41	1,98	6,73	45,61
				45,00	90,00	108,00	126,00	144,00	162,00	180,00
E16	0,25	5,00	180,00	0,61	1,12	1,26	1,46	2,13	6,88	45,61
				45,00	90,00	108,00	126,00	144,00	162,00	180,00
E17	0,30	5,00	210,00	0,38	1,84	3,02	5,32	11,42	23,33	45,64
				52,50	105,00	126,00	147,00	168,00	187,20	202,00
E18	0,40	5,00	240,00	0,58	1,31	1,99	2,84	3,83	4,78	40,67
				60,00	120,00	144,00	168,00	189,95	209,76	231,00
E19	***0,70***	***15,70***	***2965,42***	***1,98***	***6,59***	***10,41***	***14,55***	***21,21***	***40,99***	***71,15***
				699,68	***1415,51***	***1696,15***	***1980,12***	***2266,44***	***2560,25***	***2848,83***
E20	***1,00***	***24,10***	***8518,00***	***1,23***	***7,77***	***12,97***	***22,61***	***38,79***	***63,38***	***98,71***
				1887,46	***3623,09***	***4345,49***	***5021,48***	***5616,34***	***6418,31***	***7172,00***
E21	***1,00***	***24,10***	***4258,00***	***0,13***	***0,74***	***1,40***	***2,59***	***4,26***	***7,33***	***11,52***
				975,20	***1651,67***	***1907,40***	***2188,70***	***2492,80***	***2805,20***	***3110,00***

FONTE: Autoria Própria.

TABELA 4: Resultados das PCEs instrumentadas em estacas hélice contínua.

PC	Φ (m)	L (m)	2P (kN)	Recalque (mm) / Carga Lateral Correspondente (kN)						
				0,5P	**P**	**1,2P**	**1,4P**	**1,6P**	**1,8P**	**2P**
HC01	0,46	15,20	1660,00	0,54	1,58	2,13	3,27	5,29	9,53	50,50
				415,00	809,49	964,16	1116,49	1270,26	1425,48	1504,00
HC02	0,46	15,20	1570,00	0,53	1,68	2,63	4,21	6,86	11,12	47,50
				392,50	776,82	916,65	1055,74	1197,10	1332,67	1498,00
HC03	0,46	9,10	1492,00	0,38	1,50	2,73	4,52	7,54	13,96	45,95
				350,65	680,56	801,66	923,67	1041,45	1163,52	1241,00
HC04	0,40	12,00	960,00	0,18	0,55	0,84	1,48	2,89	5,98	80,24
				238,10	469,60	553,12	635,86	713,90	787,18	858,20
HC05	0,40	12,00	975,00	0,37	1,14	1,59	2,45	2,95	6,34	85,62
				237,48	474,91	567,29	656,44	743,10	823,76	904,00
HC06	0,40	12,00	720,00	0,37	0,55	0,79	1,25	1,91	3,99	88,23
				180,00	357,40	426,04	494,92	564,28	631,16	697,00
HC07	***0,40***	***18,50***	***1100,00***	***2,25***	***4,55***	***5,70***	***7,72***	***11,77***	***17,42***	***23,44***
				267,65	***490,75***	***589,24***	***686,28***	***767,95***	***828,98***	***821,46***
HC08	0,50	12,00	1312,00	0,25	1,43	1,93	2,37	3,31	5,31	50,00
				269,42	530,21	635,16	742,24	836,53	928,66	939,00
HC09	***0,40***	***15,28***	***1471,00***	***0,76***	***3,25***	***5,26***	***8,75***	***14,92***	***26,11***	***39,87***
				316,62	***517,62***	***569,33***	***612,07***	***656,28***	***713,38***	***744,00***
HC10	0,40	15,12	980,70	0,65	1,56	2,08	3,38	10,55	23,58	53,00
				238,24	473,01	559,90	643,49	729,62	821,18	860,00
HC11	***0,80***	***18,50***	***1993,00***	***0,23***	***1,10***	***1,48***	***2,18***	***3,04***	***4,29***	***6,30***
				497,92	***993,35***	***1181,78***	***1351,87***	***1513,17***	***1659,37***	***1798,00***
HC12	***0,80***	***16,20***	***1976,00***	***0,45***	***1,08***	***1,42***	***1,74***	***2,26***	***3,53***	***6,20***
				481,31	***958,24***	***1114,40***	***1223,98***	***1226,96***	***1323,25***	***1363,00***
HC13	***0,80***	***18,00***	***1965,00***	***0,10***	***0,89***	***2,84***	***5,09***	***8,59***	***11,78***	***16,50***
				449,36	***814,03***	***906,88***	***1053,88***	***1195,14***	***1324,25***	***1453,00***
HC14	***0,80***	***17,50***	***1769,00***	***0,45***	***4,71***	***11,05***	***19,94***	***31,39***	***44,05***	***62,00***
				414,46	***776,77***	***878,05***	***970,16***	***1056,41***	***1142,44***	***1219,00***
HC15	0,40	7,70	720,00	2,83	7,13	9,05	11,34	14,72	21,26	41,20
				153,80	315,20	379,84	442,52	505,88	563,48	613,00
HC16	0,40	11,85	1100,00	2,62	7,47	10,09	13,93	18,65	30,26	67,30
				257,25	512,00	613,80	712,60	807,80	874,50	853,00
HC17	***0,40***	***14,95***	***1900,89***	***0,72***	***2,50***	***3,33***	***4,21***	***5,25***	***6,38***	***7,57***
				438,25	***788,00***	***918,27***	***1041,10***	***1127,44***	***1195,00***	***1252,00***
HC18	***0,40***	***23,65***	***1498,50***	***1,43***	***3,30***	***4,36***	***5,19***	***6,15***	***7,56***	***9,80***
				362,50	***696,00***	***806,00***	***915,00***	***1015,00***	***1100,00***	***1172,00***
HC19	***0,40***	***15,80***	***1799,08***	***2,71***	***7,35***	***9,93***	***13,09***	***15,99***	***19,02***	***23,40***
				376,00	***705,00***	***831,40***	***908,20***	***977,20***	***1030,40***	***1099,00***
HC20	***0,40***	***16,80***	***2398,61***	***2,17***	***4,80***	***6,01***	***7,38***	***9,43***	***12,32***	***15,56***
				559,00	***1069,00***	***1256,00***	***1433,20***	***1579,00***	***1707,80***	***1842,00***
HC21	0,50	9,60	1688,00	0,72	1,50	3,85	11,27	25,14	48,23	92,25
				338,16	694,60	790,80	708,74	602,13	561,74	631,00

FONTE: Autoria Própria.

4.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS E TRATAMENTO DOS DADOS DE SPT

A definição dos métodos semi-empíricos empregados se deu em função do tipo de estaca estudada. A partir da literatura observou-se os métodos que obtiveram resultados mais adequados para cada processo executivo, chegando-se à relação apresentada no Tabela 5.

Além das características geométricas das estacas, para a aplicação dos métodos é necessário o valor de N_{SPT} das camadas de solo em que esses elementos estão inseridos. Esse valor é função da quantidade de energia transferida ao amostrador durante o procedimento de cravação (ODEBRECHT, 2003). No Brasil, a energia média de referência é de 72%, conforme observa Décourt et al. (1989).

Como algumas provas de carga que integram banco de dados foram realizadas em outros países, empregou-se a Equação 1 na correção dos valores de N_{SPT} internacionais para o valor de referência brasileiro. Para tal, considerou-se como energia de referência internacional o valor de 60%, conforme apresentado por Skempton (1986).

$$N_{72} = \frac{N_{60} \text{ x } 60}{72} \qquad \text{Eq. [1]}$$

Em que:

N_{72} = N_{SPT} referente a energia de 72%;

N_{60} = N_{SPT} referente a energia de 60%.

TABELA 5: Métodos semi-empíricos utilizados.

Estacas escavadas	Estacas hélice contínua
Aoki e Velloso (1975) – [AV]	Aoki e Velloso (1975) – [AV]
Décourt-Quaresma (1978; 1996) – [DC]	Décourt-Quaresma (1978; 1996) – [DC]
Teixeira (1996) – [TX]	Antunes e Cabral (1996) – [AC]
Velloso (1981) – [PPV]	Gotlieb et al. (2000) – [GT]

FONTE: Autoria Própria.

4.4 CONFRONTO ENTRE VALORES PREVISTOS X MEDIDOS

Finalmente, os valores previstos de resistência lateral, de ponta e total foram relacionados com os respectivos valores medidos (ou extrapolados) nas provas de carga, possibilitando a análise da precisão e acurácia dos métodos para cada parcela individualmente.

Para tal, utilizou-se a razão (r) entre valor previsto e valor medido, conforme a Equação 2, de forma que a razão unitária representa a igualdade de valores e consequente acurácia do método semi-empírico quanto a capacidade de carga real do conjunto solo-estaca estudado.

$$r = \frac{R_P}{R_M} \qquad \text{Eq. [2]}$$

Em que:

R_P = Resistência prevista pelo método semi-empírico;

R_M = Resistência medida na prova de carga (ou extrapolada, nos casos em que não houve ruptura nítida).

5. RESULTADOS E ANÁLISES

Nas análises efetuadas considerou-se como valores aceitáveis aqueles cuja razão situa-se entre 0,8 e 1,2. Valores abaixo de 0,8 indicam que a carga prevista é subestimada em mais de 20% da carga real, correspondendo a projetos a favor da segurança, mas antieconômicos. Valores acima de 1,2 e menores ou iguais a 2 indicam uma previsão superestimada em mais de 20% do que ocorre na realidade, correspondendo a valores contra a segurança. Valores acima de 2 são também contra a segurança, mas tendo em vista que o

fator de segurança para estacas previsto pela norma NBR 6122 (ABNT, 2019) é igual a 2, destacou-se os valores de razão superiores a esse fator.

5.1 ESTACAS ESCAVADAS

A Figura 4 apresenta o quantitativo, em formato percentual, de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança em termos de carga total, atrito lateral e resistência de ponta para os métodos relacionados na Tabela 5. Para possibilitar a análise da distribuição dos resultados, são apresentados na Figura 5 os *boxplots* de cada método. Nesse modelo de gráfico, as arestas esquerda e direita da caixa referem-se ao primeiro e terceiro quartil, respectivamente, já o traço intermediário é a mediana da amostra. As retas que se estendem a partir dos quartis indicam os limites inferior e superior. Quanto maior a amplitude do gráfico, maior o grau de dispersão dos resultados.

As estacas E15 e E16 não apresentaram mobilização de ponta no momento da ruptura, de modo que não foi possível fazer a razão entre valor previsto e valor medido para essa parcela. Portanto, considerou-se que as previsões semi-empíricas de resistência de ponta para essas duas estacas resultaram em valores acima do fator de segurança e na análise de dispersão da parcela de ponta elas foram desconsideradas.

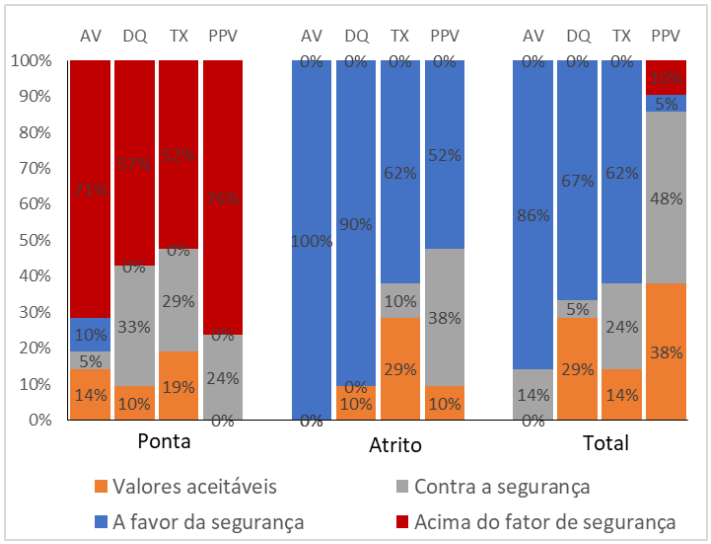


FIGURA 4: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas escavadas.
FONTE: Autoria Própria.

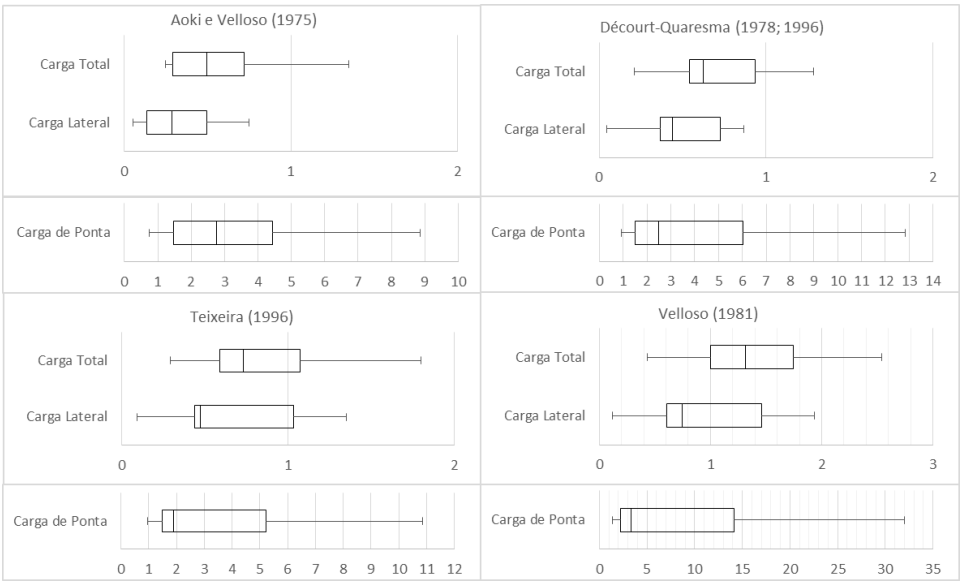


FIGURA 5: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas escavadas.
FONTE: Autoria Própria.

Os resultados da Figura 4 indicam que as previsões semi-empíricas obtiveram baixo percentual de acerto considerando o limite de ± 20% das cargas de ruptura. Em geral os métodos superestimaram a parcela de ponta e subestimaram a de atrito lateral, comportamento que já foi observado em outros trabalhos, tais como Mota (2003), França (2011), Langone (2012) e Perez (2014). Em alguns casos esse fenômeno resulta em uma compensação de valores quando da soma das parcelas de atrito lateral e de ponta, que se traduz em um maior percentual de acerto da capacidade de carga total. Isso ocorre para os métodos de Décourt-Quaresma (1978; 1996) e Velloso (1981), sendo que esse último, embora tenha superestimado a resistência de ponta em todos os casos foi o com maior percentual de acerto da carga total (38%). No caminho inverso, o método de Teixeira (1996) obteve os maiores percentuais de acerto das parcelas de atrito lateral e de ponta, mas teve um pior desempenho em termos de carga total, que ainda assim foi superior ao do método de Aoki e Velloso (1975), que além de superestimar o atrito lateral em todos os casos, previu todas as cargas totais fora da faixa de valores aceitáveis.

Ainda em termos de capacidade de carga total, embora tenha acertado mais, o método de Velloso (1981) previu valores contra a segurança para mais da metade das estacas analisadas, sendo que cerca de 10% do total de casos são referentes a valores acima do fator de segurança previsto pela norma. Em contrapartida, os demais métodos se mostraram bastante conservadores.

Analisando em termos de precisão, observa-se a partir da Figura 5 uma grande dispersão de resultados. Ao adotar um método semi-empírico deve-se ter em mente o fator regionalidade dos solos em que foram realizados os ensaios utilizados em sua concepção. Outro limitante ressaltado por Amann (2010) é que o critério de ruptura considerado no desenvolvimento do método torna-se parte inerente dele e, portanto, só faria sentido avaliar o método à luz desse critério.

Esses dois levantamentos são apontados como possíveis causas para a dispersão de resultados. De fato, dada a escassez de trabalhos referentes a solos com as mesmas características que forneçam tanto a prova de carga instrumentada quanto o perfil de sondagem SPT, optou-se por criar um banco de dados composto por ensaios em regiões diversas, mas com um quantitativo maior. No mais, apesar de cientes da influência do critério de ruptura, os presentes autores optaram por não analisar os métodos semi-empíricos cada qual a partir de seu critério de ruptura original, por entenderem que devido a grande difusão desses métodos, há muito considerados consagrados, seu emprego na prática de engenharia de fundações brasileira ocorre muitas vezes de forma universal. Nesse sentido esse trabalho não tem por pretensão propor uma nova metodologia semi-empírica ou mesmo a adequação dos métodos analisados, mas sim reforçar que o estudo de transferência de carga é inerente ao aperfeiçoamento deles.

Para além disso, chama atenção que a dispersão de resultados referentes a resistência de ponta é muito superior à das demais parcelas. Observa-se a partir dos valores de resistências apresentados na Tabela 1 que em estacas de menores dimensões e consequentemente menores capacidades de carga, a proporção de resistência de ponta em relação à carga total é inferior à de estacas de maior capacidade. Inversamente ao que ocorre com elementos menores, estacas de grandes dimensões estão normalmente apoiados em camadas de solo mais profundas e mais resistentes. Além disso, estacas de maiores diâmetros possuem maior área de influência da ponta. Em alguns métodos semi-empíricos essa questão afeta também outro fator de influência na mobilização da parcela de ponta: o embutimento da ponta da estaca. A exemplo o método de Teixeira, que utiliza para cálculo da resistência de ponta a média dos valores de N_{SPT} medidos no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo.

Outro fator que deve ser levado em conta é o processo executivo de estacas escavadas, que gera uma desestruturação do solo na região da ponta e um possível acúmulo de solo revolvido na base do furo (ALBUQUERQUE, 2001). Dessa forma, a estaca é apoiada em uma camada de resistência inferior à da camada originalmente considerada em seu dimensionamento, o que prejudica a mobilização da resistência de ponta. Devido a razões já discutidas, estacas de pequenas dimensões tendem a ser mais afetadas por esse fenômeno.

Nesse sentido, optou-se por realizar análises discriminadas para dois grupos de estacas de diferentes dimensões, de forma a considerar as diferenças na mobilização de tensões desses elementos. Um grupo contempla estacas com diâmetros menores que 1 m e outro reúne elementos de diâmetros a partir desse valor. São apresentados na Figura 6 os percentuais de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança para as parcelas de carga total, atrito lateral e resistência de ponta dos dois grupos.

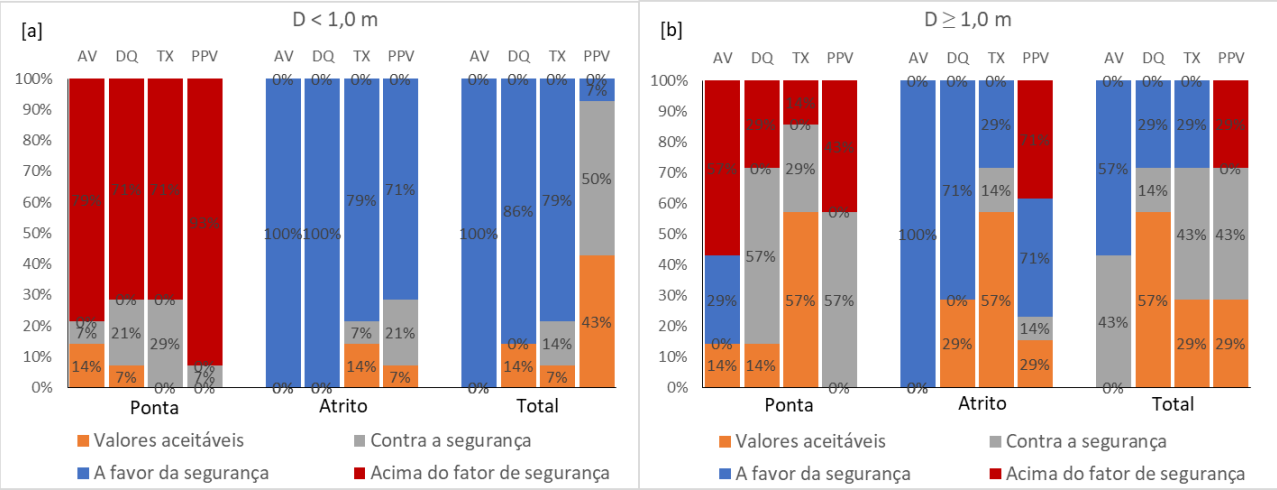


FIGURA 6: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas escavadas: [a] com D < 1 m; [b] com D ≥ 1 m.
FONTE: Autoria Própria.

A análise dos gráficos [a] e [b] da Figura 6 evidencia que, com exceção do método de Aoki e Velloso (1975) que manteve invariável os percentuais de valores aceitáveis, os métodos semi-empíricos forneceram previsões significativamente melhores para as parcelas de atrito lateral e de ponta de estacas com diâmetros maiores ou iguais a 1 m, mas a tendência de subestimar o atrito lateral e superestimar a parcela de ponta se mantém em ambos os grupos. Observa-se que todas as previsões de resistência de ponta dentro da faixa de valores aceitáveis fornecidos pelo método de Teixeira (1996) são referentes a estacas de grandes diâmetros. O mesmo ocorre com as previsões de atrito lateral do método de Décourt-Quaresma (1978; 1996).

Em termos de carga total, o método de Velloso (1981) foi o único que previu um percentual de cargas totais aceitáveis superior para estacas de dimensões menores, mas a quantidade de casos contra a segurança se manteve muito elevada em ambos os grupos, sobretudo no de estacas de elevada capacidade, para o qual houve em torno de 29% de casos acima do coeficiente de segurança. O método de Décourt-Quaresma (1978; 1996) previu para mais de 50% das estacas de grande diâmetro cargas totais dentro do limite de ± 20% da carga de ruptura. Já o método de Teixeira (1996), embora tenha acertado mais de 50% das previsões de atrito lateral e resistência de ponta de estacas de grandes dimensões (o maior percentual dentre os métodos), novamente não obteve uma porcentagem de acerto tão elevada em relação a capacidade total. Isso sugere que, para uma mesma estaca, quando esse método acerta na previsão de uma das parcelas de resistência, erra muito na outra, de forma que nem mesmo a soma dessas parcelas compensa a discrepância na previsão de uma delas.

As Figuras 7 e 8 possibilitam a análise da dispersão dos resultados para os grupos de diâmetros inferiores e maiores ou iguais a 1 metro, respectivamente, por meio de *boxplots*.

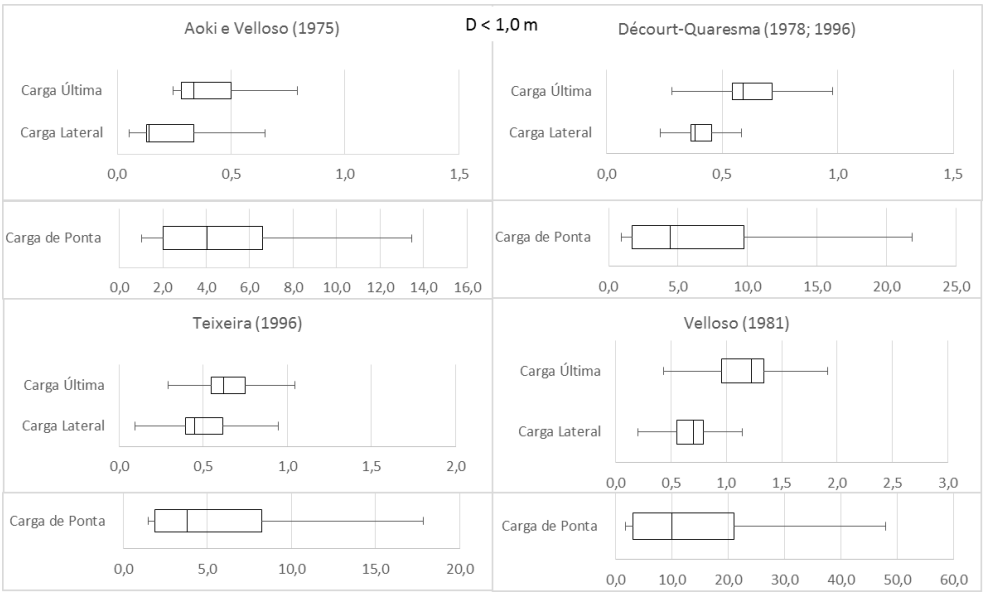


FIGURA 7: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas escavadas com D < 1 m.
FONTE: Autoria Própria.

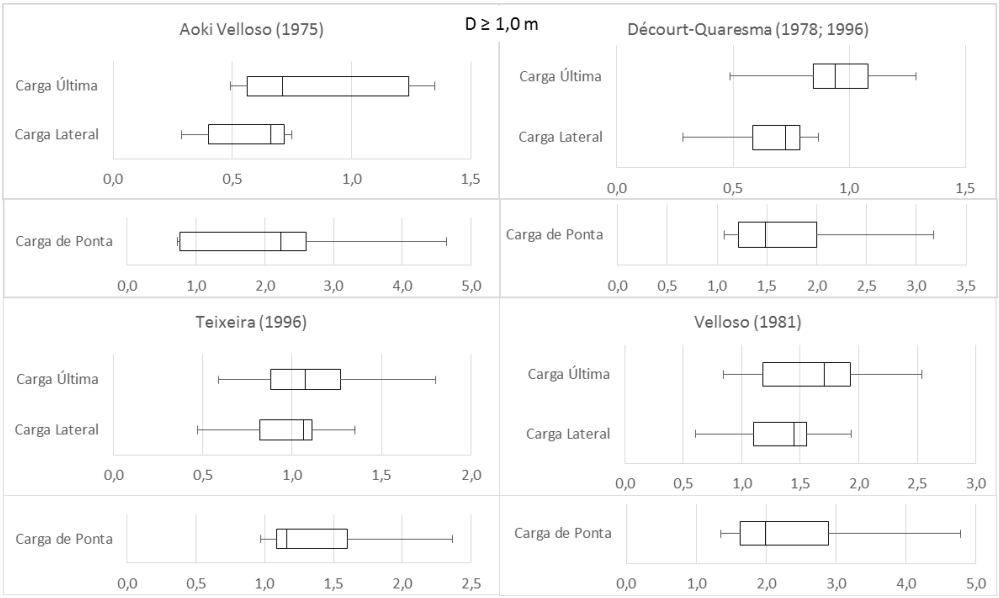


FIGURA 8: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas escavadas com D ≥ 1 m.
FONTE: Autoria Própria.

Visualmente há uma diferença expressiva de dispersão entre os grupos. Em relação à parcela de atrito lateral e à carga total, embora a tendência dos métodos seja prever resistências mais corretas para estacas com elevada capacidade de carga, a precisão foi maior entre o grupo de pequeno diâmetro.

Nota-se que a dispersão da parcela de ponta das estacas de menores dimensões é superior à do conjunto total (Figura 5). Isso se deve ao fato de que a mudança no quantitativo de dados dos grupos independentes interfere nos quartis e limites superior e inferior das amostras. Dessa forma, valores que antes eram classificados como *outliers*, se tornaram limites da nova amostra, e observa-se que os valores de resistência de ponta superestimados em dezenas de vezes são referentes às estacas de pequeno diâmetro. Para as estacas de grande diâmetro, tanto a dispersão quanto a magnitude da superestimação foram muito inferiores à do outro grupo, o que pode ser explicado pelo fato dessas estacas geralmente apresentarem um percentual de resistência de ponta superior, por razões já discutidas nesse trabalho.

5.2 ESTACAS HÉLICE-CONTÍNUA

A Figura 9 mostra como os valores previstos se dividem em aceitáveis ou não para estacas do tipo hélice contínua. Assim como para as estacas escavadas, a análise é feita em cima das distintas parcelas de capacidade de carga. A Figura 10 apresenta a dispersão de resultados a partir dos gráficos tipo *boxplots*.

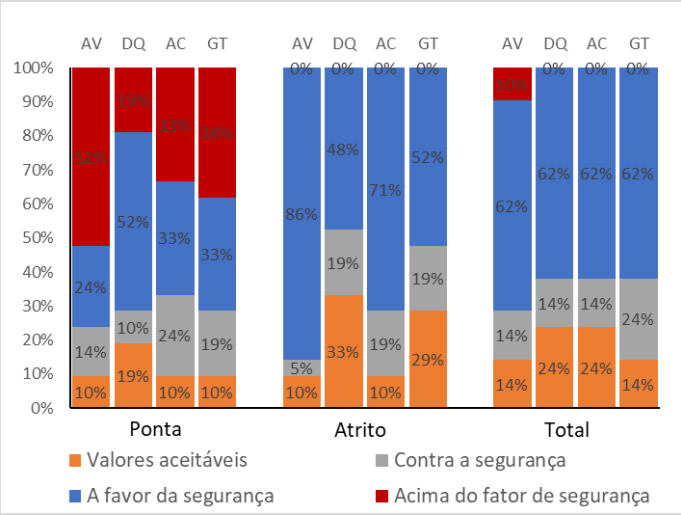


FIGURA 9: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas hélice contínua.
FONTE: Autoria Própria.

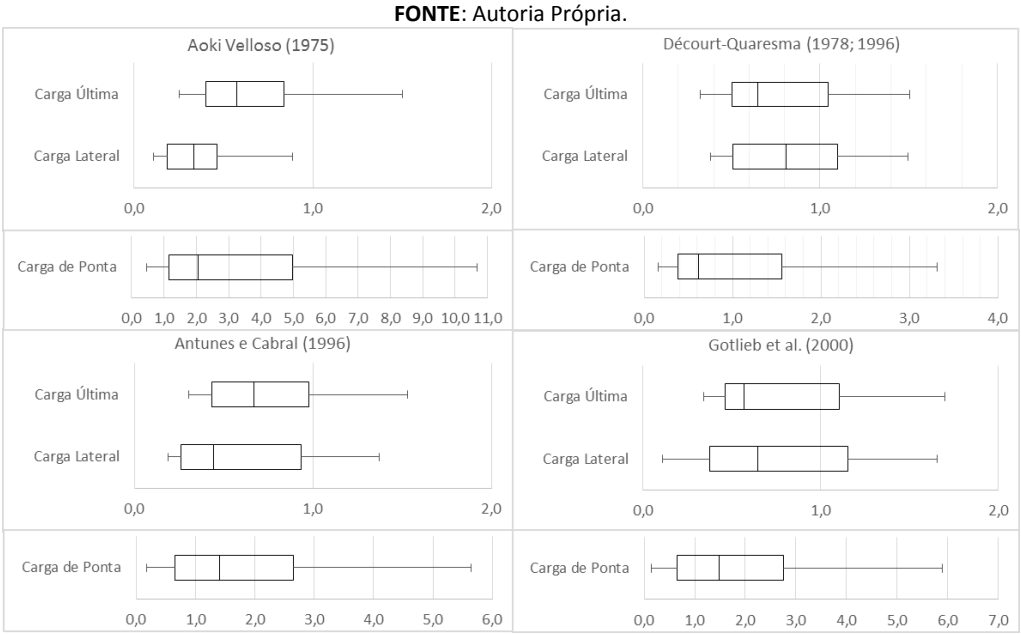


FIGURA 10: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas hélice contínua.
FONTE: Autoria Própria.

A partir da Figura 9 observa-se que independentemente da parcela analisada, poucas previsões se mantiveram dentro da faixa de aceitabilidade. A maior porcentagem de acerto ocorre para a parcela de atrito lateral prevista pelo método de Décourt-Quaresma (1978; 1996), e ainda assim não é superior a um terço dos casos analisados. A tendência de superestimação da carga de ponta se mantém para as estacas hélice contínua, assim como é observado em outros trabalhos, tais como Benetti (2016).

Para corroborar com a análise de dispersão, para cada estaca e parcela de resistência foram calculados a média e o desvio padrão dos valores previstos pelos métodos. Em seguida, obteve-se os coeficientes de variação (CV) para as parcelas discriminadas de cada estaca, que corresponde à razão entre o desvio padrão e a média e, por fim, calculou-se a média dos CV de cada parcela. Os valores foram de 98% para a carga de ponta, 13% para o atrito lateral e 53% em relação a carga total. A partir desses dados é possível notar uma grande dispersão de previsão entre os métodos. Esse resultado reforça as diferenças de

metodologias e formulações utilizadas em cada método, haja vista que eles deveriam prever valores similares entre si para uma mesma estaca.

Em termos de carga de ponta, além de observar-se a menor porcentagem de acerto de todos os métodos, é para essa parcela que ocorre a menor precisão de resultados, conforme é percebido nos gráficos da Figura 10 e pelo alto valor de CV médio (98%). Todavia, um destaque deve ser feito para o método de Décourt-Quaresma (1978; 1996), cuja dispersão é notavelmente menor e, ainda, apresenta as menores magnitudes de superestimação das parcelas de ponta e total. O pior desempenho ocorre para o método de Aoki e Velloso (1975), que além de apresentar a maior porcentagem de valores contra a segurança para a resistência de ponta, superestima essa parcela em mais de dez vezes em alguns casos e, ainda, previu para 10% das estacas cargas totais acima do admissível considerando um fator de segurança igual a 2.

Dentre os métodos, analisando a parcela de atrito lateral da capacidade de carga, Aoki e Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996) apresentam as menores porcentagens de acerto. Por outro lado, o método de Décourt-Quaresma (1978; 1996) apresenta em termos quantitativos o maior índice de acerto dentre os outros, seguido do método de Gotlieb et al. (2000). Cabe ressaltar que os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Gotlieb et al. (2000) foram formulados a partir de dados exclusivos de hélice contínua, dessa forma, esperava-se que eles fossem os mais assertivos.

Quanto a carga total, observa-se que Décourt-Quaresma (1978; 1996) novamente é o mais assertivo, juntamente com o método de Antunes e Cabral (1996). Esses métodos também apresentam uma porcentagem de valores fora da faixa de segurança de 14%, estando abaixo dos outros dois métodos. Dentre os métodos exclusivos para hélice continua, Antunes e Cabral (1996) passa a ser mais assertivo que o método de Gotilieb (2000). Dado que para a parcela de ponta as previsões em termos de resultados aceitáveis, contra ou a favor da segurança foram iguais em valores percentuais para os dois métodos, esse fenômeno pode se dar ao fato de que o primeiro apresenta maior índice de superestimação da carga lateral, o que gera a já discutida compensação de valores e consequentemente uma maior quantidade de valores de carga última total situados na faixa aceitável.

Conforme comentado sobre as estacas escavadas, as elevadas dispersões dos métodos e entre os métodos podem ser vistas de diversos pontos que permeiam a sua elaboração, a diversidade de dimensões entre as estacas, a variedade dos solos que compõem o banco de dados e até mesmo fatores relacionados ao processo executivo das estacas. A influência desse último é notável a medida que se compara os valores de dispersão dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978; 1996) para ambos os tipos de estacas analisados. Observa-se que a imprecisão é consideravelmente menor para as estacas do tipo hélice contínua em relação aos resultados obtidos para estacas escavadas. Isso pode se justificar pelo fato do processo executivo da hélice contínua ser monitorado e controlado, de maneira que a influência de fatores externos é atenuada e fenômenos como a desestruturação do solo da ponta são menos recorrentes. Além disso, a variabilidade de características geométricas dentro do banco de dados de estacas hélice contínua é menos notável quando comparada aos dados de estacas escavadas.

Seguindo o viés de análise das estacas escavadas, foram analisadas a exatidão e a precisão dos métodos para diferentes faixas de diâmetros, que no caso das estacas hélice contínua se dividem entre estacas de até 40 cm (sendo 12 estacas) e as de diâmetro acima desse valor (sendo 9 estacas). Nas Figuras 11, 12 e 13 são mostrados os resultados quantitativos de tal análise, assim como os gráficos *boxplots* demonstrando a dispersão de valores para essa discriminação.

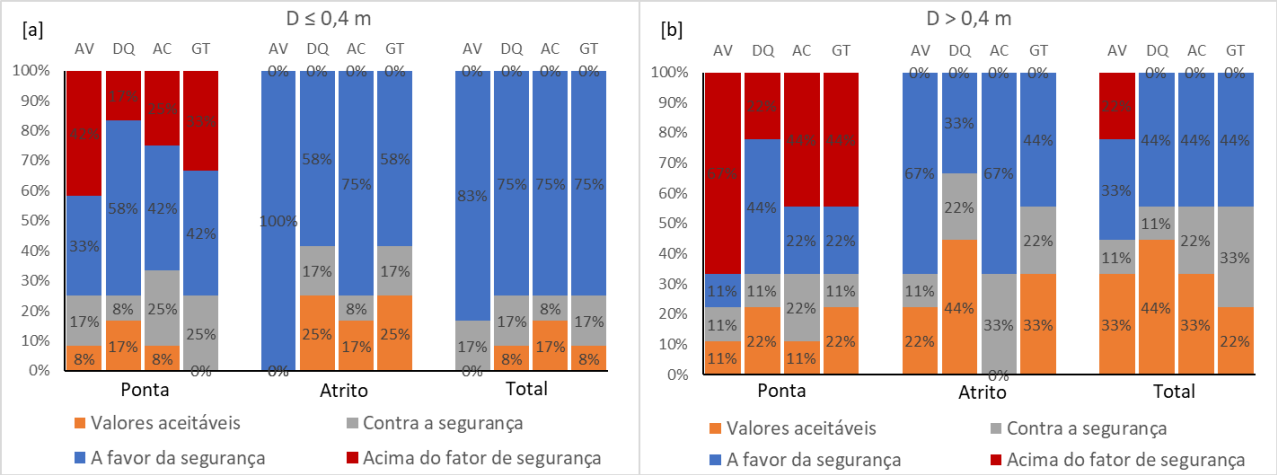


FIGURA 11: Percentual de valores aceitáveis, contra e a favor da segurança pelos métodos para estacas hélice contínuas: [a] com D ≤ 0,4 m; [b] com D > 0,4 m.
FONTE: Autoria Própria.

Quanto a acurácia, observa-se a partir da Figura 11 que em geral as previsões para estacas de diâmetros maiores que 40 cm foram mais exatas, com uma única exceção para o método de Antunes e Cabral (1996) em termos de atrito lateral. Contudo, nesse grupo houve um aumento de casos contra a segurança para a parcela de ponta, cujas previsões ultrapassam inclusive a resistência majorada por um fator de segurança igual a 2. A diferença mais significativa entre os grupos se dá para a soma das parcelas, com destaque para o método de Décourt-Quaresma (1978; 1996), que tal como ocorre com as estacas escavadas, foi o que mais acertou a carga total para o grupo de maior diâmetro, além de apresentar o menor índice de valores contra a segurança (11%). Observa-se ainda que todas as previsões de carga total que ultrapassam os valores majorados pelo fator de segurança referem-se às estacas de maior diâmetro.

Porém, salienta-se que a verificação de uma tendência é comprometida pela baixa variabilidade de diâmetros do próprio banco de dados (de 0,4 a 0,8 m). Além disso, a pequena quantidade de estacas que compõem os grupos pode gerar uma indicação de efeito escala, quando na verdade representa somente uma variabilidade de grandeza.

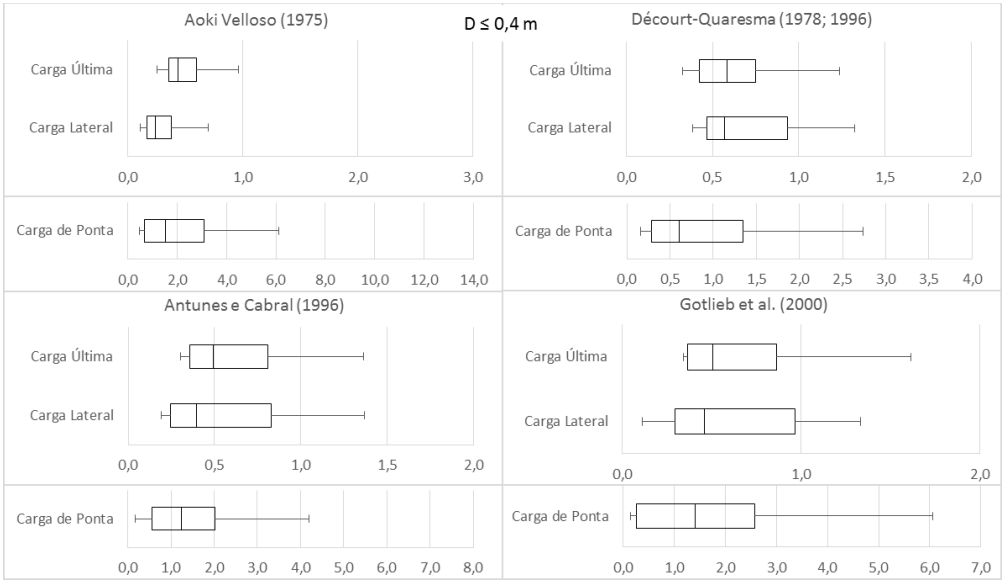


FIGURA 12: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas hélice contínuas com D ≤ 0,4 m.
FONTE: Autoria Própria.

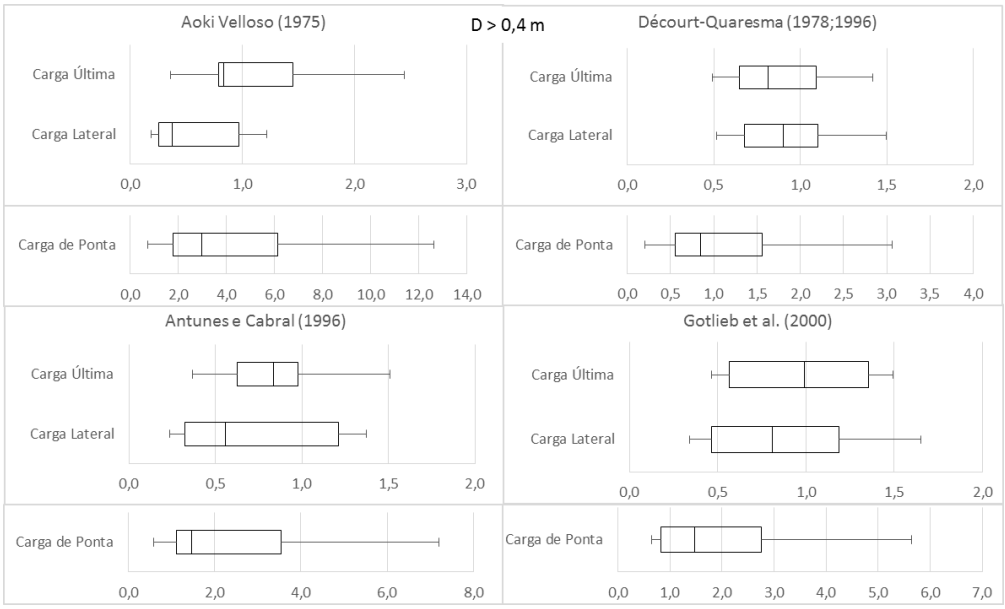


FIGURA 13: Distribuição dos resultados dos métodos para estacas hélice contínua com D > 0,4 m.
FONTE: Autoria Própria.

Diferentemente do que ocorre com as estacas escavadas, para as estacas hélice contínua não existem mudanças expressivas de precisão entre os grupos, sobretudo para os métodos propostos por Décourt-Quaresma (1978; 1996) e Gotlieb et al. (2000), conforme infere-se das Figuras 12 e 13. Contudo, nota-se que o método de Aoki e Velloso (1975) foi mais preciso entre o grupo de menor diâmetro, tal qual ocorre para Antunes e Cabral (1996) em termos das parcelas lateral e de ponta. Diante de tal, pode-se elencar três pontos que sustentam essas verificações. Primeiramente, o controle tecnológico inerente ao processo executivo de estacas hélice contínua por si só limita a possibilidade de dispersão de resultados de capacidade de carga, e consequentemente de previsão dos resultados. Além disso, a quantidade limitada de estacas em cada grupo de diferentes diâmetros pode não gerar variabilidade suficiente para indicar uma tendência. Por último, Benetti (2016) sugere que possivelmente o efeito de escala (relacionado aos diâmetros) afete a determinação de carga de ponta de estacas hélice contínua, o que não ocorre em termos de atrito lateral, corroborando com os resultados obtidos neste trabalho.

4. CONCLUSÕES

A partir das análises realizadas pode-se inferir que devido ao fato da calibração dos métodos serem realizadas em grande parte a partir de provas de carga estática não instrumentadas, apesar de apresentarem um relativa e discutível assertividade quanto a carga total, as parcelas independentes são previstas de forma equivocada.

A exatidão dos métodos afeta de maneira mais notável a previsão da carga de ponta, que de forma geral é superestimada. A não consideração da desestruturação do solo no momento da escavação das estacas corrobora com tal tendência de previsão.

Dentre os métodos para as estacas escavadas, Teixeira (1996) foi mais exato na previsão das parcelas de carga lateral e de ponta, enquanto o método de Velloso (1981) acertou mais a carga total, mas foi também o com mais previsões contra a segurança, sendo o único que previu valores superiores ao dobro da carga total medida. Na análise que considera grupos distintos com estacas de diferentes diâmetros, o método de Décourt-Quarema (1978; 1996) se destaca em termos de acurácia na previsão da capacidade de carga total de estacas com diâmetros maiores ou iguais a 1 m. Para o grupo de menores diâmetros nenhum método apresentou resultados satisfatórios.

Para as estacas hélice contínua os métodos formulados exclusivamente para esse tipo de execução não foram aqueles que mostraram melhores resultados. O método de Décourt-Quaresma (1978; 1996) novamente se destacou em termos de exatidão e precisão tanto em termos de carga total quanto das parcelas lateral e de ponta, sobretudo quando a análise é centrada em estacas com diâmetros superiores a 40 cm.

Além da assertividade dos métodos, avaliou-se também sua precisão, que sobretudo para estacas escavadas, se mostrou baixa e com grande dispersão de dados. Porém, para estacas escavadas mostrou-se que em elementos de diâmetros maiores a dispersão de dados é significativamente menor. O mesmo não pode ser confirmado para estacas hélice contínuas, devido a limitações do banco de dados ou até mesmo pelo fato de serem em seu processo de execução mais uniformes.

Em suma, as análises reafirmam a necessidade de calibração de métodos semi-empíricos levando-se em conta dados de transferência de carga, dada as diferenças expressivas de resultados entre as parcelas de atrito lateral e de ponta. Sugere-se ainda a criação de novos métodos que levem em conta efeitos de escala e desestruturação do solo da ponta, por exemplo.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019, 108 p.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega**: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. 2001. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; MELO, B. N.; CARVALHO, D.; NOGUEIRA, R. C. R. Avaliação da capacidade de carga de estacas raiz e escavada convencional, instrumentadas, em solos de diabásio. *In*: V Seminário De Engenharia Geotécnica Do Rio Grande Do Sul – GeoRS, 2009, Pelotas. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2009. v. 1.

ALLEDI, C. T. D. B. **Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade**. 2013. 271f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. 2 v.

ANTUNES, W R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice continua. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 2, 105-109 p.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In*: 5th Pan American CSMFE, 1975, Buenos Aires. **Proceedings**... Buenos Aires, 1975. v. 1, 367-376 p.

BENETTI, L. B. **Estacas hélice contínua executadas em solos da formação guabirotuba**: Estudo do comportamento e reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga. 2016. 257f. Dissertação (Mestrado) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

BRIAUD, J. L.; BALLOUZ, M.; NASR, G. **Static capacity prediction by dynamic methods for three bored piles**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 126, 2000, 640-649 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 93 p.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1, 215-224 p.

DÉCOURT, L.; BELINCANTA, A.; QUARESMA FILHO, A.R. (1989). **Brazilian experience on SPT**. XII International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Supplement, Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. Rio de Janeiro: ABMS/ISSMGE, 1989, 49-54 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In*: VI CBMSEF, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 1, 45-53 p.

FLEMING, K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. **Piling engineering**. 3. ed. London, New York: Taylor & Francis, 2009. 398 p.

FONTOURA, S. A. B.; VELLOSO. P. P. C.; PEDROSA, M. G. A. Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada, com instrumentação no fuste. *In*: VII CBMSEF, 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro. 1982. v. 1, 221-235 p.

FRANÇA, D. C. **Provas de cargas estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. 162f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

GOTLIEB, M.; PENNA, A. S. D.; ROMANO Jr, R.; RODRIGUES, L. H. D. Um método simples para avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. *In*: IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000. v. 1, 312-319 p.

HANIFAH, A.A.; KAI, L.S. Application of Global Strain Extensometer (GLOSTREXT) Method for Instrumented Bored Piles in Malaysia. *In*: 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, 2006, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam, 2006. v. 1.

HUSSEIN, M.; CAMP, W. Dynamic and static tests on driven and cast-in-place piles. *In*: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON DESINGN AND CONSTRUCTION OF DEEP FOUNDATIONS, 1994, Orlando. **Proceedings...** Washington: FHWA, 1994, v. 2, 1103-1117 p.

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão da capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. 152f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

MOTA, N. M. B. **Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília**: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. 2003. 335f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

NIENOV, F. A. **Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical**. 2016. 267f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

O'NEILL, M. W.; VIPULANANDAN, C.; ATA, A.; TAN, F. Axial Performance of Continuous-Flight-auger Piles for Bearing. **Texas Department of Transportation Report**. n. 7-3940-2, Center for Innovative Grouting Materials and Technology, University of Houston, Houston, 1999. 254 p.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio do SPT**. 2003. 232f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PEREIRA, D. A. **Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia**. 2016. 190f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

PEREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 205f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2014.

REIFFSTECK, P. ISP5 Pile Prediction Revisited. *In*: International Foundation Congress And Equipment Expo Conference Topics In In Situ Testing, Analysis and Reliability of Foundations (GSP 186), 2009, Paris. **Proceedings...** ASCE, 2009, 50-57 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 224 p.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2013.

SILVA, C. M. **Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua**. 2011. 311f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SKEMPTON, A. W. **Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation**. Géotechnique, v. 30, n. 3, 1986, 425-447 p.

SOARES, J. M. **Estudo Numérico Experimental da Interação Solo-Estrutura em dois Edifícios do Distrito Federal**. 2004. 265f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In*: 3th ICSMFE, 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich, 1953. v. 2, 84-90 p.

VELLOSO, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento, **Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas**, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981

REFERÊNCIAS ADICIONAIS

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega**: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. 2001. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; MELO, B. N.; CARVALHO, D.; NOGUEIRA, R. C. R. Avaliação da capacidade de carga de estacas raiz e escavada convencional, instrumentadas, em solos de diabásio. *In*: V Seminário De Engenharia Geotécnica Do Rio Grande Do Sul – GeoRS, 2009, Pelotas. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2009. v. 1.

ALLEDI, C. T. D. B. **Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade**. 2013. 271f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. 2 v.

ANTUNES, W R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice continua. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 2, 105-109 p.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In*: 5th Pan American CSMFE, 1975, Buenos Aires. **Proceedings**... Buenos Aires, 1975. v. 1, 367-376 p.

BENETTI, L. B. **Estacas hélice contínua executadas em solos da formação guabirotuba**: Estudo do comportamento e reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga. 2016. 257f. Dissertação (Mestrado) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

BRIAUD, J. L.; BALLOUZ, M.; NASR, G. **Static capacity prediction by dynamic methods for three bored piles**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 126, 2000, 640-649 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 93 p.

DECÓURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. *In*: 2th EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1982. **Proceedings**... Amsterdam, 1982.

_____. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1, 215-224 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In*: VI CBMSEF, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 1, 45-53 p.

FONTOURA, S. A. B.; VELLOSO. P. P. C.; PEDROSA, M. G. A. Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada, com instrumentação no fuste. *In*: VII CBMSEF, 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro. 1982. v. 1, 221-235 p.

FRANÇA, D. C. **Provas de cargas estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. 162f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

GOTLIEB, M.; PENNA, A. S. D.; ROMANO Jr, R.; RODRIGUES, L. H. D. Um método simples para avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. *In*: IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000. v. 1, 312-319 p.

HANIFAH, A.A.; KAI, L.S. Application of Global Strain Extensometer (GLOSTREXT) Method for Instrumented Bored Piles in Malaysia. *In*: 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, 2006, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam, 2006. v. 1.

HUSSEIN, M.; CAMP, W. Dynamic and static tests on driven and cast-in-place piles. *In*: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON DESINGN AND CONSTRUCTION OF DEEP FOUNDATIONS, 1994, Orlando. **Proceedings...** Washington: FHWA, 1994, v. 2, 1103-1117 p.

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão da capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. 152f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

MOTA, N. M. B. **Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília**: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. 2003. 335f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

NIENOV, F. A. **Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical**. 2016. 267f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

O'NEILL, M. W.; VIPULANANDAN, C.; ATA, A.; TAN, F. Axial Performance of Continuous-Flight-auger Piles for Bearing. **Texas Department of Transportation Report**. n. 7-3940-2, Center for Innovative Grouting Materials and Technology, University of Houston, Houston, 1999. 254 p.

PEREIRA, D. A. **Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia**. 2016. 190f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

PEREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 205f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2014.

REIFFSTECK, P. ISP5 Pile Prediction Revisited. *In*: International Foundation Congress And Equipment Expo Conference Topics In In Situ Testing, Analysis and Reliability of Foundations (GSP 186), 2009, Paris. **Proceedings...** ASCE, 2009, 50-57 p.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2013.

SILVA, C. M. **Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua**. 2011. 311f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SOARES, J. M. **Estudo Numérico Experimental da Interação Solo-Estrutura em dois Edifícios do Distrito Federal**. 2004. 265f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In*: III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1.

VELLOSO, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento, **Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas**, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações:** critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 556p.

APÊNDICE A – Métodos semi-empíricos

A.1 MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975)

Amplamente utilizado na prática brasileira, o método inicialmente foi pensado para ensaios de penetração do cone (CPT). Posteriormente, foi adaptado para o uso dos índices de resistência provindos de SPT (VELLOSO; LOPES, 2010).

Para a resistência de ponta, originalmente é feito uma relação com a resistência obtida diretamente pelo ensaio de CPT, utilizando-se um fator corretor de escala, conforme Equação A.1.

$$Q_p = \frac{\pi D^2}{4} \frac{q_c}{F_1} \quad \text{(A.1)}$$

onde:

Q_p = resistência de ponta;

D = diâmetro da estaca;

q_c = resistência de ponta do cone (CPT);

F_1 = fator de correção do efeito de escala.

Para a utilização do ensaio de SPT, têm-se uma correlação apresentada na Equação A.2 para o fator qc a partir do coeficiente K.

$$q_c = KN_{SPT} \quad \text{(A.2)}$$

K = coeficiente dependente do tipo de solo.

Ainda, diferentemente da resistência de ponta os autores formularam a resistência lateral a partir da classificação do solo (provinda da análise da sondagem SPT). Portanto, estabeleceu-se o parâmetro α_{av} que se relaciona com tal condição. A resistência lateral é então definida pela Equação A.3.

$$Q_l = \pi D \sum \frac{\alpha_{av} q_c}{F_2} \Delta l \quad \text{(A.3)}$$

onde:

Q_l = resistência lateral da estaca;

F_2 = fator de correção do efeito de escala;

α_{av} = parâmetro relacionado ao tipo de solo;

Δl = espessura da camada de solo analisada.

Aoki e Velloso (1975) apresentam valores de K para a correlação entre os ensaios e de α_{av} na Tabela A.1.

Tabela A.1 – Valores propostos para *K* e α_{av}. Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Solo	K (kPa)	α_{av} (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilossiltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argiloarenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenossiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila siltoarenosa	330	3,0

No cálculo da resistência de ponta, o valor de N_{SPT} é o correspondente ao nível da cota de apoio da estaca. Em se tratando a resistência lateral, é o índice de resistência à penetração médio na camada de espessura Δl, sendo limitado a 50 golpes em ambas as situações.

Quanto aos fatores de correção, estes foram determinados inicialmente para estacas dos tipos Franki, metálicas e pré-moldadas. Posteriormente foram atualizados para novos processos executivos por Velloso e Lopes (2002) (BENETTI, 2016). Ademais, segundo Cintra e Aoki (2010), para estacas escavadas a prática adotou os valores de F_1 = 3,0 e F_2 = 6,0, que foram os utilizados nesse trabalho. Os valores são resumidos na Tabela A.2.

Tabela A.2 – Valores propostos para os fatores F_1 e F_2. Fonte: Benetti (2016).

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Escavada	3,50	7,00
Raiz	2,00	4,00
Hélice Contínua	2,00	4,00
Ômega	2,00	4,00

A.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978; 1996)

Em sua versão inicial o método utiliza os dados de SPT para a previsão da capacidade de carga de estacas. A resistência de ponta é dada através da Equação A.4.

$$Q_p = \left(C N_{SPT,dq}\right) A_p \tag{A.4}$$

onde:

Q_p = resistência de ponta;

C = coeficiente característico do solo;

$N_{SPT,dq}$ = N_{SPT} médio entre os 3 valores obtidos ao nível da ponta do elemento de fundação, imediatamente acima e imediatamente abaixo deste;

A_p = área da seção transversal da ponta estaca.

Os valores de C são apresentados na Tabela A.3.

Tabela A.3 – Valores de C. Fonte: Décourt-Quaresma (1978).

Tipo de solo	*C* (kPa)
Argilas	120
Siltes Argilosos	200
Siltes Arenosos	250
Areias	400

Já a resistência lateral inicialmente era definida diretamente a partir do N_{SPT} médio ao longo do fuste a partir de correlação direta, sem levar em conta o índice de resistência utilizado para a determinação da resistência de ponta.

Em uma segunda versão de 1982 (DÉCOURT, 1982), a resistência lateral passou a ser definida a partir da relação abaixo, em que o N_{SPT} utilizado é determinado da maneira citada no parágrafo anterior.

$$Q_l = 10\left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1\right)\pi D\mathrm{L} \qquad \text{(A.5)}$$

onde:

Q_l = resistência por atrito lateral;

D = diâmetro da estaca;

L = comprimento da estaca.

Nesse cálculo de resistência lateral, se estabelece o limite inferior de N_{SPT} em 3 e o limite superior em 50, caso estes sejam ultrapassados utiliza-se o valor extremo (CINTRA; AOKI, 2010).

Por mais, Décourt (1996) faz o acréscimo de coeficientes de ponderamento entre as parcelas de ponta e atrito lateral α_{DQ} e β_{DQ}, respectivamente. Os valores desses coeficientes, sugeridos pelo autor, são apresentados respectivamente nas Tabelas A.4 e A.5

Tabela A.4 – Valores propostos para o coeficiente α_{DQ}. Fonte: Adaptado de Décourt (1996).

Tipo de Solo	Tipo de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,90	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Tabela A.5 – Valores propostos para o coeficiente β_{DQ}. Fonte: Adaptado de Décourt (1996).

Tipo de Solo	Tipo de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

A.3 MÉTODO P. P. VELLOSO (1981)

Velloso (1981) apresenta um critério para o cálculo da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de ensaios de penetração de cone (CPT), com correlações que possibilitam o uso dos resultados do SPT. A carga de ruptura da estaca pode ser obtida a partir das expressões:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_l = \alpha_{pp}\beta_{pp}q_pA_p + \alpha_{pp}\lambda_p\Sigma(f_{li}P_i\,\Delta_{li}) \quad \text{(A.6)}$$

onde:

α_{pp} = fator de execução da estaca (1,0 para estaca escavada e 0,5 para estaca cravada);

q_p = resistência de ponta;

A_p = área da ponta da estaca;

λ_p = fator de carregamento da estaca (1,0 para compressão e 0,7 para tração);

f_{li} = atrito lateral médio na haste do ensaio CPT;

P_i = perímetro da seção transversal do fuste da estaca no segmento i;

Δ_{li} = comprimento do segmento i da estaca;

β_{pp} = fator de dimensão da ponta da estaca, que para estacas tracionadas é igual a 0 e para estacas comprimidas pode ser estimado pela Equação A.7.

$$\beta_{pp} = 1{,}016 - 0{,}016\left(\frac{D}{d}\right) \quad \text{(A.7)}$$

onde:

D = diâmetro do fuste;

d = diâmetro da ponta do cone CPT (3,6 cm no cone padrão).

Quando se dispõe apenas dos resultados do SPT, emprega-se as Equações A.8 e A.9.

$$q_p = \frac{(aN_1{}^b + aN_2{}^b)}{2} \quad \text{(A.8)}$$

$$f_{li} = a'N_i{}^{b'} \quad \text{(A.9)}$$

onde:

N_1 = média dos valores de N_{SPT} medidos no intervalo da ponta da estaca até 2 diâmetros acima da mesma;

N_2 = média dos valores de N_{SPT} medidos no intervalo da ponta da estaca até 1 diâmetro abaixo da mesma;

N_i = valor do N_{SPT} na camada i;

a, b, a' e *b'* = parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, dados em função do tipo de solo e apresentados na Tabela A.6.

Tabela A.6 – Parâmetros a, b, a' e b'. Fonte: Velloso (1981)

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	a (kPa)	b	a' (kPa)	b'
Areias sedimentares submersas(1)	600	1,0	5,0	1,0
Argilas sedimentares submersas(1)	250	1,0	6,3	1,0
Solos residuais de gnaisse arenossiltosos submersos(1)	500	1,0	8,5	1,0
Solos residuais de gnaisse siltoarenosos submersos	400(1)	1,0(1)	8,0(1)	1,0(1)
	470(2)	0,96(2)	12,1(2)	0,74(2)

(1)Dados obtidos na obra da Refinaria Duque de Caxias (RJ);
(2)Dados obtidos na obra da AÇOMINAS (MG).

A.4 MÉTODO TEIXEIRA (1996)

Baseado nos trabalhos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996) propõe um método para o cálculo da capacidade de carga de estacas em função dos parâmetros α e β, descrito pela Equação A.10.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_l = \alpha_T \, N_p A_p + \beta_T \, N_l \, P \, L \qquad \text{(A.10)}$$

onde:

α_T = parâmetro adotado em função do tipo do solo e do tipo da estaca;

N_p = média dos valores N_{SPT} medidos no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

A_p = área da ponta da estaca;

β_T = parâmetro adotado em função do tipo da estaca;

N_l = média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca;

P = perímetro do fuste da estaca;

L = comprimento da estaca.

Teixeira (1996, apud. Cintra e Aoki, 2010) adverte que o método não é aplicável a estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole, com N_{SPT} inferior 3. Ainda, os valores de N_{SPT} utilizados no cálculo de N_p e N_l devem ser limitados entre 4 e 40. Os valores sugeridos para os parâmetros α_T e β_T são apresentados nas Tabelas A.7 e A.8, respectivamente.

Tabela A.7 – Valores sugeridos para o parâmetro α_T. Fonte: Teixeira (1996).

Solo (4 < NSPT < 40)	Tipo de estaca - α_T (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Tabela A.8 – Valores sugeridos para o parâmetro β_T. Fonte: Teixeira (1996).

Tipo de estaca	β_T (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

A.5 MÉTODO ANTUNES E CABRAL (1996)

Antunes e Cabral (1996) sugerem que a capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua seja definida, em termos de parcelas de atrito lateral pela Equação A.11 e de ponta através da Equação A.12.

$$Q_l = \pi D \sum (N_{SPT} \beta_1) \Delta l \qquad \text{(A.11)}$$

onde:

Q_l = resistência de atrito lateral;

D = diâmetro da estaca;

Δl = discretização da camada;

β_1 = coeficiente de atrito lateral dependente do solo.

$$Q_p = \beta_2 N_{SPT} \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \quad \text{(A.12)}$$

onde:

Q_p = resistência de ponta;

D = diâmetro da estaca;

β_2 = parâmetro de resistência de ponta.

O produto $\beta_2 N_{SPT}$ é limitado a 4000kPa. Os valores propostos para os parâmetros β1 e β2 são apresentados na Tabela A.9.

Tabela A.9 – Parâmetros β1 e β2. Fonte: Antunes e Cabral (1996)

Solo	β_1 (kPa)	β_2 (kPa)
Areia	4,0 - 5,0	200 - 250
Silte	2,5 -3 ,5	100 - 200
Argila	2,0 - 3,5	100 - 150

A.6 MÉTODO GOTLIEB ET AL. (2000)

O método de Gotlieb et al (2000) foi equacionado a partir da análise de 48 provas de carga estática em estacas do tipo hélice contínua. Se difere dos demais métodos por determinar uma tensão admissível ao invés de basear-se em carga de ruptura, que segundo Benetti (2016) se justifica por não fazer uma estimativa correlacionada a uma aproximação, já que é recorrente o fato de provas de cargas não chegarem a ruptura e esta ser definida a partir de estimativas matemáticas.

A tensão admissível no topo é definida por uma parcela de tensão proveniente da ponta, assim como uma tensão admissível lateral:

$$P_{adm} = \left(N_{SPT,gt} * 60\right) + \frac{\sum N_{SPT}}{0{,}125\ D} \quad \text{(A.13)}$$

P_{adm} = tensão admíssível a ser aplicada no topo da estaca;

$N_{SPT,gt}$ = N_{SPT} médio entre os valores obtidos entre 8 diâmetros acima 3 diâmetros abaixo da ponta;

$\sum N_{SPT}$ = somatório dos N_{SPT} médio ao longo do comprimento da estaca;

D = diâmetro da estaca.

O índice de resistência do SPT é limitado em 50 golpes e a tensão admissível em 5000 kPa quando utilizada em projetos.

APÊNDICE B – Resultados das PCEs Instrumentadas e Sondagens SPT

São apresentados neste item os resultados de sondagem SPT, as curvas de transferência de carga e as curvas de carga recalque referentes às estacas que compõe o banco de dados. A forma mais usual de apresentação das curvas de transferência de carga é a partir de segmentos de reta (Figura B.2 [b]). Contudo, para efeito de simplificação, as curvas de transferência de carga foram construídas apenas com a carga aplicada no topo e a parcela correspondente à ponta, desconsiderando os valores medidos pela instrumentação em níveis intermediários. Dessa forma, as curvas de mobilização são dadas por uma única reta, e não por trechos retilíneos.

Figura B.1 – PC E01: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Fontoura et al. (1982).

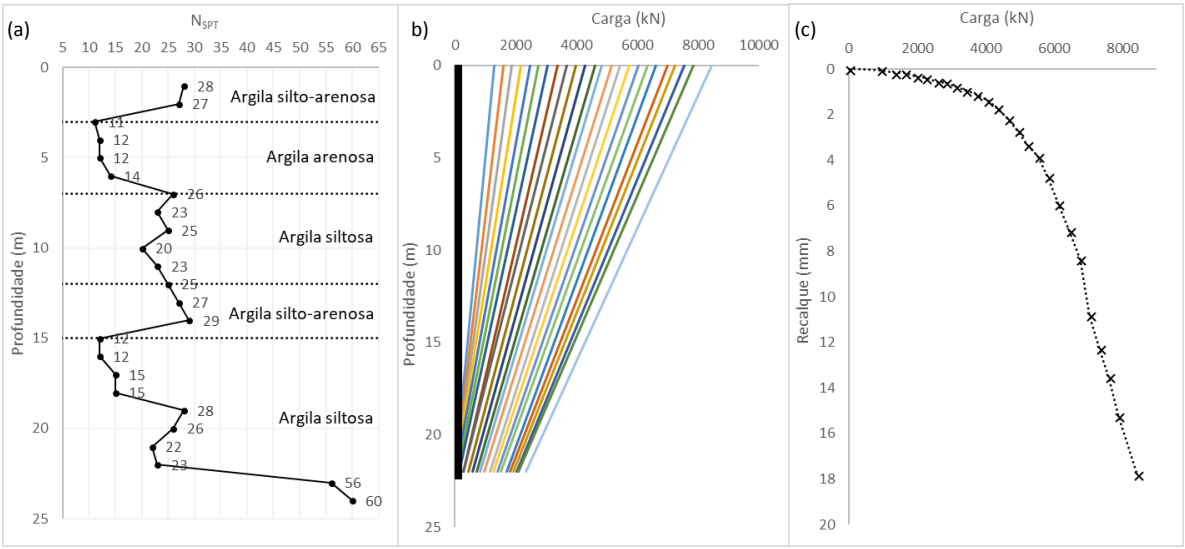


Figura B.2 – PC E02: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Hussein e Camp (1994).

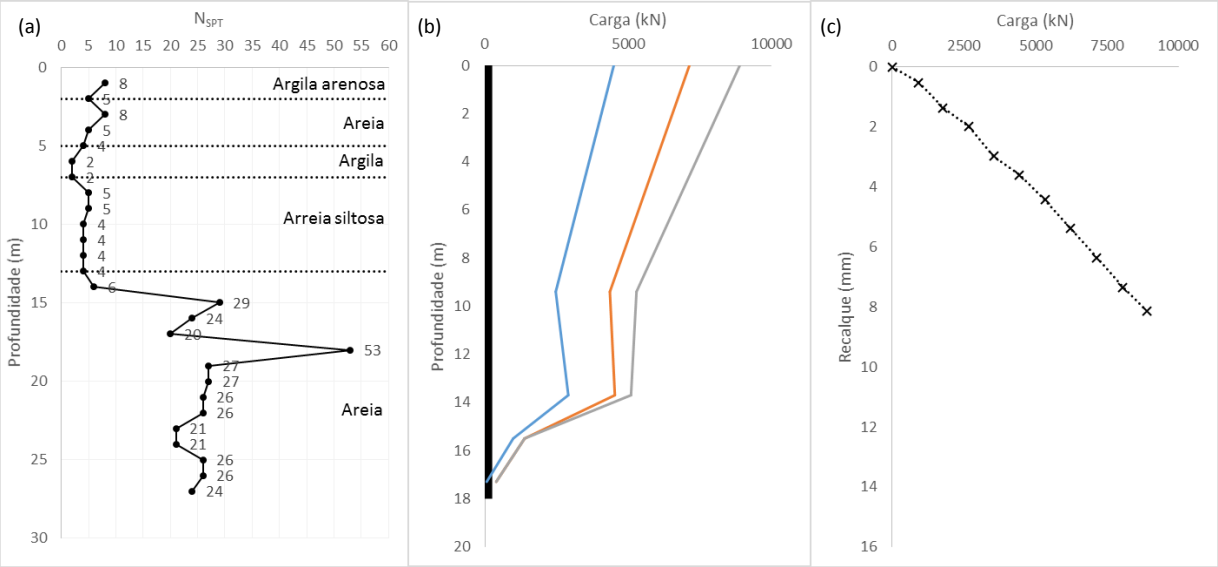


Figura B.3 – PC E03: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Briaud et al. (2000).

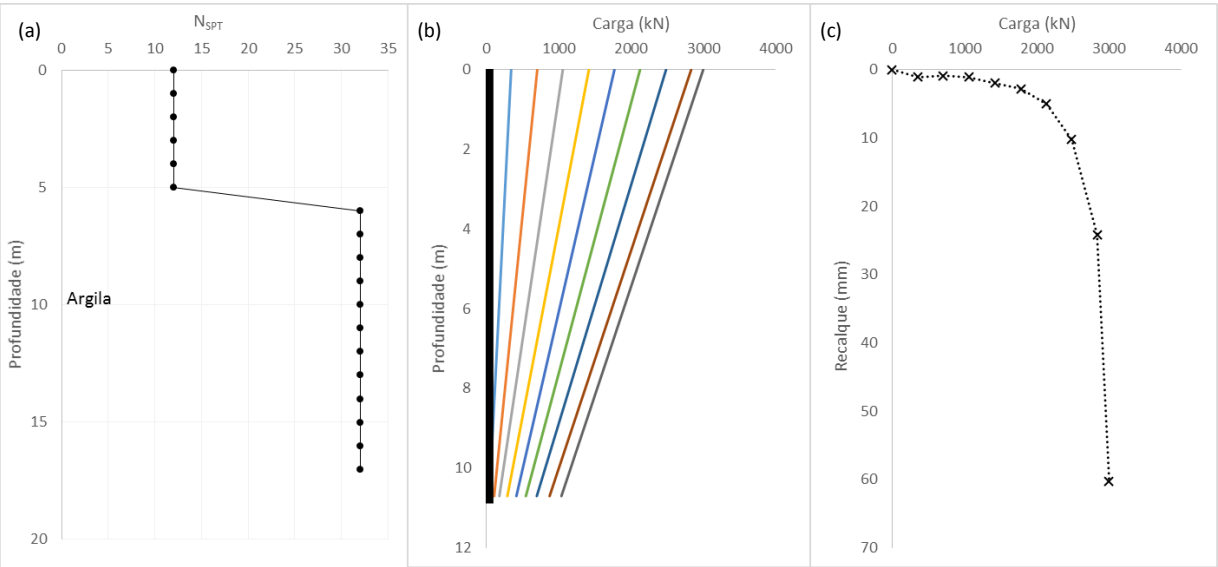


Figura B.4 – PC E04: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001).

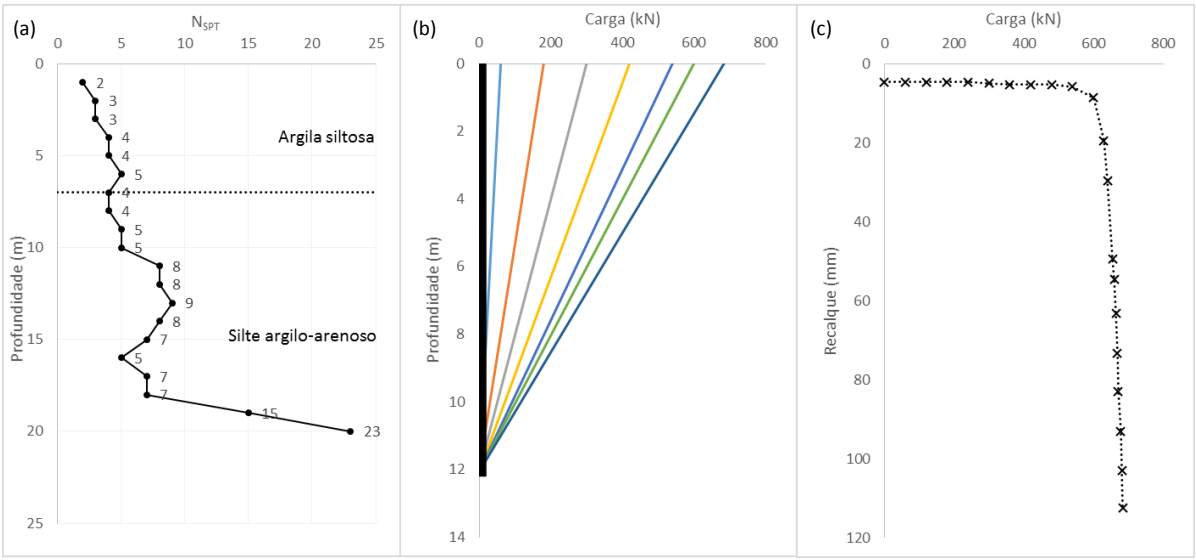


Figura B.5 – PC E05: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001).

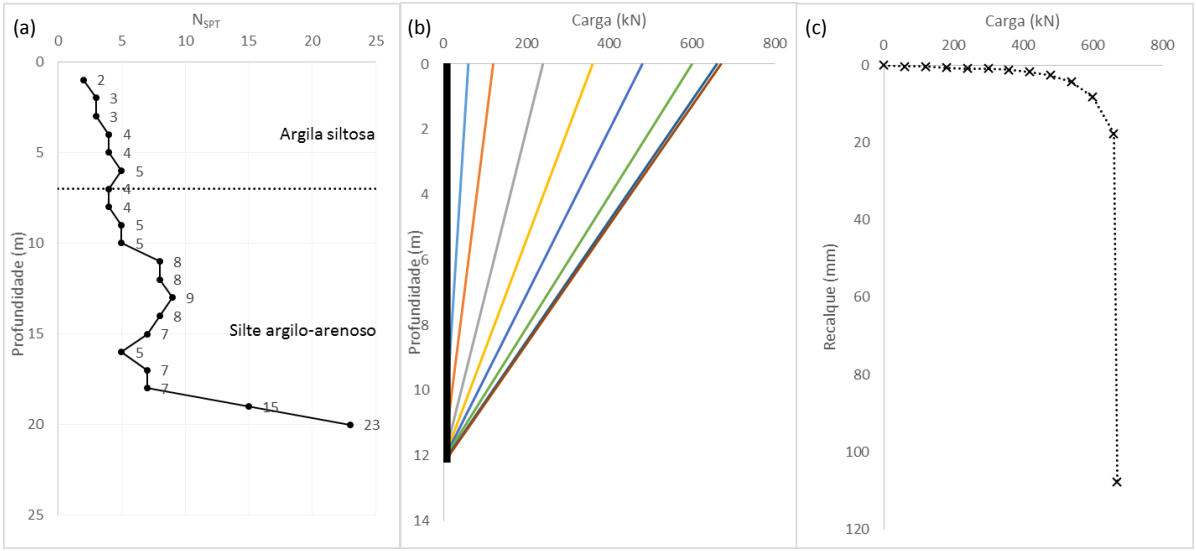


Figura B.6 – PC E06: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001).

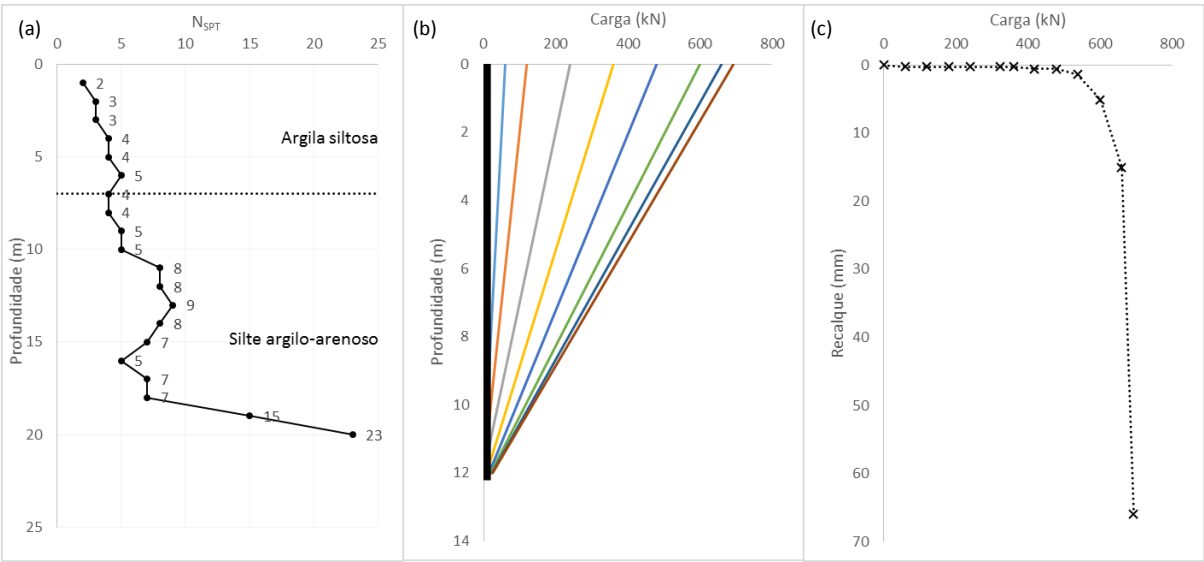


Figura B.7 – PC E07: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Mota (2003).

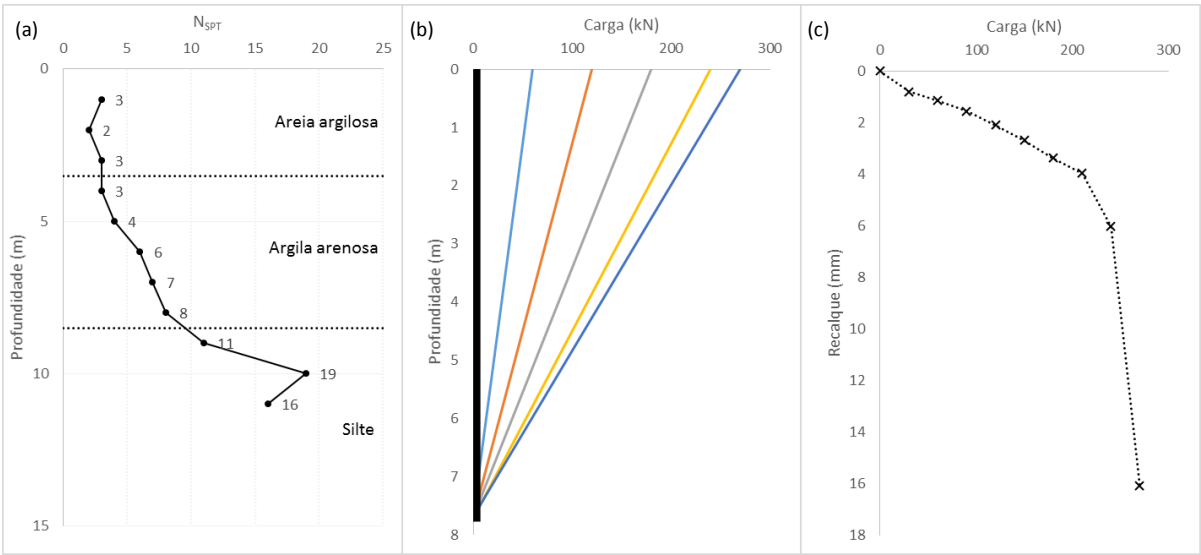


Figura B.8 – PC E08: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Soares (2004).

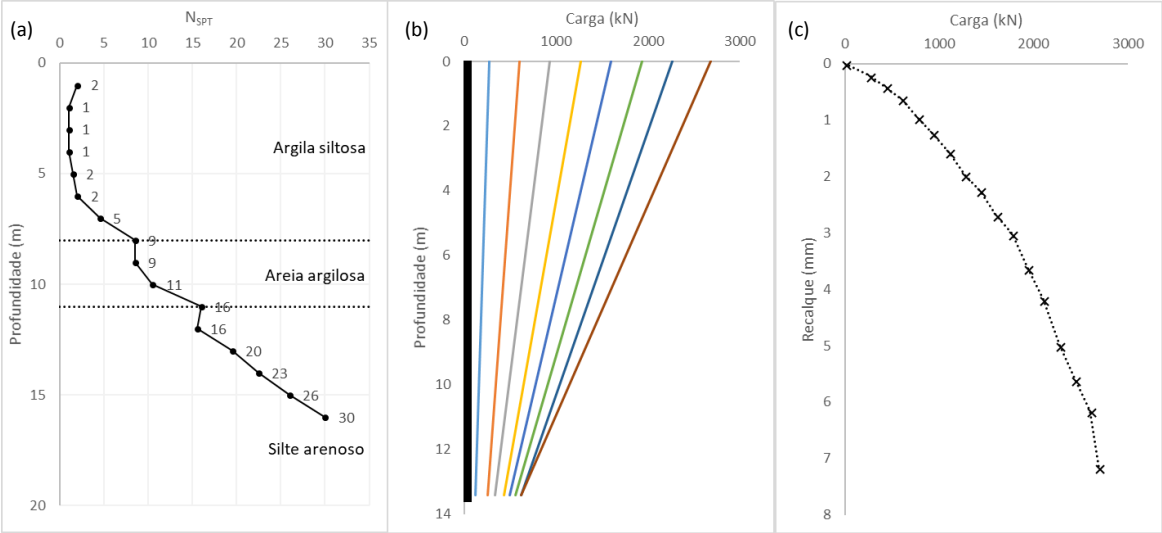


Figura B.9 – PC E09: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Hanifah e Kai (2006).

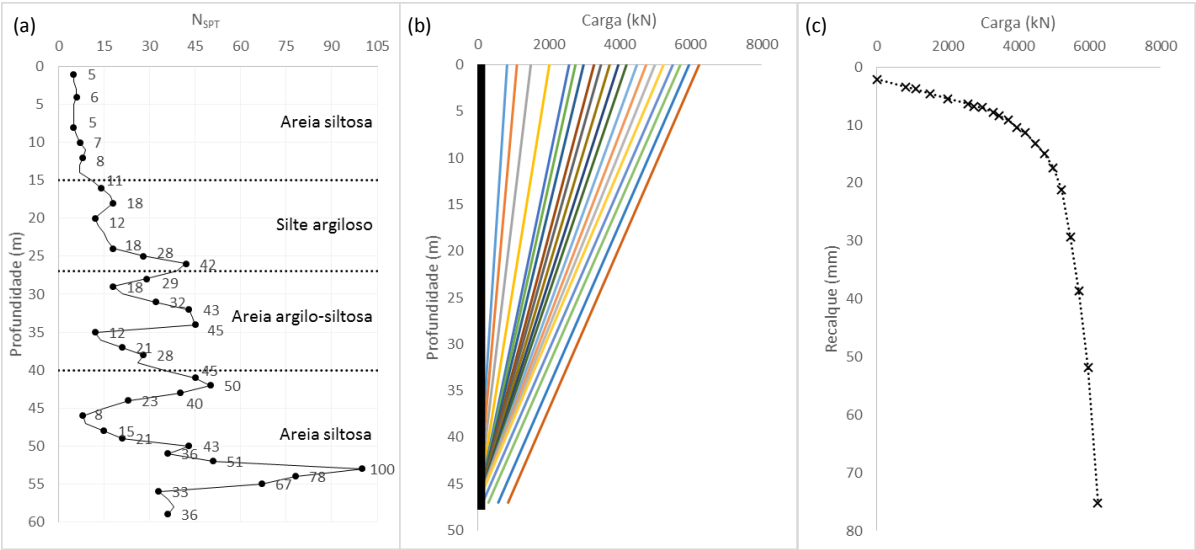


Figura B.10 – PC E10: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Hanifah e Kai (2006).

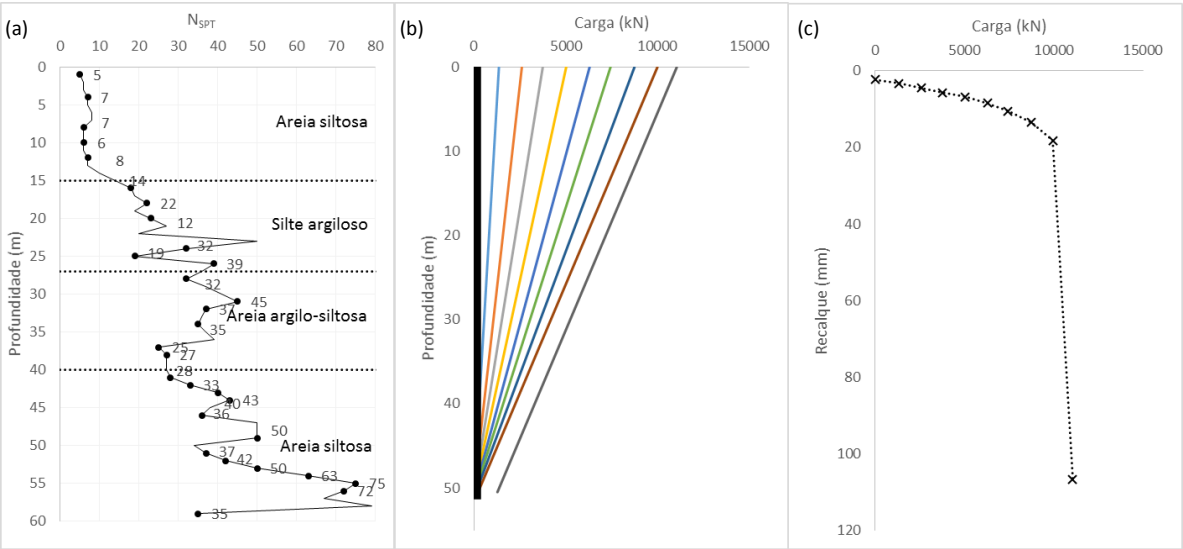


Figura B.11 – PC E11: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque et al. (2009).

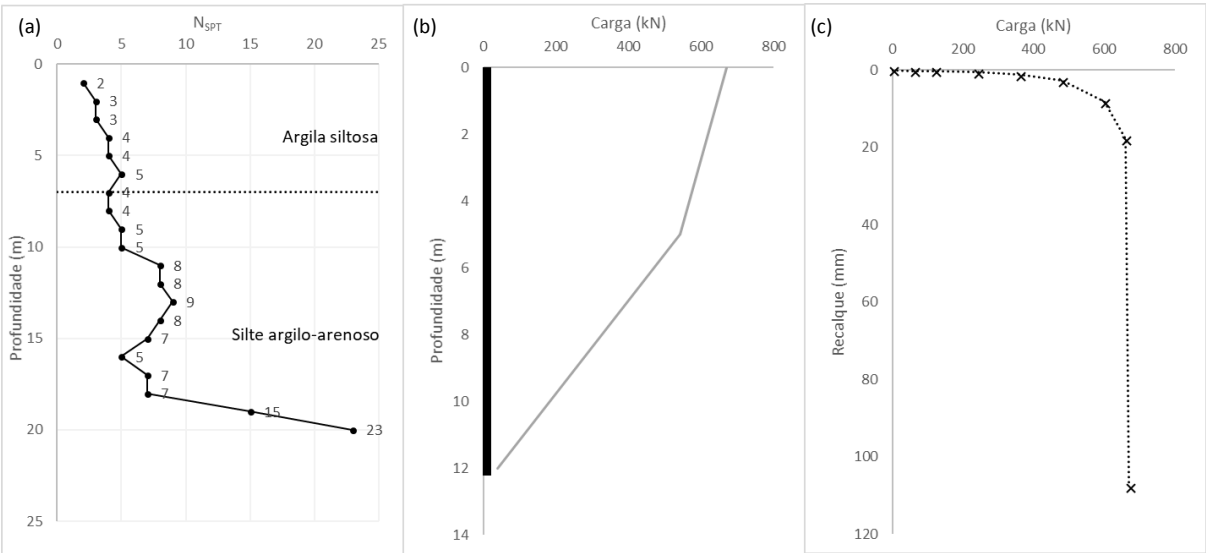


Figura B.12 – PC E12: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de França (2011).

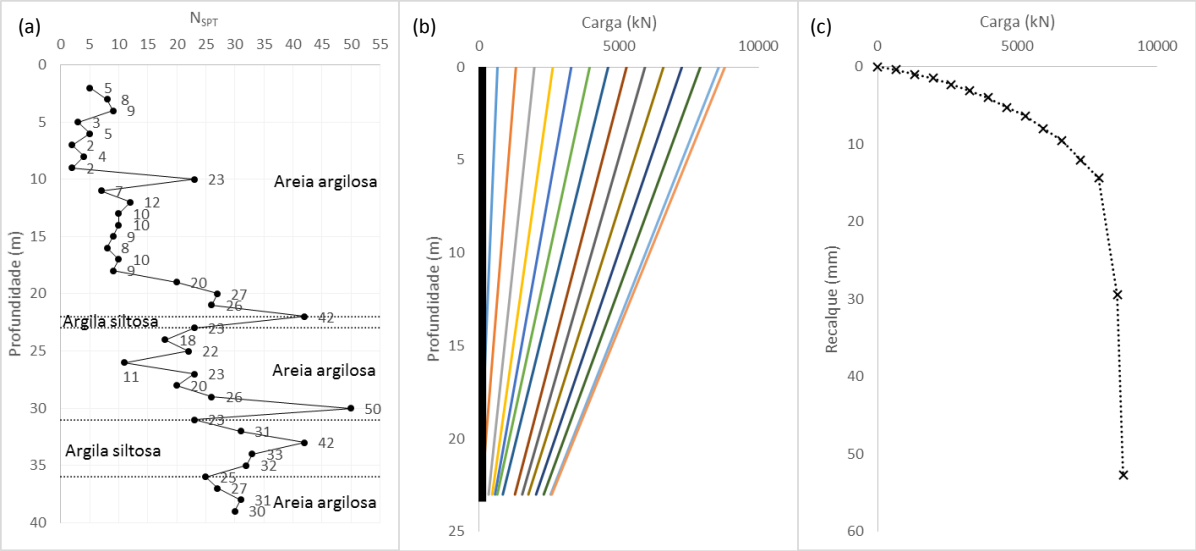


Figura B.13 – PC E13: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de França (2011).

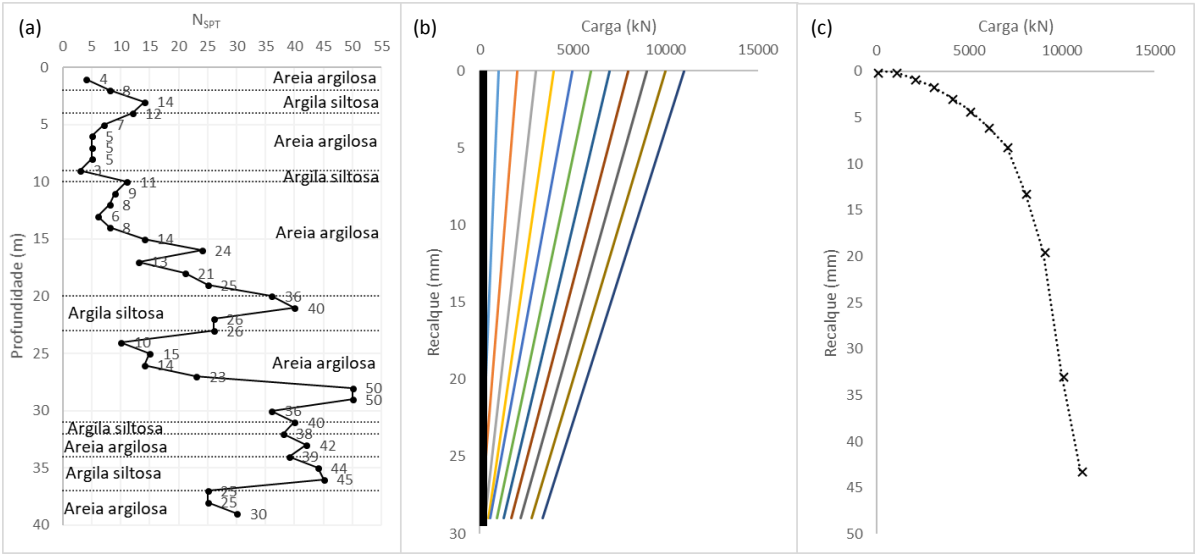


Figura B.14 – PC E14: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de França (2011).

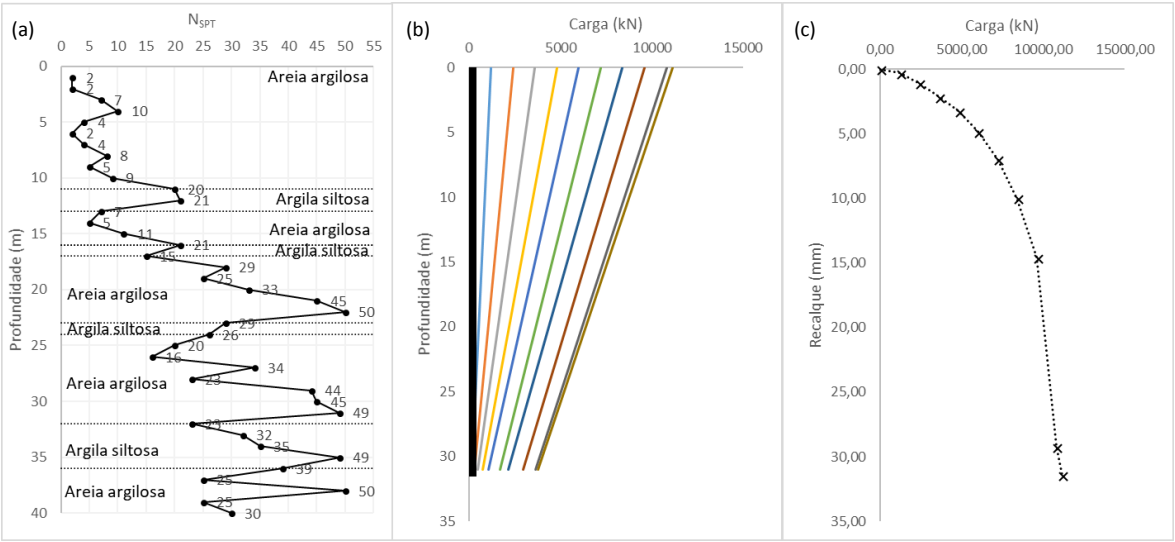


Figura B.15 – PC E15: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Schulze (2013).

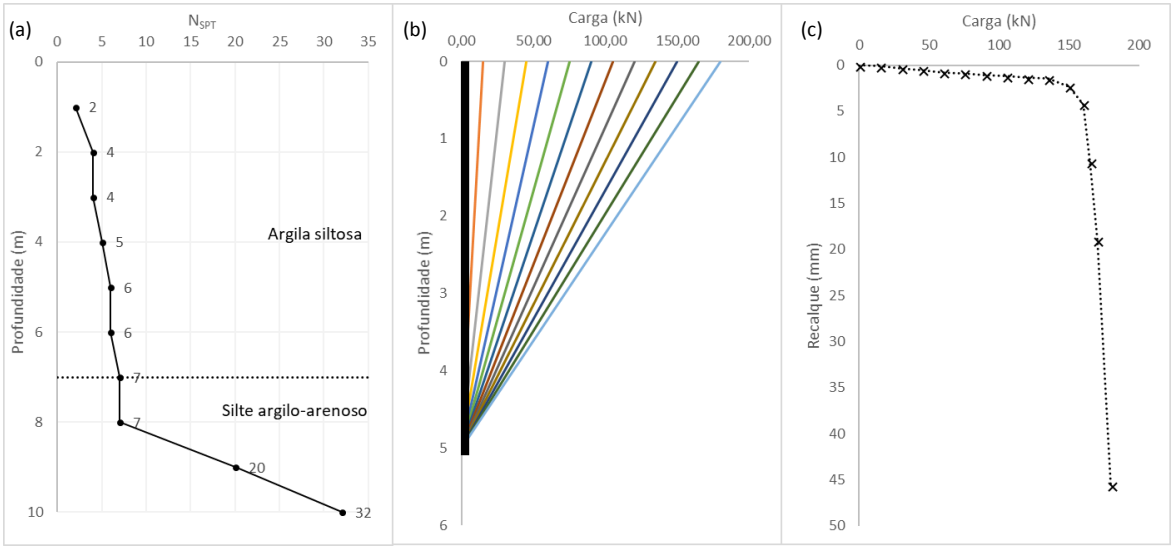


Figura B.16 – PC E16: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Perez (2014).

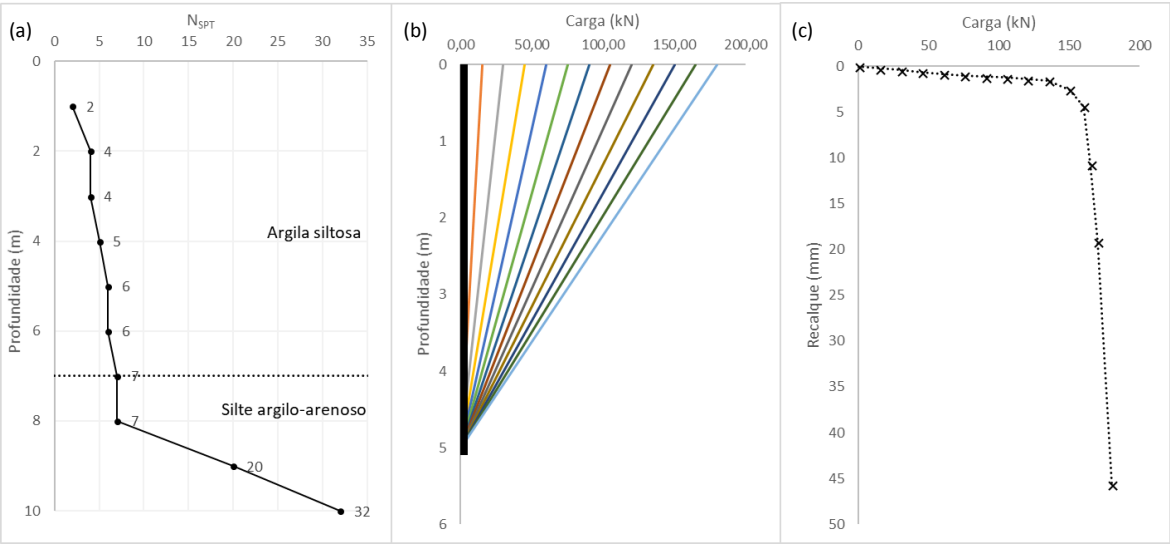


Figura B.17 – PC E17: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Perez (2014).

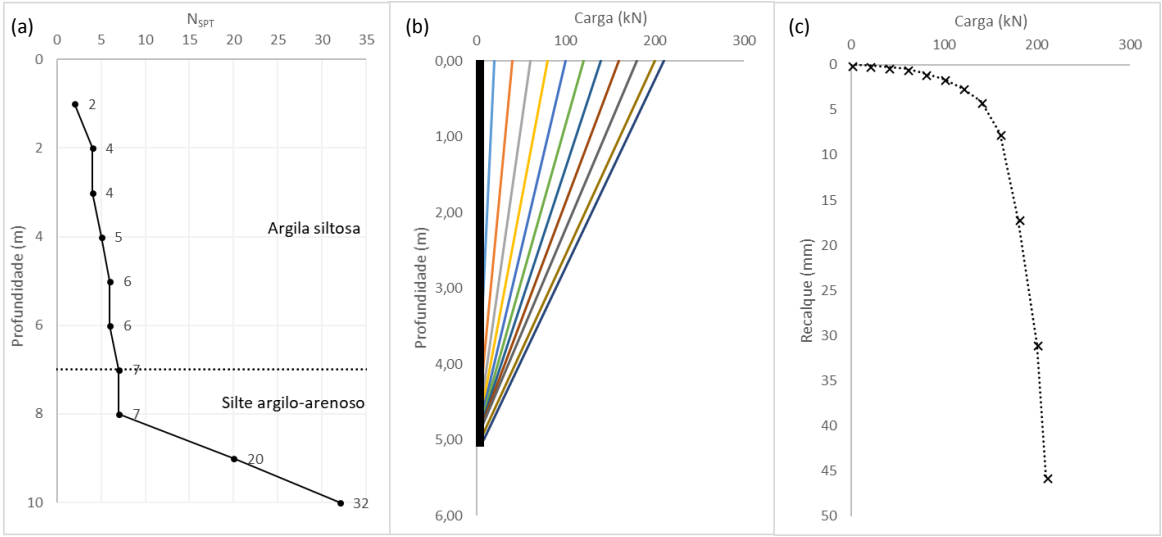


Figura B.18 – PC E18: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Perez (2014).

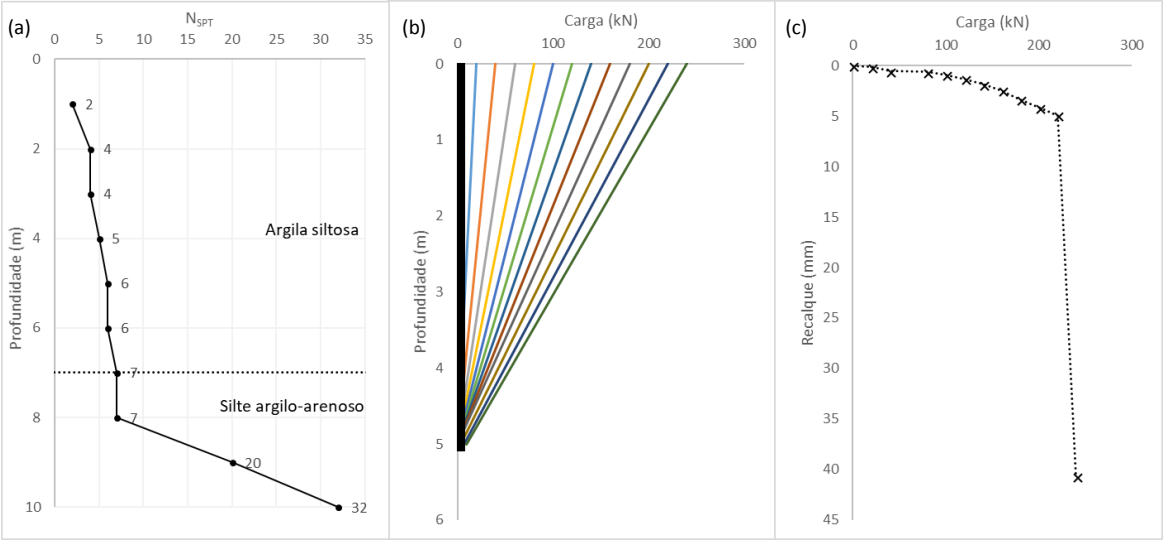


Figura B.19 – PC E19: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Pereira (2016).

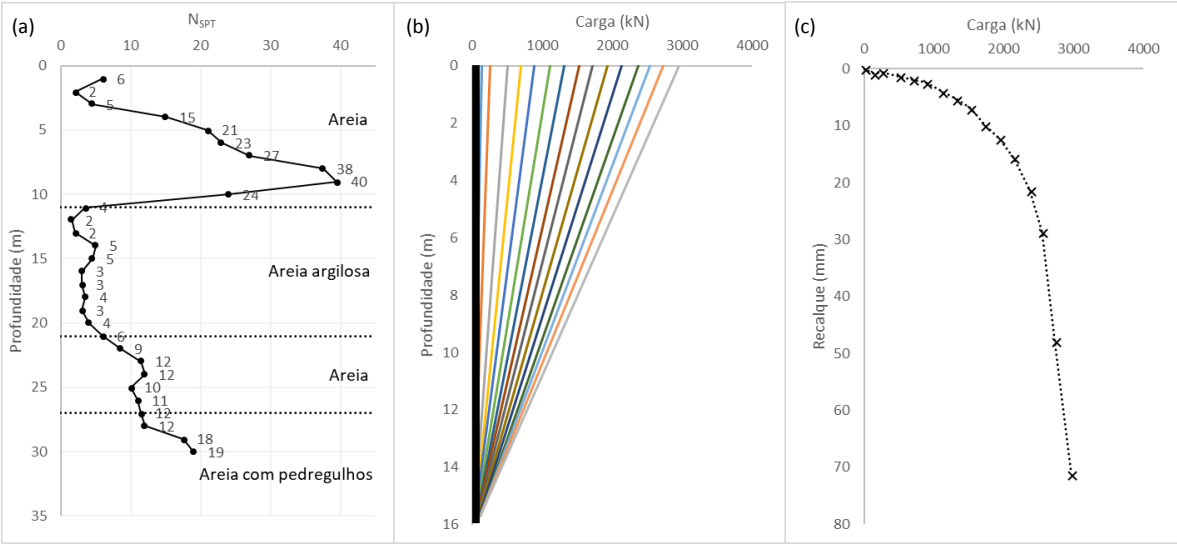


Figura B.20 – PC E20: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Nienov (2016).

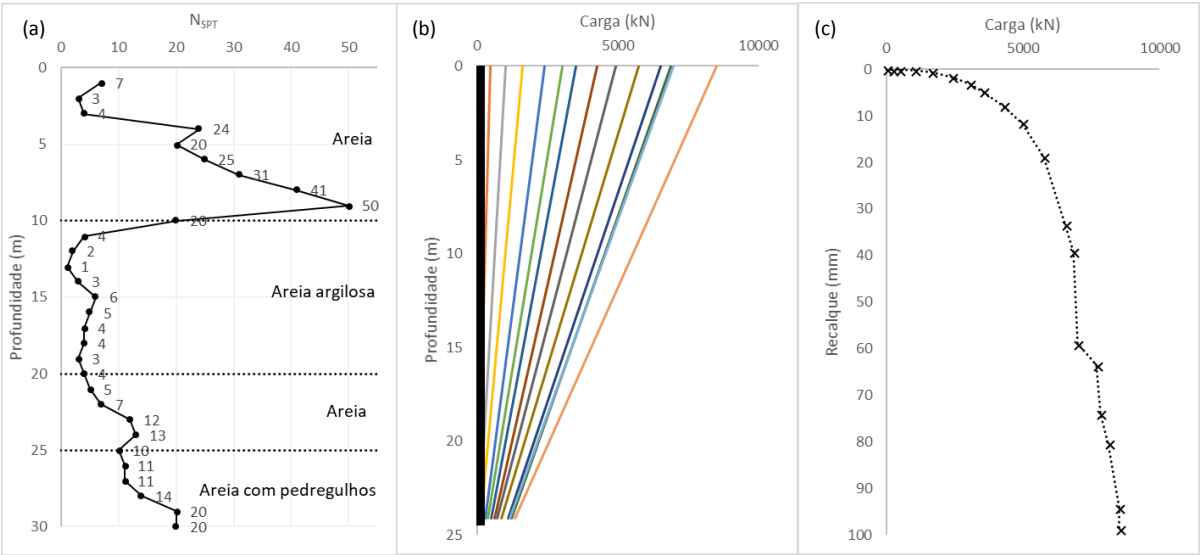


Figura B.21 – PC E21: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Nienov (2016).

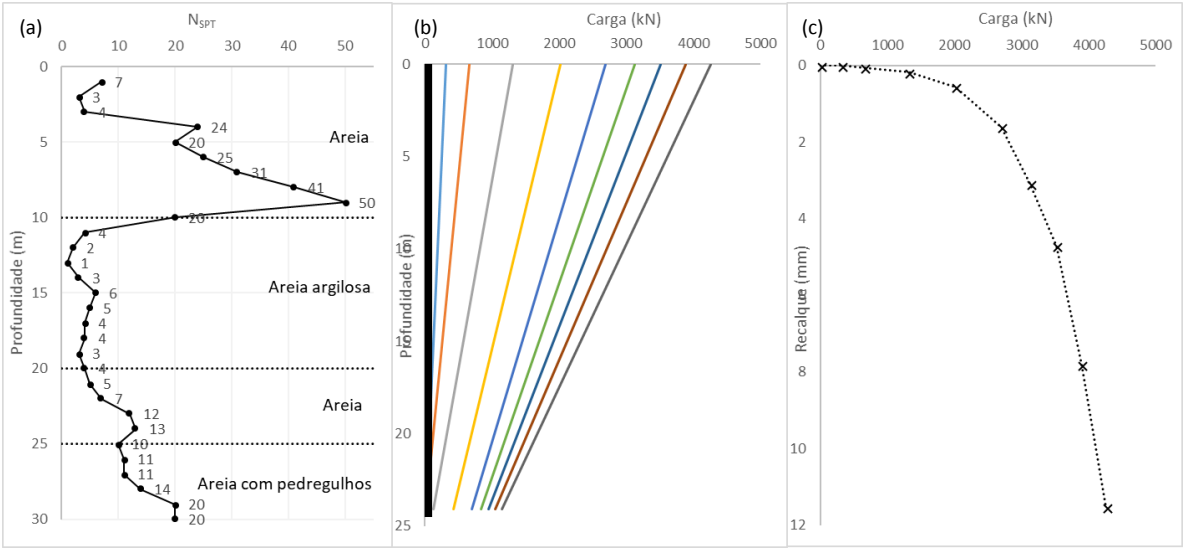


Figura B.22 – PC HC01: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de O'Neill et al. (1999).

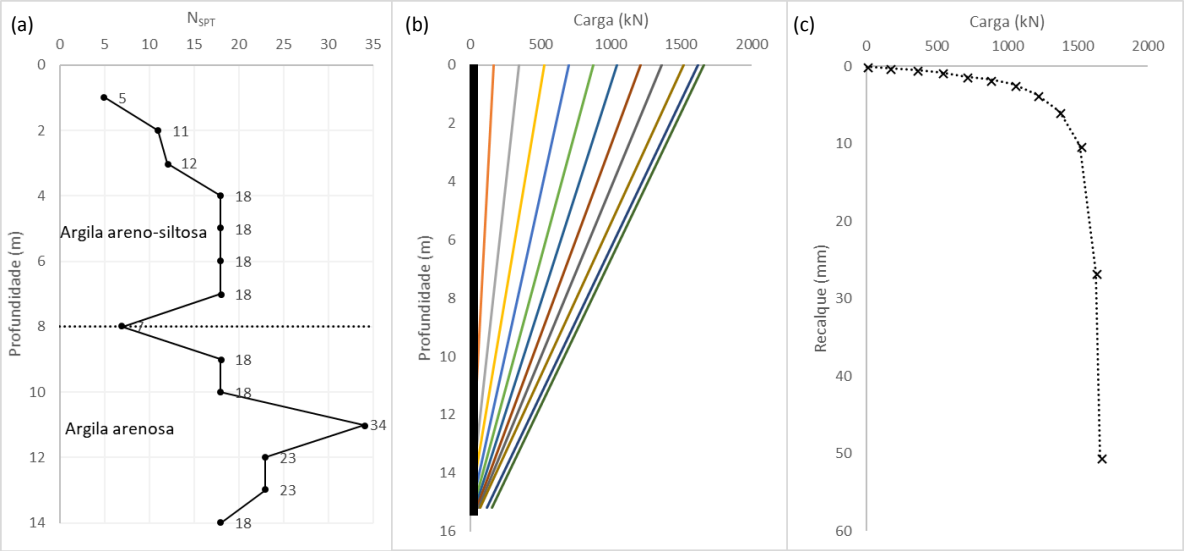


Figura B.23 – PC HC02: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de O'Neill et al. (1999).

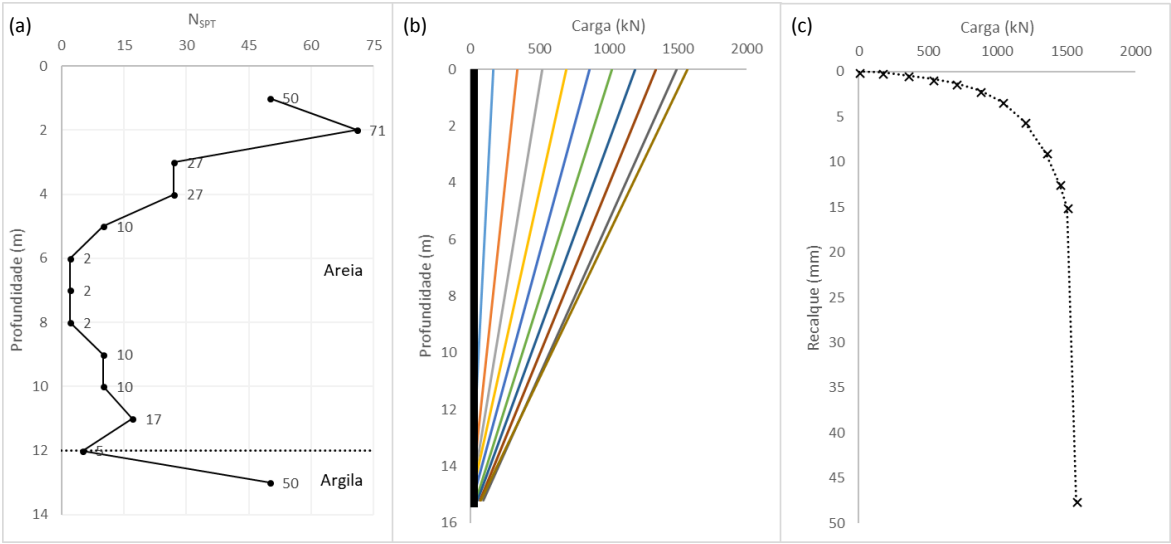


Figura B.24 – PC HC03: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de O'Neill et al. (1999).

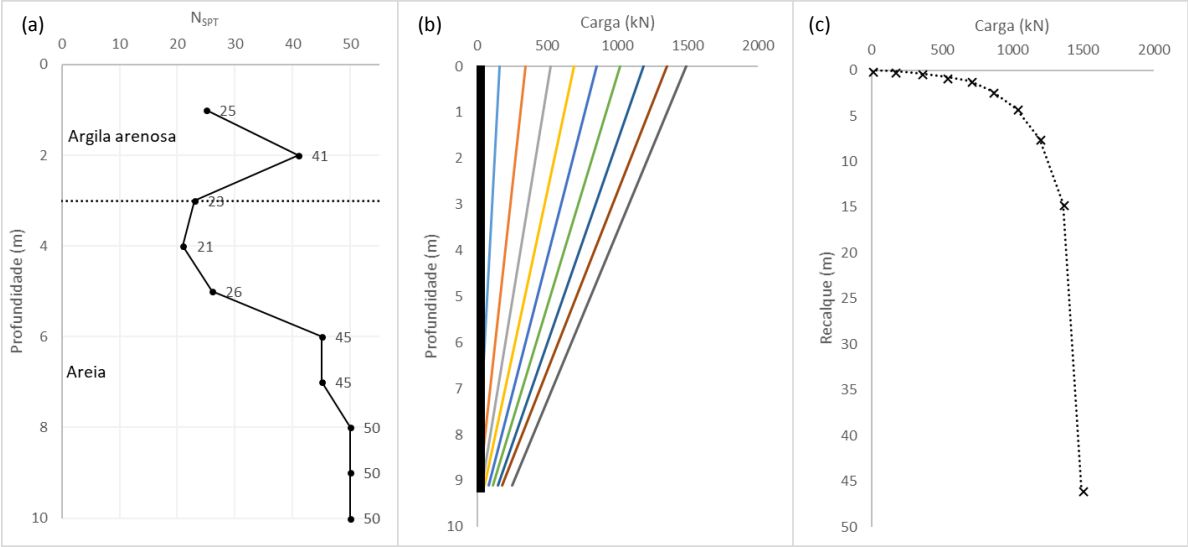


Figura B.25 – PC HC04: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001).

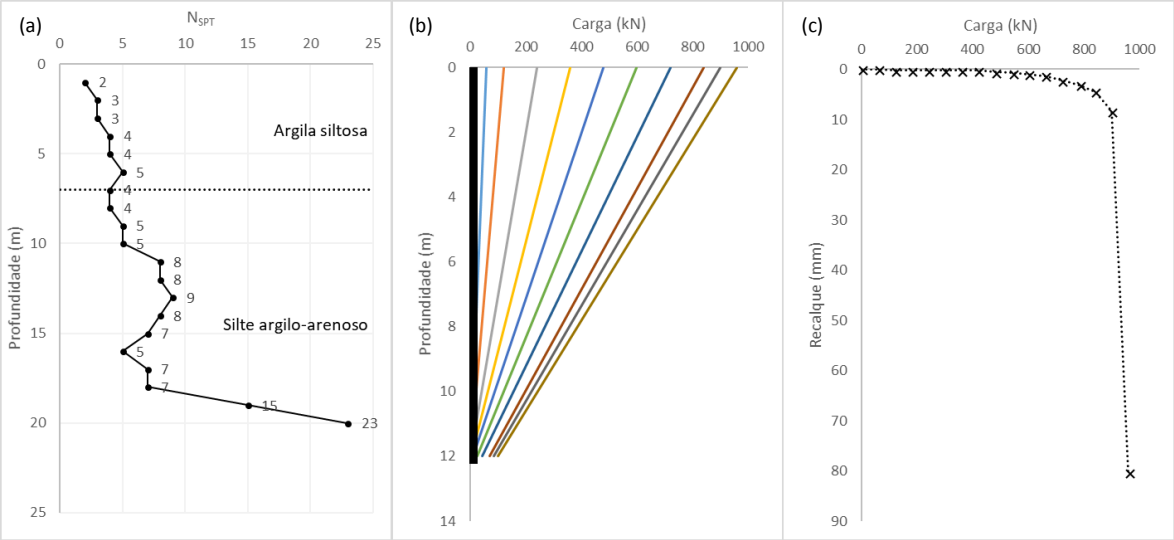


Figura B.26 – PC HC05: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001).

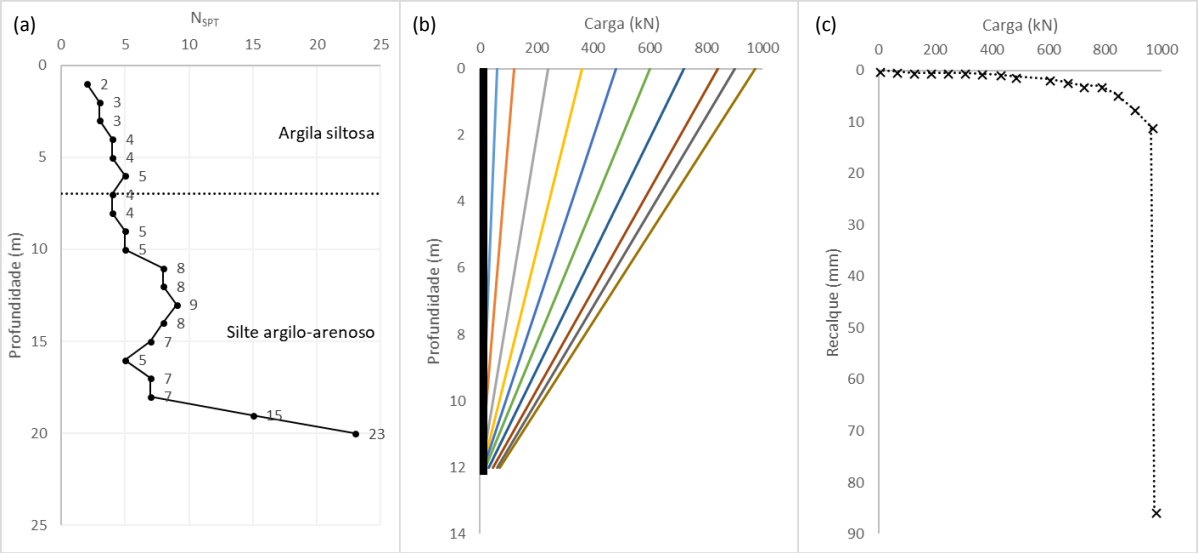


Figura B.27 – PC HC06: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Albuquerque (2001).

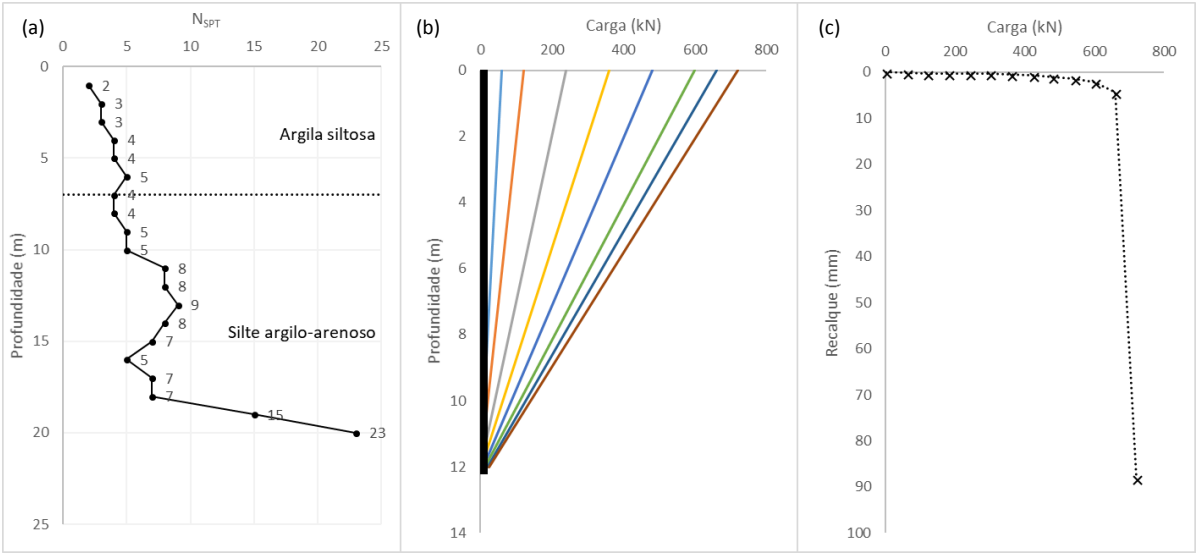


Figura B.28 – PC HC07: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Soares (2004).

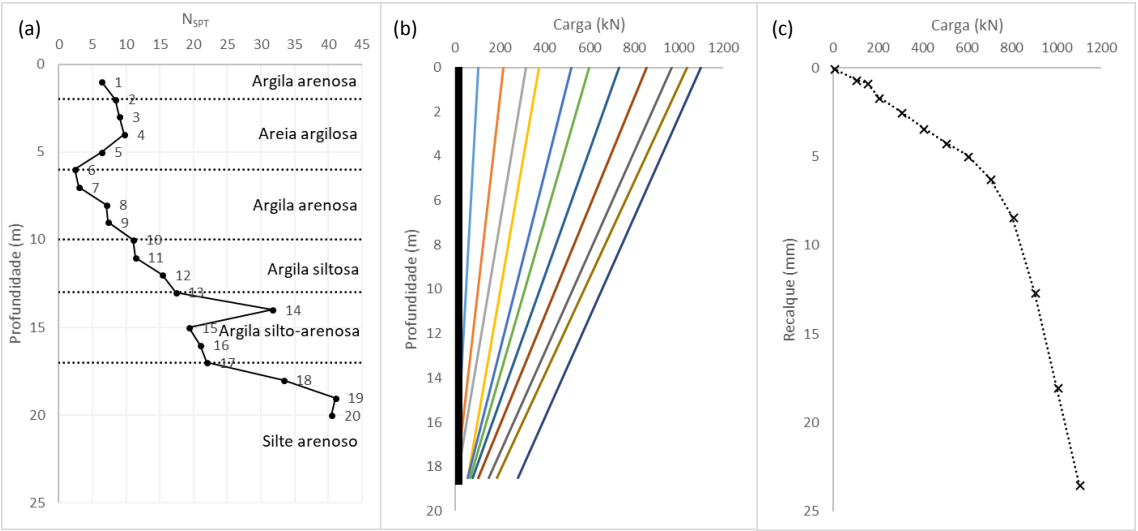


Figura B.29 – PC HC08: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Reiffsteck (2009).

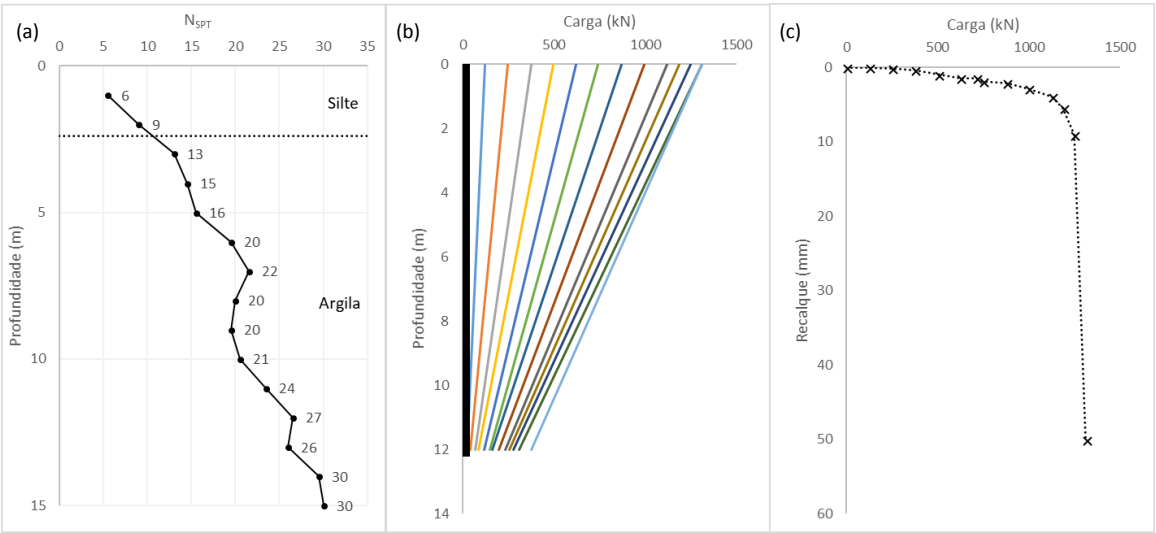


Figura B.30 – PC HC09: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011).

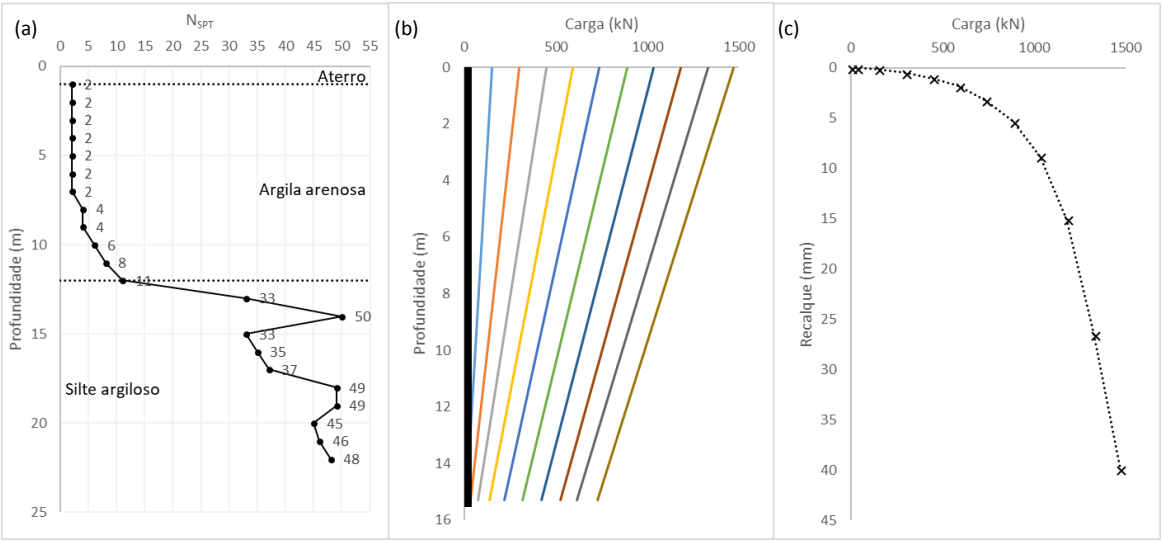


Figura B.31 – PC HC10: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011).

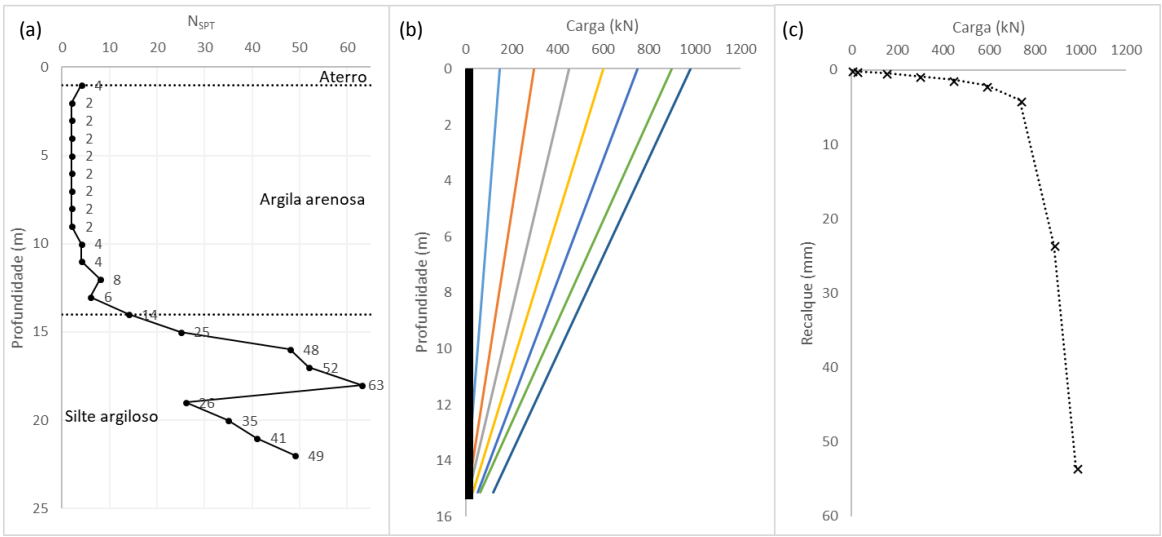


Figura B.32 – PC HC11: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011).

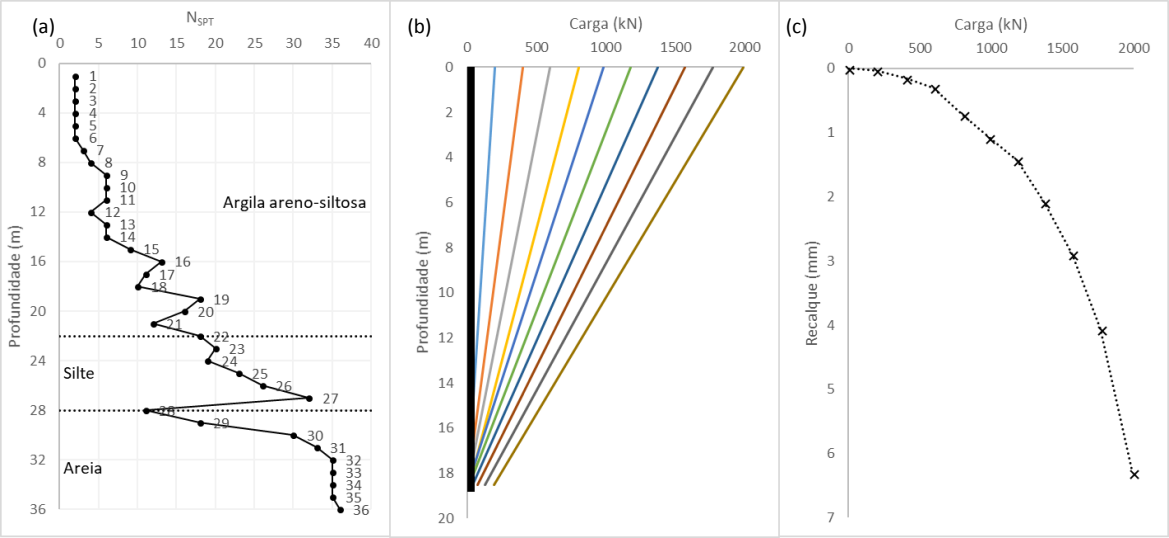


Figura B.33 – PC HC12: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011).

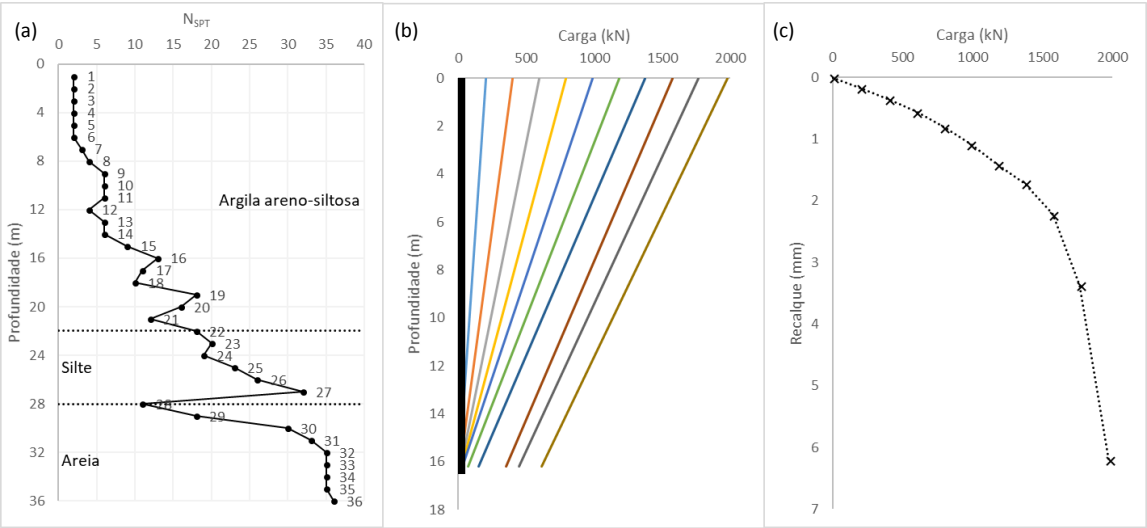


Figura B.34 – PC HC13: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011).

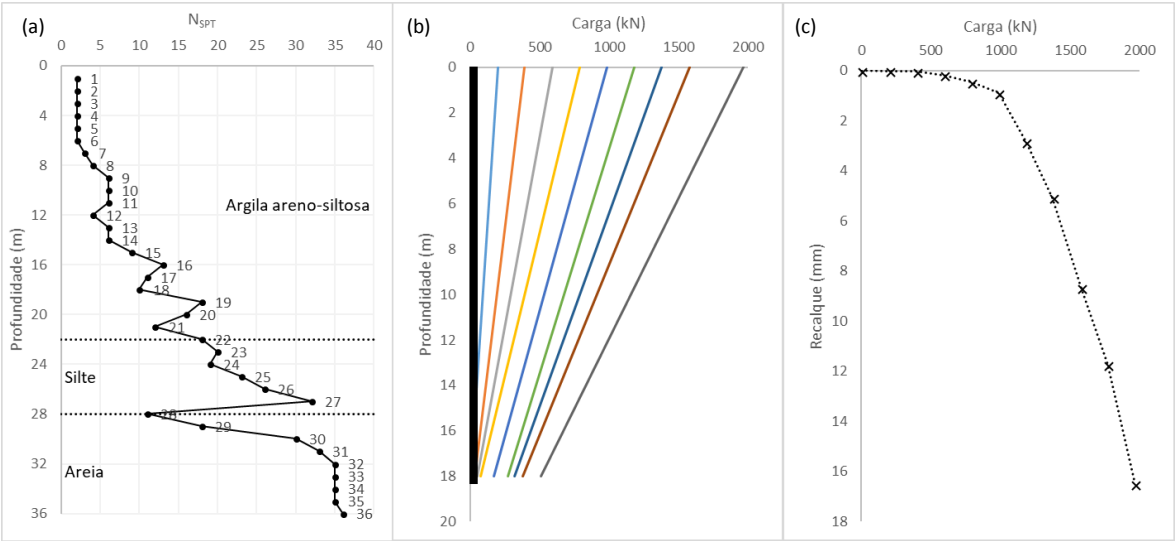


Figura B.35 – PC HC14: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Silva (2011).

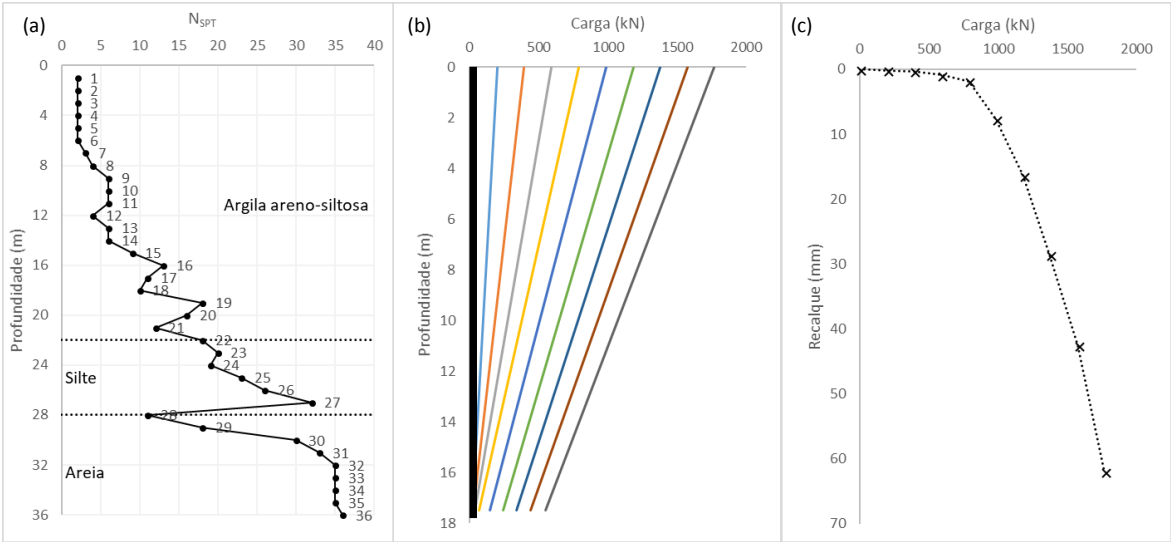


Figura B.36 – PC HC15: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013).

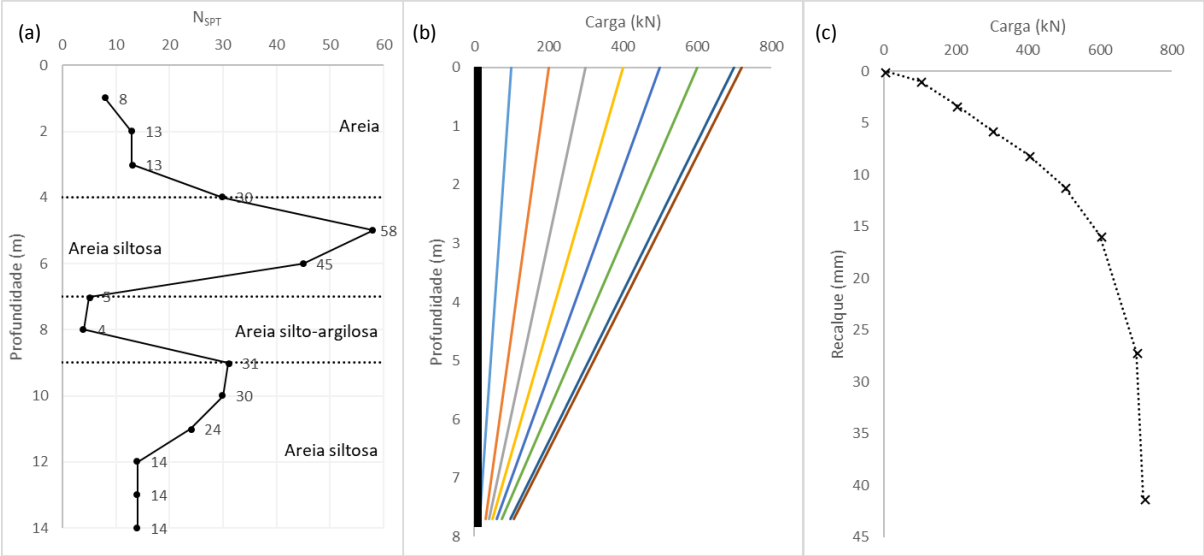


Figura B.37 – PC HC16: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013).

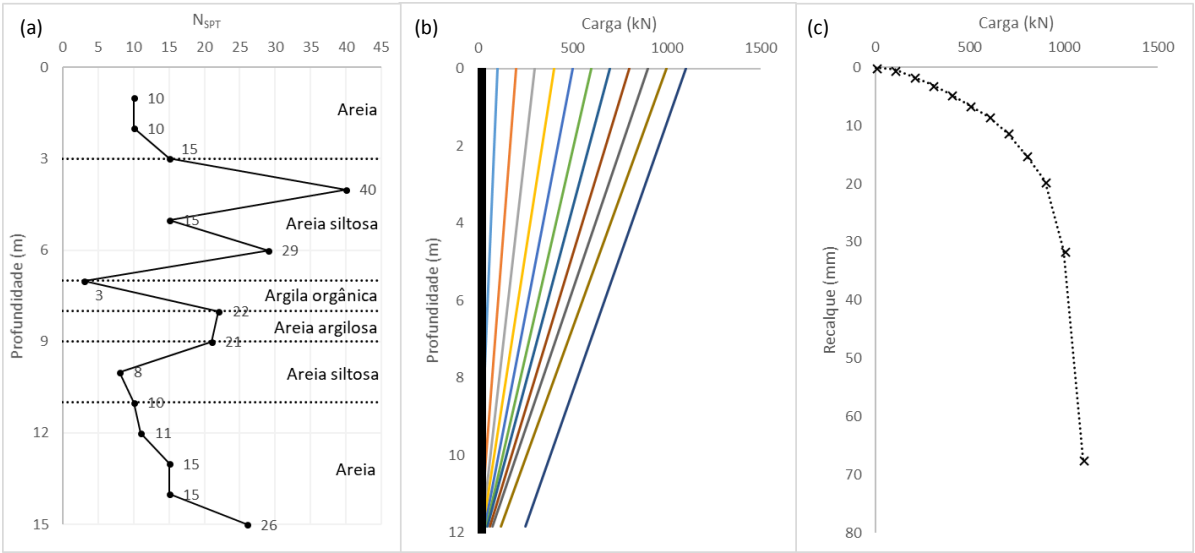


Figura B.38 – PC HC17: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013).

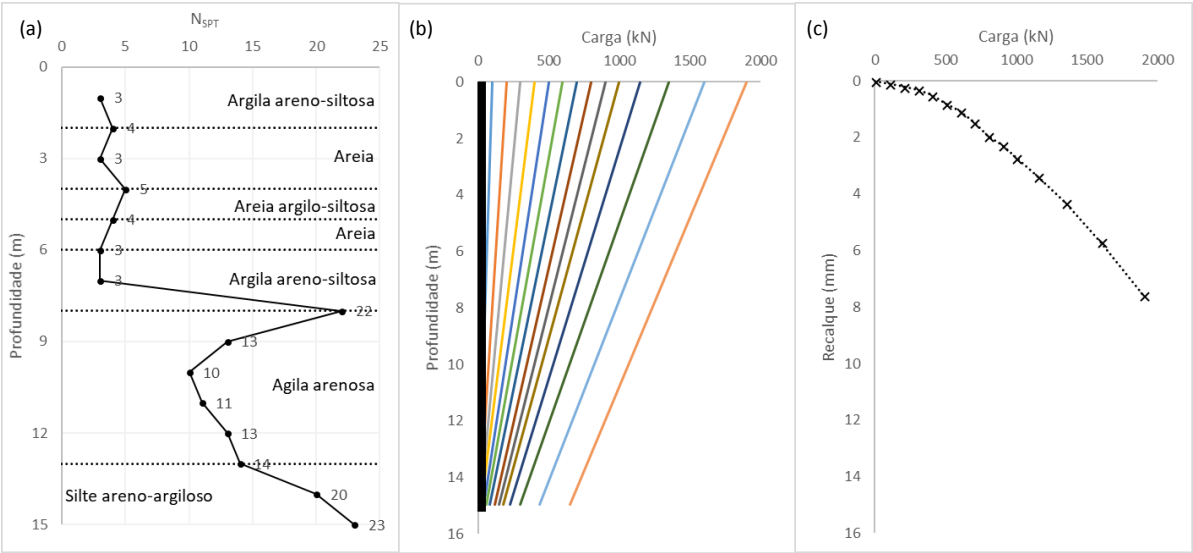


Figura B.39 – PC HC18: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013).

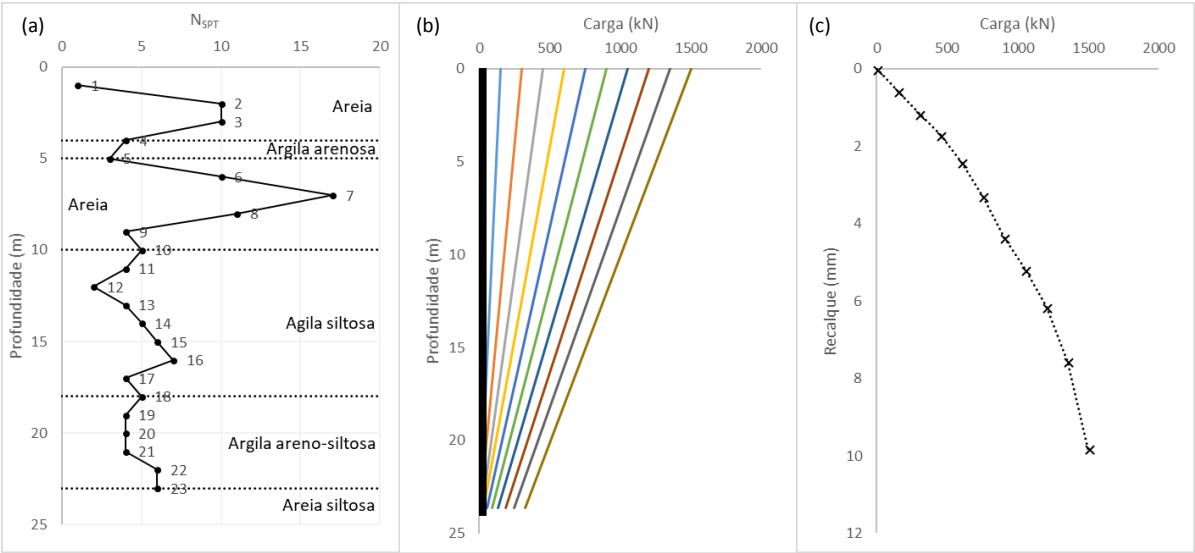


Figura B.40 – PC HC19: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013).

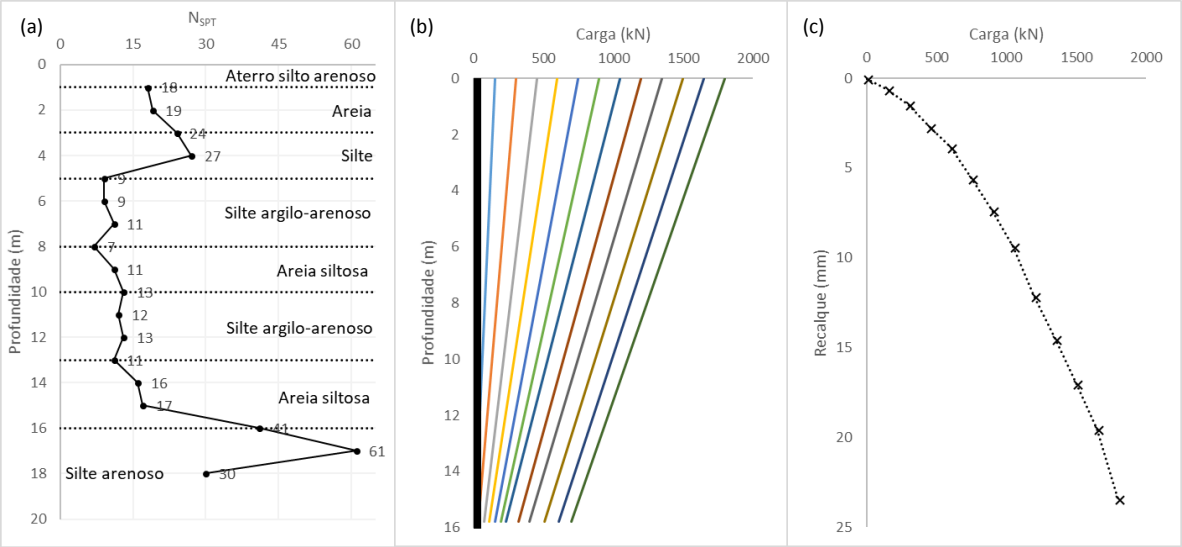


Figura B.41 – PC HC20: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Alledi (2013).

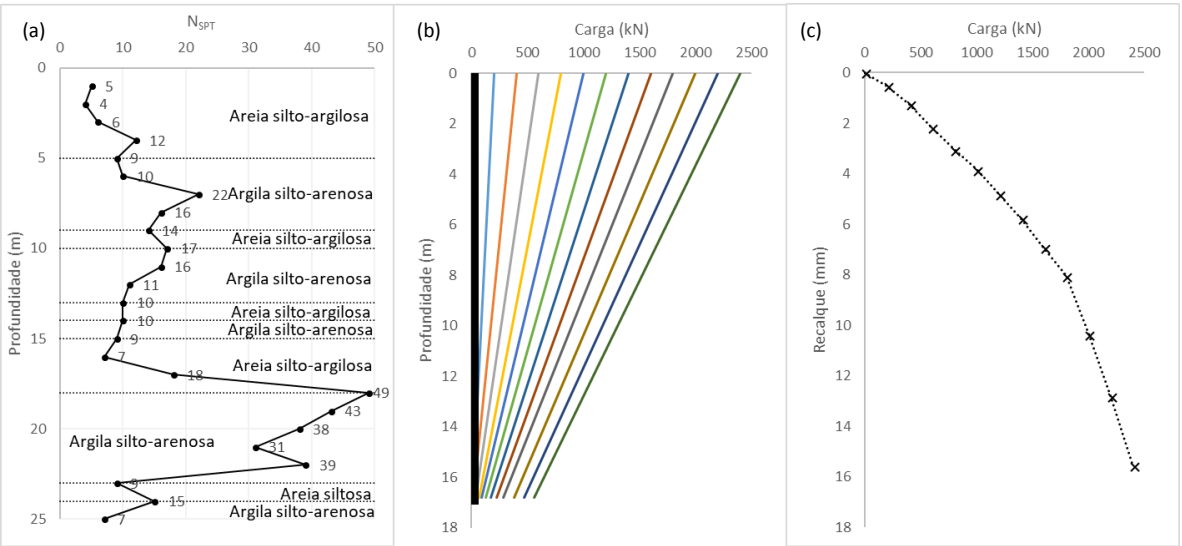
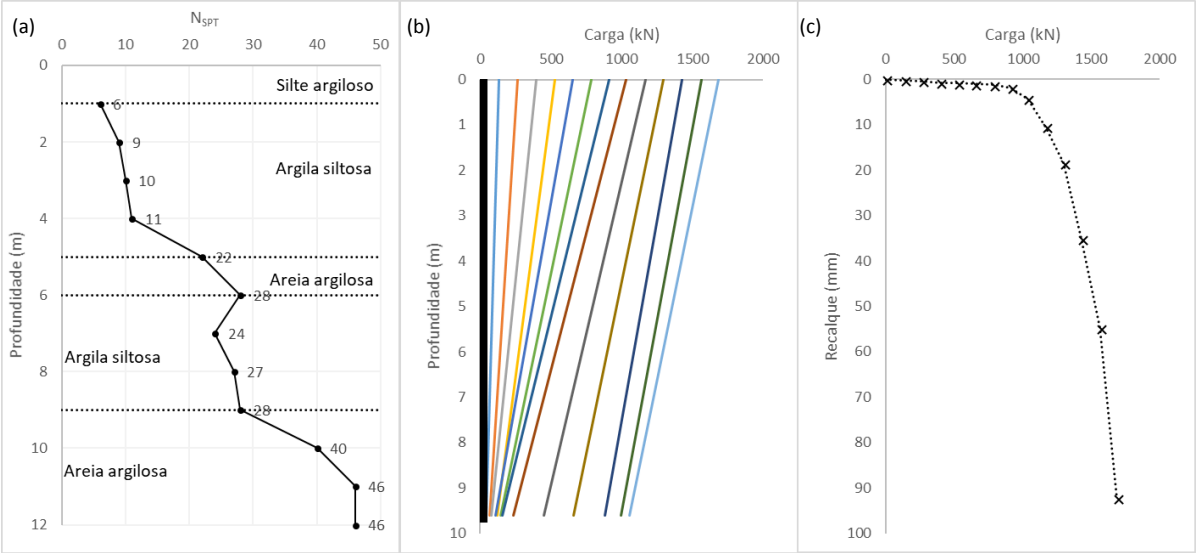


Figura B.42 – PC HC22: (a) Perfil SPT; (b); Transferência de carga; (c) Carga *vs* Recalque. Fonte: adaptado de Benetti (2016).



APÊNDICE C – Previsões Semi-Empíricas

São apresentados nas Tabelas C.1 e C.2 as previsões semi-empíricas obtidas a partir dos métodos analisados para as estacas escavadas e hélice contínua, respectivamente.

Tabela C.1 – Previsões semi-empíricas para estacas escavadas. Fonte: Autoria própria.

PC	Dimensões		Aoki e Velloso (1975)			Decóurt-Quaresma (1978; 1996)			Teixeira (1996)			P.P. Velloso (1981)		
	Φ (m)	L (m)	Cargas (kN)											
			Ponta	Lateral	Total	Ponta	Lateral	Total	Ponta	Lateral	Total	Ponta	Lateral	Total
E01	1,20	22,00	1908	2512	4420	3884	5152	9036	2842	6772	9614	4805	10465	15270
E02	0,89	17,70	9159	954	10113	3456	808	4264	4179	1698	5878	6651	2088	8739
E03	0,92	10,70	1182	975	2157	1808	1502	3310	1773	2027	3800	2691	3003	5694
E04	0,45	12,00	106	92	198	159	243	402	121	297	419	415	488	903
E05	0,45	12,00	106	92	198	159	243	402	121	297	419	415	488	903
E06	0,45	12,00	106	92	198	159	243	402	121	297	419	415	488	903
E07	0,30	7,65	58	44	102	50	118	168	61	124	185	109	146	255
E08	0,60	13,40	1555	1048	2603	1272	1195	2467	1357	1987	3344	2542	3804	6346
E09	0,75	47,00	884	3846	4730	785	4230	5015	1243	7036	8278	1458	10057	11515
E10	1,00	50,50	5934	7343	13277	5280	7493	12773	6739	13193	19931	9146	18905	28051
E11	0,40	12,00	84	81	165	126	216	342	98	264	363	337	434	771
E12	1,20	23,00	1908	2532	4440	3192	3428	6619	2804	3995	6800	3665	5135	8800
E13	1,20	29,00	3318	5304	8621	4384	6958	11342	3977	7956	11933	5501	11038	16539
E14	1,20	31,00	10179	5626	15804	10405	4677	15082	7103	8124	15227	13845	10947	24792
E15	0,25	5,00	22	23	44	32	66	98	29	65	94	67	98	165
E16	0,25	5,00	22	23	44	32	66	98	29	65	94	67	98	165
E17	0,30	5,00	31	27	58	46	79	125	41	78	119	94	118	211
E18	0,40	5,00	55	36	92	81	106	187	72	104	175	158	157	315
E19	0,70	15,70	346	1141	1487	321	1181	1501	341	1921	2262	724	2324	3048
E20	1,00	24,10	3403	2120	5523	1833	1848	3680	1764	3505	5269	3030	4473	7503
E21	1,00	24,10	3403	2171	5574	1833	2272	4105	1841	3591	5432	3030	4581	7611

Tabela C.2 – Previsões semi-empíricas para estacas hélice-contínua. Fonte: Autoria própria.

PC	Dimensões		Aoki e Velloso (1975)			Decóurt-Quaresma (1978; 1996)			Antunes e Cabral (1996)			Gotlieb et al. (2000)		
	Φ (m)	L (m)	Cargas (kN)											
			Ponta	Lateral	Total	Ponta	Lateral	Total	Ponta	Lateral	Total	Ponta	Lateral	Total
HC01	0,46	15,20	776	611	1386	136	1215	1351	554	836	1390	430	1216	1646
HC02	0,46	15,20	825	1450	2275	163	1650	1813	589	1813	2401	482	1728	2211
HC03	0,46	9,10	3462	1205	4668	831	1286	2117	665	1553	2218	752	1474	2226
HC04	0,40	12,00	126	119	245	63	347	410	151	171	322	236	98	334
HC05	0,40	12,00	126	119	245	63	347	410	151	171	322	236	98	334
HC06	0,40	12,00	126	119	245	63	347	410	151	171	322	236	98	334
HC07	0,40	18,50	1140	664	1804	303	1123	1425	503	868	1371	406	1131	1537
HC08	0,50	12,00	442	314	756	188	1182	1371	545	655	1200	553	1225	1778
HC09	0,40	15,28	361	349	710	297	658	955	503	514	1016	490	700	1190
HC10	0,40	15,12	314	153	467	219	435	654	471	209	680	235	297	532
HC11	0,80	18,50	1307	347	1654	332	977	1309	817	446	1263	467	649	1117
HC12	0,80	16,20	452	273	726	127	864	991	377	358	735	415	521	936
HC13	0,80	18,00	1307	386	1693	332	1018	1350	817	484	1301	478	702	1180
HC14	0,80	17,50	1106	467	1573	342	1128	1470	691	556	1248	552	809	1362
HC15	0,40	7,70	220	68	288	271	812	1083	141	840	981	406	817	1223
HC16	0,40	11,85	1508	174	1682	146	949	1094	283	990	1273	300	912	1213
HC17	0,40	14,95	565	400	966	179	683	862	377	422	799	261	638	900
HC18	0,40	23,65	302	477	779	90	883	973	94	611	705	80	673	753
HC19	0,40	15,80	855	825	1679	372	1092	1464	320	998	1318	309	1074	1383
HC20	0,40	16,80	905	727	1632	171	978	1149	503	733	1235	165	888	1052
HC21	0,50	9,60	3142	769	3910	895	946	1841	785	866	1651	736	1043	1779