

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA, ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

**PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM
ESTACAS METÁLICAS TUBULARES DE
PONTA ABERTA EM UM SOLO TROPICAL**

BRENO BRESEGHELO DO NASCIMENTO

D0203G19
GOIÂNIA
2019

**TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR
VERSÕES ELETRÔNICAS DE TESES E DISSERTAÇÕES
NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG**

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), regulamentada pela Resolução CEPEC nº 832/2007, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou *download*, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: Dissertação Tese

2. Identificação da Tese ou Dissertação:

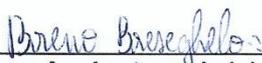
Nome completo do autor: Breno Breseghelo do Nascimento

Título do trabalho: Provas de Carga em Estacas Metálicas Tubulares de Ponta Aberta em um Solo Tropical

3. Informações de acesso ao documento:

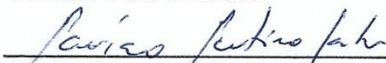
Concorda com a liberação total do documento SIM NÃO¹

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF da tese ou dissertação.



Assinatura do(a) autor(a)²

Ciente e de acordo:



Assinatura do(a) orientador(a)²

Data: 11 / 06 / 2019

¹ Neste caso o documento será embargado por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Os dados do documento não serão disponibilizados durante o período de embargo.

Casos de embargo:

- Solicitação de registro de patente;
- Submissão de artigo em revista científica;
- Publicação como capítulo de livro;
- Publicação da dissertação/tese em livro.

² A assinatura deve ser escaneada.

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), regulamentada pela Resolução CEPEC nº 832/2007, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou *download*, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: Dissertação [] Tese

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Nome completo do autor: *Breno Breseghele do Nascimento*

Título do trabalho: *Breves de Carga Estáticas em Estacas Metálicas Tubulares de Ponta Aberta em um Solo Tropical*

3. Informações de acesso ao documento:

Concorda com a liberação total do documento SIM [] NÃO¹

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF da tese ou dissertação.

Breno Breseghele

Assinatura do (a) autor (a) ²

Data: 29 / 11 / 2022

¹ Neste caso o documento será embargado por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Os dados do documento não serão disponibilizados durante o período de embargo.

²A assinatura deve ser escaneada.

BRENO BRESEGHELO DO NASCIMENTO

**PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM
ESTACAS METÁLICAS TUBULARES DE
PONTA ABERTA EM UM SOLO TROPICAL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás como parte dos requisitos para o título de Mestre em Geotecnia.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. DSc. Maurício Martines Sales

Coorientador: Prof. DSc. Renato Resende Angelim

D0203G19

GOIÂNIA

2019

Breseghele, Breno do Nascimento
Provas de Carga Estáticas em Estacas Metálicas Tubulares de
Ponta Aberta em um Solo Tropical [manuscrito] / Breno do
Nascimento Breseghele. - 2019.
CLX, 160 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Maurício Martines Sales; co-orientador Dr.
Renato Resende Angelim.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola
de Engenharia Civil e Ambiental(EECA), Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia,
2019.

Bibliografia. Apêndice.

Inclui abreviaturas, símbolos, gráfico, tabelas, lista de figuras, lista
de tabelas.

1. Estacas tubulares metálicas. 2. Estacas de ponta aberta. 3.
Prova de carga. 4. Tamponamento. 5. Solos tropicais. I. Sales,
Maurício Martines, orient. II. Título.

CDU 624-15



**PPG
GECON**

**Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia, Estruturas e Construção Civil**



Ata de Nº 0203 da sessão de julgamento da
Dissertação do(a) aluno(a) Breno Breseghelo
do Nascimento da área de concentração
Geotecnia do PPG em Geotecnia, Estruturas e
Construção Civil.

Aos 13 dias do mês de junho de 2019, às 13h30min, no Auditório Biolkino Pereira da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás, reuniu-se a banca examinadora designada na forma regimental pela Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil para julgar a Dissertação intitulada "**Provas de carga estáticas em estacas metálicas tubulares de ponta aberta em um solo tropical**", apresentada pelo(a) aluno(a) **Breno Breseghelo do Nascimento**, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de MESTRE, área de concentração Geotecnia. A Banca Examinadora foi presidida pelo(a) Prof. Dr. Maurício Martines Sales (GECON/UFG), tendo como membros o(a) Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos (GECON/UFG) e o(a) Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque (UNICAMP). Aberta a sessão pública, o(a) candidato(a) teve a oportunidade de expor o trabalho. Após a exposição, o(a) aluno(a) foi arguido(a) oralmente pelos membros da Banca, os quais concluíram pelos seguintes resultados:

Membro	Instituição	Função	Resultado
Maurício Martines Sales	GECON/UFG	Presidente	<u>Aprovado</u>
Eder Carlos Guedes dos Santos	GECON/UFG	Examinador(a) Interno(a)	<u>APROVADO.</u>
Paulo José Rocha de Albuquerque	(UNICAMP)	Examinador(a) Externo(a)	<u>APROVADO</u>

Tendo demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema de sua Dissertação, a Banca Examinadora concluiu pela **aprovação** do(a) candidato(a) **sem restrições**.

Não tendo demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema de sua Dissertação, a Banca Examinadora concluiu pela **reprovação** do(a) candidato(a), conforme as seguintes justificativas:

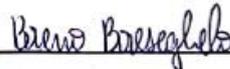
Nos termos do Regulamento Geral dos Cursos de pós-graduação desta Universidade, foi lavrada a presente ata que, lida e julgada conforme, segue assinada pelos membros da **Banca Examinadora** e pelo(a) **candidato(a)**.


Eder Carlos Guedes dos Santos
PPG-GECON/UFG


Paulo José Rocha de Albuquerque
(UNICAMP)


Maurício Martines Sales
PPG-GECON/UFG

Candidato(a): Breno Breseghelo do Nascimento



AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, pois Ele deve ser amado sobre todas as coisas.

À minha família, por toda a ajuda e apoio dado ao longo de toda a vida.

Ao professor Maurício Sales, pela mentoria no trabalho, paciência e pela ponderação nas decisões tomadas.

Ao professor Renato Angelim, pela coorientação no trabalho e pela grande atenção dada aos detalhes de tudo.

Ao técnico João Jr. do LabMeso, pela ajuda dada em todas as etapas e pelo grande conhecimento em ensaios de laboratório.

Ao Fernando e Luiz Carlos Galvani Jr., pelo auxílio durante os ensaios.

Ao técnico Gabriel do LabMeso, pelo auxílio dado nos ensaios de pastilha.

Aos técnicos Victor e Antônio do LABITECC, pelo apoio dado na calibração da célula de carga e macaco.

À Concrecon, pelo fornecimento do concreto das estacas de reação.

À Gerdau, pelo fornecimento do aço das estacas de reação.

À Sete Engenharia, na pessoa dos senhores Magalhães, Valmir e Luciano, pela execução da sondagem SPT, perfuração das estacas de reação e fornecimento de materiais e equipamentos para execução das provas de carga.

Ao LAMAF da EMC/UFG, pela ajuda dada em diversas ocasiões.

Ao CNPq e à FUNAPE, pelo suporte financeiro dado.

RESUMO

Estacas metálicas tubulares de ponta aberta constituem um tipo de fundação muito utilizado no mundo, principalmente em obras *offshore*, devido, entre outros fatores, à facilidade de cravação, menores vibrações transmitidas ao terreno e à possibilidade de utilização de grandes diâmetros de estaca. Porém, o comportamento desse tipo de estaca em solos tropicais não é muito conhecido, devido à pequena quantidade de estudos. Colabora com isso os fenômenos específicos que ocorrem nessas estacas, como, por exemplo, o tamponamento. Neste trabalho foram realizadas provas de carga estáticas em estacas tubulares metálicas instaladas em um solo laterítico da região de Goiânia-GO, visando observar o seu comportamento. As estacas foram instaladas em um campo experimental da EECA-UFG. O campo experimental foi caracterizado por meio de análises granulométricas, sondagem SPT e sondagens com penetrômetro dinâmico de cone PANDA. Foram ensaiadas 5 estacas instaladas por prensagem, variando-se o diâmetro, a época de instalação e a configuração aberta ou fechada da ponta. A altura do tampão de solo no interior da estaca e a carga aplicada foram medidos ao longo da instalação. Cada estaca foi ensaiada à compressão com comprimentos enterrados de cerca de 1,80 m e 3,50 m e posteriormente ensaiada à tração após o último ensaio à compressão. O solo do campo experimental foi classificado como uma areia siltosa laterítica fofa, de coloração vermelha, apresentando baixa resistência à penetração em sua maior parte. Todas as estacas de ponta aberta se tamponaram plenamente com cerca de 1,00 m de comprimento prensado., mantendo-se nessa condição no restante da instalação e durante as provas de carga. A carga medida ao longo do último estágio de prensagem serviu como uma previsão razoável para a resistência da estaca na prova de carga e a curva carga x recalque das estacas foi praticamente linear até próximo da ruptura. Comparando-se diferentes estacas, a estaca de ponta fechada apresentou menor resistência do que a estaca de ponta aberta, a estaca de maior diâmetro apresentou resistência maior do que a de menor diâmetro e as estacas de mesmas dimensões instaladas em épocas diferentes apresentaram diferenças em suas resistências devido a variações na umidade do solo. Aplicando-se diferentes fórmulas de previsão de capacidade de carga observou-se que os métodos têm melhor desempenho em estacas mais longas, que o método Aoki-Velloso (1975) apresentou melhor desempenho do que o método Décourt-Quaresma (1978, 1996) e que os métodos internacionais tiveram um bom e semelhante desempenho.

Palavras-chave: Estacas tubulares metálicas. Estacas de ponta aberta. Prova de carga. Tamponamento. Solos tropicais.

ABSTRACT

Open-ended steel pipe piles are oftenly employed on piled foundations around the world, especially in offshore construction, due to ease of driving, less vibration imposed to the ground and the possibility of using large pile diameters. However, the behavior of this type of pile in tropical soils is not well known, because of lack of studies. Specific phenomenona that occurs on those piles, like plugging, aggravates this scenario. In this study, static load tests were done on steel pipe piles installed in a lateritic soil profile located in the region of Goiânia-GO, aiming at observing their behavior. The piles were installed in an experimental area at EECA-UFG. The area was characterized by means of granulometric analyses, an SPT borehole, and dynamic cone penetrometer PANDA profiles. Five piles installed by jacking were load tested, with varying diameter, installation date, and the tip configuration, open or closed. The soil column height inside the piles and the applied load were measured during jacking. Each pile was load tested in compression with buried lengths of approximately 1,80 m and 3,50 m and, after that, tested in tension. The soil profile at the experimental area was classified as a loose lateritic silty sand, of red color and having low penetration resistance in most of the depth of the profile. All piles were became fully plugged with about 1,00 m of jacked length, continuing that way in the rest of jacking and during load test. The load measured during jacking served as a reasonable prediction for the ultimate load capacity during static load testing and the load x settlement curves for all piles were practically linear until close to failure. Comparing different piles, the closed-ended pile showed less load capacity than the open-ended pile, the higher diameter pile showed greater load capacity than the lesser one and the load capacity of piles of the same dimensions but installed at different dates were different due to changes in soil water content. By applying different load capacity formulas, it was found that the methods have better prediction capacity for longer piles, that the Aoki-Velloso (1975) method have better performance than the Décourt-Quaresma (1978, 1996) method and that the international methods had good and similar performance.

Keywords: Steel pipe piles. Open ended pipe piles. Load tests. Plugging. Tropical soils.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comparativo entre estacas de ponta aberta e fechada durante a cravação; (a) Quantidade acumulada de golpes; (b) Penetração por golpe (adaptado de PAIK <i>et al.</i> , 2003)	27
Figura 2.2 - Definições de IFR e PLR (PAIK; SALGADO, 2003).....	28
Figura 2.3 - Mecanismos de resistência de estacas de ponta aberta (LEHANE; GAVIN, 2001)	29
Figura 2.4 – Vetores de força em uma prova de carga estática de uma estaca de ponta aberta cravada dinamicamente (adaptado de Fellenius (2015))	30
Figura 2.5 - Detalhes do <i>Imperial College Pile</i> (CHOW, 1996); (a) Esquema da estaca modelo; (b) Instrumentação da ponta	31
Figura 2.6 - Esquema da câmara de ensaio (adaptado de LEHANE; GAVIN, 2001).....	33
Figura 2.7 - Seção longitudinal da estaca ensaiada (adaptado de GAVIN; LEHANE, 2001)	33
Figura 2.8 - Corte esquemático da estaca de Doherty e Gavin (2011).....	35
Figura 2.9 - Estacas ensaiadas por Ko e Jeong (2015)	36
Figura 2.10 - Detalhe da instrumentação das estacas (KO; JEONG, 2015).....	37
Figura 2.11 - Sistema de ensaio utilizado por Fattah, Al-Soudani e Omar (2016)	38
Figura 2.12 - Determinação do ângulo de atrito da interface solo-estaca para o método ICP-05 (modificado de Jardine <i>et al.</i> , 2005)	44
Figura 2.13 - Determinação do ângulo de atrito da interface solo-estaca para o método UWA-05 (modificado de Lehane, Schneider e Xu, 2005)	49
Figura 2.14 - Mapeamento de solos de Goiânia-GO (a seta mostra o local do campo experimental da EECA-UFG; adaptado de CARDOSO, 2010)	57
Figura 2.15 - Curva granulométrica da amostra AM1LV de Cardoso (2010)	58
Figura 2.16 - Aspecto visual do solo do trabalho de Gomes (2015)	59

Figura 2.17 - Esquema geral do PANDA (modificado de Langton, 1999).....	61
Figura 2.18 - Foto do PANDA (disponível em: https://www.sol-solution.com/nos-materiels/panda/)	61
Figura 3.1 - Detalhe do sistema de reação para as provas de carga à compressão (medidas em metros).....	64
Figura 3.2 - Equipamentos utilizados no ensaio: (a) Célula de carga; (b) Macaco hidráulico capacidade 300 kN; (c) Módulo de aquisição de dados	66
Figura 3.3 - Curva de calibração da célula de carga: (a) Curva de carregamento; (b) Curva de descarregamento	66
Figura 3.4 - Visão geral do sistema de ensaio à compressão	67
Figura 3.5 - Detalhe da instrumentação na cabeça da estaca.....	68
Figura 3.6 - Dispositivo de medição da altura da coluna de solo utilizado por Paik <i>et al.</i> (2003)	68
Figura 3.7 - Dispositivo de medição da altura da coluna de solo utilizado nessa pesquisa	68
Figura 3.8 - Detalhes do sistema de ensaio à tração das estacas	69
Figura 3.9 - Segmentos de 850 mm cada para composição da estaca instalada.....	70
Figura 3.10 - Molde de PVC utilizado para determinação da massa específica seca do solo da ponta da estaca.....	72
Figura 3.11 - Local de instalação do campo experimental (Google Earth, 2018).....	73
Figura 3.12 - Aspecto do solo superficial do campo experimental	74
Figura 3.13 - Planta de locação das estacas de reação e estacas teste (medidas em metros) ...	75
Figura 3.14 – Equipamento de medição de energia do SPT (a) Aquisição de dados; (b) Haste instrumentada	77
Figura 3.15 - Penetrômetro PANDA 2; (a) Terminal de comunicação; (b) Vista geral do equipamento	77
Figura 3.16 - Posição dos pontos de ensaios de campo (medidas em metros).....	78
Figura 4.1 - Porcentagens de cada fração granulométrica conforme NBR 6502: (a) com defloculante; (b) sem defloculante	82

Figura 4.2 - Perfis de umidade <i>in situ</i> para diferentes datas.....	84
Figura 4.3 - Distribuição mensal de chuvas de novembro de 2017 a janeiro de 2019.....	84
Figura 4.4 - Precipitação acumulada 15 dias antes de cada medição de umidade <i>in situ</i>	85
Figura 4.5 - Gráfico de N_{SPT} com a profundidade.....	86
Figura 4.6 - Exemplo de curva força/velocidade ao longo do tempo para um dos golpes do martelo.....	87
Figura 4.7 - Perfis de resistência média q_d ponderada pelo trabalho: (a) Ponteira de 4 cm ² ; (b) Ponteira de 10 cm ²	92
Figura 4.8 - Média aritmética das 3 sondagens PANDA de cada ponteira.....	93
Figura 5.1 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E1.....	96
Figura 5.2 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E1.....	96
Figura 5.3 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E1.....	96
Figura 5.4 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E2.....	97
Figura 5.5 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E2.....	97
Figura 5.6 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E2.....	97
Figura 5.7 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E3.....	98
Figura 5.8 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E3.....	98
Figura 5.9 Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E3.....	98
Figura 5.10 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E4.....	99
Figura 5.11 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E4.....	99
Figura 5.12 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E4.....	99
Figura 5.13 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E5.....	100
Figura 5.14 - Curvas carga x recalque da estaca E1 na compressão.....	101
Figura 5.15 - Curva carga x deslocamento da estaca E1 na tração.....	101
Figura 5.16 - Curvas carga x recalque da estaca E2 na compressão.....	102
Figura 5.17 - Curva carga x deslocamento da estaca E2 na tração.....	102

Figura 5.18 - Curvas carga x recalque da estaca E3 na compressão	103
Figura 5.19 - Curva carga x deslocamento da estaca E3 na tração	103
Figura 5.20 - Curvas carga x recalque da estaca E4 na compressão	104
Figura 5.21 - Curva carga x deslocamento da estaca E4 na tração	104
Figura 5.22 - Curvas carga x recalque da estaca E5 na compressão	105
Figura 5.23 - Curva carga x deslocamento da estaca E5 na tração	105
Figura 5.24 - Curvas carga x recalque dos ensaios de compressão PC1 de todas as estacas agrupadas	106
Figura 5.25 - Curvas carga x recalque dos ensaios de compressão PC2 de todas as estacas agrupadas	106
Figura 5.26 - Curvas carga x deslocamento dos ensaios de tração PC3 de todas as estacas agrupadas	107
Figura 6.1 - Curvas de IFR e q_d ao longo do comprimento das estacas	110
Figura 6.2 - Curvas de PLR e q_d ao longo do comprimento das estacas	111
Figura 6.3 - Perfis de q_c do solo do trabalho de Lehane e Gavin (2001) e perfil de q_d do solo do campo experimental (modificado de Lehane e Gavin (2001))	112
Figura 6.4 - Correlação entre IFR e PLR para os ensaios realizados	114
Figura 6.5 - Carga de pico aplicada na prensagem e q_d ao longo do comprimento das estacas	117
Figura 6.6 - Carga de pico normalizada pela carga ao final da prensagem, ao longo do comprimento das estacas	117
Figura 6.7 - Comparativo de carga de pico durante a prensagem entre estacas instaladas em datas diferentes - E1 e E4	118
Figura 6.8 - Comparativo de carga de pico durante a prensagem entre estacas de diâmetros diferentes - E3 e E4	119
Figura 6.9 - Carga de pico dividida pela área plena de seção transversal das estacas E3 e E4	120

Figura 6.10 - Comparativo de carga de pico durante a prensagem entre uma estaca de ponta aberta e uma de ponta fechada - E4 e E5.....	121
Figura 6.11 - Curvas carga normalizada x recalque normalizado para os ensaios PC1	125
Figura 6.12 - Curvas carga normalizada x recalque normalizado para os ensaios PC2.....	125
Figura 6.13 - Ampliação da curva normalizada próximo da ruptura para os ensaios PC1	126
Figura 6.14 - Ampliação da curva normalizada próximo da ruptura para os ensaios PC2	126
Figura 6.15 - Ampliação da curva normalizada no descarregamento para os ensaios PC1 ...	127
Figura 6.16 - Ampliação da curva normalizada no descarregamento para os ensaios PC2 ...	127
Figura 6.17 - Curvas carga normalizada x deslocamento normalizado para os ensaios PC3	131
Figura 7.1 - Histograma de C/M dos diferentes métodos para os ensaios PC1.....	146
Figura 7.2 - Histograma de C/M dos diferentes métodos para os ensaios PC2.....	146
Figura 7.3 - Histograma de C/M dos diferentes métodos para os ensaios PC3.....	147
Figura 7.4 - Histograma da diferença ao quadrado entre C/M e 1 para os ensaios PC2	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classificação das amostras coletadas por Cardoso (2010).....	58
Tabela 3.1 - Dimensões da seção das estacas ensaiadas.....	63
Tabela 3.2 - Campanha de coleta de amostras para determinação da umidade <i>in situ</i> do perfil	78
Tabela 4.1 - Massa específica dos grãos, classificações granulométrica e MCT do perfil de solo	82
Tabela 4.2 - Relatório de sondagem SPT - Data: 29/01/2018.....	86
Tabela 4.3 - Eficiências energéticas do ensaio SPT considerando as energias E* e EPG (MACHADO <i>et al.</i> , 2018).....	88
Tabela 5.1 - Características geométricas, carga de ruptura e datas de ensaio	95
Tabela 6.1 - Dados sobre o tamponamento das estacas ensaiadas	110
Tabela 6.2 - Umidade, massa específica seca e índice de vazios do solo do tampão após a extração de cada estaca.....	116
Tabela 6.3 - Comparativo entre a carga na prensagem e carga última na prova de carga para os ensaios PC1	122
Tabela 6.4 - Comparativo entre a carga na prensagem e carga última na prova de carga para os ensaios PC2	122
Tabela 6.5 - Rigidez calculada para 50% de Q_{ult}	128
Tabela 6.6 - Carga última nas provas de carga à compressão	129
Tabela 6.7 - Encurtamento elástico teórico máximo das estacas	129
Tabela 6.8 - Carga última no ensaio PC3 para deslocamento de 10% D e comparação com o ensaio PC2.....	130
Tabela 7.1 - Valores adotados dos coeficientes do método Aoki-Velloso (1975)	134
Tabela 7.2 - Valores estimados do peso específico natural do solo	136
Tabela 7.3 - Valores adotados dos coeficientes do método API	137

Tabela 7.4 - Ângulo de atrito da interface solo-estaca determinado conforme a recomendação de cada método	138
Tabela 7.5 - Estaca E1 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido	140
Tabela 7.6 - Estaca E2 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido	141
Tabela 7.7 - Estaca E3 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido	142
Tabela 7.8 - Estaca E4 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido	143
Tabela 7.9 - Estaca E5 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido	144

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

API	<i>American Petroleum Institute</i>
CAPWAP	<i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
EECA	Escola de Engenharia Civil e Ambiental
FFR	<i>Final Filling Ratio</i>
HKU	<i>Hong Kong University</i>
ICP	<i>Imperial College Pile</i>
IFR	<i>Incremental Filling Ratio</i>
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
LABITECC	Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MCT	Miniatura Compactado Tropical
PLR	<i>Plug Length Ratio</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
UFG	Universidade Federal de Goiás
UWA	<i>University of Western Australia</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos Romanos

N_{LDQ}	média de N_{SPT} no fuste da estaca para o método Décourt-Quaresma (1978)
N_{pDQ}	média de N_{SPT} na ponta da estaca para o método Décourt-Quaresma (1978)
r_{LAV}	resistência unitária lateral do método Aoki-Velloso (1975)
r_{LDQ}	resistência unitária lateral do método Décourt-Quaresma (1978)
r_{PAV}	resistência unitária de ponta do método Aoki-Velloso (1975)
r_{PDQ}	resistência unitária de ponta do método Décourt-Quaresma (1978)
A_h	área de seção transversal das hastes
A_L	área lateral da estaca
A_p	área da ponta da estaca
A_{pd}	área da ponteira do PANDA
A_{rb}^*	razão de área efetiva para a ponta
A_{rs}^*	razão de área efetiva para o atrito
C_{DQ}	coeficiente de correlação com SPT do método Décourt-Quaresma (1978)
D_1	comprimento cravado da estaca
D_{CPT}	diâmetro do cone do CPT
D_{ext}	diâmetro externo da estaca
D_{int}	diâmetro interno da estaca
D_r	densidade relativa da areia
E^*	energia potencial teórica do ensaio SPT
E_h	módulo de elasticidade do material das hastes
F_1	fator de correlação para a ponta do método Aoki-Velloso (1975)
F_2	fator de correlação para o atrito lateral do método Aoki-Velloso (1975)
K_0	coeficiente de empuxo no repouso
K_{AV}	coeficiente de correlação para o N_{SPT} do método Aoki-Velloso (1975)
L_1	altura de solo do tampão
L_c	comprimento da composição de hastes
M_h	massa da composição de hastes

M_m	massa do martelo do SPT
M_{pd}	massa do martelo do PANDA
N_q	fator de capacidade de carga
P_a	pressão atmosférica
P_{pd}	massa do equipamento e hastes do PANDA
Q_{ann}	resistência anelar
Q_b	resistência de ponta
Q_f	resistência de atrito lateral
Q_{plug}	resistência do tampão
Q_{ult}	capacidade de carga à compressão
R^*	raio equivalente
R_{ext}	raio externo da estaca
R_{int}	raio interno da estaca
S_u	resistência não drenada
V_{pd}	velocidade de impacto do martelo do PANDA
e_0	índice de vazios
$\frac{f}{f_c}$	fator relacionado ao tipo de carregamento
q_{ann}	resistência unitária anelar
q_b	resistência unitária de ponta
$q_{b0,1}$	resistência unitária de ponta para um recalque de 10% do diâmetro da estaca
q_c	resistência estática de cone
$q_{d,méd}$	resistência dinâmica de cone média
q_d	resistência dinâmica de cone
q_{d_i}	resistência dinâmica de cone medida após o golpe do martelo
$q_{f,med}$	resistência unitária lateral média no fuste
q_f	atrito lateral unitário
q_{plug}	resistência unitária do tampão
x_{90°	penetração devido ao golpe do martelo para ponteira de 90°
ΔD	incremento de comprimento cravado da estaca
ΔL	incremento de altura de solo do tampão
Δr	deslocamento radial na interface estaca-solo

h	distância da cota analisada até a ponta da estaca
$EF2$	energia transmitida pelo martelo à composição de hastes calculado por método simplificado
EFV	energia transmitida pelo martelo à composição de hastes
$F(t)$	força ao longo do tempo
G	módulo de cisalhamento
K	coeficiente de empuxo do solo
L	comprimento da estaca
c	velocidade de propagação da onda ao longo das hastes
g	aceleração da gravidade
w	umidade gravimétrica

Símbolos Gregos

ΔL_{p_i}	comprimento cravado após o golpe do martelo do PANDA
$\Delta \sigma'_{rd}$	aumento da tensão radial devido à trajetória de tensão
α_{AV}	razão de atrito do método Aoki-Velloso (1975)
α_{PS}	coeficiente para a resistência de ponta em função da compacidade relativa de Paik e Salgado (2003)
β_{PS}	coeficiente para a resistência lateral em função da compacidade relativa de Paik e Salgado (2003)
γ_n	peso específico natural do solo
δ_{cv}	ângulo de atrito a volume constante da interface solo-estaca
ρ_s	massa específica dos sólidos
σ'_h	tensão horizontal efetiva
σ'_{rc}	tensão radial efetiva após instalação
σ'_{rf}	tensão radial efetiva na ruptura
$\sigma'_{v,med}$	tensão vertical efetiva média
$\sigma'_{v0,p}$	tensão vertical efetiva na ponta
σ'_{v0}	tensão vertical efetiva
τ_f	resistência unitária local de atrito
$\Delta \rho_p$	penetração permanente do amostrador devido à aplicação do golpe
β	fator de resistência lateral;
δ	ângulo de atrito da interface solo-estaca

ξ	razão entre a cota z analisada e o comprimento da estaca
ρ	razão de deslocamento de solo

SUMÁRIO

CAPÍTULO - 1 INTRODUÇÃO	22
1.1. OBJETIVOS	23
1.2. DIVISÃO DO TRABALHO	24
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1. ESTACAS TUBULARES METÁLICAS DE PONTA ABERTA.....	25
2.1.1. Ensaios realizados em estacas tubulares de ponta aberta.....	30
2.1.2. Alguns trabalhos brasileiros sobre estacas de ponta aberta.....	38
2.2. MÉTODOS TEÓRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	39
2.2.1. Método do American Petroleum Institute (API)	39
2.2.2. Método de Paik e Salgado (2003)	41
2.2.3. Método Imperial College Pile (ICP-05)	42
2.2.4. Método da University of Western Australia (UWA-05).....	45
2.2.5. Método da Hong Kong University (HKU-12)	49
2.2.6. Método API modificado (GUDAVALLI; SAFAQAH; SEO, 2013).....	51
2.3. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS.....	52
2.4. SOLO TROPICAL DA REGIÃO DE GOIÂNIA	55
2.5. PENETRÔMETRO DINÂMICO DE CONE PANDA	59
2.5.1. Correlações entre resistência estática do CPT e a resistência dinâmica do PANDA	60
CAPÍTULO 3 - METODOLOGIA	63
3.1. ESQUEMA GERAL DE ENSAIO.....	64
3.1.1. Esquema do ensaio de tração das estacas	69
3.2. PROCEDIMENTO DE ENSAIO.....	70
3.2.1. Determinação da umidade e massa específica seca do solo da ponta da estaca	72
3.3. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA EECA.....	73
3.3.1. Distribuição das estacas em planta	74
3.3.2. Caracterização do perfil de solo	74
3.3.3. Ensaios de campo.....	76
3.3.4. Determinação do teor de umidade <i>in situ</i>	78

3.4.	AVALIAÇÃO DAS FORMULAÇÕES DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TUBULARES	78
	CAPÍTULO 4 - CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL	81
4.1.	CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA E MCT	81
4.2.	ENSAIOS DE CAMPO	83
4.2.1.	Teores de umidade <i>in situ</i> do perfil	83
4.2.2.	Sondagem SPT	85
4.2.3.	Sondagens com penetrômetro PANDA 2.....	90
	CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS.....	94
5.1.	CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS.....	94
5.2.	CURVAS DA FASE DE INSTALAÇÃO	94
5.2.1.	Estaca E1	96
5.2.2.	Estaca E2	97
5.2.3.	Estaca E3	98
5.2.4.	Estaca E4	99
5.2.5.	Estaca E5	100
5.3.	CURVAS CARGA X RECALQUE DAS PROVAS DE CARGA	100
5.3.1.	Estaca E1	100
5.3.2.	Estaca E2	102
5.3.3.	Estaca E3	103
5.3.4.	Estaca E4	104
5.3.5.	Estaca E5	105
5.3.6.	Curvas agrupadas.....	106
	CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	108
6.1.	COMPORTAMENTO DURANTE A INSTALAÇÃO.....	109
6.1.1.	Análise das curvas de tamponamento.....	109
6.1.2.	Resultados de umidade e massa específica seca do solo do tampão	115
6.1.3.	Análise das curvas de carga aplicada	116
6.2.	COMPORTAMENTO DURANTE A PROVA DE CARGA	123
6.2.1.	Análise dos ensaios de compressão.....	123
6.2.2.	Análise dos ensaios de tração.....	129
	CAPÍTULO 7 - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	132
7.1.	PREMISSAS DE CÁLCULO.....	132

7.1.1.	Premissas do método Aoki-Velloso (1975).....	133
7.1.2.	Premissas do método Décourt-Quaresma (1978, 1996).....	134
7.1.3.	Peso específico natural do solo em campo	135
7.1.4.	Correlação entre q_c e q_d	136
7.1.5.	Premissas do método API	137
7.1.6.	Premissas dos métodos ICP-05, UWA-05 e HKU-12.....	137
7.2.	RESULTADOS DOS CÁLCULOS	138
7.3.	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS CÁLCULOS	139
	CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS ..	149
	REFERÊNCIAS	153
	APÊNDICE A - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA EECA-UFG	157

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O mercado de fundações brasileiro vem se desenvolvendo ao longo do tempo, com a introdução de novas tecnologias para a execução de fundações, visando resolver diversos problemas que surgem em situações específicas nas obras. Na área de fundações profundas, principalmente, observa-se constantemente o surgimento de novos tipos de estacas, novos equipamentos que permitem a execução mais rápida de estacas, novos métodos de controle de qualidade das fundações, entre outras inovações.

As estacas tubulares metálicas de ponta aberta representam um tipo de estaca relativamente pouco estudado no Brasil, porém são muito utilizadas e estudadas no mundo todo. Este tipo de estaca consiste em um tubo cilíndrico metálico com ponta aberta cravado no solo por meio de prensagem (macaqueamento) ou por percussão. A abertura na ponta da estaca reduz a perturbação do solo durante a instalação, em relação à uma estaca de mesmas dimensões de ponta fechada.

Destacam-se algumas vantagens das estacas tubulares de ponta aberta em relação a outros tipos de estaca cravada. Os tubos metálicos são mais leves do que as estacas pré-moldadas de concreto, por exemplo, reduzindo os custos de transporte e de armazenamento em obra. Por ter a ponta aberta e as paredes relativamente finas a instalação da estaca é facilitada, permitindo a utilização de equipamentos menos robustos e reduzindo as vibrações transmitidas pelo solo às regiões vizinhas, que são um problema em áreas urbanas adensadas. Além disso, em certas obras, como por exemplo obras *offshore*, em que a resistência à tração é importante, a facilidade de instalação permite que se atinja mais facilmente as grandes profundidades necessárias para que o atrito lateral resista aos esforços de tração (LEHANE; GAVIN, 2001).

O comportamento de estacas tubulares de ponta aberta é complexo, devido aos fenômenos específicos que ocorrem nesse tipo de estaca. Um deles é o tamponamento, em que uma massa de solo adentra gradualmente no interior da estaca à medida em que esta penetra no maciço de solo, formando um tampão ou *plug* na ponta da estaca. O solo do tampão passa assim a contribuir com a resistência de atrito internamente à estaca, e, numa situação limite, essa se comporta como uma estaca de ponta fechada. Ademais, a formação e o comprimento do tampão de solo no interior da estaca se alteram de acordo com o tipo de instalação, cravada ou prensada.

Vários autores já estudaram o comportamento de estacas tubulares de ponta aberta em todo o mundo (LEHANE; GAVIN, 2001; LEE; SALGADO; PAIK, 2003; JARDINE *et al.* (2005); DOHERTY; GAVIN, 2011; KO; JEONG, 2015). Muitos estudos foram realizados utilizando ensaios em modelos físicos em escala reduzida, executados em arranjos artificiais de solo em câmaras de calibração. Nesses estudos foram utilizados solos arenosos com rígido controle de composição, granulometria e compactidade. Outros estudos foram realizados em estacas instrumentadas de tamanho real em perfis de solo natural. A maioria dos trabalhos encontrados na literatura estudou o comportamento de estacas tubulares de ponta aberta em areias. Um volume menor de trabalhos é direcionado para estacas tubulares em argilas, e um volume bastante escasso direcionado para estacas tubulares em solos tropicais. É de se esperar que haja diferenças nos fatores que influenciam o comportamento das estacas durante a instalação e em serviço para diferentes tipos de solo.

Em estudos feitos em diversos países, desenvolveram-se teorias para a previsão do comportamento e da capacidade de carga de estacas tubulares de ponta aberta. Essas teorias são aplicáveis aos solos da região ou do modelo físico em que foram desenvolvidas. Porém, não se conhece a aplicabilidade dessas teorias para outros tipos de solo, como os solos do Brasil, em grande parte lateríticos, por não terem sido avaliadas para isso.

1.1. OBJETIVOS

Dentro do contexto descrito, esse trabalho teve como objetivo estudar o comportamento mecânico de estacas metálicas tubulares de ponta aberta instaladas em um solo tropical brasileiro, mais especificamente um solo laterítico da região de Goiânia-GO, através de provas de carga estática. Esse tipo de ensaio é amplamente utilizado para se analisar o comportamento de estacas frente ao carregamento estático, além de fornecer dados que podem ser utilizados para validar as teorias que descrevem o seu comportamento. Os ensaios foram realizados em um campo experimental implantado na Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA) da Universidade Federal de Goiás (UFG).

Como objetivos específicos do trabalho destacam-se os seguintes:

- ◆ Observar o comportamento do tampão de estacas tubulares de ponta aberta à medida em que penetram no solo, para o solo laterítico do campo experimental da EECA;

- ◆ Comparar teorias de capacidade de carga presentes na literatura com os resultados obtidos das provas de carga realizadas;
- ◆ Contribuir para o acervo de dados de provas de carga de estacas tubulares metálicas de ponta aberta em solos brasileiros.

1.2. DIVISÃO DO TRABALHO

Esse trabalho está dividido em oito capítulos descritos a seguir:

Capítulo 1 – Introdução: apresenta-se o tema do trabalho, contextualização e objetivos gerais e específicos.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: são descritas algumas pesquisas já realizadas com estacas tubulares de ponta aberta e suas principais conclusões, bem como os diversos métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas tubulares presentes na literatura. Discorre-se também sobre provas de carga estáticas, sobre pesquisas já feitas sobre o solo da região de Goiânia-GO e sobre o penetrômetro PANDA, equipamento utilizado nesta pesquisa.

Capítulo 3 – Metodologia: neste capítulo é descrita a metodologia utilizada para a caracterização do campo experimental e para a realização dos ensaios da pesquisa.

Capítulo 4 – Caracterização do campo experimental: apresentam-se os resultados da caracterização do perfil de solo do campo experimental.

Capítulo 5 – Apresentação dos ensaios: apresentam-se, de forma agrupada, as curvas de carga aplicada e tamponamento durante a prensagem e as curvas carga x recalque durante as provas de carga, obtidas com os ensaios da pesquisa.

Capítulo 6 – Análise dos resultados: analisa-se o comportamento dos elementos ensaiados com base nos gráficos mostrados no Capítulo 5.

Capítulo 7 – Avaliação da capacidade de carga: são apresentados os resultados dos cálculos da capacidade de carga das estacas ensaiadas utilizando-se métodos teóricos e semiempíricos presentes na literatura, comparando-se os resultados calculados com os medidos.

Capítulo 8 – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros: são mostradas as conclusões obtidas com o programa de ensaios realizados e com os cálculos teóricos feitos. Por fim, são feitas sugestões para trabalhos futuros visando o avanço da pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados aspectos relativos ao comportamento de estacas tubulares metálicas de ponta aberta, à ensaios de prova de carga estática e à descrição do solo da região de Goiânia-GO, bem como uma breve descrição do penetrômetro PANDA.

2.1. ESTACAS TUBULARES METÁLICAS DE PONTA ABERTA

De acordo com a classificação usual de estacas observada no meio técnico, estacas em geral podem ser classificadas, de acordo com o deslocamento de solo provocado durante sua instalação, em 3 tipos básicos:

- ◆ Estacas sem deslocamento: as estacas escavadas em geral, que não provocam deslocamento e compactação do solo ao seu redor durante a instalação;
- ◆ Estacas de pequeno deslocamento: as estacas metálicas de perfil “H”, “W”, trilhos ou perfis abertos, que provocam pouco deslocamento do solo ao seu redor durante a instalação;
- ◆ Estacas de grande deslocamento: as estacas pré-moldadas de concreto ou perfis metálicos fechados, que provocam grande deslocamento do solo ao seu redor durante a instalação.

O efeito que a instalação de uma estaca provoca no solo é um ponto de grande importância para o estudo do seu comportamento. Velloso e Lopes (2010) classificam as estacas de acordo com o efeito que provocam no solo ao serem executadas em dois grandes grupos: estacas de deslocamento (cravadas em geral) e estacas de substituição (escavadas em geral). Poulos e Davis (1980) apresentam uma discussão sobre os efeitos de instalação de estacas no solo. Segundo Poulos e Davis (1980), o método de instalação de uma estaca pode ter profundos efeitos no seu comportamento frente à carga, bem como determinar a severidade de sua influência nas estruturas vizinhas, incluindo movimentos indesejados, vibrações ou mesmo dano estrutural.

Estacas tubulares metálicas de ponta aberta consistem em um tubo cilíndrico metálico com ponta aberta instalado no solo por cravação dinâmica ou prensagem. A cravação dinâmica pode ser feita por percussão ou vibração. A cravação por percussão consiste na introdução do tubo no solo a partir de golpes de um martelo que cai de uma dada altura, geralmente dados com o martelo em queda livre ou com martelos propulsionados hidraulicamente ou com motores à combustão. A cravação por vibração é feita utilizando-se um motor giratório dotado de uma massa excêntrica que aplica movimentos vibratórios na estaca que reduzem a resistência do solo e permitem a introdução da estaca no mesmo. A prensagem, ou macaqueamento, consiste na introdução gradual dos tubos no solo utilizando-se equipamentos hidráulicos que aplicam carga de forma semi-estática.

Estacas de ponta aberta se comportam como estacas de pequeno deslocamento nos trechos iniciais da instalação. Porém, à medida em que se dá o avanço da cravação, o solo do interior da estaca vai sendo perturbado e compactado pelo atrito com a parte interna do tubo, movimentando-se juntamente com o avanço da ponta da estaca. Esse movimento se dá, inicialmente, a uma taxa menor do que a da penetração da estaca no solo, e, na situação limite, o solo do interior da estaca passa a se movimentar na mesma taxa de penetração da estaca. Esse fenômeno é chamado de tamponamento ou *plugging*, e faz com que o comportamento de uma estaca de ponta aberta se aproxime de uma de ponta fechada a medida em que se dá o avanço da cravação. A Figura 2.1 mostra um comparativo entre estacas de ponta aberta e fechada durante a cravação, para estacas de tamanho real (PAIK *et al.*, 2003). Observa-se que a penetração por golpe de uma estaca de ponta aberta é maior nos trechos iniciais da estaca, porém esse valor se reduz com o avanço, convergindo para o valor correspondente à estaca de ponta fechada.

O efeito do tamponamento pode ser quantificado utilizando-se dois parâmetros individuais: o *plug length ratio* (PLR) e o *incremental filling ratio* (IFR) (PAIK; SALGADO, 2003; GAVIN; LEHANE, 2003; KO; JEONG, 2015). O PLR, traduzido como razão do comprimento do tampão, é definido como a razão entre a altura final de solo do tampão e a altura cravada da estaca ao final da instalação, segundo a Equação 2.1:

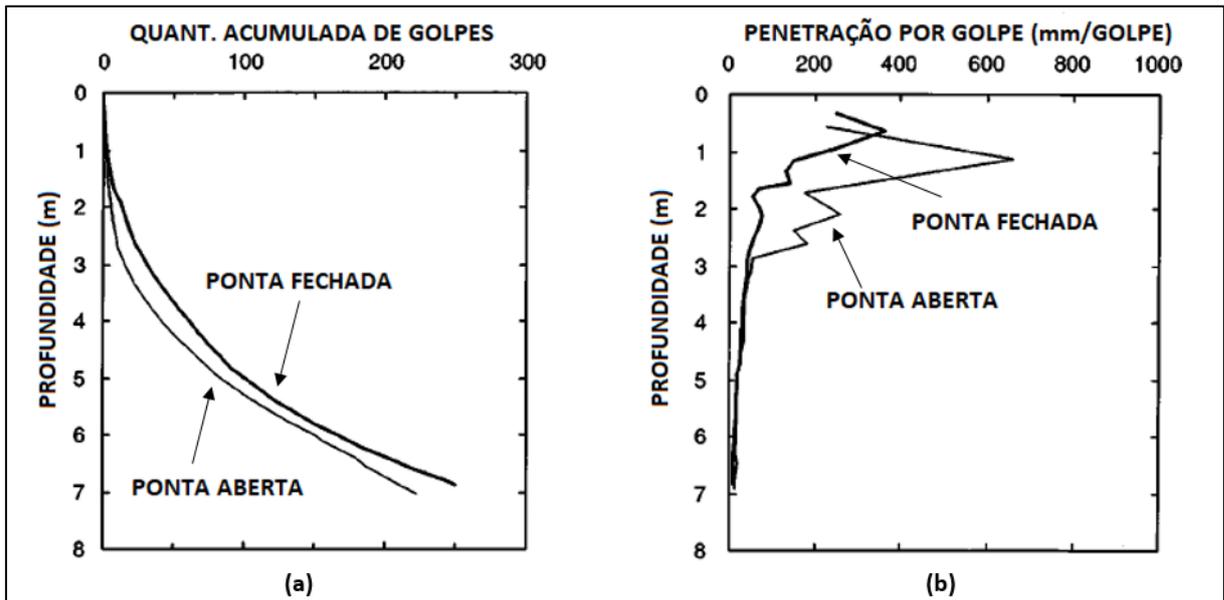
$$\text{PLR} = \frac{L_1}{D_1} \quad (2.1)$$

onde:

L_1 = altura de solo do tampão (m), ver Figura 2.2;

D_1 = comprimento cravado da estaca (m), ver Figura 2.2.

Figura 2.1 - Comparativo entre estacas de ponta aberta e fechada durante a cravação; (a) Quantidade acumulada de golpes; (b) Penetração por golpe (adaptado de PAIK *et al.*, 2003)



O IFR, traduzido como razão de preenchimento incremental, é definido como a razão entre o incremento de altura do tampão e o incremento de comprimento cravado da estaca durante a instalação, segundo a Equação 2.2:

$$\text{IFR} = \frac{\Delta L}{\Delta D} \quad (2.2)$$

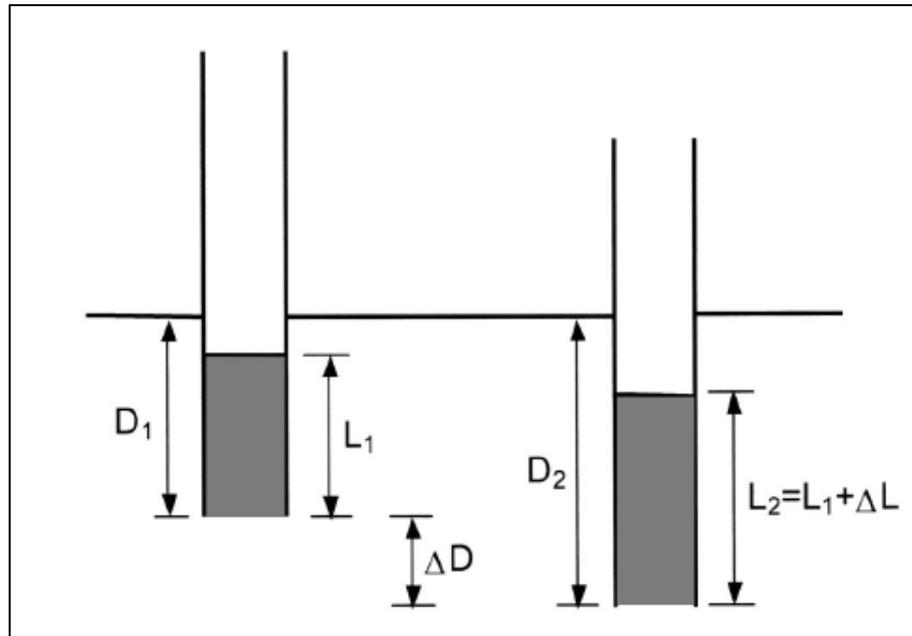
onde:

ΔL = incremento de altura de solo do tampão (m), ver Figura 2.2;

ΔD = incremento de comprimento cravado da estaca (m), ver Figura 2.2.

A Figura 2.2 mostra as variáveis utilizadas nas Equações 2.1 e 2.2. O PLR em geral é medido somente uma vez ao final da cravação da estaca, enquanto o IFR deve ser medido continuamente ao longo da cravação, por ser um parâmetro dado em termos incrementais. Valores de IFR iguais 0% ou 100% indicam que a estaca está completamente tamponada ou sem tamponamento, respectivamente. Valores de IFR entre esses dois extremos indicam que a estaca está parcialmente tamponada (PAIK; SALGADO, 2003).

Figura 2.2 - Definições de IFR e PLR (PAIK; SALGADO, 2003)



A ocorrência do tamponamento em estacas tubulares de ponta aberta adiciona mecanismos de resistência não presentes em estacas de ponta fechada. A Figura 2.3 mostra os mecanismos de resistência em estacas tubulares de ponta aberta. Observa-se pela figura que o tampão de solo contribui com uma parcela de resistência interna à estaca. Assim, além do atrito externo, tem-se as parcelas de resistência anelar e resistência do tampão. A resistência anelar corresponde à resistência do anel formado pela projeção da estaca em planta. A resistência do tampão corresponde ao atrito do solo do tampão com as paredes internas da estaca quando ela se encontra parcialmente tamponada. Na situação em que a estaca está completamente tamponada a resistência do tampão pode ser vista como uma resistência adicional de ponta da estaca.

Guo e Yu (2016) resumem esse conceito na Equação 2.3, que expressa a capacidade de carga de uma estaca tubular de ponta aberta como a soma da resistência de atrito lateral externo e do menor valor entre a resistência de ponta de uma estaca com ponta fechada e a soma da resistência anelar e do tampão.

$$Q_{ult} = Q_l + \min(Q_b, Q_{ann} + Q_{plug}) \quad (2.3)$$

onde:

Q_{ult} = capacidade de carga à compressão (kN);

Q_l = resistência de atrito lateral externo (kN);

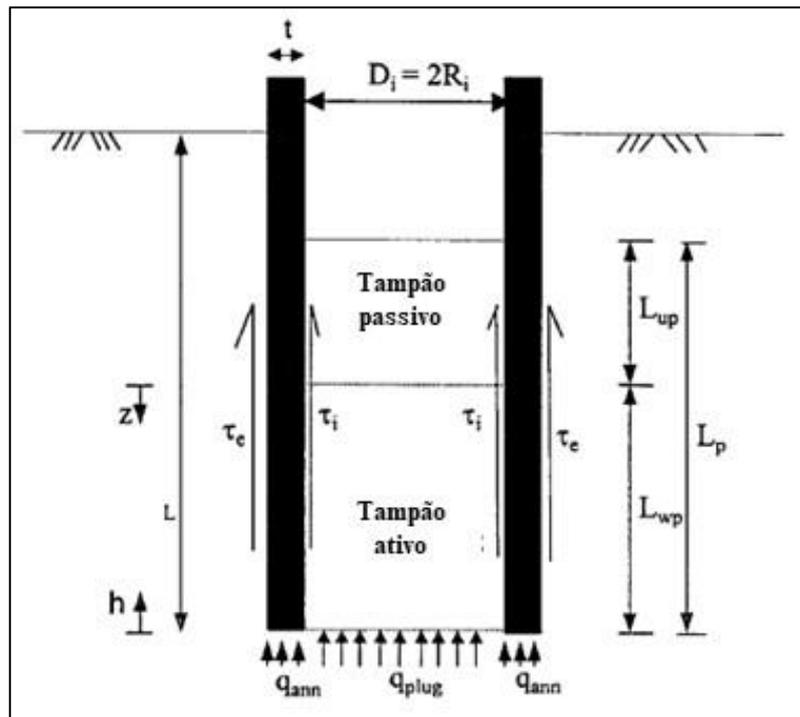
$\min()$ = função “menor valor”;

Q_b = resistência de ponta considerando a estaca completamente tamponada (kN);

Q_{ann} = resistência anelar (kN);

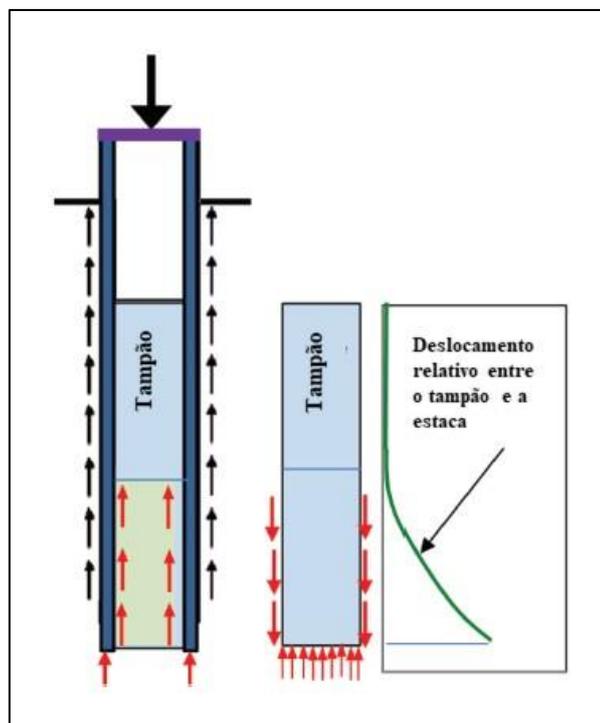
Q_{plug} = resistência do tampão (kN).

Figura 2.3 - Mecanismos de resistência de estacas de ponta aberta (LEHANE; GAVIN, 2001)



O comportamento mecânico do tampão de solo em estacas tubulares de ponta aberta pode ser diferente dependendo do método de instalação. Em estacas cravadas à percussão, ao longo da cravação, o tampão responde com resistência de atrito ao longo de toda a sua altura, devido aos efeitos inerciais oriundos da cravação dinâmica, que fazem com que o solo se movimente em relação à estaca ao longo de toda a altura do tampão. Já durante o carregamento estático somente uma porção do tampão responde ativamente pelo atrito interno da estaca, atrito esse equivalente, em magnitude, à força de compressão que atua comprimindo o tampão a partir da ponta da estaca (FELLENIOUS, 2015). Esse fenômeno é ilustrado na Figura 2.4. Segundo Fellenius (2015), é de se esperar que estacas de ponta aberta tamponadas apresentem uma resistência maior em provas de carga dinâmicas do que em provas de carga estáticas.

Figura 2.4 – Vetores de força em uma prova de carga estática de uma estaca de ponta aberta cravada dinamicamente (adaptado de Fellenius (2015))



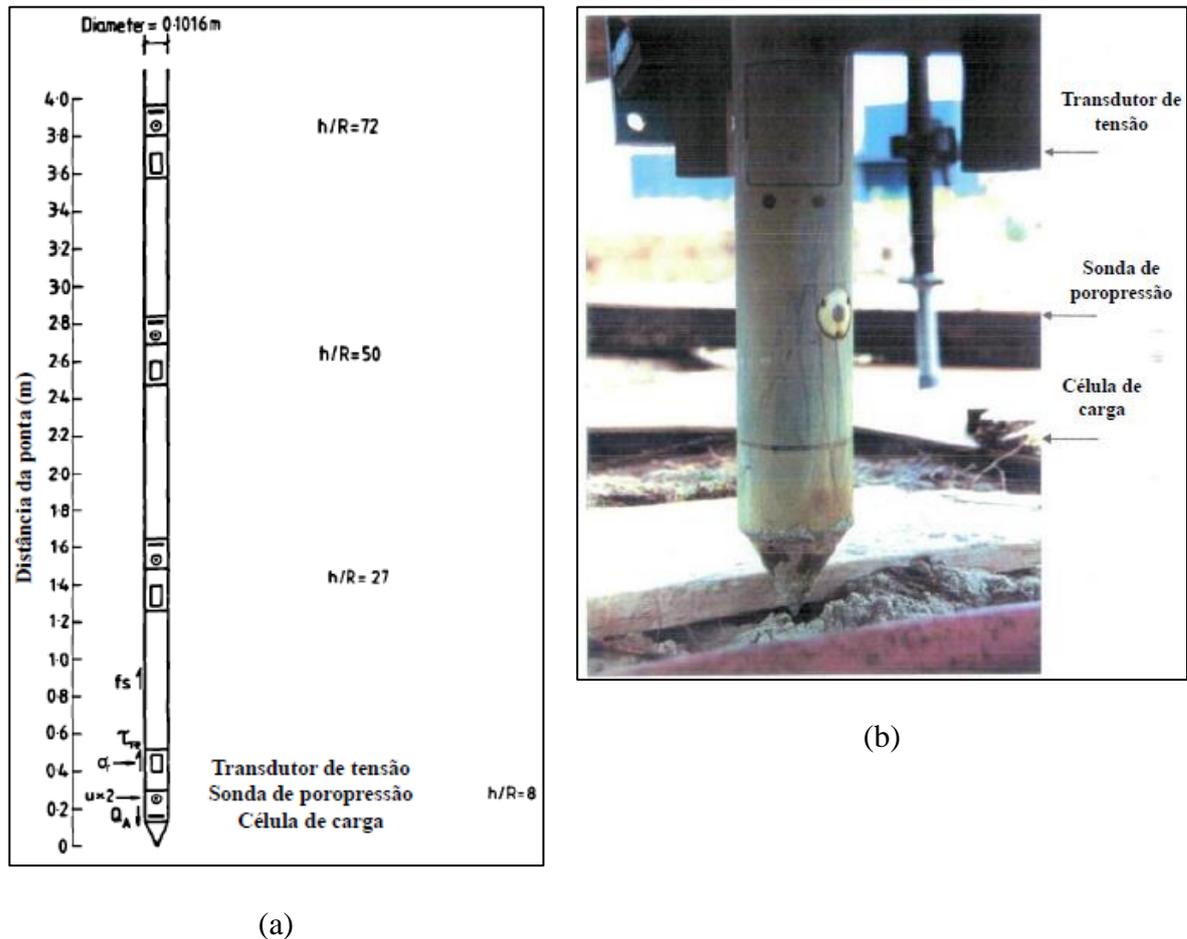
2.1.1. Ensaios realizados em estacas tubulares de ponta aberta

O comportamento mecânico de qualquer tipo de estaca é estudado experimentalmente a partir de ensaios onde uma estaca modelo é carregada e sua resposta perante o carregamento é observada. Encontram-se na literatura ensaios realizados tanto em modelos de escala reduzida em centrífugas (DING *et al.*, 2016), modelos físicos de escala reduzida em câmaras de calibração (LEHANE; GAVIN, 2001; GAVIN; LEHANE, 2013) e ensaios em escala real (KO; JEONG, 2015). Neste item são descritos alguns estudos realizados em estacas tubulares de ponta aberta, visando mostrar aspectos de seu comportamento e os esquemas de ensaio utilizados.

No final dos anos 1980, passando pelos anos 1990 e início dos anos 2000, uma ampla série de estudos foram feitos no Reino Unido e na França por pesquisadores do *Imperial College* de Londres, visando esclarecer diversos aspectos do comportamento de estacas cravadas em areias e argilas. Os pesquisadores desenvolveram uma estaca modelo instrumentada denominada *Imperial College Pile* (ICP), que possuía transdutores de tensão, sondas de poropressão e células de carga axiais em diversos níveis da estaca. Detalhes da instrumentação da estaca ICP

são mostrados na Figura 2.5. A instrumentação possibilitava determinar as tensões radiais no fuste e poropressões ao longo da cravação e ensaio.

Figura 2.5 - Detalhes do *Imperial College Pile* (CHOW, 1996); (a) Esquema da estaca modelo; (b) Instrumentação da ponta



Além de ensaios com a estaca ICP, diversos ensaios em estacas de tamanho real, incluindo estacas de ponta aberta, foram realizados. O programa de pesquisa resultou, entre outras coisas, no método ICP para o cálculo da capacidade de carga de estacas cravadas à percussão. Jardine *et al.* (2005), apresentam o método ICP e os principais resultados do programa de pesquisa. Parte dos ensaios do programa de pesquisa em estacas de ponta aberta são mostrados no extenso trabalho de Chow (1996). Algumas conclusões sobre estacas de ponta aberta encontradas em Chow (1996) são mostradas abaixo:

- ◆ Estacas de ponta aberta apresentam menores resistências na cravação, menores aumentos induzidos de tensões radiais em uma certa distância do fuste da estaca e menores resistências laterais durante o carregamento, em comparação com estacas de ponta fechada;

- ◆ Estacas de ponta aberta desenvolvem um bulbo localizado de grandes deformações ao redor da ponta da estaca, indicando uma região de alta concentração de tensões que rapidamente decaem com o aumento da distância até a ponta. Esse decaimento é mais gradual para estacas de ponta fechada do que de ponta aberta;
- ◆ Em estacas de ponta aberta de pequeno diâmetro em solos de alta resistência a dilatação do solo provoca aumento das tensões radiais internas do tampão, o que pode promover mecanismos de arqueamento e aumento do tamponamento;
- ◆ Estacas plenamente tamponadas necessitam de um deslocamento maior da ponta do que estacas de ponta fechada para desenvolver plenamente a sua resistência de ponta, pois esta só ocorre após certa compressão do tampão de solo.

Lehane e Gavin (2001) estudaram a resistência de ponta de estacas prensadas em areia, apresentando resultados de um programa experimental realizado no *Trinity College Dublin* em que estacas modelo instrumentadas foram prensadas em areia seca fofa em uma câmara de testes. Os autores estudaram os efeitos das tensões *in situ*, do diâmetro e da espessura de parede no comportamento da estaca.

A Figura 2.6 mostra o esquema de ensaio utilizado no estudo. Compõe-se de uma câmara preenchida com areia de granulometria e compacidade controladas, com membranas posicionadas na base, no topo e nas laterais da câmara. Tais membranas fazem parte de um sistema ligado a um compressor de ar que permite a aplicação de tensões normais na base, no topo e nas laterais do solo da câmara, simulando assim as tensões geostáticas presentes num perfil hipotético de solo.

A Figura 2.7 mostra a seção longitudinal da estaca ensaiada por Lehane e Gavin (2001). Esse tipo de arranjo é encontrado na literatura quando se deseja instrumentar estacas tubulares de ponta aberta para se medir as tensões devido ao atrito interno do tampão de solo. O arranjo é composto de um tubo metálico inserido em outro tubo de maior diâmetro. Na ponta, o espaço entre eles é vedado com um anel metálico, e todo este conjunto forma a estaca tubular a ser ensaiada. Extensômetros elétricos do tipo *strain gauge* são posicionados tanto no tubo interno quanto externo, visando medir deformações e calcular tensões a partir do módulo de elasticidade do material da estaca. Tal arranjo é necessário pois o atrito, em estacas de ponta aberta, ocorre tanto externamente quanto internamente, devendo-se, assim, utilizar dois tubos que deformem livremente com cada parcela de atrito atuante, permitindo a sua medição individual.

Figura 2.6 - Esquema da câmara de ensaio (adaptado de LEHANE; GAVIN, 2001)

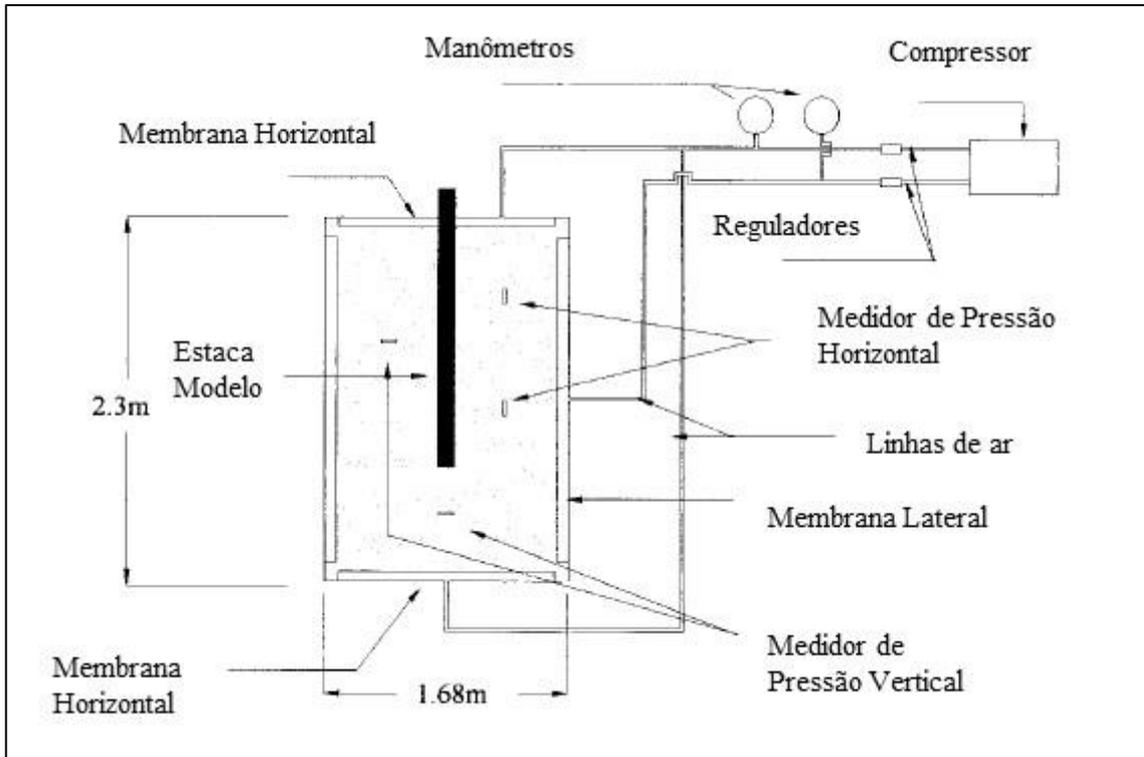
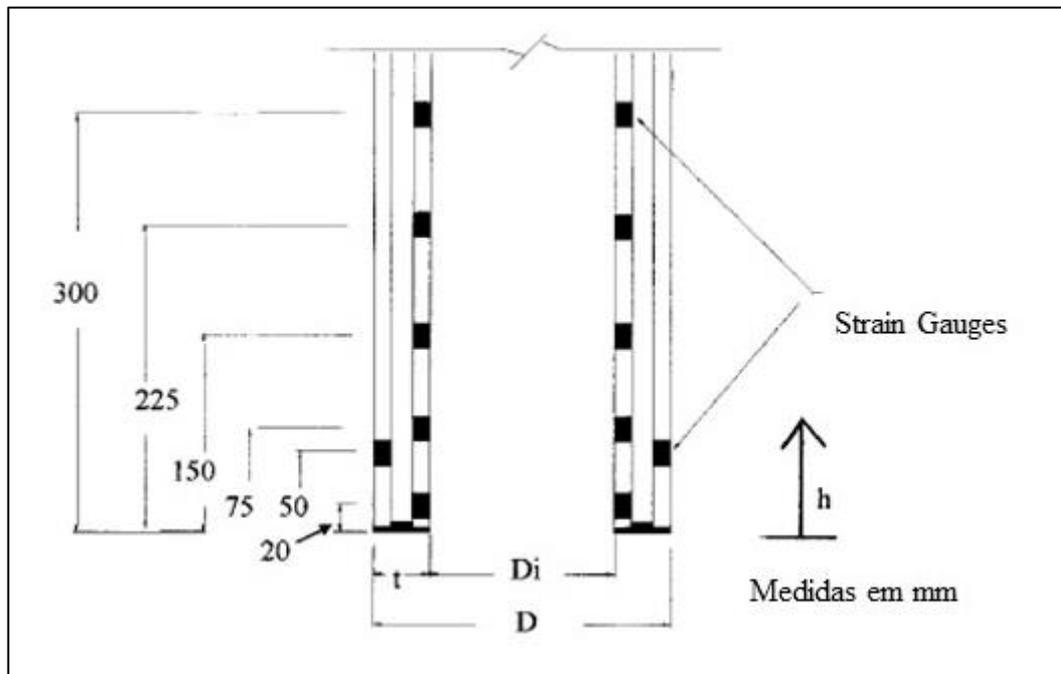


Figura 2.7 - Seção longitudinal da estaca ensaiada (adaptado de GAVIN; LEHANE, 2001)



Concluiu-se, no estudo de Lehane e Gavin (2001), que a resistência do tampão formado na estaca mostrou-se estar relacionada diretamente aos resultados de CPT e ao IFR medido previamente ao carregamento da estaca, enquanto a resistência anelar foi equivalente à

resistência de ponta medida no CPT. Além disso o atrito interno mobilizado pelo tampão foi altamente dependente do ângulo de atrito da interface estaca-solo e da capacidade dilatante da areia do tampão, e relativamente independente do diâmetro da estaca e da compacidade relativa inicial da areia da câmara.

Gavin e Lehane (2003) investigaram os fatores que afetam a resistência do fuste devido ao atrito externo de estaca tubulares de ponta aberta prensadas em areia. Os dados experimentais utilizados para análise foram aqueles obtidos por Lehane e Gavin (2001). Foram investigados os efeitos do nível de tensões *in situ*, da condição da ponta da estaca e do grau de tamponamento no desenvolvimento da resistência do fuste da estaca. Concluiu-se que a tensão última local de cisalhamento que ocorre na parte externa da estaca está relacionada à resistência de ponta medida no ensaio CPT, à profundidade relativa da ponta da estaca e ao modo de penetração da estaca quanto ao tampão durante a instalação, descrito pelo IFR.

Paik e Salgado (2003) realizaram um estudo com o objetivo de investigar a influência do IFR na capacidade de carga de estacas de ponta aberta em areias, visto que, à época, não havia um critério de projeto de estacas de ponta aberta que explicitamente considerava o efeito do IFR. Estes autores realizaram ensaios em estacas de aço inoxidável de parede dupla em uma câmara de calibração preenchida com areia. As estacas possuíam diâmetros externo e interno de 42,7 mm e 36,5 mm respectivamente, e um comprimento de 908 mm. Concluiu-se que o IFR diminui com a redução da compacidade relativa da areia e com a redução das tensões horizontais, porém é independente das tensões verticais. A resistência unitária de ponta apresentou tendência de aumento com a diminuição do IFR, a uma taxa que aumenta com o aumento da compacidade relativa. A resistência unitária lateral normalizada com a tensão horizontal aumenta com a redução do IFR e com o aumento da compacidade relativa.

Doherty, Gavin e Gallagher (2010) realizaram provas de carga em estacas instrumentadas de ponta aberta e fechada prensadas em um silte argiloso mole. O trabalho se direcionava a estudar a influência do tamponamento durante a instalação na resistência de ponta de estacas de ponta aberta em argila. A resistência durante a instalação e a altura de tampão do solo foram monitoradas. A Figura 2.8 mostra um corte esquemático da estaca com a instrumentação. Observa-se que foi utilizado o arranjo típico de dois tubos concêntricos inseridos um no outro, já descrito anteriormente.

comparáveis, sendo a diferença igual a 5% menor de uma estaca de ponta aberta em relação a uma de ponta fechada.

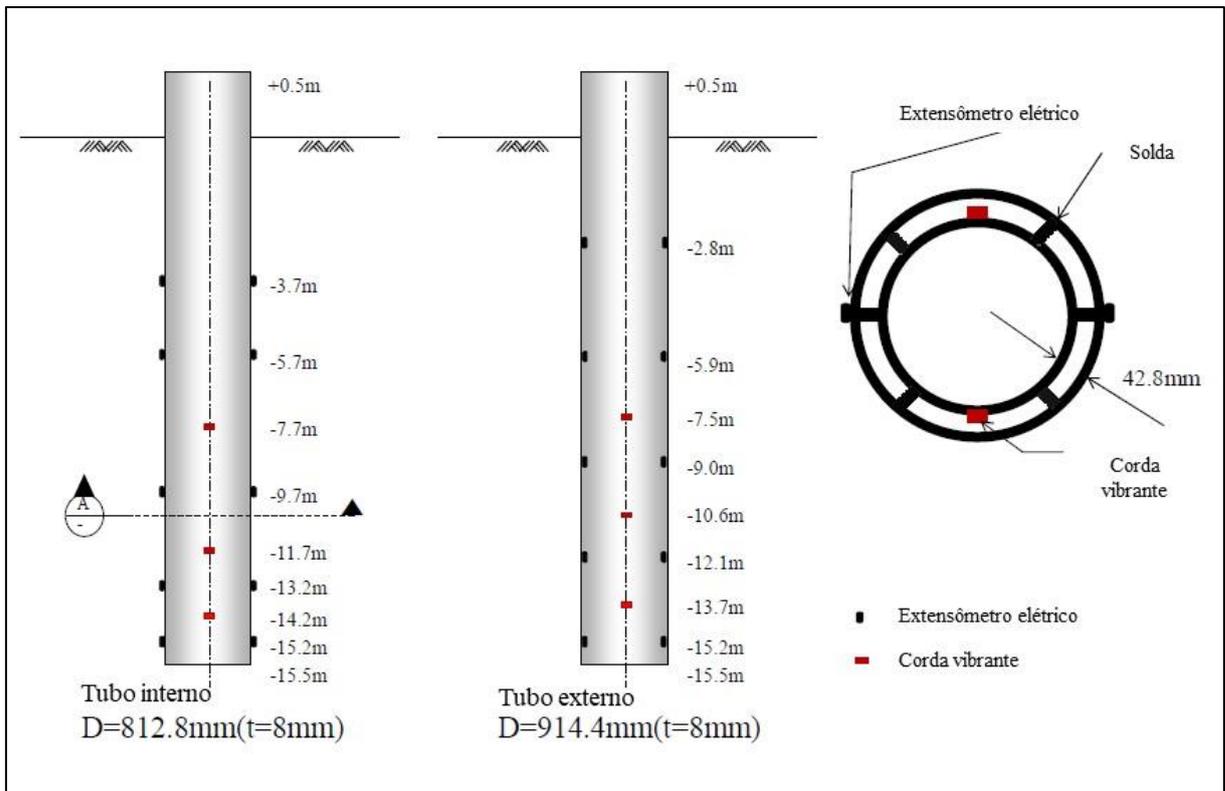
Gudavalli, Safaqa e Seo (2013) realizaram um estudo em uma obra em que cerca de 3 mil estacas de ponta aberta foram cravadas à percussão em um solo constituído por areia de alta compactidade. As estacas possuíam diâmetro externo de 406 a 914 mm, paredes de espessura de 9,5 a 19,1 mm e comprimentos de 10 a 30 m. Em 1355 dessas estacas foi medido o PLR e em 99 estacas foram feitos ensaios de carregamento dinâmico com análise CAPWAP. Esses autores obtiveram correlações entre o PLR e o diâmetro interno das estacas e propuseram uma modificação do método API (API, 2000) de cálculo de capacidade de carga, além de concluírem que a resistência unitária de atrito e de ponta aumentam com a diminuição do PLR para uma mesma compactidade relativa do solo.

Ko e Jeong (2015) realizaram um estudo experimental sobre o efeito do tamponamento na capacidade de carga de estacas de ponta aberta em um solo arenoso, por meio de provas de carga estática e dinâmica. Os ensaios foram realizados em estacas de grande diâmetro externo, cuja ordem de grandeza variava de 500 mm a 900 mm. O estudo também focou em investigar a relação entre o tamponamento e o ensaio SPT, escolhido devido a ser comum utilizá-lo para investigações em solos arenosos. Concluiu-se que o efeito do tamponamento claramente é reduzido com o aumento do diâmetro da estaca e que as variações do IFR estão diretamente relacionadas ao N_{SPT} do solo. Também se concluiu que a resistência de atrito interna à estaca, referente ao tampão de solo, foi mobilizada, em sua maior parte, numa região contida entre a ponta da estaca e uma altura de 18% a 34% da altura total do tampão. As Figuras 2.9 e 2.10 mostram, respectivamente, uma foto das estacas ensaiadas e um detalhe da instrumentação utilizada em uma das estacas do estudo.

Figura 2.9 - Estacas ensaiadas por Ko e Jeong (2015)



Figura 2.10 - Detalhe da instrumentação das estacas (KO; JEONG, 2015)

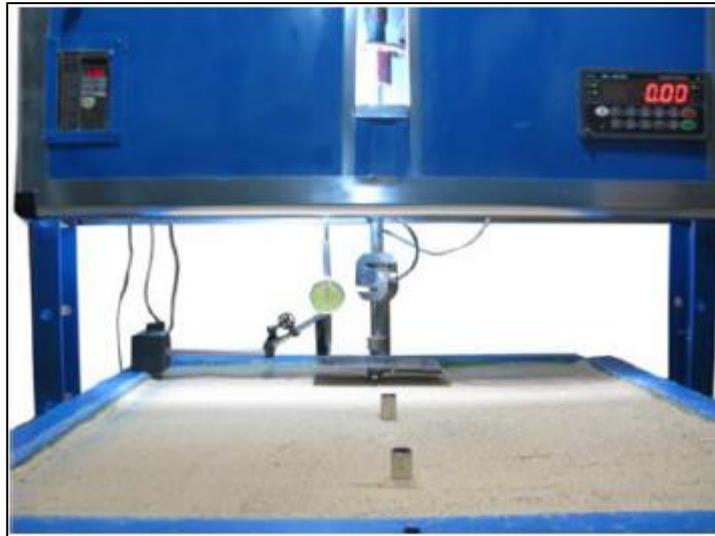


Fattah, Al-Soudani e Omar (2016) realizaram ensaios em estacas modelo de ponta aberta de 20 mm de diâmetro externo, 1 mm de espessura de parede e comprimentos de 300 mm ($L/D = 15$) e 400 mm ($L/D = 20$). As estacas foram instaladas por cravação à percussão ou prensagem em um reservatório de areia cúbico de 0,75 m de aresta. A areia foi classificada como uniforme e possuía compacidades fofa, medianamente compacta e compacta. Esses autores também estudaram o efeito da remoção do tampão após a instalação na resistência da estaca durante a prova de carga. A Figura 2.11 mostra detalhes do sistema de ensaio utilizado pelos autores.

Algumas das conclusões do estudo de Fattah, Al-Soudani e Omar (2016) são mostradas a seguir. Destaca-se que esses autores alertam para a prudência ao avaliar a aplicabilidade dos resultados observados para estacas de tamanho real:

- ◆ O tampão de solo contribui com a resistência estática de ponta da estaca não importando se esta está plenamente tamponada, parcialmente tamponada ou não tamponada, independentemente do modo de instalação;

Figura 2.11 - Sistema de ensaio utilizado por Fattah, Al-Soudani e Omar (2016)



- ◆ Estacas cravadas à percussão se apresentam parcialmente tamponadas durante a instalação. Estacas prensadas se apresentam plenamente tamponadas em areias fofas e medianamente compactas, e parcialmente tamponadas em areias compactas;
- ◆ A instalação de estacas à percussão causa uma redução do IFR em areias fofas e medianamente compactas devido à compactação do solo, e causa um aumento do IFR em areias compactas devido à dilatância da areia;
- ◆ A remoção parcial ou total do tampão da estaca antes da prova de carga provocou redução na capacidade de carga das estacas de ponta aberta. Essa redução é maior para areias compactas do que areias fofas.

2.1.2. Alguns trabalhos brasileiros sobre estacas de ponta aberta

Poucos trabalhos brasileiros recentes são encontrados na literatura sobre estacas de ponta aberta. Ghilardi (2005) apresentou uma comparação entre os comportamentos de estacas metálicas tubulares de ponta aberta e fechada instaladas na baixada santista, utilizando as relações de Cambefort modificadas por Massad (1992, 1993, 1995 e 1998), verificando a aplicabilidade da metodologia para o estudo de estacas de ponta aberta, encontrando semelhanças no comportamento de estacas tamponadas e estacas de ponta fechada.

Fagundes Alves e Dias (2012) realizaram uma previsão da capacidade de carga de estacas de ponta aberta em uma obra portuária na cidade de Rio Grande/RS e comparando os resultados com provas de carga dinâmicas realizadas em 6 estacas da obra. O método de previsão da

capacidade de carga utilizado foi o Aoki-Velloso (1975), considerando as situações tamponada e não tamponada. As previsões considerando a condição não tamponada da estaca ficaram mais próximas dos valores medidos nos ensaios dinâmicos.

Encontram-se também na literatura brasileira alguns trabalhos sobre a capacidade de carga à tração (arrancamento) em estacas tubulares abertas instaladas em areia, cujos ensaios foram executados em centrífuga geotécnica. Dois desses trabalhos são o de Neves (2012) e Guizardi (2017).

2.2. MÉTODOS TEÓRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Os métodos de previsão de capacidade de carga são formulações que visam prever a carga última resistida por uma estaca. Com o desenvolvimento das pesquisas, diferentes métodos de previsão para estacas tubulares de ponta aberta foram desenvolvidos, muitos deles já presentes em normas técnicas de vários países. Alguns desses métodos são descritos nos próximos tópicos.

2.2.1. Método do American Petroleum Institute (API)

O método do API é um método amplamente aceito na indústria do petróleo e na engenharia civil, e fornece uma formulação simples para o projeto de estacas tubulares *offshore* (GUO; YU, 2016). As Equações 2.4 a 2.9 resumem este método (API, 2000):

$$Q_{ult} = Q_f + Q_b = q_f A_L + q_b A_P \quad (2.4)$$

$$q_f(z) = \alpha S_u, \text{ para argilas; } \alpha \leq 1,0 \quad (2.5)$$

$$q_f(z) = K \sigma'_{v0}(z) \tan \delta, \text{ para areias} \quad (2.6)$$

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}(z)} \right)^{-0,5} \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{\sigma'_{v0}(z)} \leq 1,0 \quad (2.7)$$

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}(z)} \right)^{-0,25} \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{\sigma'_{v0}(z)} > 1,0 \quad (2.8)$$

$$q_b = 9 S_u, \text{ para argilas}$$

$$q_b = N_q \sigma'_{v0,p}, \text{ para areias}$$
(2.9)

onde:

- A_L = área lateral da estaca (m²);
- A_p = área da ponta (m²);
- N_q = fator de capacidade de carga, variando de 8 a 50;
- Q_b = resistência de ponta (kN);
- Q_f = resistência lateral (kN);
- Q_{ult} = capacidade de carga (kN);
- S_u = resistência não drenada da argila (kPa);
- q_b = resistência unitária de ponta (kPa);
- $q_f(z)$ = atrito lateral unitário na cota z (kPa);
- $\sigma'_{v0,p}$ = tensão vertical efetiva na ponta (kPa);
- $\sigma'_{v0}(z)$ = tensão vertical efetiva na cota z (kPa);
- K = coeficiente de empuxo do solo;
- δ = ângulo de atrito da interface solo-estaca (graus).

API (2000) apresenta valores recomendados para os parâmetros da formulação para solos arenosos, utilizados quando não se tem informações mais detalhadas obtidas de ensaios de campo e laboratório. Os valores recomendados variam de acordo com a compacidade relativa do solo. O ângulo de atrito da interface solo-estaca varia de 15° a 35°, o fator N_q de 8 a 50, o atrito lateral unitário máximo de 47,8 kPa a 114,8 kPa e a resistência unitária máxima de ponta de 1,9 MPa a 12,0 MPa.

Ao longo do dimensionamento, o atrito unitário interno, que é considerado igual ao atrito unitário externo nesse método, é utilizado para determinar a condição de tamponamento, quando esta não é medida durante a cravação. Se a resistência de atrito do tampão é maior do que a resistência de ponta da área equivalente, então a estaca é considerada plenamente tamponada, e a capacidade de carga é governada pelo solo da ponta. Caso contrário a soma da

resistência anelar e resistência de atrito no tampão devem ser utilizadas para calcular a resistência de ponta (GUO; YU, 2016). Assim, observa-se que esse método considera o tamponamento da estaca de forma indireta na formulação.

2.2.2. Método de Paik e Salgado (2003)

Paik e Salgado (2003) realizaram ensaios em estacas de ponta aberta em uma câmara de calibração, conforme descrito anteriormente. Baseado nos resultados dos ensaios, os autores desenvolveram uma formulação para o cálculo da capacidade de carga de estacas de ponta aberta cravadas à percussão em areias, baseada do grau de tamponamento da estaca. As Equações 2.10 e 2.11 descrevem as resistências unitárias de ponta e de atrito calculadas pelo método:

$$q_b = \alpha_{PS} \sigma'_h (326 - 295 IFR) \quad (2.10)$$

$$q_{f,med} = (K_0 \sigma'_{v,med} \tan \delta) \beta_{PS} (7,2 - 4,8 PLR) \quad (2.11)$$

onde:

- K_0 = coeficiente de empuxo no repouso;
- q_b = resistência unitária de ponta (kPa);
- $q_{f,med}$ = resistência unitária lateral média no fuste (kPa);
- σ'_h = tensão horizontal efetiva (kPa);
- $\sigma'_{v,med}$ = tensão vertical efetiva média em todo o fuste(kPa);
- α_{PS} = coeficiente em função da compactidade relativa;
- β_{PS} = coeficiente em função da compactidade relativa;
- δ = ângulo de atrito da interface solo-estaca (graus).

O coeficiente α assume os valores de 1,0 para areias compactas, 0,6 para areias medianamente compactas e 0,25 para areias fofas. O coeficiente β assume os valores de 1,0 para areias compactas, 0,4 para areias medianamente compactas e 0,22 para areias fofas.

2.2.3. Método Imperial College Pile (ICP-05)

O método *Imperial College Pile* (ICP) foi desenvolvido a partir de dados e informações de uma ampla série de estudos realizados entre 1989 e 2003 em locais na França e no Reino Unido, resumidos em Jardine *et al.* (2005). O método é aplicável a estacas tubulares de ponta fechada ou aberta e perfis de outros formatos não tubulares, para solos arenosos e argilosos.

As Equações 2.12 a 2.22 descrevem a formulação do método para estacas tubulares de ponta aberta em areias de silício:

RESISTÊNCIA LATERAL

$$Q_s = \pi D \int \tau_f dz \quad (2.12)$$

$$\tau_f = \left(\sigma'_{rc} + 2G \frac{\Delta r}{R} \right) \tan \delta_{cv} \quad (2.13)$$

$$\sigma'_{rc} = 0,029 q_c \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,13} \left[\max \left(\frac{h}{R^*}, 8 \right) \right]^{-0,38} \quad (2.14)$$

$$R^* = (R_{ext}^2 - R_{int}^2)^{0,5} \quad (2.15)$$

$$G = q_c [A + B\eta - C\eta^2]^{-1} \quad (2.16)$$

$$\eta = q_c (P_a \sigma'_{v0})^{-0,5} \quad (2.17)$$

$$D_{int} < 0,02(D_r - 30) \quad , \text{critérios de tamponamento da estaca} \quad (2.18)$$

$$D_{int}/D_{CPT} < 0,083q_c/P_a$$

RESISTÊNCIA DE PONTA

$$Q_b = q_b \pi R_{ext}^2 \quad , \text{para estacas totalmente tamponadas} \quad (2.19)$$

$$q_b = q_c \left[0,5 - 0,25 \log \left(\frac{D}{D_{CPT}} \right) \right] \quad (2.20)$$

$$Q_b = q_{ba} \pi (R_{ext}^2 - R_{int}^2) \quad , \text{para estacas não tamponadas} \quad (2.21)$$

$$q_{ba} = q_c \quad (2.22)$$

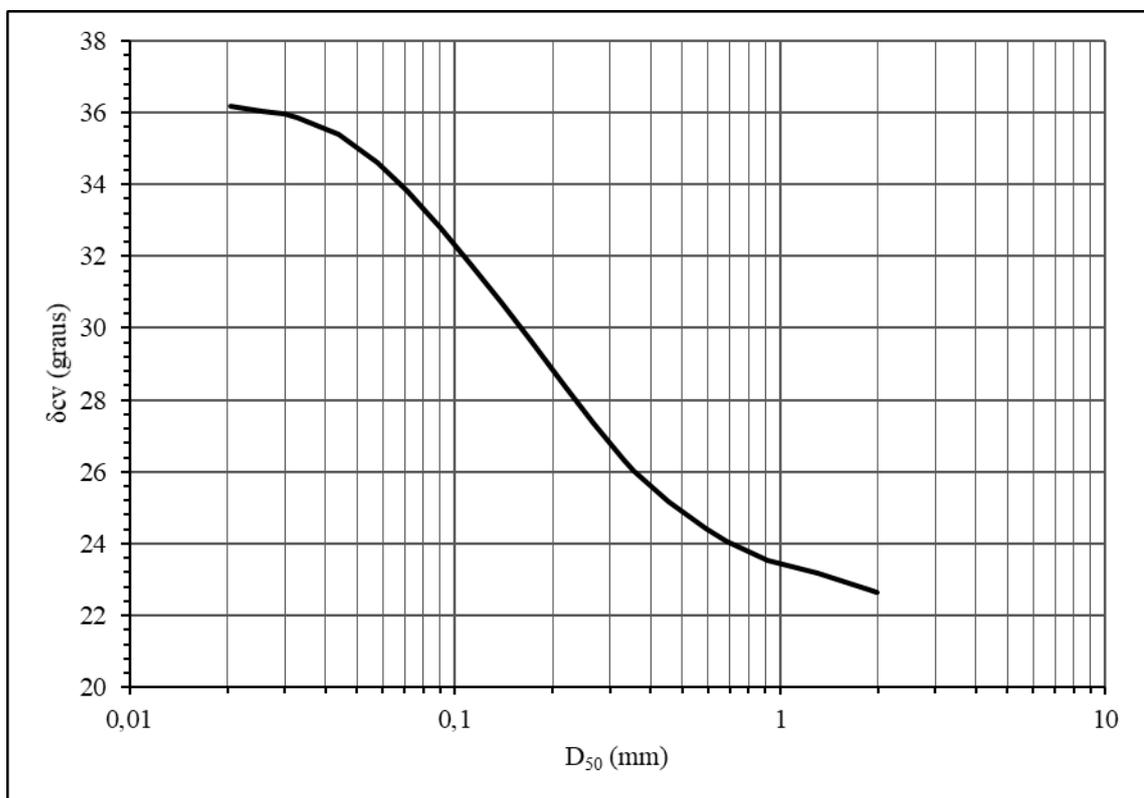
onde:

- q_c = resistência de ponta do CPT (kPa);
- D_{CPT} = diâmetro do cone do CPT de 10 cm² de área = 0,036 m;
- D_{ext} = diâmetro externo da estaca (m);
- D_{int} = diâmetro interno da estaca (m);
- D_r = densidade relativa da areia (%);
- Q_b = resistência de ponta (kN);
- Q_f = resistência de atrito (kN);
- R^* = raio equivalente (m);
- R_{ext} = raio externo da estaca (m);
- R_{int} = raio interno da estaca (m);
- P_a = pressão atmosférica usada como referência (100 kPa);
- q_b = resistência unitária de ponta (kPa);
- δ_{cv} = ângulo de atrito a volume constante da interface solo-estaca (graus);
- σ'_{rc} = tensão radial efetiva após a instalação (kPa);
- σ'_{v0} = tensão vertical efetiva na cota z antes da instalação (kPa);
- $\tau_f(z)$ = resistência unitária de atrito lateral na cota z (kPa);
- Δr = deslocamento radial na interface estaca-solo, assumido como 0,02 mm para estacas de aço com superfície levemente oxidada (mm);
- h = distância da cota analisada até a ponta da estaca (m);
- G = módulo de cisalhamento do solo, obtido pela correlação mostrada na Equação 2.16 (kPa);
- $A = 0,0203$;
- $B = 0,00125$;
- $C = 1,206 \times 10^{-6}$.

Para o atrito lateral em areias, as pesquisas mostraram que a tensão de cisalhamento local se comporta de acordo com o critério de ruptura de Coulomb. A tensão radial no fuste da estaca na ruptura é composta por uma parcela referente à tensão radial após a instalação da estaca e um acréscimo de tensão radial com o carregamento da estaca. Esse acréscimo é oriundo da dilatação da areia na interface solo-estaca e outros efeitos como o arqueamento e a expansão radial da estaca devido ao efeito Poisson. A tensão radial após a instalação é função de q_c , da tensão vertical efetiva e da distância da cota analisada até a ponta da estaca, que representa o efeito da fadiga de atrito. Utiliza-se na formulação um raio equivalente no caso de estaca de ponta aberta, introduzido para se captar o efeito da ponta aberta da estaca nas tensões desenvolvidas no fuste. Em estacas tracionadas a tensão radial efetiva da Equação 2.12 é multiplicada por 0,80.

O ângulo de atrito a volume constante da interface solo-estaca pode ser obtido a partir do gráfico da Figura 2.12, quando não se tem medições diretas desse parâmetro.

Figura 2.12 - Determinação do ângulo de atrito da interface solo-estaca para o método ICP-05 (modificado de Jardine *et al.*, 2005)



Para a resistência de ponta em areias, as pesquisas mostraram que a resistência de ponta é relacionada ao q_c do CPT, considerando o efeito de escala existente entre o cone e a estaca de tamanho real. Porém, dependendo do tipo de condição da ponta da estaca, o nível de

deformações necessárias para se mobilizar a resistência é diferente em cada caso. Fixando-se um critério de ruptura da ponta equivalente a um deslocamento de 10% do diâmetro as correlações se diferem. Para estacas de ponta aberta totalmente tamponadas, a Equação 2.21 representa a correlação da resistência unitária de ponta com q_c . Para estacas de ponta fechada, a resistência unitária de ponta é o dobro do valor da Equação 2.21. Para estacas não tamponadas, somente a resistência anelar contribui com a resistência de ponta no método. Os critérios de tamponamento da estaca da Equação 2.19 são utilizados para se determinar se a estaca está tamponada ou não tamponada segundo o método, quando não se tem dados de uma medição direta no tamponamento. Observa-se que o método ICP não prevê graus de tamponamento parciais para a estaca de ponta aberta, considerando somente tamponamento completo ou ausência de tamponamento.

Jardine *et al.* (2005) apresentam uma formulação do método ICP para aplicação em estacas instaladas em argilas. Os autores mostram que a resistência de atrito unitária local não é controlada pela resistência não drenada inicial da argila, cujo valor é utilizado nos métodos “alfa” convencionais que são baseados em tensões totais, como, por exemplo, o método API. A tensão cisalhante local de ruptura é governada pela lei de atrito de Coulomb, sendo que os parâmetros de tensão normal local e ângulo de atrito dependem de diversos fatores além da resistência não drenada, inclusive do efeito de instalação da estaca. Segundo Jardine *et al.* (2005), os fatores que mais afetam o perfil de tensões radiais efetivas equalizadas são a razão de sobreadensamento local, a sensibilidade da argila e a profundidade relativa, que representa o efeito da fadiga de atrito. O ângulo de atrito da interface solo-estaca depende de fatores como o grau de ruptura progressiva, rugosidade da estaca, tipo de argila e histórico de tensões, devendo, assim, ser obtido em ensaios do tipo cisalhamento torcional (*ring shear tests*).

2.2.4. Método da University of Western Australia (UWA-05)

O método da *University of Western Australia* (UWA-05), desenvolvido por Lehane, Schneider e Xu (2005), foi criado após uma avaliação de outros métodos de previsão de capacidade de carga aplicados sobre um grande banco de dados de provas de carga estáticas. O método aplica-se, principalmente, a estacas *offshore* cravadas à percussão em areias e é baseado no método ICP.

Lehane, Schneider e Xu (2005) apresentam o método UWA como um avanço significativo em relação a outros métodos anteriores de previsão de capacidade de carga e mostram que o mesmo possui as seguintes vantagens:

- ◆ Melhor performance do que o método ICP quanto à previsão da capacidade de carga, para um extenso banco de dados de provas de carga;
- ◆ Utiliza formulações mais amplamente aceitas, segundo os autores, para a resistência de ponta do que as propostas para o método ICP;
- ◆ Permite uma inclusão direta dos efeitos do tamponamento parcial (e, com isso, um nível maior de deslocamento de solo pela estaca) tanto na resistência de atrito quanto na resistência de ponta de estacas tubulares;
- ◆ Permite uma extrapolação mais conservadora do banco de dados de estacas modelo para as estacas *offshore* em escala real, do que o método ICP;
- ◆ Remove o viés mostrado pelo método ICP de superestimar a capacidade à tração para estacas esbeltas de grande diâmetro.

Lehane, Schneider e Xu (2005) consideraram certos fatores para o desenvolvimento do método UWA-05, tanto em relação à resistência de ponta quanto à resistência de atrito lateral. Esses autores consideraram a capacidade da ponta da estaca correspondendo à resistência mobilizada para um recalque da ponta de 10% do diâmetro da estaca. As Equações 2.23 a 2.34 resumem o método para estacas de ponta aberta.

RESISTÊNCIA LATERAL

$$Q_f = \pi D \int \tau_f dz \quad (2.23)$$

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta_{cv} = \frac{f}{f_c} (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \tan \delta_{cv} \quad (2.24)$$

$$\sigma'_{rc} = 0,03 \cdot q_c (A_{rs}^*)^{0,3} \left[\max \left(\frac{h}{D_{ext}}, 2 \right) \right]^{-0,5} \quad (2.25)$$

$$A_{rs}^* = 1 - IFR_{med} \left(\frac{D_{int}^2}{D_{ext}^2} \right) \quad (2.26)$$

$$IFR_{med} = \min \left[1, \left(\frac{D_{int}(m)}{1,5m} \right)^{0,2} \right] \quad (2.27)$$

$$\Delta\sigma'_{rd} = 4G \frac{\Delta r}{D} \quad (2.28)$$

$$G = q_c \cdot 185 \cdot q_{c1N}^{-0,7} \quad (2.29)$$

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c/P_a}{\sigma'_{vo}/P_a} \right)^{0,5} \quad (2.30)$$

RESISTÊNCIA DE PONTA

$$Q_b = q_{b0,1} \frac{\pi}{4} D^2 \quad (2.31)$$

$$\frac{q_{b0,1}}{q_c} = 0,15 + 0,45A_{rb}^* \quad (2.32)$$

$$A_{rb}^* = 1 - FFR \left(\frac{D_i^2}{D^2} \right) \quad (2.33)$$

$$FFR = \min \left[1, \left(\frac{D_i(m)}{1,5m} \right)^{0,2} \right] \quad (2.34)$$

onde:

q_c = resistência de ponta do CPT (kPa);

A_{rs}^* = razão de área efetiva para o atrito;

$\Delta\sigma'_{rd}$ = aumento da tensão radial devido à trajetória de tensão no carregamento (dilatação) (kPa);

A_{rb}^* = razão de área efetiva para a ponta;

D_{ext} = diâmetro externo da estaca (m);

D_{int} = diâmetro interno da estaca (m);

IFR_{med} = IFR médio para os últimos 20 diâmetros de penetração da estaca, ou, quando não medido, calculado pela equação apresentada;

P_a = pressão atmosférica usada como referência (100 kPa);

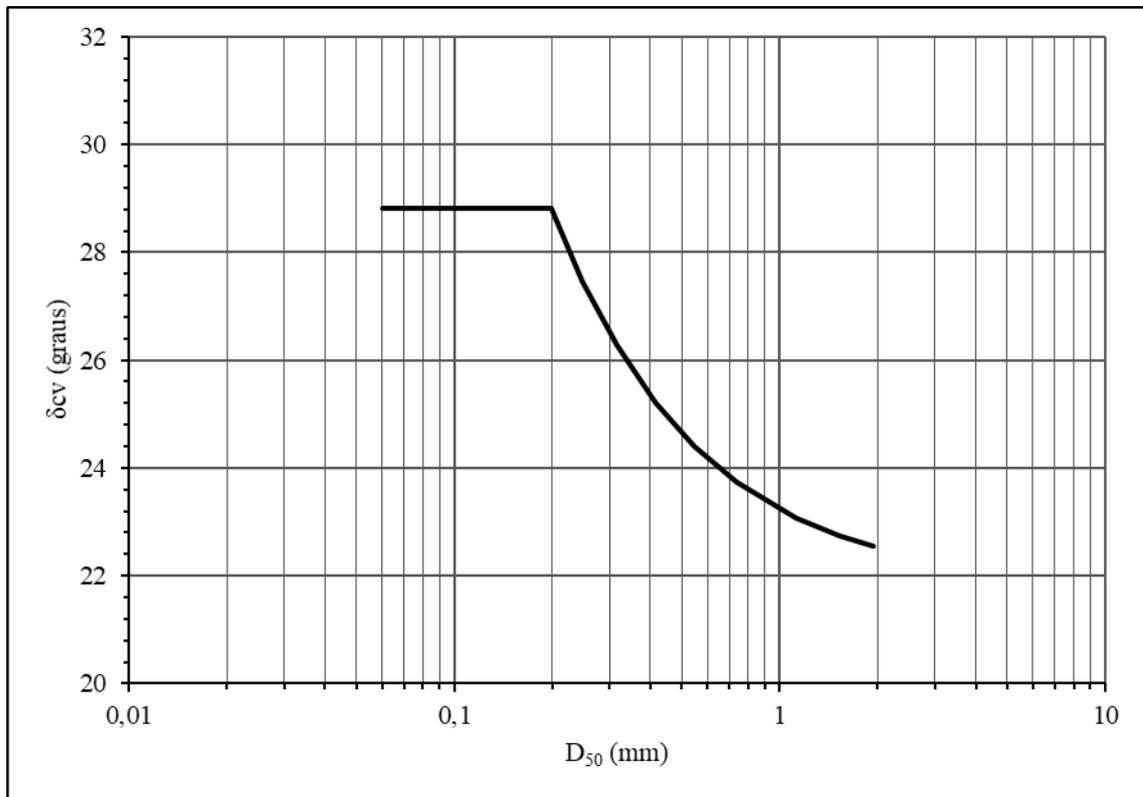
Q_b	= resistência de ponta (kN);
Q_f	= resistência de atrito (kN);
$\frac{f}{f_c}$	= 1 para carga de compressão e 0,75 para carga de tração;
$q_{b0,1}$	= resistência de ponta para um recalque de 10% do diâmetro da estaca (kPa);
δ_{cv}	= ângulo de atrito a volume constante (ruptura) da interface solo-estaca (graus);
σ'_{rc}	= tensão radial efetiva após instalação (kPa);
σ'_{rf}	= tensão radial efetiva na ruptura (kPa);
τ_f	= resistência unitária local de atrito (kPa);
Δr	= deslocamento radial na interface estaca-solo, assumido como 0,02 mm (m);
FFR	= <i>final filling ratio</i> , IFR médio medido dos últimos 3 diâmetros de penetração, que, quando não medido, pode ser estimado pela equação apresentada;
G	= módulo de cisalhamento do solo (kPa).

Para estacas de ponta fechada basta aplicar a formulação acima considerando as razões de área efetiva para o atrito e ponta (Equações 2.27 e 2.34) como sendo 1,0. O método necessita de uma correlação entre a resistência de ponta da estaca e q_c , utilizando-se para isso uma média de q_c na região de 1,5 vezes o diâmetro da estaca acima e abaixo da ponta. Caso q_c varie significativamente na vizinhança da ponta deve ser usada outra técnica para o cálculo da média, apresentada pelos autores.

O ângulo de atrito a volume constante da interface solo-estaca pode ser obtido a partir do gráfico da Figura 2.13, quando não se tem medições diretas desse parâmetro.

Observa-se que o método UWA-05 possui uma formulação semelhante em certos aspectos à formulação do método ICP-05, com diferenças na forma de calcular as tensões radiais e de ponta e incorporando o grau de tamponamento da estaca diretamente na formulação, através do IFR.

Figura 2.13 - Determinação do ângulo de atrito da interface solo-estaca para o método UWA-05 (modificado de Lehane, Schneider e Xu, 2005)



2.2.5. Método da Hong Kong University (HKU-12)

Yu e Yang (2012a) e Yu e Yang (2012b) realizaram dois estudos em que apresentam um método para o cálculo da capacidade de carga de estacas de ponta aberta instaladas em areia. Os dois artigos apresentam formulações para o cálculo da resistência de ponta e a resistência de atrito lateral de estacas tubulares de ponta aberta que levam em consideração o efeito do tamponamento, segundo os autores, de uma forma mais racional e prática, através do parâmetro PLR. Chama-se aqui de método HKU-12 as formulações dos dois artigos, apesar de que os autores só nomeiem explicitamente de “método HKU” a formulação para a resistência de ponta.

Para o cálculo do atrito lateral é utilizado um conceito chamado razão de deslocamento de solo (*soil squeezing ratio*), que é a razão entre o volume de solo deslocado pela estaca durante a penetração e o volume de um cilindro correspondente à geometria da estaca. Esse parâmetro é calculado utilizando-se o PLR, que é medido somente uma vez ao final da instalação da estaca, ao contrário do IFR, que deve ser medido continuamente ao longo de toda a instalação. A formulação para o atrito lateral é semelhante aos métodos UWA-05 e ICP-05, porém incorpora a razão de deslocamento de solo na formulação.

Para o cálculo da resistência de ponta, determinam-se as parcelas de resistência anelar e resistência do tampão separadamente, ao contrário dos métodos ICP-05 e UWA-05, que calculam a resistência de ponta de forma total. A resistência anelar é diretamente proporcional à comprimento relativo da estaca e aos valores de q_c na região da ponta. A resistência do tampão é relacionada ao PLR e também diretamente proporcional a q_c .

Os autores testaram a capacidade preditiva do método HKU-12 em duas estacas de grande diâmetro completamente instrumentadas, observando uma maior capacidade preditiva do método HKU-12 em comparação com os métodos UWA-05 e ICP-05 para os dados analisados. As Equações 2.35 a 2.43 resumem o método HKU-12. Observa-se, nesse método, que não existe uma formulação explícita para estacas de ponta fechada:

RESISTÊNCIA LATERAL

$$Q_f = \pi DL \tan \delta_{cv} \int_0^1 (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_r) d\xi \quad (2.35)$$

$$\xi = z/L \quad (2.36)$$

$$\sigma'_{rc} = 0,03\rho^{0,3}(L/D_{ext})^{-0,5}(1 - \xi)^{-0,5}q_c \leq 0,021\rho^{0,3}q_c \quad (2.37)$$

$$\Delta\sigma'_r = 4G \frac{\Delta r}{(D_{ext}^2 - PLR D_{int}^2)^{0,5}} \quad (2.38)$$

$$G = 185 \frac{(q_c/P_a)^{-0,7}}{(\sigma'_{v0}/P_a)^{-0,35}} q_c \quad (2.39)$$

$$\rho = 1 - PLR (D_{int}/D_{ext})^2 > 0 \quad (2.40)$$

RESISTÊNCIA DE PONTA

$$Q_b = \frac{\pi}{4} [D_{int}^2 q_{plug} + (D_{ext}^2 - D_{int}^2) q_{ann}] \quad (2.41)$$

$$q_{ann} = [1,063 - 0,045(L/D)] q_c \geq 0,46q_c \quad (2.42)$$

$$q_{plug} = 1,063 e^{(-1,933 PLR)} q_c \quad (2.43)$$

onde:

Q_b	= resistência de ponta (kN);
Q_f	= resistência de atrito (kN);
q_{ann}	= resistência unitária anelar (kPa);
q_{plug}	= resistência unitária do tampão (kPa);
ξ	= razão entre a cota z analisada e o comprimento da estaca;
ρ	= razão de deslocamento de solo.

O ângulo de atrito da interface solo-estaca é determinado da mesma forma que o método UWA-05, segundo a Figura 2.13.

2.2.6. Método API modificado (GUDAVALLI; SAFAQAH; SEO, 2013)

Gudavalli, Safaqaah e Seo (2013) propuseram uma modificação do método API a partir de resultados de provas de carga dinâmica utilizando análise CAPWAP em 99 estacas tubulares metálicas de ponta aberta e tamanho real. O diâmetro das estacas variou de 406 mm a 914 mm, com comprimentos cravados de 10 a 30 m, e as estacas foram cravadas à percussão em solos arenosos de compactidade média à alta. O PLR foi medido em todas as estacas ensaiadas. Com base nos resultados obtidos, esses autores propuseram formulações para os fatores de resistência de atrito e de ponta do método API original, baseadas no PLR da estaca. Tais fatores devem ser multiplicados pelas tensões geostáticas ao longo do fuste e na ponta para a obtenção das resistências unitárias, conforme o método API. As Equações 2.44 a 2.51 resumem o método:

$$q_f(z) = \beta \sigma'_{v0}(z) \quad (2.44)$$

$$q_b = N_q \sigma'_{v0,p} \quad (2.45)$$

$$\beta = (3,5 - 3,2 PLR) e^{(-0,023 L(m))} \quad (2.46)$$

$$N_q = 12,3 PLR^{-8,4} \quad (2.47)$$

$$PLR = \left(\frac{D_{int}(m)}{1,4} \right)^{0,19}, \text{ estimativa de PLR quando não se mede o parâmetro} \quad (2.48)$$

$$0,76 \leq PLR \leq 0,91 \quad (2.49)$$

$$10 \text{ m} \leq L \leq 30 \text{ m} \quad (2.50)$$

$$0,387 \text{ m} \leq D_{ext} \leq 0,876 \text{ m} \quad (2.51)$$

onde:

β = fator de resistência lateral;

N_q = fator de capacidade de carga da ponta;

$L(m)$ = comprimento da estaca em metros (m);

$D_{int}(m)$ = diâmetro externo em metros (m).

Gudavalli, Safaqa e Seo (2013) apresentam restrições dos valores de entrada de PLR, comprimento e diâmetro nas equações que compõem o método, conforme mostrado nas Equações 2.50 a 2.52. Assim, percebe-se que este método é eminentemente restrito a estacas de dimensões semelhantes e solo semelhantes aos analisados por esses autores.

2.3. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

Provas de carga estática são ensaios de carregamento estático em elementos de fundação com o intuito de se observar o seu comportamento frente à carga aplicada. Esse tipo de ensaio é comumente utilizado em todo o mundo para a verificação do desempenho de fundações. Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006), a prova de carga estática é um ensaio que consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Tais esforços podem ser axiais (de compressão ou de tração) ou transversais. Segundo Poulos e Davis (1980), provas de carga em estacas são geralmente realizadas por uma ou mais das seguintes razões:

- ◆ Para servir como um teste de prova que garanta que a ruptura não ocorra antes que se chegue à uma carga de prova determinada, sendo esta carga correspondente ao menor fator de segurança requerido multiplicado pela carga de trabalho da estaca;
- ◆ Para determinar a capacidade de carga como uma verificação do valor calculado a partir de métodos estáticos ou dinâmicos ou para se obter dados sobre o solo a partir de retroanálise, que serão utilizados para o projeto de outras estacas;

- ◆ Para determinar o comportamento carga-recalque de uma estaca, especialmente na região da carga de trabalho antecipada. Esse dado pode ser usado para se prever recalques de grupos de estacas ou de outras estacas isoladas;
- ◆ Para se verificar a integridade estrutural da estaca.

Segundo Albuquerque (2001), provas de carga são um ensaio em verdadeira grandeza que se justifica pelas seguintes razões:

- ◆ A natural dificuldade em entender o mecanismo de distribuição de carga e avaliar com exatidão a carga de ponta e a distribuição do atrito lateral;
- ◆ A necessidade de se conhecer as propriedades do solo onde as fundações serão construídas;
- ◆ A alteração das condições iniciais provocadas pela execução das estacas;
- ◆ O comportamento complexo do conjunto estaca-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica.

Várias são as trajetórias de carregamento possíveis de serem aplicadas em estacas. Poulos e Davis (1980) destacam 3 dos procedimentos mais comuns para provas de carga à compressão:

- ◆ Ensaio com carregamento constante: a carga é aplicada em estágios e mantida constante em cada um deles até que o recalque virtualmente cesse antes de ser aplicado o próximo incremento;
- ◆ Ensaio com taxa constante de penetração: a carga é aplicada e controlada de forma que a estaca penetre no solo a uma taxa constante;
- ◆ Método do equilíbrio: em cada estágio é aplicada uma carga ligeiramente maior do que a necessária, que posteriormente é reduzida ao valor desejado, diminuindo assim as taxas de recalque de forma mais rápida e reduzindo o tempo de ensaio.

Na prática brasileira, porém, não se observa de forma usual a execução de ensaios com taxa de penetração constante e do método do equilíbrio. A NBR 12131 (ABNT, 2006), norma brasileira que especifica um método de execução de provas de carga estáticas em estacas, define os seguintes procedimentos de execução de provas de carga estáticas:

- ◆ Carregamento lento;
- ◆ Carregamento rápido;
- ◆ Carregamento misto (lento seguido de rápido);

- ◆ Carregamento cíclico, lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

Nesse item será abordada somente a prova de carga estática à compressão com carregamento lento, visto que foi o método utilizado neste trabalho. Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006) o ensaio de carregamento lento deve ser realizado de acordo com o seguinte procedimento:

- a) O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada e que em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 min;
- b) Em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h etc., contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização;
- c) A estabilização dos deslocamentos está atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e atual);
- d) Terminada a fase de carregamento e caso a carga última da estaca não tenha sido alcançada, a carga máxima do ensaio deve ser mantida no mínimo durante 12 h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento;
- e) O descarregamento deve ser feito em no mínimo quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos. O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min;
- f) Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até sua estabilização.

A norma americana D1143 (ASTM, 2017) adota um critério de estabilização de recalques diferente da norma brasileira. Segundo ela a estabilização ocorre quando a velocidade de recalque é menor do que 0,25 mm/hora. A velocidade de recalque deve ser calculada em um intervalo de tempo cujo limite mínimo é dependente da precisão dos medidores de deslocamento e cujo limite máximo é de 2 horas.

Os esquemas de ensaio em provas de carga estáticas são variados, dependendo do tipo e do porte da estaca a ser ensaiada. O esquema básico utilizado consiste em uma viga de reação, ancorada ao solo por tirantes ou estacas de reação tracionadas, utilizada para apoiar uma célula

de carga e um macaco hidráulico. A célula de carga é responsável por medir a força aplicada pelo macaco hidráulico apoiado sobre a cabeça da estaca. Os deslocamentos são medidos sobre a cabeça da estaca, utilizando-se LVDT ou medidores de deslocamento apoiados sobre vigas de referência, por sua vez ancorados em pontos distantes da estaca, para minimizar o efeito da bacia de deformações do solo sobre as medições de deslocamento.

Nas provas de carga comuns não se faz uso de instrumentação em profundidade, e os dados obtidos se referem somente à carga aplicada e ao deslocamento no topo da estaca. A utilização de sensores diversos ao longo do fuste da estaca, sendo mais comuns os extensômetros elétricos, possibilita a realização de provas de carga instrumentadas. A utilização de provas de carga estáticas com instrumentação ao longo do fuste visa obter um melhor conhecimento sobre o comportamento das fundações, como por exemplo, conhecer as cargas de ponta e lateral em cada estágio de carregamento da estaca (ALBUQUERQUE, 2001). Destaca-se que para estacas tubulares de ponta aberta, conforme já descrito anteriormente, caso seja necessário o estudo das parcelas separadas de atrito lateral interno e externo à estaca é preciso um arranjo de tubos instrumentados concêntricos.

2.4. SOLO TROPICAL DA REGIÃO DE GOIÂNIA

O município de Goiânia é a capital do estado de Goiás, região centro-oeste do Brasil. O clima do estado de Goiás se caracteriza pela presença de dois períodos de chuva bem distintos, sendo um período chuvoso (de outubro a abril) e um período seco (de maio a setembro), o que concorre para uma grande variação dos elementos climáticos ao longo do ano. O índice pluviométrico médio anual é em torno de 1532 mm, e cerca de 90% desse índice ocorre no período chuvoso. Quanto à temperatura do ar os meses de agosto e setembro apresentam média de 34°C e os meses de junho e julho média de 12°C (ALMEIDA *et al.*, 2006).

A pluviosidade e temperatura médias, bem como a presença de duas estações bem definidas, se refletem nas características dos solos da região de Goiânia, assim como em diversas outras regiões do Brasil e do mundo que se localizam entre os trópicos. Estudos realizados com os solos de Goiânia têm sido desenvolvidos ao longo dos últimos anos, destacando-se as pesquisas realizadas na Universidade Federal de Goiás (UFG). Estas têm se focado na utilização dos solos da região para diversos fins e obras, como pavimentação, barreiras hidráulicas, estruturas de cobertura, contenções, barragens, entre outros tipos de obras.

Algumas das pesquisas feitas na UFG realizaram um mapeamento dos solos de Goiânia, bem como ensaios para sua caracterização. Silva (2010) e Cardoso (2010) realizaram, respectivamente, uma investigação e um cadastro de solos de diversos pontos da região de Goiânia, sendo que ambos os trabalhos foram focados na utilização do solo em pavimentação.

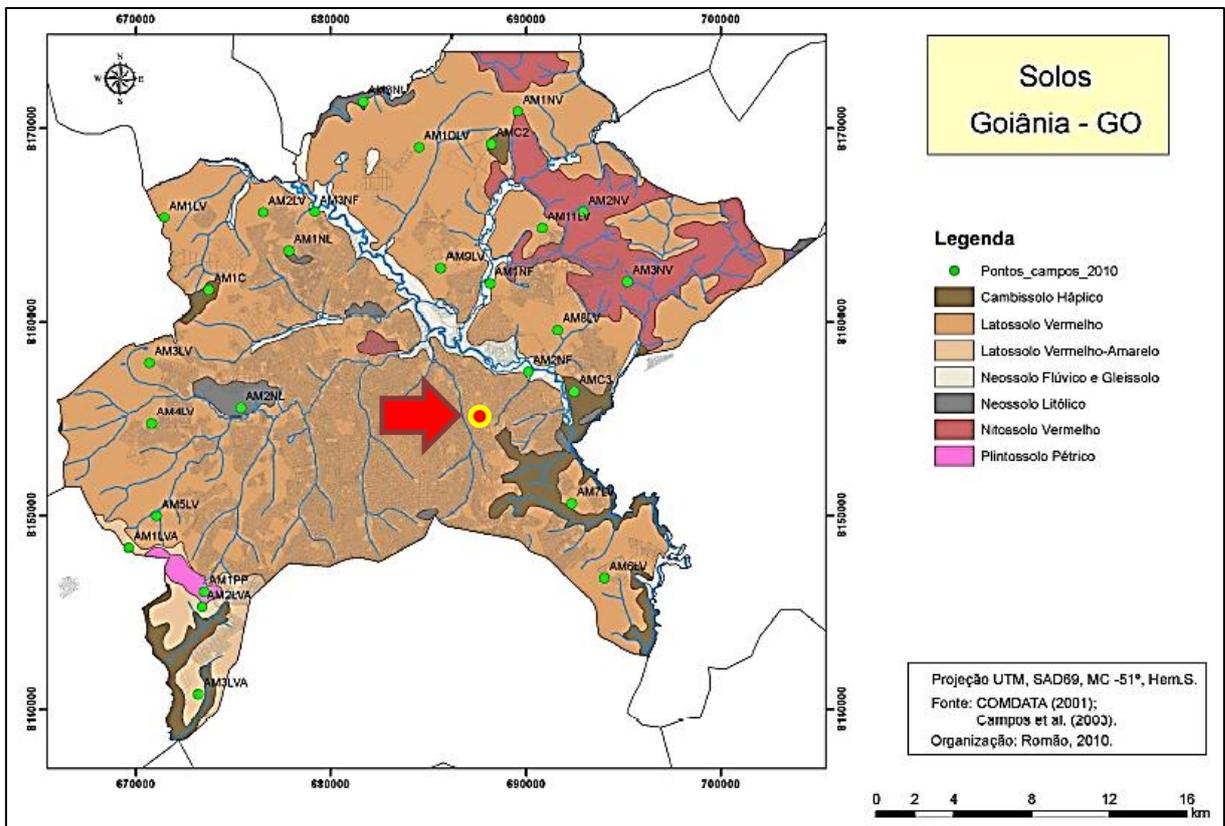
Os estudos feitos com o solo de Goiânia mostram que ele pode ser classificado, de forma geral, como um solo tropical, sendo laterítico em sua maior parte. Esse tipo de solo é caracterizado por ter passado por processos físico-químicos promovidos pela ação da temperatura e umidade que induzem a formação de argilominerais predominantemente 1:1 e o acúmulo de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio em volta de suas partículas (VILLIBOR *et al.*, 2009). Esse processo de formação, denominado laterização, confere ao solo propriedades diferentes daquelas dos solos de clima temperado. Algumas dessas propriedades são:

- ◆ Alta resistência quando compactado;
- ◆ Baixa expansibilidade;
- ◆ Alta permeabilidade;
- ◆ Presença de aglomerações de argila, resultando em uma macroestrutura porosa.

A Figura 2.15 mostra um mapeamento dos solos de Goiânia. Observa-se pela figura que a maior parte da cidade é coberta por solos do tipo latossolo vermelho ou vermelho-amarelo. Esta classificação, originada do Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos, de origem pedológica, descreve um solo cujos constituintes evidenciam avançado estágio de intemperização, indicando que são solos tipicamente lateríticos.

Cardoso (2010) executou um programa de ensaios em solos finos coletados em diversos pontos da cidade de Goiânia-GO, classificando-os nos sistemas TRB, SUCS e metodologia MCT. As coletas foram feitas em solos de até 2 m de profundidade e os locais correspondem aos pontos nomeados mostrados na Figura 2.14. Nessa figura, a seta indica o local aproximado do campo experimental implantado na presente pesquisa (ver Capítulo 3). A Tabela 2.1 mostra os resultados obtidos na classificação feita. Observa-se que no sistema SUCS as amostras foram classificadas em geral como siltes e argilas de baixa compressibilidade, e na metodologia MCT como solos argilosos lateríticos. Evidencia-se assim o comportamento laterítico de grande parte do solo da região, numa profundidade de até 2,0 m.

Figura 2.14 - Mapeamento de solos de Goiânia-GO (a seta mostra o local do campo experimental da EECA-UFG; adaptado de CARDOSO, 2010)



A Figura 2.15 mostra a curva granulométrica da amostra AM1LV da Tabela 2.1, obtida por Cardoso (2010). Destaca-se a diferença na distribuição granulométrica do solo entre as curvas obtidas com e sem defloculante, mostrando a presença de grãos agregados de argila no solo, indicando que o solo da amostra, predominantemente argiloso na sua microestrutura, pode se comportar como um solo siltoso ou até mesmo arenoso na escala macroscópica.

Gomes (2015) realizou ensaios de caracterização em amostras de solo coletadas de uma obra em Goiânia-GO, em uma região relativamente próxima do centro da cidade. A Figura 2.16 mostra o aspecto visual do solo do trabalho de Gomes (2015), em que se percebe a marcante coloração vermelha, típica de solos laterizados e condizente com o mapeamento da Figura 2.15.

A caracterização feita por Gomes (2015) mostrou que o índice de vazios médio das amostras indeformadas foi de 1,19. Analisando-se dados de Dias (2016), que estudou o solo de uma região próxima à da obra de Gomes (2015), conclui-se que o índice de vazios foi de 1,02. Percebe-se, assim, que se trata de solos com um elevado índice de vazios, porosos, o que é típico de solos lateríticos.

Tabela 2.1 - Classificação das amostras coletadas por Cardoso (2010)

CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS			
Amostra	Classificação do solo		
	TRB	SUCS	MCT
AM1LV	A-7-6	ML	LG'
AM2LV	A-7-6	ML	LG'
AM3LV	A-6	ML	LG'
AM4LV	A-6	ML	LG'
AM5LV	A-6	CL	LG'
AM6LV	A-6	CL	LG'
AM7LV	A-7-5	CL	LG'
AM8LV	A-6	ML	LG'
AM9LV	A-6	ML	LG'
AM10LV	A-7-5	ML	LG'
AM11LV	A-7-6	ML	LG'
AM1NV	A-6	CL	LG'
AM2NV	A-7-5	MH	LG'
AM3NV	A-7-6	MH	LG'
AM2C	A-7-6	ML	LG'
AM2NF	A-7-5	ML	LG'
AM3NF	A-7-5	CL	LG

Figura 2.15 - Curva granulométrica da amostra AM1LV de Cardoso (2010)

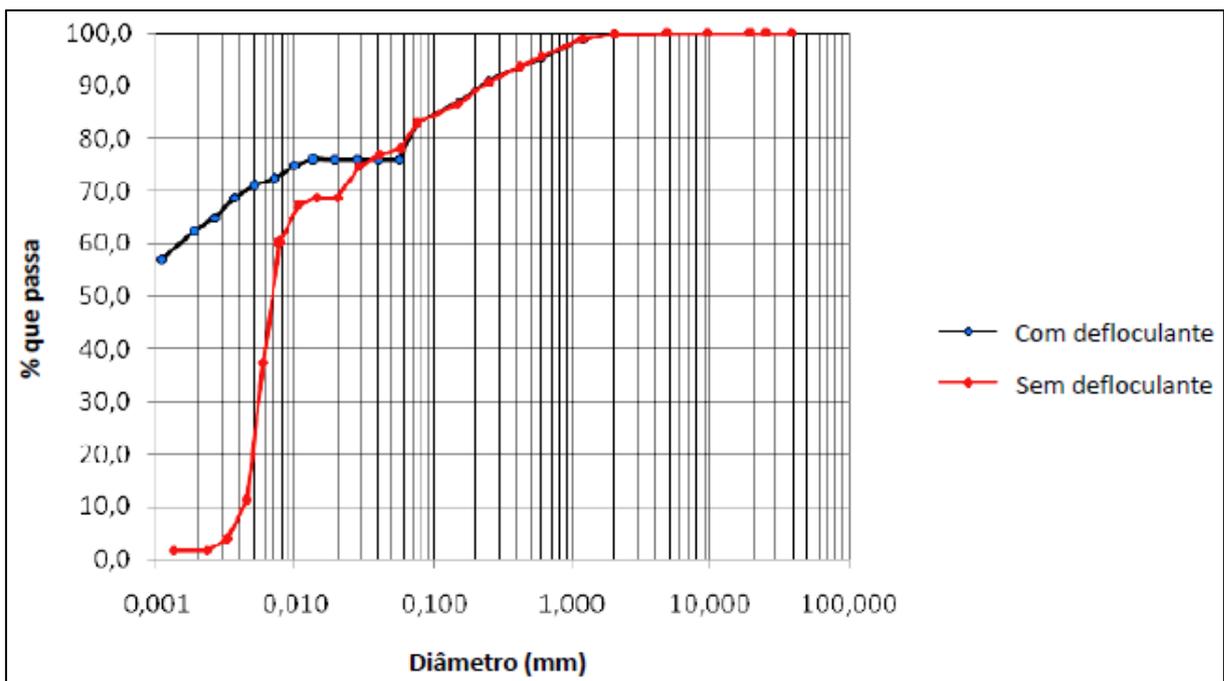
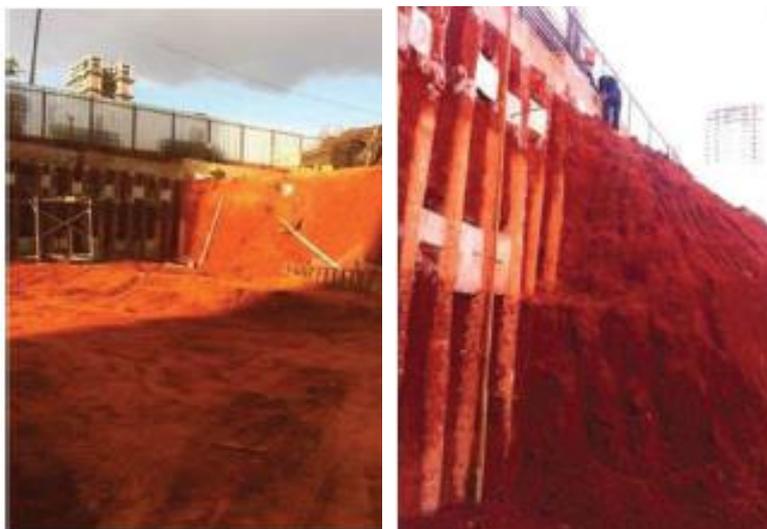


Figura 2.16 - Aspecto visual do solo do trabalho de Gomes (2015)



Destacam-se, ainda, outros parâmetros do solo determinados por Gomes (2015). A massa específica dos grãos, para uma amostra a 5 m de profundidade, foi de $2,72 \text{ g/cm}^3$. O teor de agregação da fração argila do solo foi de 100%, ou seja, toda a argila do solo se encontrava agregada em seu estado natural. Para a amostra a 5,0 m de profundidade, os limites de liquidez e de plasticidade foram iguais a 42% e 23% respectivamente, resultado num índice de plasticidade de 19%. A fração argila foi classificada como de baixa atividade e o solo foi classificado no sistema SUCS como uma argila de baixa compressibilidade (CL). Ensaio de cisalhamento direto inundado resultaram em um ângulo de atrito de 36° .

2.5. PENETRÔMETRO DINÂMICO DE CONE PANDA

O PANDA (sigla para *Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par ordinateur*) é um penetrômetro dinâmico de cone leve e de energia variável. Esse ensaio consiste na cravação de um conjunto de hastes acopladas a uma ponteira cônica pela energia de golpes de um martelo (ANGELIM, 2011). O equipamento possui sistemas eletrônicos para a medição da energia aplicada, energia de cravação, profundidade de cravação e cálculo da resistência dinâmica de cone q_d . Segundo Angelim (2011), busca-se limitar a penetração de 2 a 20 mm por golpe do martelo, para se evitar ou reduzir o repique elástico. Segundo Langton (1999), o PANDA foi desenvolvido em 1991 na França, e desde então tem sido amplamente usado e aceito na França, partes da Europa Central e em um pequeno número de outros lugares no mundo.

A Figura 2.17 mostra o esquema geral do equipamento, enquanto a Figura 2.18 mostra uma foto do equipamento. O golpe manual de um martelo de 2 kg de massa fornece a energia para cravação do cone. Um processador coleta 2 parâmetros para cada golpe do martelo, obtidos a partir de dois sensores: a velocidade do impacto e a profundidade de penetração do cone. Podem ser utilizadas ponteiros de área de ponta 2 cm², 4 cm² e 10 cm², tendo elas um ângulo de 90° na ponta.

A resistência dinâmica de cone q_d é calculada utilizando-se a fórmula dos holandeses, conforme a equação abaixo (LANGTON, 1999):

$$q_d = \frac{1}{A_{pd}} \frac{\frac{1}{2} M_{pd} V_{pd}^2}{1 + \frac{P_{pd}}{M_{pd}}} \frac{1}{x_{90^\circ}} \quad (2.53)$$

onde:

- A_{pd} = área da ponteira (cm²);
- M_{pd} = massa do martelo (kg);
- P_{pd} = massa do equipamento e hastes (kg);
- V_{pd} = velocidade de impacto do martelo (m/s);
- q_d = resistência dinâmica de cone (MPa);
- x_{90° = penetração devido ao golpe do martelo para ponteira de 90° (cm).

2.5.1. Correlações entre resistência estática do CPT e a resistência dinâmica do PANDA

Estudos encontrados na literatura tentam correlacionar a resistência estática e a resistência dinâmica de cone. Um dos objetivos é obter relações entre a resistência dinâmica fornecida pelos diversos tipos de penetrômetros dinâmicos com a resistência estática fornecida pelo CPT, um ensaio muito utilizado no mundo.

Langton (1999) apresenta uma nota técnica sobre o uso do penetrômetro PANDA para investigações geotécnicas e controle de compactação. Este autor apresenta correlações obtidas por estudos realizados na França mostrando que a resistência dinâmica q_d é igual à resistência estática q_c . Além disso o autor mostra os resultados de ensaios realizados em nove localidades

no Reino Unido, utilizando-se o CPT e vários tipos de penetrômetros dinâmicos de cone, entre eles o PANDA, com solos variando de argilas a siltes. A correlação $q_d = q_c$ apresentou um bom ajuste com os dados medidos.

Figura 2.17 - Esquema geral do PANDA (modificado de Langton, 1999)

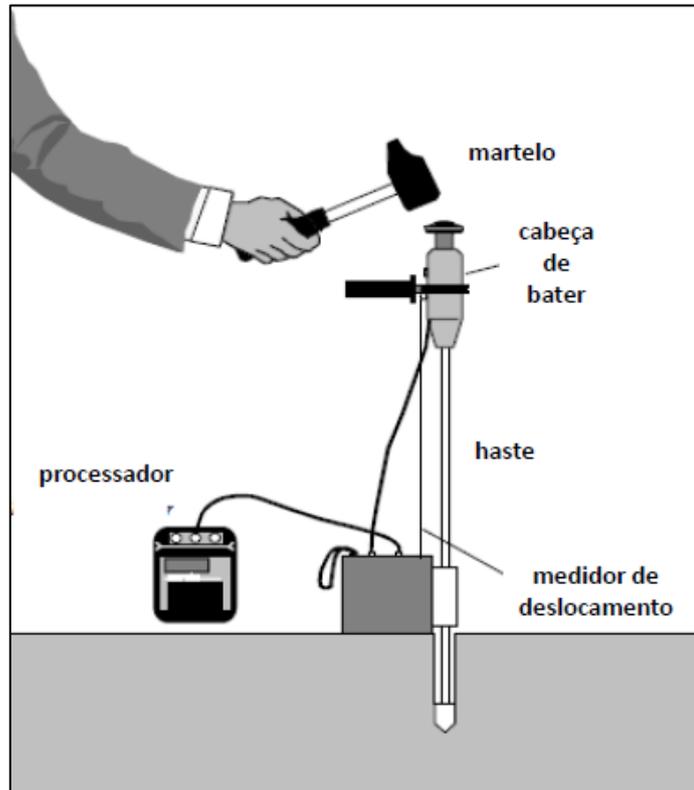


Figura 2.18 - Foto do PANDA (disponível em: <https://www.sol-solution.com/nos-materiels/panda/>)



Chaigneau (2001) apresenta uma revisão de correlações entre q_d e q_c presentes em alguns estudos, para diferentes tipos de penetrômetros estáticos em comparação com o PANDA. Um dos estudos mostra a correlação $q_d = q_c$ para areias e pedregulhos, $q_c = 1,27 q_d$ para siltes e $1,1 < q_d/q_c < 1,5$ para argilas. Outro estudo citado obteve as ordens de grandeza de $1 \leq q_d/q_c \leq 2$ para argilas e siltes e $0,5 \leq q_d/q_c \leq 1$ para areias e pedregulhos. Este autor alerta que as relações foram tiradas da bibliografia e devem ser consideradas como ordens de grandeza, visto que não se teve acesso à descrição completa da metodologia de correlação (natureza do solo, geometria da ponta, homogeneidade do solo, entre outros fatores).

Prosseguindo, Chaigneau (2001) apresenta um estudo realizado na França comparando-se o penetrômetro PANDA com ponteira de 4 cm^2 e o penetrômetro estático GOUDA. Este penetrômetro possuía 10 cm^2 de área de ponta, ângulo da ponta de 60 graus e foi cravado a uma velocidade de 2 cm/s . O perfil de solo do estudo possuía uma camada de 1 m de silte arenoso e outra camada de $5,4 \text{ m}$ de argila siltosa. A correlação neste estudo obtida foi $q_c = 1,05 q_d$. Outro estudo apresentado pelo autor, realizado em Los Angeles, comparando-se o PANDA com o CPT, apresentou as correlações $q_c = 1,03 q_d$ para argilas e $q_c = 0,86 q_d$ para siltes e areias.

Chaigneau (2001) apresenta, ainda, ensaios feitos em uma câmara de calibração, visando-se comparar a resistência estática e dinâmica de uma mesma ponteira do PANDA. Os ensaios foram feitos em siltes, areias e pedregulhos. A metodologia consistiu de um ensaio PANDA com ponteira de 2 cm^2 feito de forma convencional, ou seja, cravado dinamicamente, e posteriormente um ensaio estático com a mesma ponteira cravada na velocidade de 2 cm/s . Obteve-se as correlações médias $q_c = 0,83 q_d$ para siltes, $q_c = 1,03 q_d$ para areias e $q_c = 0,94 q_d$ para pedregulhos. A correlação média para todos os ensaios foi $q_c = 0,94 q_d$. Para um intervalo de confiança de 5% , obteve-se, para todos os ensaios, uma relação q_d/q_c de $0,88$ a $1,00$.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

Neste capítulo é descrita a metodologia utilizada para o estudo do comportamento mecânico de estacas metálicas tubulares de ponta aberta instaladas em um perfil de solo laterítico de Goiânia-GO. Para isso, foi implantado um campo experimental na Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA) da Universidade Federal de Goiás (UFG), localizada em Goiânia-GO. Nele foram realizados ensaios em 5 estacas tubulares metálicas, sendo 4 estacas de ponta aberta e 1 estaca de ponta fechada. Cada ensaio consistiu em 5 etapas: a) instalação da estaca até a profundidade nominal de 2,25 m; b) uma primeira prova de carga estática à compressão nessa primeira profundidade; c) o avanço da instalação até a profundidade nominal de 3,95 m; d) uma segunda prova de carga estática à compressão nessa segunda profundidade e, por último; e) uma prova de carga estática à tração. Seguiu-se então a remoção da estaca do solo. Todas as estacas foram instaladas no solo por prensagem. As profundidades adotadas para as estacas foram escolhidas para se adequarem às dimensões dos equipamentos de ensaio. A Tabela 3.1 mostra as dimensões da seção das estacas ensaiadas na pesquisa, bem como a relação entre o diâmetro externo e a espessura de parede. As dimensões da seção das estacas foram escolhidas com base nas dimensões dos tubos de aço-carbono disponíveis comercialmente e que tivessem uma espessura de parede grande o bastante executar uma rosca para união dos tubos.

Tabela 3.1 - Dimensões da seção das estacas ensaiadas

Estaca	E1 ponta aberta	E2 ponta aberta	E3 ponta aberta	E4 ponta aberta	E5 ponta fechada
D_{ext} (mm) - diâmetro externo	114,43	114,46	165,06	114,43	114,43
t (mm) - espessura de parede	4,45	5,85	4,89	4,45	4,45
D_{int} (mm) - diâmetro interno	105,53	102,76	155,28	105,53	105,53
Relação D_{ext} / t	25,7	19,6	33,7	25,7	25,7

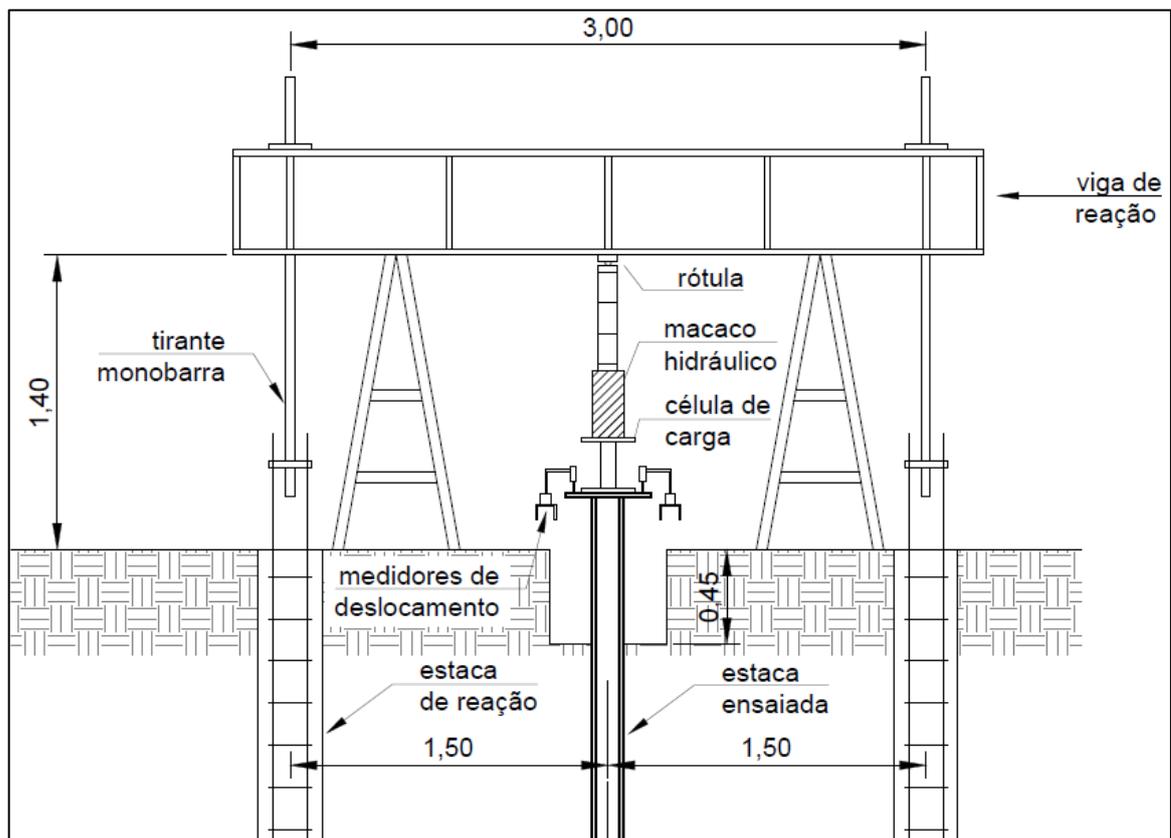
Os itens a seguir descrevem a metodologia de execução da instalação das estacas e das provas de carga, bem como para a caracterização do perfil de solo do campo experimental da EECA-UFG.

3.1. ESQUEMA GERAL DE ENSAIO

Para a prensagem das estacas tubulares bem como realização das provas de carga à compressão foi utilizado o sistema de reação mostrado no croqui da Figura 3.1. O sistema consistiu de uma viga de reação metálica ancorada a duas estacas de reação escavadas de concreto armado. Cada estaca de reação possuía 300 mm de diâmetro e 8,0 m de profundidade, foram escavadas por trado mecanizado e armadas em todo seu comprimento com 4 barras de 12,5 mm de diâmetro e estribos de 5,0 mm espaçados a cada 200 mm, de aço CA-50 e CA-60 respectivamente. As estacas de reação foram executadas à uma distância de 3,00 m entre eixos uma da outra, formando em planta um hexágono regular.

A viga de reação foi ancorada na armadura das estacas de reação através de tirantes monobarra presos por porcas e arruelas na viga e na estaca. A fixação do tirante com a armadura da estaca foi feita através de um disco de aço de 200 mm de diâmetro e 20 mm de espessura, com um furo central para passagem do tirante, soldado de forma centralizada às barras de aço da estaca e fixado no tirante por porca e arruela. Desta forma as estacas de reação foram solicitadas satisfatoriamente de forma axial.

Figura 3.1 - Detalhe do sistema de reação para as provas de carga à compressão (medidas em metros)



Entre duas estacas de reação foi posicionada uma estaca de ensaio, a 1,50 m de distância de cada uma. A geometria da seção das estacas ensaiadas é mostrada na Tabela 3.1. A prensagem das estacas foi iniciada a partir de um pré-furo de 0,45 m de profundidade, visando remover a camada superficial ressecada e com presença de raízes e matéria orgânica. Um macaco hidráulico de capacidade máxima de 300 kN e 140 mm de curso, mostrado na Figura 3.2a, foi utilizado para aplicação de carga às estacas. Uma rótula foi posicionada entre o macaco e a viga de reação, de forma a combater eventuais excentricidades de carga na estaca.

Uma célula de carga, mostrada na Figura 3.2b, foi utilizada para a medição da carga aplicada durante os ensaios. A célula de carga é composta por uma ponte completa de 4 extensômetros elétricos do tipo *strain gauge* fixados em um cilindro de duroalumínio de cerca de 75 mm de diâmetro. Dois dos *strain gauges* estavam instalados na posição vertical e os outros dois na horizontal, sendo cada extensômetro do par colado diametralmente oposto ao outro, ficando cada um em intervalo angular regular de 90° entre si. Esta configuração de extensômetros permite que sejam medidas deformações correspondentes somente ao esforço axial, sendo corrigidas as deformações devido ao momento fletor, momento torsor e variação de temperatura. Uma explicação mais detalhada do funcionamento de pontes de *strain gauges* e células de carga pode ser encontrada em Albuquerque (2001) e Cruz Jr. (2016). A célula de carga foi calibrada em laboratório utilizando-se uma prensa hidráulica, aplicando-se cargas conhecidas e medindo-se as deformações correspondentes. A aquisição de dados da célula de carga durante os ensaios foi feita utilizando-se um módulo de aquisição de dados modelo Quantum X MX840A, da HBM e mostrado na Figura 3.2c. A aquisição em todos os ensaios foi feita na frequência de 1 ponto a cada 2 segundos (0,5 Hz). As curvas de calibração da célula de carga juntamente com as retas de melhor de ajuste são mostradas na Figura 3.3.

A Figura 3.4 mostra uma visão geral do sistema utilizado para os ensaios à compressão. Durante a prensagem das estacas os trechos de avanço da instalação foram medidos a partir de uma régua de madeira apoiada no solo. Para a medição dos recalques durante as provas de carga foram utilizados quatro medidores de deslocamento digitais de precisão 0,01 mm, apoiados por bases magnéticas sobre duas vigas de referência metálicas cujos apoios se distanciavam 1,50 m do eixo da estaca de ensaio. Os cursores dos medidores foram posicionados sobre uma chapa metálica soldada à cabeça da estaca, em quatro cantos diametralmente opostos. A Figura 3.5 mostra os detalhes da instrumentação posicionada na cabeça da estaca. Todo o sistema foi coberto com uma tenda de 5 x 5 m, impedindo a incidência direta de sol e chuva sobre os equipamentos de medição e a viga de referência.

Figura 3.2 - Equipamentos utilizados no ensaio: (a) Célula de carga; (b) Macaco hidráulico capacidade 300 kN; (c) Módulo de aquisição de dados

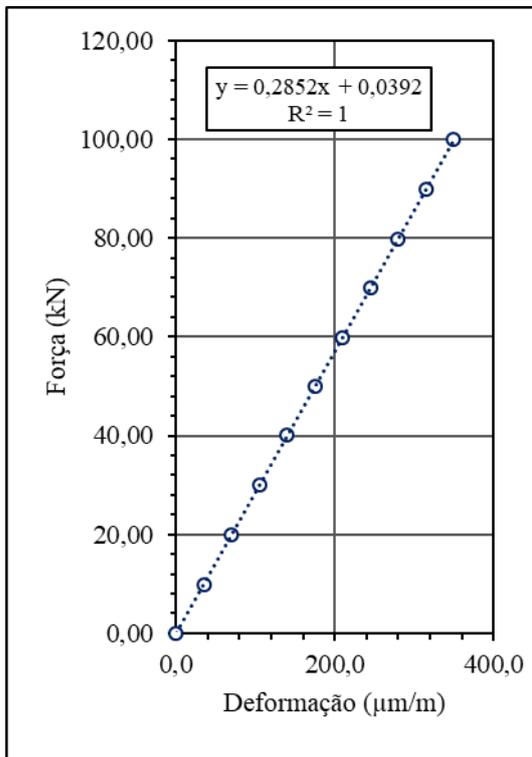


(a)

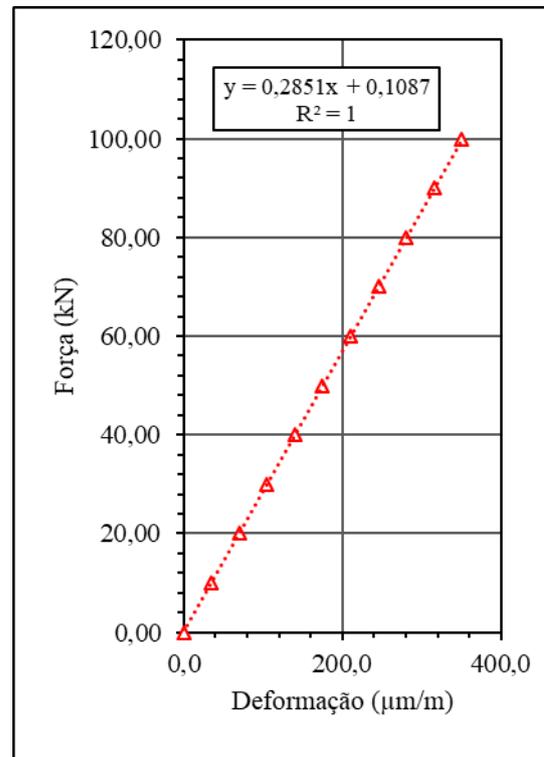
(b)

(c)

Figura 3.3 - Curva de calibração da célula de carga: (a) Curva de carregamento; (b) Curva de descarregamento

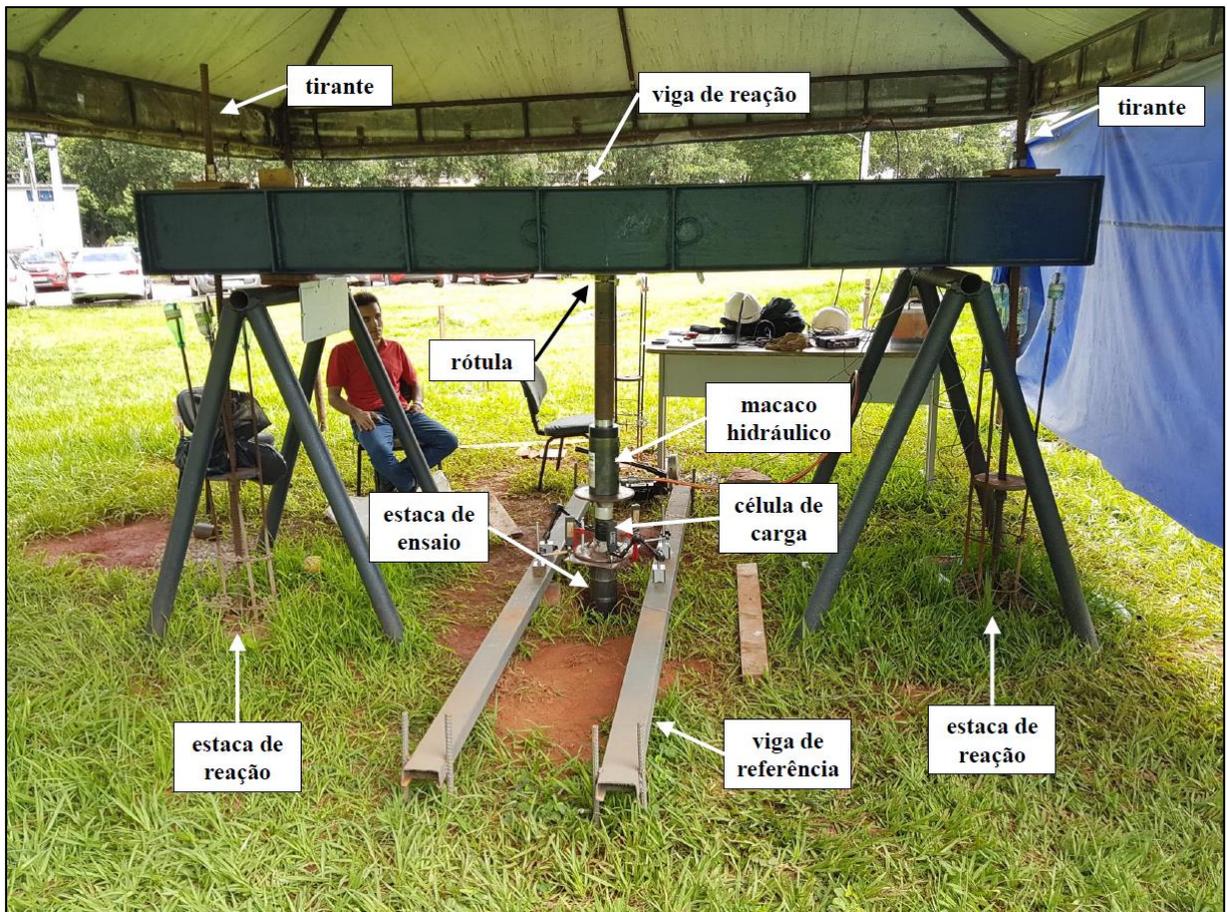


(a)



(b)

Figura 3.4 - Visão geral do sistema de ensaio à compressão



Durante a prensagem foram feitas medições periódicas do IFR, através do registro da altura de solo no interior da estaca. Para isso foi utilizado um dispositivo semelhante ao utilizado por Paik *et al.* (2003), mostrado na Figura 3.6. No dispositivo de Paik *et al.* (2003), um fio é ligado a um peso interno apoiado no topo da coluna de solo no interior da estaca. A outra extremidade do fio se estende para fora da estaca através de um furo em sua parede, e é acoplada a um outro peso externo (contrapeso), mantendo-o esticado. A variação de altura da coluna de solo no interior da estaca é medida através da variação do comprimento do trecho do fio externo à estaca após cada trecho prensado. No dispositivo desenvolvido para essa pesquisa não foi utilizado um contrapeso, sendo o fio esticado manualmente quando da medição. A saída do fio de medição do IFR pelo topo da estaca é mostrada na Figura 3.5, e o dispositivo interno à estaca utilizado nessa pesquisa é mostrado na Figura 3.7.

Figura 3.5 - Detalhe da instrumentação na cabeça da estaca

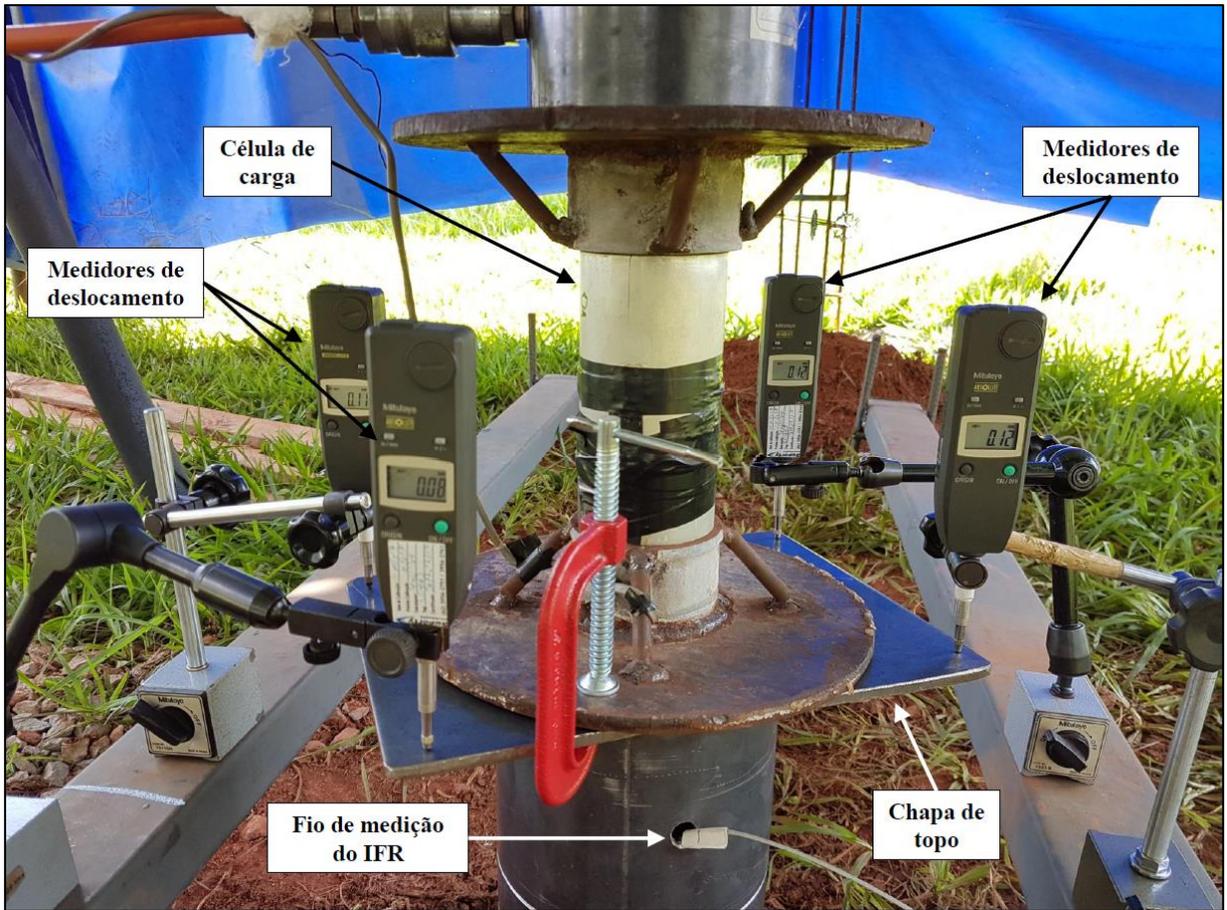


Figura 3.6 - Dispositivo de medição da altura da coluna de solo utilizado por Paik *et al.* (2003)

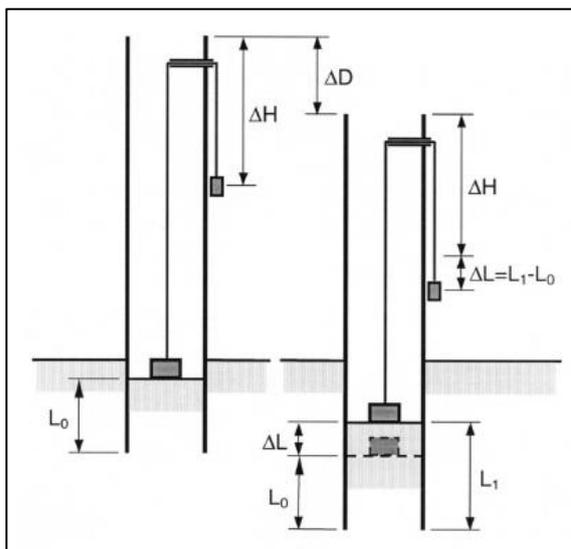


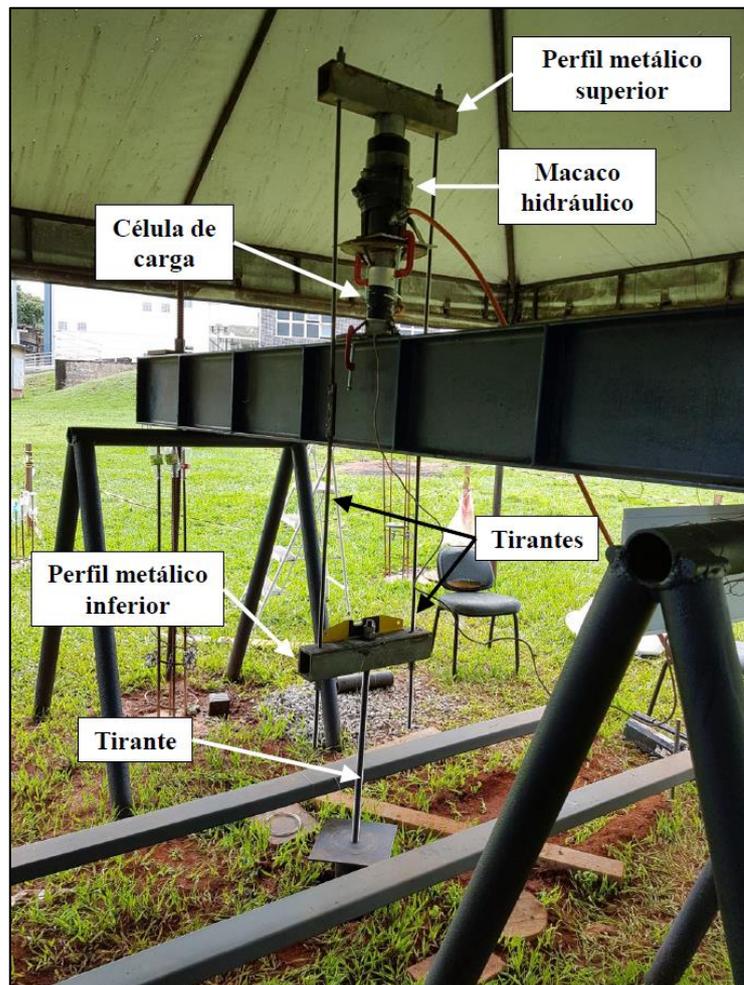
Figura 3.7 - Dispositivo de medição da altura da coluna de solo utilizado nessa pesquisa



3.1.1. Esquema do ensaio de tração das estacas

A prova de carga à tração e a posterior remoção da estaca do solo foram realizadas utilizando-se o esquema mostrado na Figura 3.8. O sistema consistiu na célula de carga e macaco hidráulico, já descritos nos itens anteriores, posicionados sobre a viga de reação apoiada sobre cavaletes no solo. Sobre o macaco hidráulico foi posicionado um pórtico formado por dois perfis metálicos ligados por dois tirantes de barra roscada de 12,5 mm de diâmetro. O perfil metálico superior foi posicionado sobre o macaco hidráulico, enquanto o perfil metálico inferior foi conectado ao topo da estaca metálica por um tirante de barra roscada de 22 mm de diâmetro. Todo o posicionamento e fixações foram feitos de modo a carregar a estaca de forma centrada, minimizando assim as excentricidades de carga. A medição de deslocamentos durante a prova de carga foi feita com a mesma instrumentação das provas de carga à compressão, nesse caso não sendo feita medição do IFR.

Figura 3.8 - Detalhes do sistema de ensaio à tração das estacas



3.2. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

A instalação das estacas foi feita por prensagem, macaqueando-se segmentos sucessivos de tubo unidos entre si por roscas. As roscas macho e fêmea foram feitas de forma a não haver saliências internas ou externas que provocassem o amolgamento do solo durante a instalação. Cada estaca instalada consistiu em 5 segmentos de tubo, o que é exemplificado na Figura 3.9. Cada segmento possuía 850 mm de comprimento total. Todos os segmentos, exceto o da ponta da estaca, possuíam uma rosca macho de 50 mm de comprimento, restando assim 800 mm de comprimento útil ao se unir com o segmento vizinho. No topo de cada estaca foi posicionado um suplemento de cerca de 150 mm de comprimento com uma chapa metálica retangular soldada (mesa), sobre o qual foram posicionados o sistema de aplicação de cargas e os medidores de deslocamento.

Figura 3.9 - Segmentos de 850 mm cada para composição da estaca instalada



Os itens a seguir descrevem a sequência seguida em cada um dos 5 ensaios realizados:

1. AV1 (primeiro avanço): Início da instalação com a prensagem da estaca a partir de um pré-furo de 450 mm de profundidade, até a cota da primeira prova de carga (cerca de 2,25 m de profundidade);
2. PC1 (primeira prova de carga à compressão): Ensaio de prova de carga à compressão com carregamento lento;
3. AV2 (segundo avanço): Continuação da prensagem da estaca até a cota da segunda prova de carga (cerca de 3,95 m de profundidade);
4. PC2 (segunda prova de carga à compressão): Ensaio de prova de carga à compressão com carregamento lento;
5. PC3 (prova de carga à tração): Ensaio de prova de carga à tração com carregamento lento.

Os avanços de prensagem foram feitos em trechos de comprimento de no máximo 100 mm. Em cada trecho foram feitas medições da carga aplicada na estaca e da altura da coluna de solo no seu interior. As medições de carga foram feitas continuamente na frequência de 0,5 Hz (1 ponto a cada 2 segundos), sendo que para cada trecho foram registradas a carga máxima no trecho e a carga residual. A carga máxima corresponde ao maior valor de carga aplicado no trecho, ou seja, quando se aplica pressão no macaco e a estaca se encontra em movimento de penetração no solo com certa velocidade. A carga residual corresponde à carga medida cerca de 30 segundos após a interrupção do bombeamento, trecho em que a estaca ainda penetra no solo, porém com velocidade reduzida, e a pressão do macaco se alivia gradualmente. A altura da coluna de solo no interior da estaca foi medida pelo fio externo à estaca ao final de cada trecho de prensagem.

Cada prova de carga foi feita no mínimo 12 horas após o final da instalação. A prova de carga à tração foi feita no mínimo 12 horas após o final da segunda prova de carga à compressão. Cada estaca foi levada até um recalque do topo de cerca de 30% do diâmetro externo. Foram realizados ensaios de carregamento lento, com no mínimo 7 estágios de carga de no máximo 20% da carga última estimada, mantendo-se a carga do estágio até a estabilização dos recalques.

O critério de estabilização utilizado foi o da norma americana de execução de provas de carga, D1143 (ASTM, 2007), que diz que a estabilização ocorre quando a velocidade de recalque é menor do que 0,25 mm/hora. Segundo a norma, a velocidade de recalque deve ser calculada em um intervalo de tempo cujo limite mínimo é dependente da precisão dos medidores de deslocamento. O limite máximo desse intervalo de tempo é de 2 horas. A velocidade de recalque

foi calculada num intervalo do dobro do tempo da leitura, sendo as leituras feitas nos tempos 0 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min e a partir daí a cada 10 min. Cada estágio de carregamento foi mantido por no mínimo 30 minutos. Ao final do ensaio procedeu-se um descarregamento em no mínimo 4 estágios, cada um mantido por 30 minutos totais.

3.2.1. Determinação da umidade e massa específica seca do solo da ponta da estaca

Após a remoção de cada estaca de ponta aberta do terreno procedeu-se à medição da umidade do solo da ponta do tampão da estaca. Posteriormente foi determinada a massa específica seca do solo da ponta do tampão, para se observar o nível de compactação do solo da ponta. A massa específica seca foi determinada a partir da extração de uma amostra do solo da ponta do tampão, por meio de um molde de PVC de dimensões conhecidas, pesagem da amostra úmida e posterior determinação da umidade da amostra. A amostra foi retirada da ponta da estaca aberta após a remoção de uma fina camada superficial de solo, a fim de evitar o efeito de um eventual ressecamento do solo no período entre a extração da estaca e o momento da determinação da umidade. Utilizou-se para a extração da mostra um molde cilíndrico de cerca de 51 mm de diâmetro interno e 19,5 mm altura, conforme Figura 3.10.

Figura 3.10 - Molde de PVC utilizado para determinação da massa específica seca do solo da ponta da estaca



3.3. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA EECA

O campo experimental (CE) foi implantado na região da Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA) da Universidade Federal de Goiás (UFG) ao lado do Centro de Aulas das Engenharias, no Setor Universitário, Goiânia-GO. As coordenadas geográficas de latitude e longitude do local são, respectivamente, $16^{\circ}40'41,15''$ S e $49^{\circ}14'31,23''$ O. A Figura 3.11 mostra uma imagem de satélite do local.

O aspecto visual do solo superficial da região, mostrado na Figura 3.12, sugere um solo arenoso vermelho laterítico, tipicamente observado em diversas regiões de Goiânia. O perfil de solo do campo experimental foi caracterizado por meio de ensaios de laboratório e ensaios de campo.

Figura 3.11 - Local de instalação do campo experimental (Google Earth, 2018)



Figura 3.12 - Aspecto do solo superficial do campo experimental



3.3.1. Distribuição das estacas em planta

A Figura 3.13 mostra uma planta do campo experimental com a locação das estacas. As estacas de reação foram escavadas à trado mecânico, com 300 mm de diâmetro, 8,0 m de comprimento e instaladas em uma configuração hexagonal regular com 3,00 m de lado, referente à distância entre eixos de estacas de reação. A configuração das estacas de reação previa que entre cada duas delas fosse instalada uma estaca teste, com 1,50 m de distância de cada estaca de reação.

Foram executadas 7 estacas de reação nos vértices e no centro do hexágono regular, como mostra a Figura 3.6, permitindo até 12 posições de ensaio. Para essa pesquisa foram ensaiadas 5 estacas, sendo o restante do espaço destinado a pesquisas futuras.

3.3.2. Caracterização do perfil de solo

A caracterização do solo do campo experimental foi feita até 10,0 m de profundidade, por meio de análises granulométricas e ensaios de pastilha. Foram coletadas amostras de solo a cada metro de profundidade através da execução de um furo de sondagem à trado e um furo de sondagem SPT.

3.3.3. Ensaios de campo

Foram feitas investigações geotécnicas de campo utilizando sondagens do tipo SPT e penetração de cone com o penetrômetro dinâmico leve de energia variável PANDA, na sua segunda versão (PANDA 2). A Figura 3.13 indica a posição onde foi executada a sondagem SPT, coincidente com o eixo de uma das estacas de reação, local escolhido devido a problemas no posicionamento as estacas de reação em virtude da presença de uma rede de energia elétrica próxima ao campo experimental.

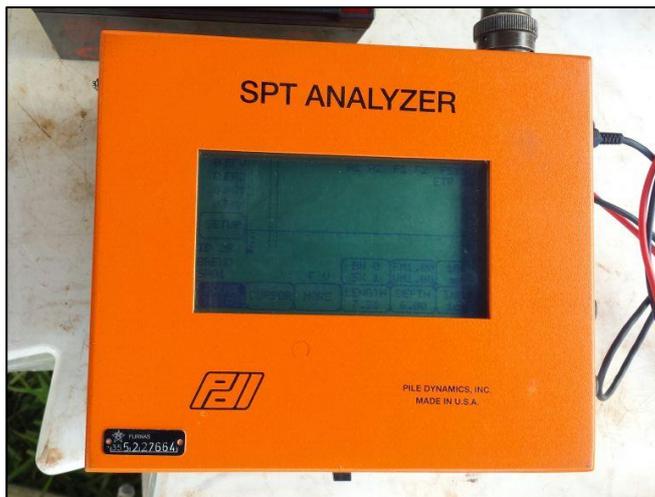
A sondagem SPT foi realizada segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), e forneceu os valores de N_{SPT} ao longo do perfil do solo a cada metro de profundidade, incluindo no trecho do primeiro metro (não convencional), até a profundidade de 9,45 m. O equipamento utilizado no ensaio SPT possuía cabo de aço para movimentação do martelo e sistema de acionamento do martelo por gatilho.

Foram feitas medições de energia dissipada no ensaio a cada golpe do martelo, utilizando-se o equipamento *SPT Analyzer* da empresa *Pile Dynamics Inc.* Este equipamento funciona em concordância com a norma americana de medição de energia em penetrômetros dinâmicos, D4633 (ASTM, 2016), e mede a energia transferida pelo martelo à uma haste instrumentada com uma célula de carga e acelerômetros, permitindo determinar, entre outros parâmetros, a eficiência energética do ensaio. A Figura 3.14 mostra o sistema de aquisição de dados e a haste instrumentada do equipamento. Os resultados parciais do ensaio SPT com medição de energia no campo experimental da EECA-UFG foram publicados por Machado *et al.* (2018).

A sondagem com penetrômetro dinâmico leve de energia variável PANDA 2 forneceu medidas de resistência à penetração de uma ponteira cônica ao longo do perfil de solo. O funcionamento do equipamento foi descrito no Capítulo 2. A Figura 3.15 mostra o sistema de aquisição de dados e uma vista geral do equipamento. Foram feitas 6 sondagens PANDA 2 a um raio de 0,50 m do furo de sondagem SPT, com exceção de um deles que ficou à 0,25 m, sendo 3 com ponteira de seção de 4 cm² e 3 com ponteira de seção de 10 cm². Os ensaios com ponteira de 10 cm² foram terminados na profundidade de 5,45 m, enquanto que aqueles com ponteira de 4 cm² seguiram até a profundidade de 9,45 m. Um dos ensaios PANDA 2 com ponteira de 4 cm² teve de ser repetido devido a problemas ocorridos durante a execução. Esse ensaio foi realizado a 25 cm de distância do furo de sondagem original.

A Figura 3.16 mostra a locação dos furos de sondagem PANDA 2 realizados em relação à posição da sondagem SPT, já mostrada na Figura 3.13. As sondagens PANDA 2 são designados pela letra “P” seguida da área da ponteira utilizada, sendo 4 ou 10 cm². A sondagem SPT foi posicionada no centro de uma das estacas de reação, e os furos de sondagem PANDA 2 foram posicionados num raio de 0,50 m do furo SPT, exceto a sondagem P4C, posicionada a 0,25 m do furo SPT, devido a um problema ocorrido na sondagem na posição original a 0,50 m.

Figura 3.14 – Equipamento de medição de energia do SPT (a) Aquisição de dados; (b) Haste instrumentada



(a)



(b)

Figura 3.15 - Penetrômetro PANDA 2; (a) Terminal de comunicação; (b) Vista geral do equipamento

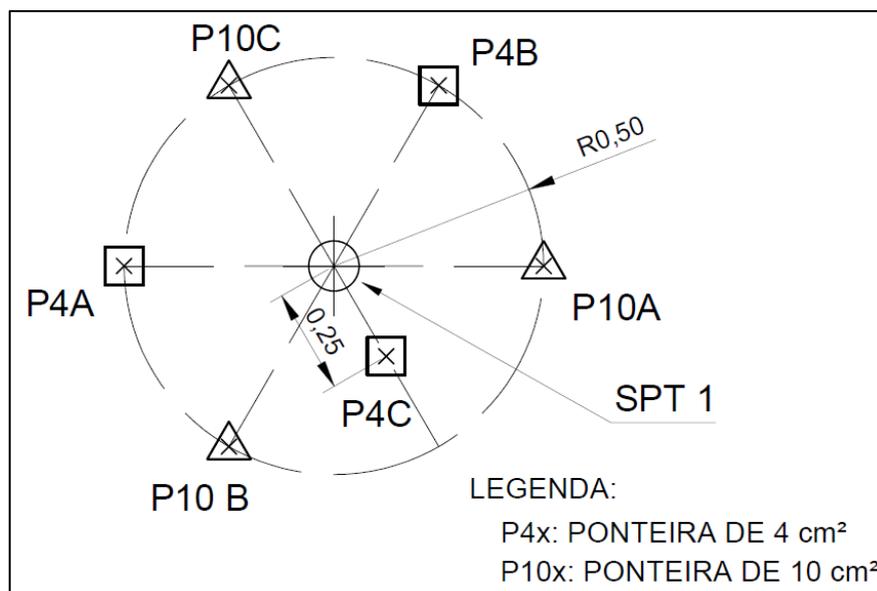


(a)



(b)

Figura 3.16 - Posição dos pontos de ensaios de campo (medidas em metros)



3.3.4. Determinação do teor de umidade *in situ*

Foi determinado o teor de umidade do perfil de solo do campo experimental em diferentes datas a partir de amostras coletadas, utilizando-se o método da estufa. As datas e campanhas em que foram coletadas as amostras estão apresentadas na Tabela 3.2, bem como a profundidade máxima da coleta.

Tabela 3.2 - Campanha de coleta de amostras para determinação da umidade *in situ* do perfil

Campanha	Descrição da coleta	Data da coleta	Profundidade máxima da coleta
01	Furo de sondagem à trado	21/12/2017	4,5 m
02	Durante sondagem SPT executado sem circulação de água	29/01/2018	9,0 m
03	Durante escavação de estacas de reação	11/06/2018	7,5 m
04	Furo de sondagem à trado	14/11/2018	4,0 m

3.4. AVALIAÇÃO DAS FORMULAÇÕES DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TUBULARES

Diferentes formulações foram desenvolvidas ao longo do tempo para a previsão da capacidade de carga de estacas tubulares de ponta aberta. Tais formulações, em geral, foram desenvolvidas

baseadas em teorias de mecânica dos solos combinadas com dados empíricos obtidos de retroanálise de provas de carga e dados de ensaios de campo. É necessário um contínuo estudo das formulações para se validar sua utilização nos solos de cada região em questão, bem como adaptá-las aos diferentes métodos construtivos existentes para estacas.

Com os parâmetros obtidos na etapa de caracterização do solo do campo experimental, bem como os dados obtidos nos ensaios realizados, foi avaliada a capacidade de carga das estacas ensaiadas. Foram utilizados os seguintes métodos, cujas formulações foram apresentadas no Capítulo 2 ou são já plenamente conhecidas no meio técnico brasileiro para o dimensionamento de outros tipos de estacas:

- ◆ Aoki-Velloso (1975);
- ◆ Décourt-Quaresma (1978, 1996);
- ◆ API (2000);
- ◆ ICP-05 (2005);
- ◆ UWA-05 (2005);
- ◆ HKU-12 (2012).

Os métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1996) são métodos semiempíricos consagrados no meio técnico brasileiro e muito utilizados para o cálculo da capacidade de carga de diversos tipos de estaca. Estes métodos são baseados no ensaio SPT e foram escolhidos para se analisar sua precisão no caso de estacas de ponta aberta.

O método API é um método teórico muito utilizado para o cálculo de estacas em estruturas *offshore*, e está presente nas práticas recomendadas do *American Petroleum Institute* (API, 2000). O método ICP-05, presente em Jardine *et al.* (2005) é um método semiempírico baseado no CPT, desenvolvido para estacas cravadas à percussão. O método possui formulações para solos arenosos e argilosos. O método UWA-05, desenvolvido por Lehane, Schneider e Xu (2005) é um método semiempírico baseado no método ICP-05, e desenvolvido para o cálculo de estacas *offshore* cravadas à percussão em areias. Sua principal diferença em relação ao método ICP-05 é que ele utiliza diretamente o IFR na formulação para a consideração do tamponamento da estaca. O método HKU-12 é um método semiempírico mais recente, desenvolvido por Yu e Yang (2012a e 2012b), também baseado no CPT, que tem como diferencial a utilização do PLR em sua formulação para a consideração do tamponamento.

A escolha dos métodos ICP-05, UWA-05 e HKU-12 foi devido a serem métodos desenvolvidos para estacas de ponta aberta e que levam em consideração o tamponamento da estaca. Sabe-se que os três métodos foram desenvolvidos para estacas cravadas à percussão, ao passo que as estacas deste trabalho foram instaladas por prensagem. Apesar disso, Yu e Yang (2012a) afirmam que, no método HKU-12, o modo de instalação da estaca pode ser preliminarmente levado em conta na resistência do tampão através do parâmetro PLR, visto que estacas prensadas tendem a se tamponar mais do que estacas cravadas, o que se reflete diretamente nos valores de PLR medidos. Estes autores também afirmam que, quando se obtiverem dados de maior qualidade para estacas prensadas, o método poderá ser melhorado.

Os métodos de Paik e Salgado (2003) e API modificado por Gudavalli, Safaqa e Seo (2013) não foram escolhidos pois são menos conhecidos ou somente aplicáveis a condições semelhantes à de cada estudo.

CAPÍTULO 4

CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta os resultados da caracterização do solo campo experimental da EECA-UFG. Conforme descrito no Capítulo 3, foram realizados ensaios de laboratório e ensaios de campo para a caracterização do perfil de solo.

4.1. CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA E MCT

Com as análises granulométricas foi possível obter as distribuições granulométricas a cada metro de profundidade do perfil de solo. A Figura 4.1 mostra graficamente as porcentagens de cada fração obtidas a partir das curvas granulométricas. Estas curvas se encontram no Apêndice A deste trabalho. O diâmetro dos grãos correspondente a cada fração do solo foi considerado conforme a norma brasileira de terminologia de solos e rochas, NBR 6502 (ABNT, 1995). A Tabela 4.1 mostra a massa específica dos grãos passantes na peneira 4,8 mm, a classificação granulométrica do solo a cada metro, com e sem a utilização de defloculante (foi utilizado hexametáfosfato de sódio), o teor de agregação e a classificação MCT. O teor de agregação é definido como a razão entre a diferença do conteúdo de argila da amostra determinado com e sem defloculante pelo conteúdo de argila da amostra determinado com defloculante, exprimindo o quanto da argila presente no solo está agregada.

É possível observar que o solo do perfil do campo experimental, até a profundidade de 10 m, é, em geral, predominantemente arenoso e laterítico, com um alto teor de agregação das partículas e com a presença de pedregulhos. A fração areia é predominante em todas as profundidades analisadas na situação com defloculante. Na situação sem defloculante, a fração areia é predominante de 0,0 a 6,0 m e de 9,0 a 10,0 m, e a fração silte é predominante de 6,0 a 9,0 m. A fração areia varia de 66% a 36% para a situação com defloculante e de 74% a 39% para a situação sem defloculante. O teor de agregação é elevado em todas as profundidades, variando de 49,4% a 100%, tratando-se assim de um solo bem intemperizado. A partir da profundidade de 7,0 m o solo é não-laterítico e com um menor teor de argila, sugerindo o início do horizonte saprolítico do perfil.

Figura 4.1 - Porcentagens de cada fração granulométrica conforme NBR 6502: (a) com defloculante; (b) sem defloculante

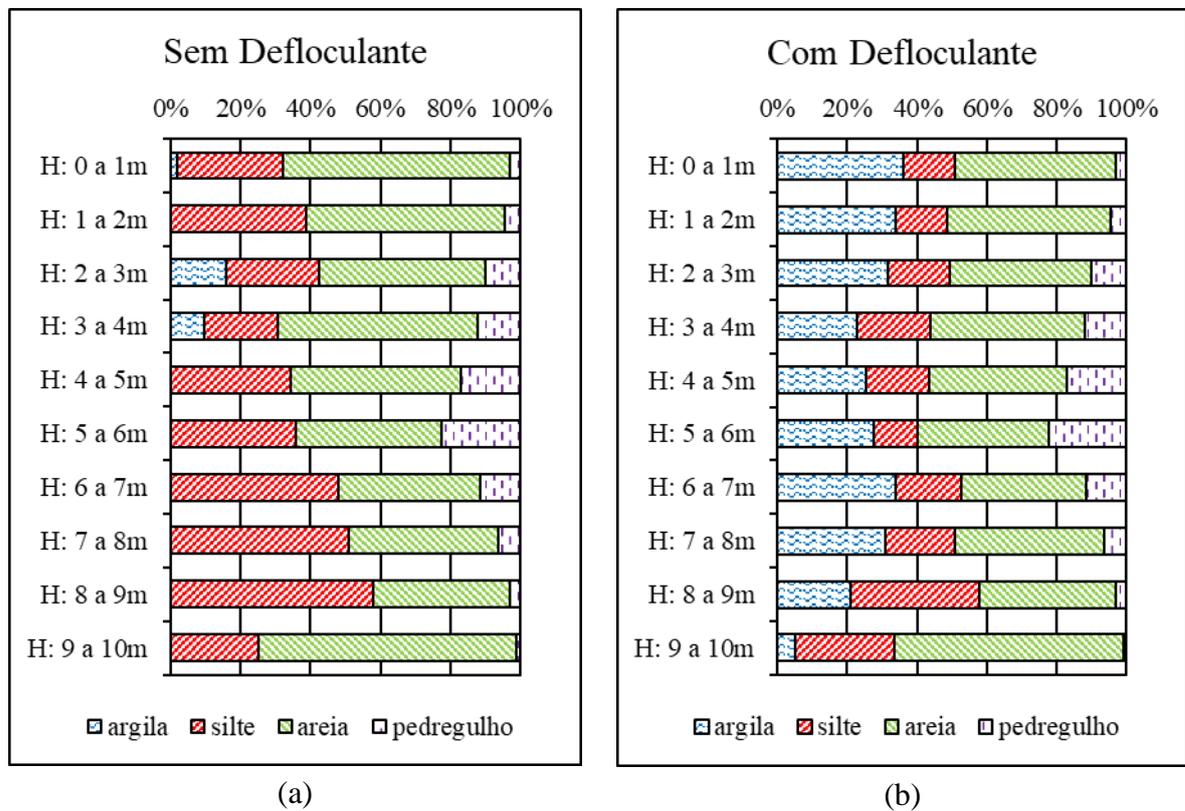


Tabela 4.1 - Massa específica dos grãos, classificações granulométrica e MCT do perfil de solo

Trecho	ρ_s (g/cm ³)	Classificação granulométrica		Teor de agregação	Classificação MCT
		Com Defloculante	Sem Defloculante		
0 a 1 m	2,74	areia argilosa	areia siltosa	94,4%	LA'-LG'
1 a 2 m	2,73	areia argilosa	areia siltosa	100%	LA'-LG'
2 a 3 m	2,72	areia argilosa	areia siltosa	49,4%	LG'
3 a 4 m	2,75	areia argilosa	areia siltosa	58,7%	LA'-LG'
4 a 5 m	2,74	areia argilosa	areia siltosa	100%	LA'-LG'
5 a 6 m	2,79	areia argilosa	areia siltosa	100%	LG'
6 a 7 m	2,77	areia argilosa	silte arenoso	100%	LG'
7 a 8 m	2,81	areia argilosa	silte arenoso	100%	NG'
8 a 9 m	2,80	areia siltosa	silte arenoso	100%	NS'-NG'
9 a 10 m	2,78	areia siltosa	areia siltosa	100%	NA-NS'

Nota: ρ_s = massa específica dos grãos; LA'-LG' = arenoso ou argiloso laterítico; LG' = argiloso laterítico; NG' = argiloso não laterítico; NS'-NG' = siltoso ou argiloso não laterítico; NA-NS' = arenoso ou siltoso não laterítico.

Até a profundidade de 4 m, cota final de instalação das estacas ensaiadas, o solo é predominantemente areia siltosa laterítica para a situação sem defloculante, e uma areia argilosa laterítica para a situação com defloculante. No trecho de 2,0 a 4,0 m apresentou um menor teor de agregação do que de 0,0 a 2,0 m.

4.2. ENSAIOS DE CAMPO

Apresentam-se os resultados dos ensaios de campo realizados no campo experimental.

4.2.1. Teores de umidade *in situ* do perfil

A Figura 4.2 mostra os perfis de umidade obtidos a partir das coletas feitas conforme descrito na Tabela 3.2 em diferentes datas, as quais são mostradas na legenda da figura. Foram coletados dados pluviométricos diários de uma estação meteorológica administrada pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), de Código OMM 83423, localizada a 2,41 km de distância do campo experimental, para o cruzamento de dados pluviométricos com os perfis de umidade medidos e a identificação de tendências. As chuvas diárias foram somadas para obtenção das chuvas mensais. A distribuição mensal de chuvas de novembro de 2017 a janeiro de 2019 é mostrada na Figura 4.3.

Analisando-se os dados da Figura 4.2 em conjunto com os da Figura 4.3 observa-se uma tendência da variação da umidade do solo com o volume de chuvas, até 4 m de profundidade. Ao final de dezembro de 2017, até 4 m de profundidade, o solo esteve com umidade entre 20% e 23%, vindo de um novembro bastante chuvoso, com precipitação de cerca de 296 mm. No final de janeiro de 2018, com a redução gradual do volume de chuvas, como mostrado na Figura 4.3, ocorreu uma redução da umidade para cerca de 17%. No mês de junho de 2018, período de seca com volume de chuvas reduzido, ocorreu uma maior redução na umidade, destacando-se as camadas superficiais, para abaixo de 15%. Finalmente, com o retorno das chuvas, em novembro de 2018 foi observado um retorno do perfil de umidade para os níveis de dezembro de 2017, até cerca de 2,50 m de profundidade. Observa-se assim que a umidade do solo superficial seguiu a tendência do regime de chuvas. Destaca-se que a o ponto de coleta a 4,50 m de profundidade apresenta uma queda na umidade medida devido a presença de um veio de pedregulhos nessa cota, que apresenta uma menor capacidade de reter água.

Figura 4.2 - Perfis de umidade *in situ* para diferentes datas

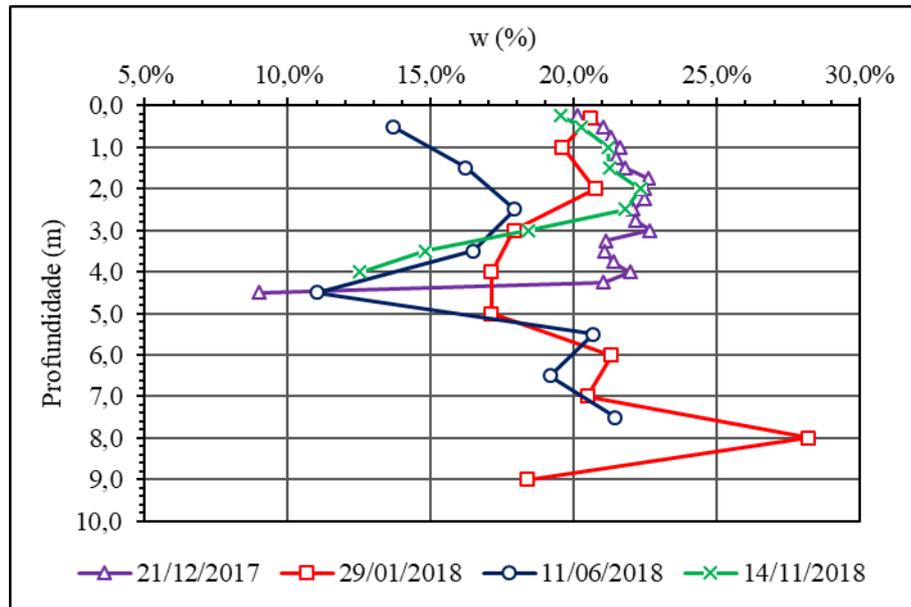
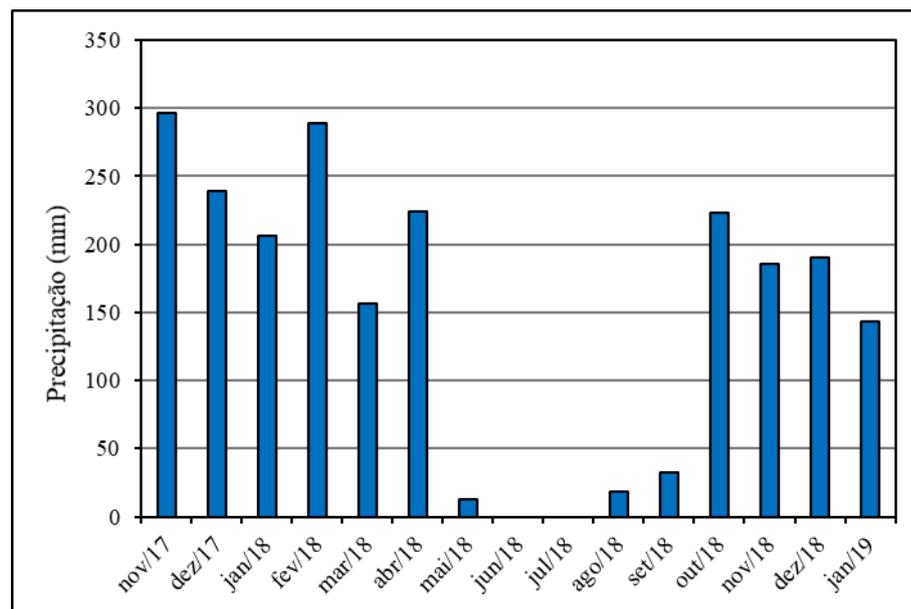
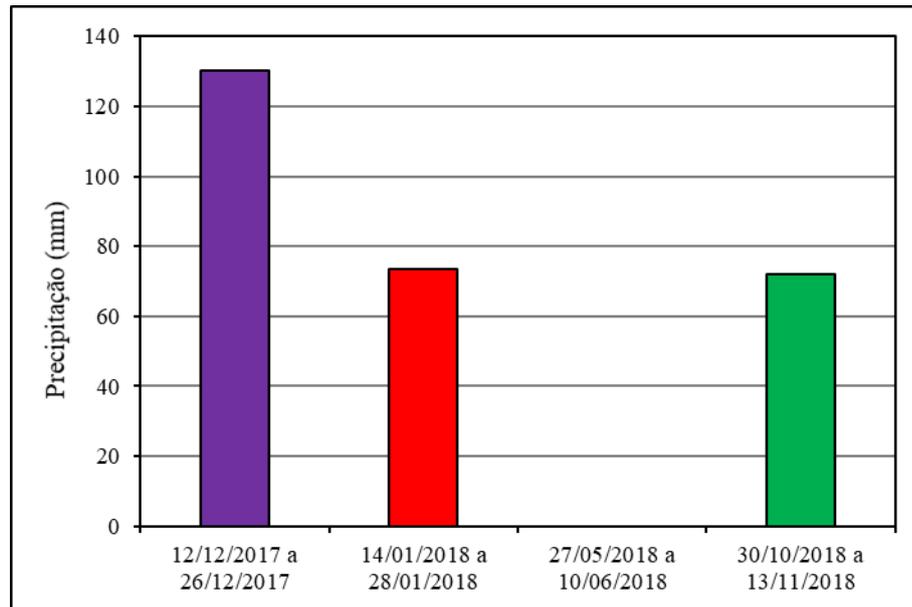


Figura 4.3 - Distribuição mensal de chuvas de novembro de 2017 a janeiro de 2019



Para melhor observar a tendência descrita, foi elaborado um gráfico com as chuvas acumuladas 15 dias antes de cada medição de umidade feita em campo. Esse gráfico é mostrado na Figura 4.4. Observa-se uma tendência semelhante à descrita anteriormente, que mostra que a umidade medida nas camadas superficiais no perfil, até 4,0 m de profundidade, está diretamente relacionada ao volume de chuvas no período anterior à medição.

Figura 4.4 - Precipitação acumulada 15 dias antes de cada medição de umidade *in situ*

4.2.2. Sondagem SPT

Foi executado um furo de sondagem SPT no campo experimental na data de 29/01/2018. O laudo de sondagem com os valores de N_{SPT} é mostrado na Tabela 4.2 e na Figura 4.5. O avanço foi feito até 9,45 m de profundidade, utilizando-se trado concha e sem utilização de revestimento ou circulação de água. Não foi encontrado nível d'água no perfil.

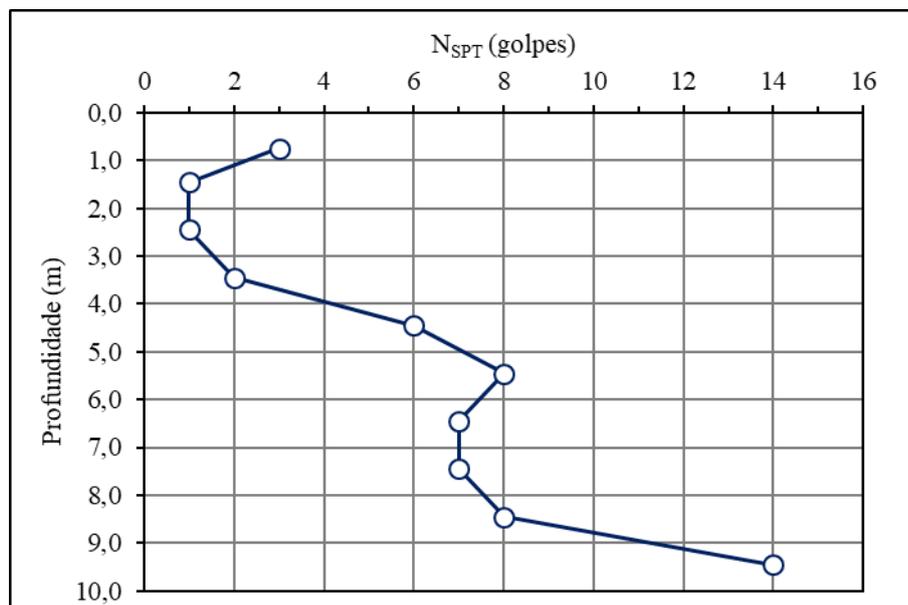
Os resultados da sondagem mostram que se trata de um perfil de solo de baixa resistência à penetração até a profundidade de 4,00 m em que foram instaladas as estacas. O N_{SPT} variou de 1 a 3 golpes no trecho até 4,00 m, de 6 a 9 golpes no trecho de 4,00 a 9,00 m e 14 golpes de 9,00 a 10,00 m. Observa-se um aumento do N_{SPT} à medida em que se penetrou no trecho de silte arenoso do perfil. Este apresenta uma coloração rósea a partir de 7 m de profundidade, indicando a cota da porção saprolítica do perfil de solo.

O ensaio de SPT foi instrumentado utilizando-se um sistema de medição da eficiência energética, composto de uma haste dotada de extensômetros e acelerômetros conectados a um módulo de leitura de dados. Ao longo do tempo, após o evento da queda do martelo, uma onda de força e aceleração percorre o conjunto de hastes do sistema do SPT até chegar ao amostrador, quando então parte da onda é refletida em direção ao topo da haste e a outra parte é dissipada na cravação do amostrador no solo. A parte refletida ao topo por sua vez é refletida de volta para o amostrador, e assim sucessivamente até se dissipar toda a energia de queda do martelo.

Tabela 4.2 - Relatório de sondagem SPT - Data: 29/01/2018

Amostra	Trecho (m)	Método de avanço	Penetração (golpes/cm)			N _{SPT}	Caracterização (sem defloculante)	Cor
01	0,30 - 0,75	Trado concha (TC)	2/21	1/10	2/18	03/28	Areia siltosa fofa vermelha	
02	1,00 - 1,45	TC	1/25	1/20	-	01/20	Areia siltosa fofa vermelha	
03	2,00 - 2,45	TC	1/29	1/22	-	01/22	Areia siltosa fofa com pedregulhos e fragmentos de quartzo	
04	3,00 - 3,45	TC	1/25	1/15	1/17	02/32	Areia siltosa fofa vermelha com pedregulhos e fragmentos de quartzo	
05	4,00 - 4,45	TC	2/19	2/12	3/14	06/26	Areia siltosa pouco compacta vermelha com pedregulhos e fragmentos de quartzo	
06	5,00 - 5,45	TC	3/21	2/10	5/16	08/26	Areia siltosa pouco compacta vermelha com pedregulhos e fragmentos de quartzo	
07	6,00 - 6,45	TC	1/17	4/15	4/18	07/33	Silte arenoso pouco compacto vermelho com pedregulhos e fragmentos de quartzo	
08	7,00 - 7,45	TC	2/19	2/11	5/17	07/28	Silte arenoso pouco compacto micáceo róseo	
09	8,00 - 8,45	TC	2/20	3/11	5/15	08/26	Silte arenoso medianamente compacto micáceo róseo	
10	9,00 - 9,45	TC	4/16	6/14	8/15	14/29	Areia siltosa medianamente compacta micácea rósea	

Figura 4.5 - Gráfico de N_{SPT} com a profundidade



A instrumentação do ensaio permitiu medir as curvas de força e velocidade ao longo do tempo para cada golpe. A força ao longo do tempo foi obtida pelas medidas da célula de carga e a velocidade ao longo do tempo foi obtida a partir da integração no tempo da aceleração medida pelos acelerômetros. A Figura 4.6 mostra um exemplo de curva de força e velocidade obtidas para um dos golpes do martelo, a partir do processamento feito pelo módulo de leitura de dados.

A eficiência energética do ensaio é mostrada na Tabela 4.3, cujos dados foram obtidos de Machado *et al.* (2018). As eficiências foram medidas para cada golpe do martelo e uma média foi feita para os golpes correspondentes aos 30 cm finais de penetração do amostrador, em cada trecho do ensaio. A medição de eficiência energética permitiu detectar se houve erros de procedimento ou execução do ensaio, comparando-se a eficiência medida com os valores já conhecidos da experiência brasileira, bem como permitir a correção do N_{SPT} com base na eficiência energética, caso seja necessário.

Figura 4.6 - Exemplo de curva força/velocidade ao longo do tempo para um dos golpes do martelo

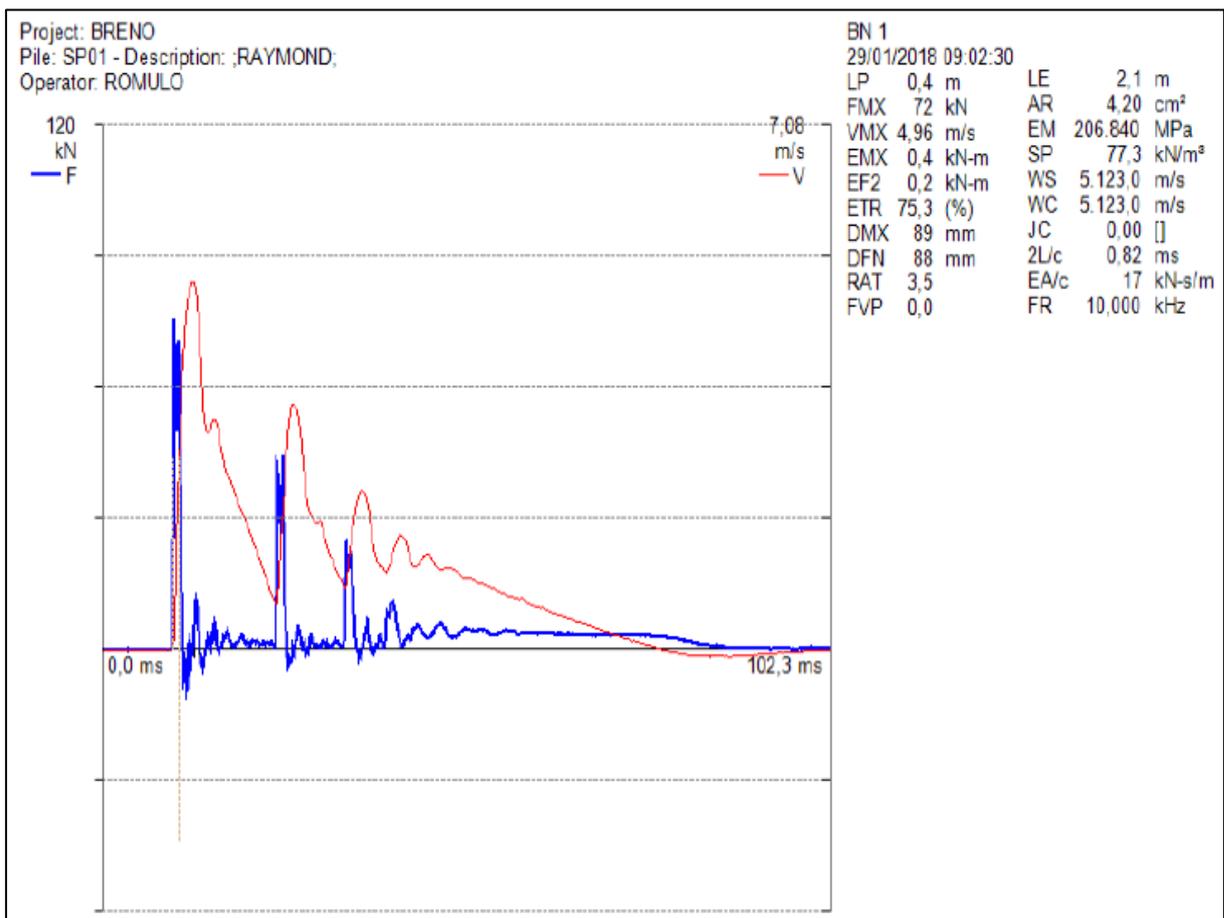


Tabela 4.3 - Eficiências energéticas do ensaio SPT considerando as energias E* e EPG (MACHADO *et al.*, 2018)

Profundidade (m)	N _{SPT}	ηEFV (%)	ηEF2 (%)	EPG (J)	ηEFV' (%)	ηEF2' (%)
0,30 a 0,79	03	66,2	45,9	547,1	57,9	40,2
1,00 a 2,00	01	45,7	43,3	625,9	35,0	33,1
2,00 a 3,00	01	42,5	56,7	653,1	31,1	41,5
3,00 a 4,00	02	63,6	59,9	606,3	50,1	47,3
4,00 a 5,00	06	68,4	71,9	521,5	62,6	65,9
5,00 a 6,00	08	74,5	75,0	510,3	69,9	70,3
6,00 a 7,00	07	80,8	79,6	515,1	75,0	73,9
7,00 a 8,00	07	84,2	84,4	515,1	78,1	78,4
8,00 a 9,00	09	83,8	84,1	509,2	78,7	79,0
9,00 a 10,00	14	80,8	89,5	498,6	77,6	85,9
Média		77,1	78,5	519,5	71,5	73,0

Na Tabela 4.3 a letra “η” significa eficiência energética, definida como a razão entre a medida de energia utilizada em cada caso pela energia potencial teórica. Para as análises foram utilizadas a energia potencial teórica E* do ensaio, correspondente a 478,20 J, e a energia potencial gravitacional EPG teórica, calculada conforme Odebrecht (2003), variável conforme a penetração do amostrador no solo. As equações abaixo mostram a definição de cada uma das variáveis da tabela:

$$EFV = \int_0^{\infty} F(t) v(t) dt \quad (4.1)$$

$$EF2 = \frac{c}{A_h E_h} \int_0^{\frac{2L_c}{c}} [F(t)]^2 dt \quad (4.2)$$

$$EPG = E^* + M_m g \Delta \rho_p + M_h g \Delta \rho_p \quad (4.3)$$

$$\eta_{EFV} = \frac{EFV}{E^*} \quad (4.4)$$

$$\eta_{EF2} = \frac{EF2}{E^*} \quad (4.5)$$

$$\eta_{EFV'} = \frac{EFV}{EPG} \quad (4.6)$$

$$\eta_{EF2'} = \frac{EF2}{EPG} \quad (4.7)$$

onde:

- EFV = energia transmitida pelo martelo à composição de hastes (J);
- $EF2$ = energia transmitida pelo martelo à composição de hastes calculado por método simplificado (J);
- $F(t)$ = força ao longo do tempo (N);
- L_c = comprimento da composição de hastes (m);
- c = velocidade de propagação da onda ao longo das hastes (m/s);
- A_h = área de seção transversal das hastes (m²);
- E_h = módulo de elasticidade do material das hastes (N/m²);
- E^* = energia potencial teórica do ensaio SPT = 478,20 J;
- M_m = massa do martelo = 65 kg;
- g = aceleração da gravidade (m/s²);
- $\Delta\rho_p$ = penetração permanente do amostrador devido à aplicação do golpe (m);
- M_h = massa da composição de hastes (kg).

A energia EF2 corresponde a uma energia calculada por um método simplificado, conforme a Equação 4.2, utilizada quando não se tinham acelerômetros confiáveis para se medir grandes acelerações (ASTM, 2016). Já a energia EPG considera no balanço energético não somente a energia da queda do martelo, mas também a energia referente ao deslocamento do conjunto hastes e martelo para uma cota inferior. Essa parcela de energia pode ser considerável quando se tem grandes deslocamentos com o golpe do martelo.

A Tabela 4.3 mostra que as eficiências médias obtidas pelos métodos EFV e EF2 em relação à energia E^* foi de 77,1% e 78,5%, respectivamente. Já as eficiências médias obtidas em relação à energia EPG para os métodos EFV e EF2 foram, respectivamente, 71,5% e 73%. A eficiência em relação à EPG é naturalmente menor do que em relação à E^* , visto que a energia EPG é

maior do que esta, devido à consideração da parcela advinda do deslocamento das hastes. Esta diferença é maior quanto menor a resistência do solo, o que corresponde a um deslocamento maior das hastes com o golpe do martelo. Observa-se também que a eficiência tende a ser menor nas camadas superficiais do solo, que possuem menores valores de N_{SPT} , o que pode ser explicado pela maior perda de energia no ensaio devido ao deslocamento das hastes a cada golpe, pela resistência ser menor.

Belincanta (1998) realizou medições da eficiência energética de ensaios SPT realizados segundo a metodologia brasileira e avaliou a influência de diferentes fatores no ensaio, como a utilização ou não de coxim de madeira, diferentes tamanhos cabeças de bater, o estado de conservação das hastes e a utilização ou não de sistema de soltura do martelo por acionamento de gatilho. Os dados obtidos por Belincanta (1998) mostraram que, para uma composição de hastes velha de 14 m de comprimento, martelo cilíndrico com pino-guia, sem a utilização de coxim de madeira, acionamento com corda e gatilho e cabeça de bater normal de 3,6 kg a eficiência energética é de cerca de 75,1% com um desvio padrão de 4,78%. Considerando o acionamento manual do martelo, a utilização de cabo de aço se mostrou até 3% mais eficiente do que a utilização de corda no sistema de acionamento. Além disso esse autor concluiu que, em termos práticos de engenharia, o uso de cabo de aço no sistema de acionamento apresentou tendência de paridade em relação ao uso de corda, quando aos valores de N_{SPT} medidos nos ensaios monitorados.

Tendo em vista os pontos acima descritos e tendo em vista que no ensaio SPT realizado no campo experimental foi utilizada uma composição de hastes em estado razoável de conservação, com 10 m de comprimento máximo, sistema de acionamento com gatilho e cabo de aço, sem a utilização de coxim de madeira e utilizando cabeça de bater normal de 3,6 kg, conclui-se que a eficiência η_{EFV} de 77,1% está condizente com os dados obtidos por Belincanta (1998), e a sondagem foi executada de forma correta, estando a eficiência próxima do padrão de eficiência dos ensaios brasileiros, da ordem de 72%.

4.2.3. Sondagens com penetrômetro PANDA 2

Foram executadas 6 sondagens com penetrômetro dinâmico leve de cone de energia variável PANDA 2, conforme descrito no Capítulo 3. Três dos perfis foram executados utilizando-se ponteira de 4 cm² de área, enquanto os outros três foram executados com ponteira de 10 cm² de área. As sondagens com ponteira de 4 cm² foram executadas no dia 09/02/2018, e as sondagens

com ponteira de 10 cm² no dia 23/02/2018. Parte dos resultados obtidos foi publicada por Rodrigues *et al.* (2018).

Cada golpe de martelo dado no equipamento corresponde a um comprimento penetrado no solo e uma resistência dinâmica de cone q_d medida. Devido à penetração ser variável com o golpe, bem como a resistência medida, foi feita uma média ponderada dos valores de q_d em trechos de 100 mm de comprimento. O ponderador utilizado para a média foi o trabalho da força correspondente a q_d ao longo do comprimento penetrado, sendo então a média calculada segundo a seguinte fórmula:

$$q_{d,méd} = \frac{\sum_{i=1}^n [q_{d_i} (q_{d_i} A_{pd} \Delta L_{p_i})]}{\sum_{i=1}^n (q_{d_i} A_{pd} \Delta L_{p_i})} \quad (4.2)$$

onde:

$q_{d,méd}$ = resistência dinâmica de cone média (MPa);

q_{d_i} = resistência dinâmica de cone medida após o golpe do martelo (MPa);

A_{pd} = área da ponteira utilizada (m²);

ΔL_{p_i} = comprimento cravado após o golpe do martelo (m).

Os perfis de resistência dinâmica ponderada pela energia são mostrados na Figura 4.7, para as ponteiros de 4 cm² e 10 cm² de área. Observa-se que, para a ponteira de 4 cm² as curvas das 3 sondagens realizadas são convergentes entre si, apresentando valores similares de resistência ao longo da profundidade e evidenciando a repetibilidade do ensaio. Esse mesmo comportamento foi observado também para a ponteira de 10 cm².

Tendo em vista a semelhança dos perfis de resistência de ponta, foram feitas médias aritméticas dos 3 ensaios de cada ponteira, plotando-se as curvas médias no mesmo gráfico, o qual é mostrado na Figura 4.8. Percebe-se que as curvas médias para as ponteiros de 4 cm² e 10 cm² apresentam um perfil semelhante, porém a resistência é menor para a ponteira de 10 cm², fato que pode ser explicado pelos efeitos de escala. A sondagem P4A apresentou um pico expressivo de resistência a cerca de 4,60 m de profundidade, provavelmente devido ao encontro de algum pedregulho de maior dimensão. Este pico foi retirado do cálculo da média das sondagens com ponteira de 4 cm².

Pela análise da Figura 4.8, observa-se que o perfil de solo do campo experimental apresenta baixa resistência até 5,00 m de profundidade, o que confirma o observado na sondagem SPT. A resistência tende a aumentar a partir dos 5,00 m de profundidade, até um pico de q_d de cerca de 12,8 MPa a 8,40 m de profundidade. O solo apresenta um pico pronunciado de resistência até cerca de 0,50 m de profundidade, provavelmente devido ao ressecamento da camada superficial de solo e a presença de raízes, o que justificou a remoção de 0,45 m de solo da camada superior antes da instalação de cada estaca. O trecho de 1,00 a 4,00 m de profundidade, que compreende a maior parte do comprimento das estacas ensaiadas apresenta resistência em torno de 1 MPa.

Figura 4.7 - Perfis de resistência média q_d ponderada pelo trabalho: (a) Ponteira de 4 cm²; (b) Ponteira de 10 cm²

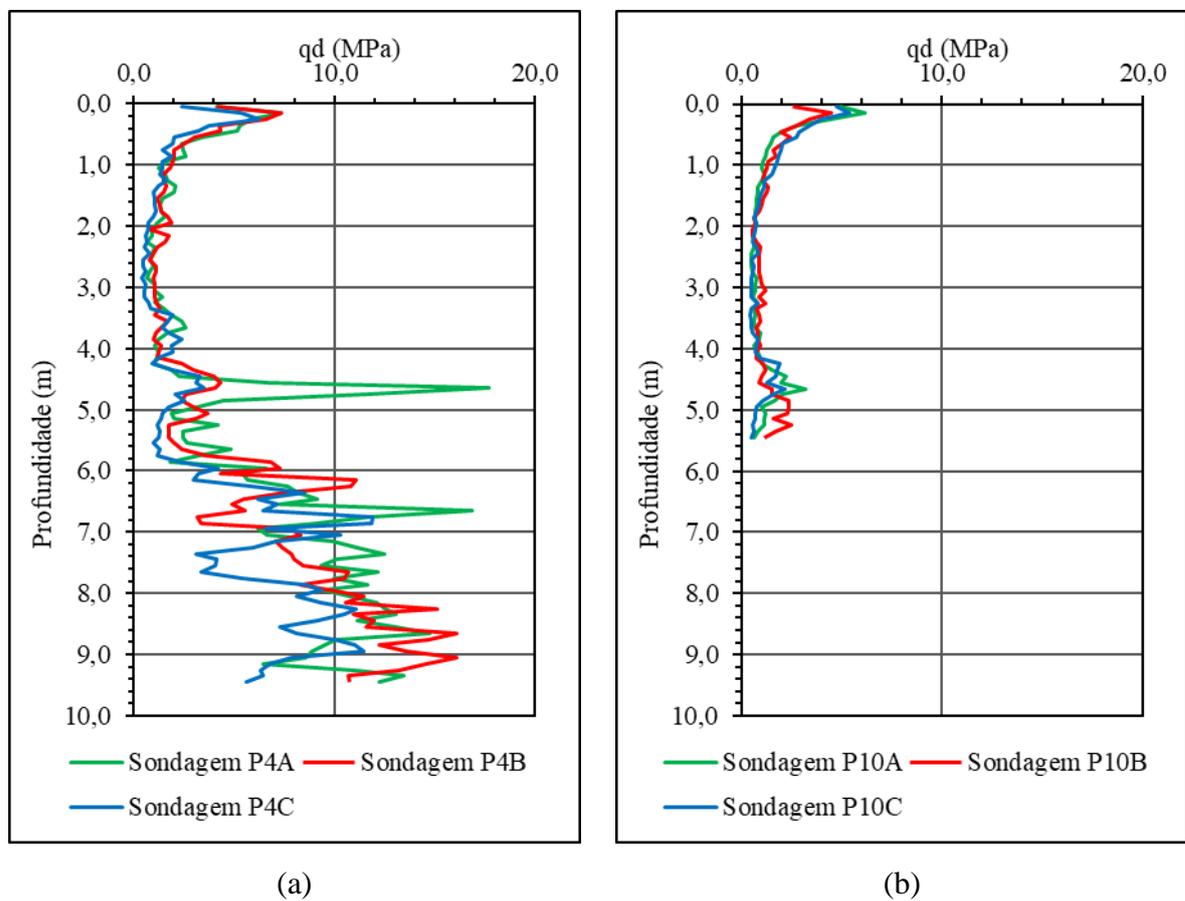
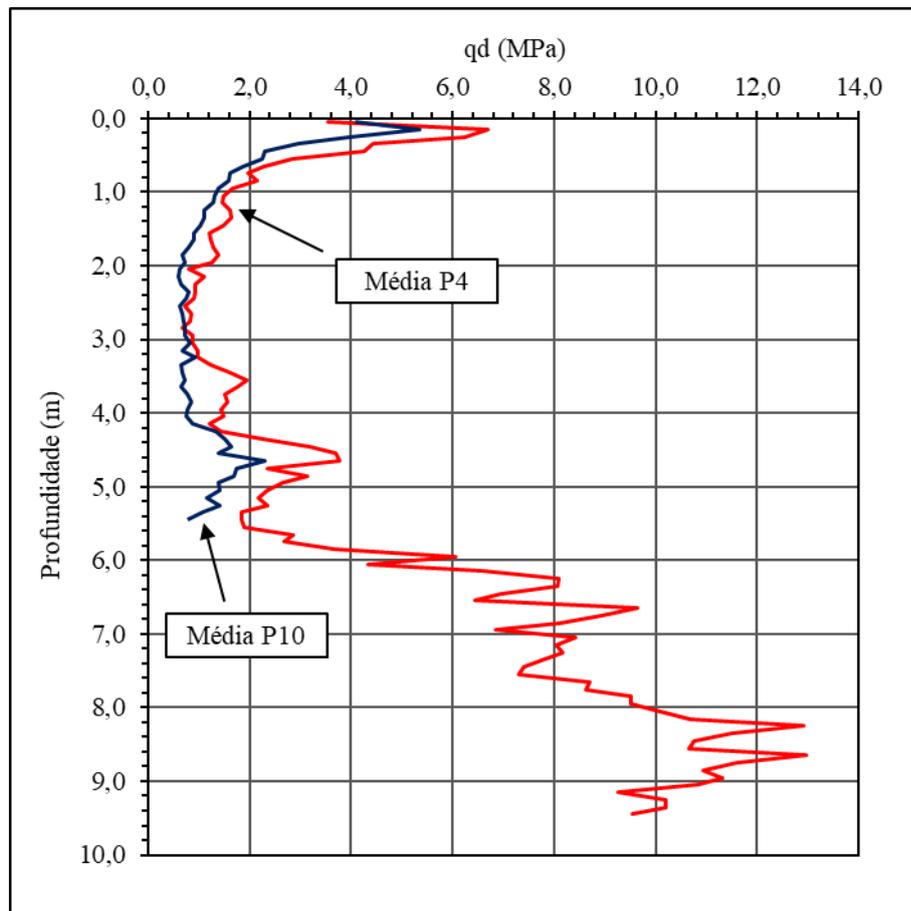


Figura 4.8 - Média aritmética das 3 sondagens PANDA de cada ponteira



CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS

Este capítulo apresenta, de forma condensada, as características das estacas ensaiadas e os gráficos obtidos pela medição dos vários parâmetros ao longo dos ensaios. A apresentação dos gráficos é dividida nas fases de instalação da estaca e prova de carga. Este capítulo destina-se somente a apresentar os resultados obtidos, sendo a análise e discussão feitas no Capítulo 6.

5.1. CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS

A Tabela 5.1 mostra as características geométricas, data de ensaio e a carga de ruptura na prova de carga das estacas tubulares ensaiadas na pesquisa. Nessa tabela as siglas PC1 e PC2 significam, respectivamente, as provas de carga à compressão realizadas nas profundidades nominais de 2,25 m e 3,95 m para cada estaca. A sigla PC3 se refere à prova de carga à tração de cada estaca. As cotas indicadas na tabela se referem ao nível do terreno natural do local de ensaio. A carga de ruptura indicada nessa tabela se refere à mínima carga sem estabilização de recalques aplicada à estaca.

5.2. CURVAS DA FASE DE INSTALAÇÃO

Conforme descrito no Capítulo 3, durante a prensagem das estacas foram medidas a carga aplicada no topo da estaca e o comprimento do tampão de solo no seu interior, este último parâmetro válido somente para as estacas de ponta aberta. Procurou-se realizar as medições dessas duas variáveis em intervalos regulares de no máximo 100 mm de comprimento cravado. A partir das medidas de comprimento de tampão e da estaca, foram calculados o IFR e PLR ao longo da instalação.

As Figuras 5.1 até 5.13 mostram as curvas obtidas de IFR, PLR, comprimento do tampão e carga aplicada ao longo do comprimento prensado das estacas. Para a carga aplicada foram determinados os valores de pico e valores residuais para cada intervalo de instalação. O valor de pico corresponde ao maior valor de força registrado no intervalo, o que corresponde à fase em que se bombeia o macaco e a estaca penetra no solo com certa velocidade. O valor residual

corresponde ao valor de força medido cerca de pelo menos 30 segundos após o fim do bombeamento no intervalo, em que a estaca penetra no solo com menor velocidade, sem haver manutenção da pressão no macaco.

Tabela 5.1 - Características geométricas, carga de ruptura e datas de ensaio

Estaca		E1	E2	E3	E4	E5
		ponta aberta	ponta aberta	ponta aberta	ponta aberta	ponta fechada
D _{ext} (mm)	diâmetro externo	114,43	114,46	165,06	114,43	114,43
	t (mm)	4,45	5,85	4,89	4,45	4,45
D _{int} (mm)	diâmetro interno	105,53	102,76	155,28	105,53	105,53
	Cota inicial de prensagem (mm)	-450	-450	-450	-450	-450
Comprimento no início da PC1 (mm)		1813	1830	1830	1830	1830
	Cota no início da PC1 (mm)	-2263	-2280	-2280	-2280	-2280
Comprimento no início da PC2 (mm)		3494	3502	3532	3504	3502
	Cota no início da PC2 (mm)	-3944	-3952	-3982	-3954	-3952
Comprimento final do tampão (mm)		714	527	517	495	não se aplica
	Q _{ult} (kN)					
- carga de ruptura	PC1-C	25,7	25,8	12,0	4,4	4,5
	PC2-C	33,6	22,8	45,8	18,9	11,9
	PC3-T	5,6	2,4	20,5	1,9	0,88
Datas de ensaio	AV1	26/09/2018	01/11/2018	27/11/2018	17/12/2018	10/01/2019
	PC1	03/10/2018	06/11/2018	29/11/2018	19/12/2018	11/01/2019
	AV2	05/10/2018	08/11/2018	04/12/2018	26/12/2018	14/01/2019
	PC2	09/10/2018	13/11/2018	05/12/2018	03/01/2019	15/01/2019
	PC3	24/10/2018	20/11/2018	11/12/2018	07/01/2019	16/01/2019

Em todos os gráficos das Figuras 5.1 a 5.13 foram indicados, com linhas tracejadas, os níveis em que foram realizadas as provas de carga PC1 e PC2 em cada estaca. Especificamente nos gráficos de comprimento do tampão ao longo do comprimento cravado foi indicada a linha do estado não tamponado da estaca, que corresponde aos pontos em que o comprimento do tampão é igual ao comprimento cravado. A curva do comprimento do tampão sempre se manteve abaixo desta linha.

5.2.1. Estaca E1

As Figuras 5.1 a 5.3 mostram, respectivamente, as curvas de IFR e PLR, comprimento do tampão e carga aplicada na prensagem, ao longo do comprimento prensado da estaca E1.

Figura 5.1 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E1

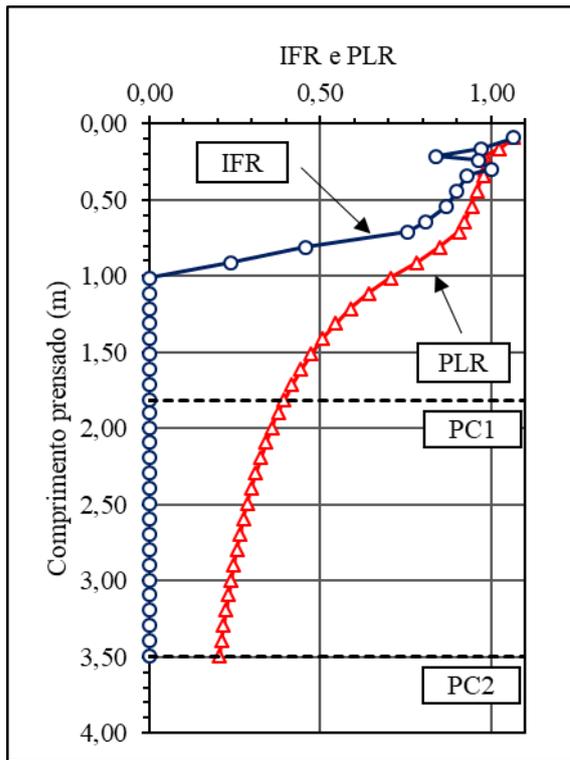


Figura 5.2 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E1

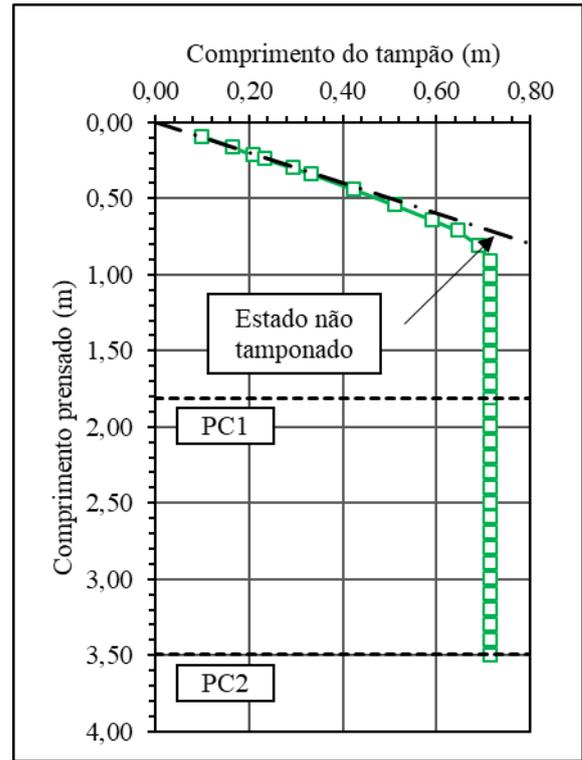
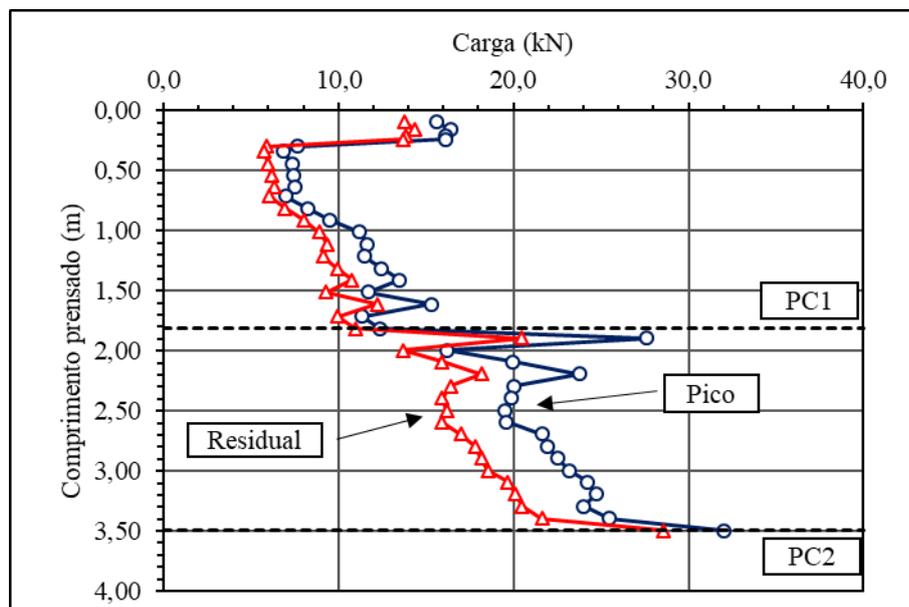


Figura 5.3 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E1



5.2.2. Estaca E2

As Figuras 5.4 a 5.6 mostram, respectivamente, as curvas de IFR e PLR, comprimento do tampão e carga aplicada na prensagem, ao longo do comprimento prensado da estaca E2.

Figura 5.4 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E2

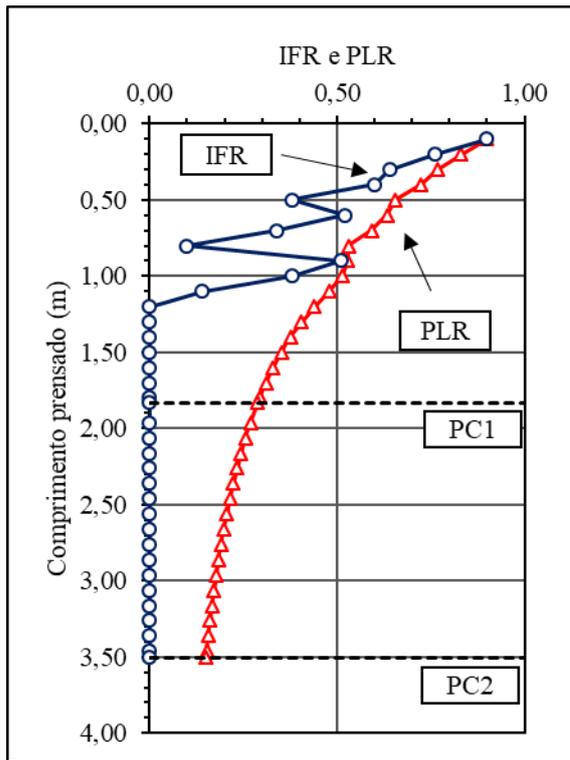


Figura 5.5 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E2

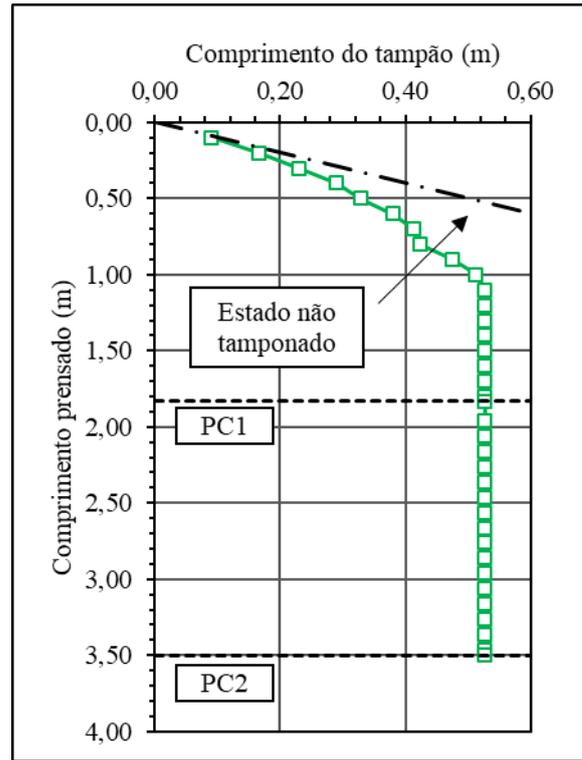
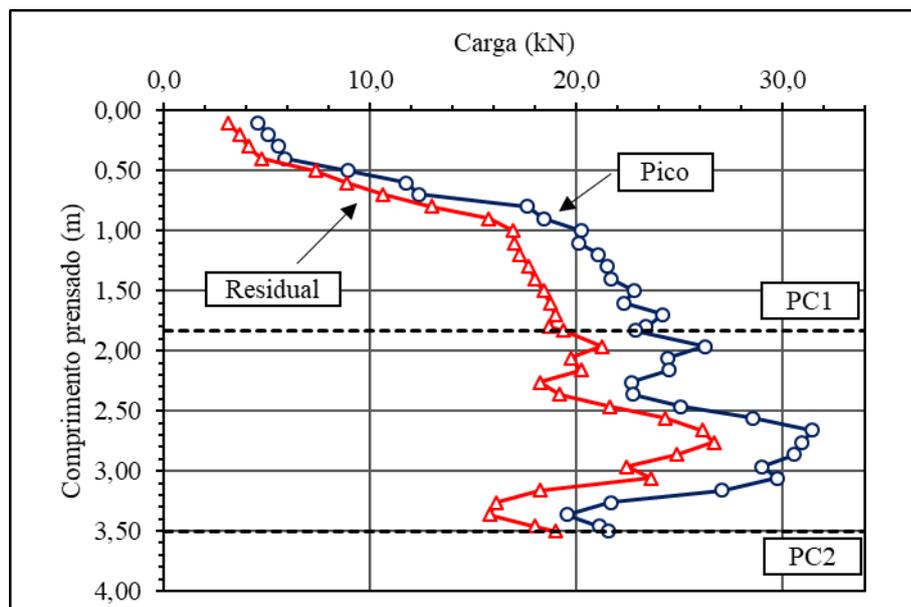


Figura 5.6 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E2



5.2.3. Estaca E3

As Figuras 5.7 a 5.9 mostram, respectivamente, as curvas de IFR e PLR, comprimento do tampão e carga aplicada na prensagem, ao longo do comprimento prensado da estaca E3.

Figura 5.7 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E3

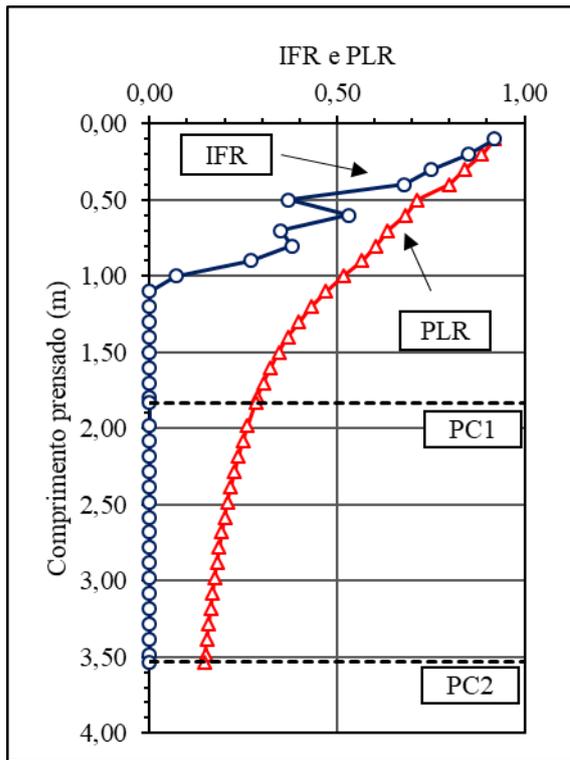


Figura 5.8 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E3

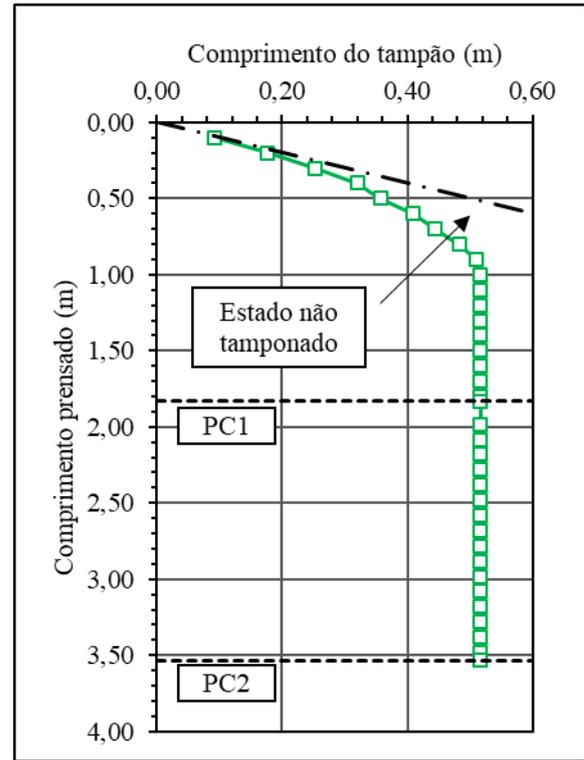
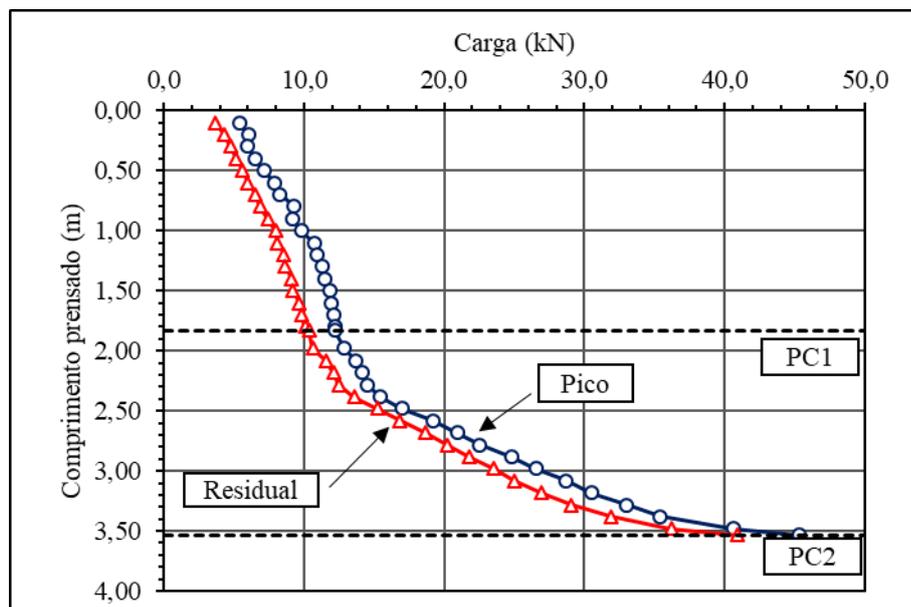


Figura 5.9 Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E3



5.2.4. Estaca E4

As Figuras 5.10 a 5.12 mostram, respectivamente, as curvas de IFR e PLR, comprimento do tampão e carga aplicada na prensagem, ao longo do comprimento prensado da estaca E4.

Figura 5.10 - Curvas de IFR e PLR ao longo da prensagem da estaca E4

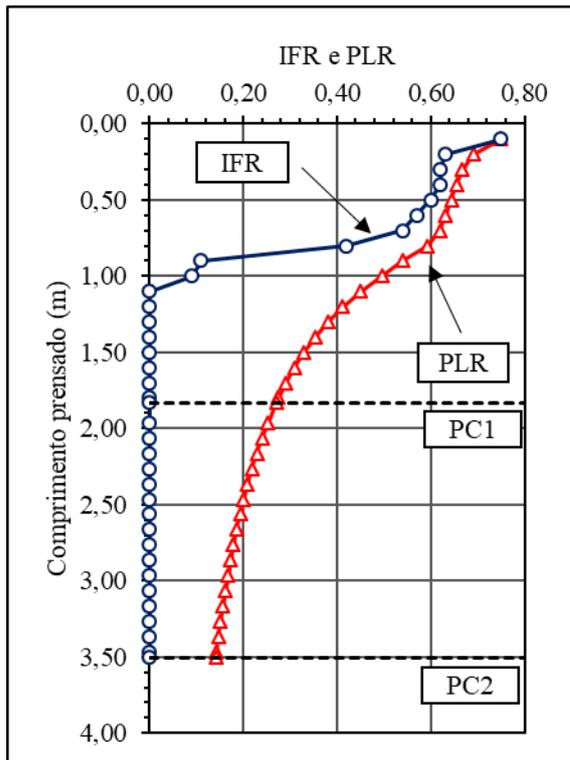


Figura 5.11 - Comprimento do tampão ao longo da prensagem da estaca E4

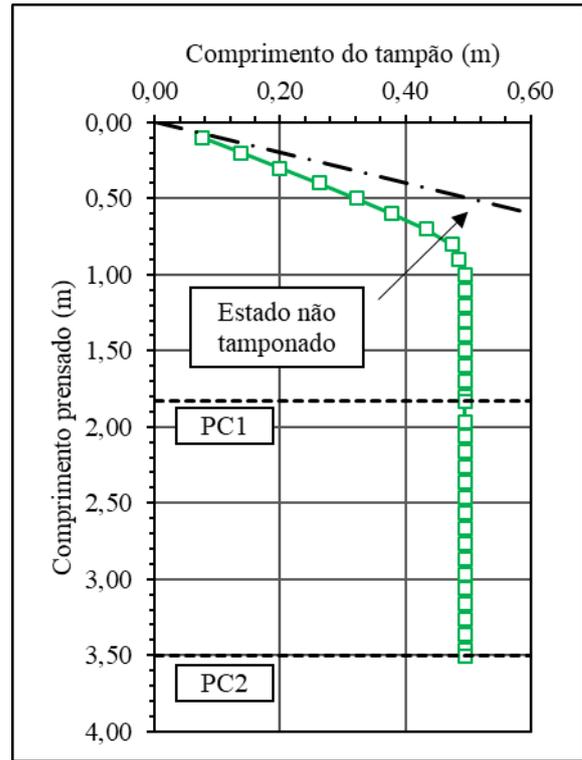
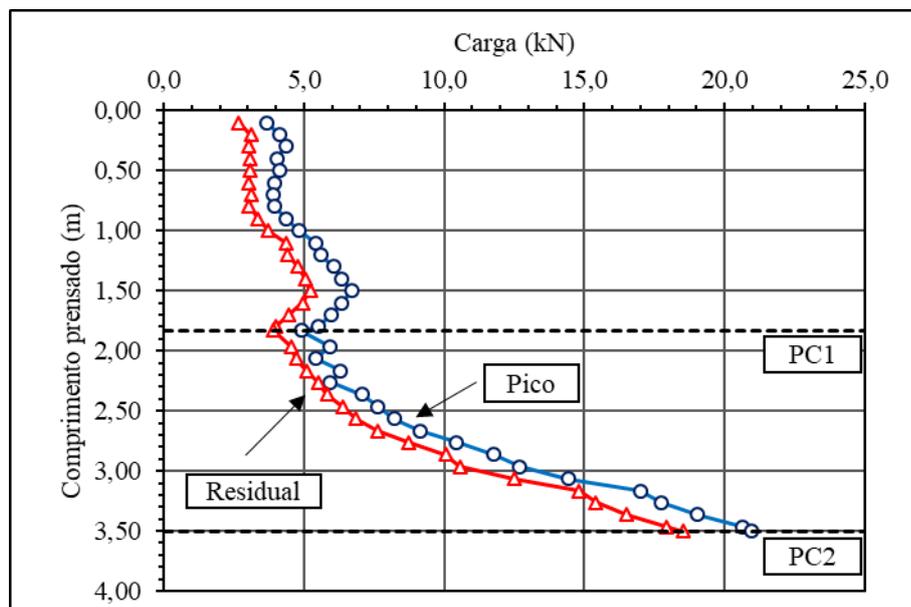


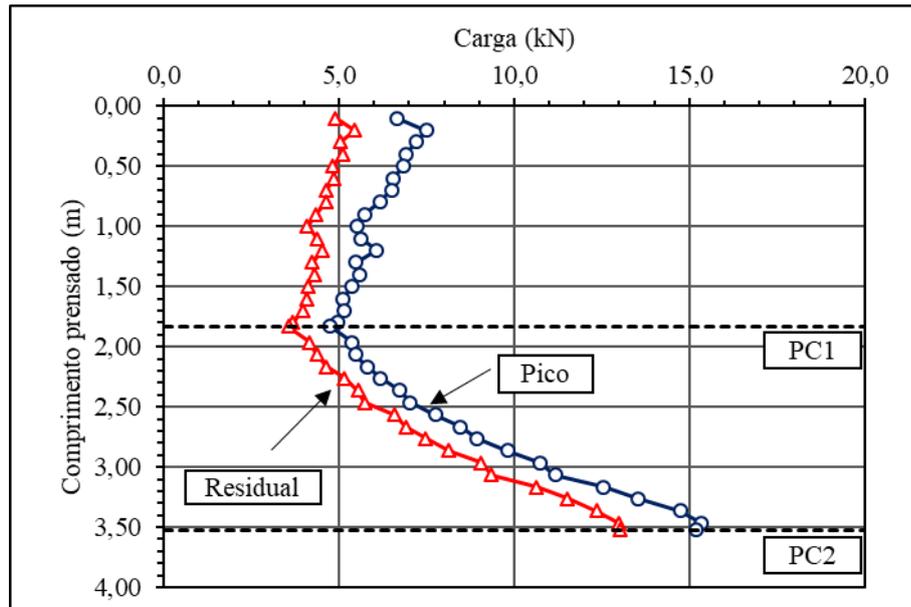
Figura 5.12 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E4



5.2.5. Estaca E5

A Figura 5.13 mostra a curva de carga aplicada na prensagem ao longo do comprimento prensado da estaca E5. Essa estaca possuía ponta fechada, não havendo, portanto, medições de IFR e PLR.

Figura 5.13 - Cargas de pico e residual aplicadas durante a prensagem da estaca E5



5.3. CURVAS CARGA X RECALQUE DAS PROVAS DE CARGA

Apresentam-se as curvas carga x recalque obtidos das provas de carga realizadas nas estacas, realizadas conforme a metodologia descrita no Capítulo 3. As curvas das provas de carga PC1 e PC2 de cada estaca são mostrados no mesmo gráfico para fins de comparação.

5.3.1. Estaca E1

As Figuras 5.14 e 5.15 mostram as curvas carga x recalque da estaca E1, para os ensaios de compressão e de tração respectivamente.

Figura 5.14 - Curvas carga x recalque da estaca E1 na compressão

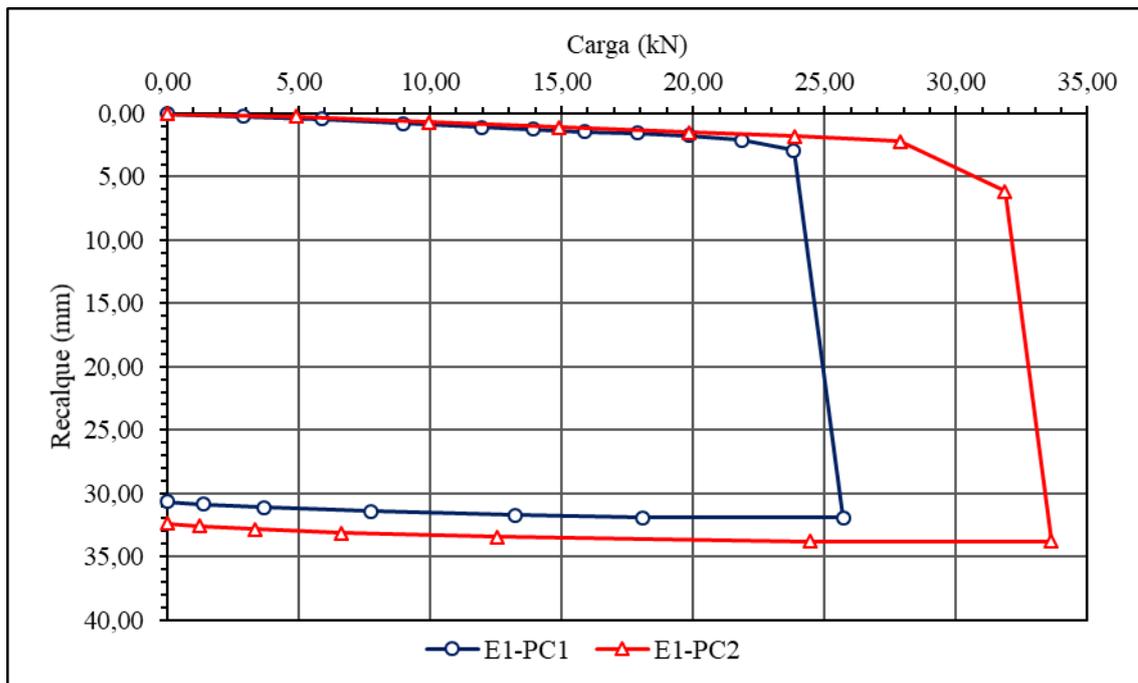
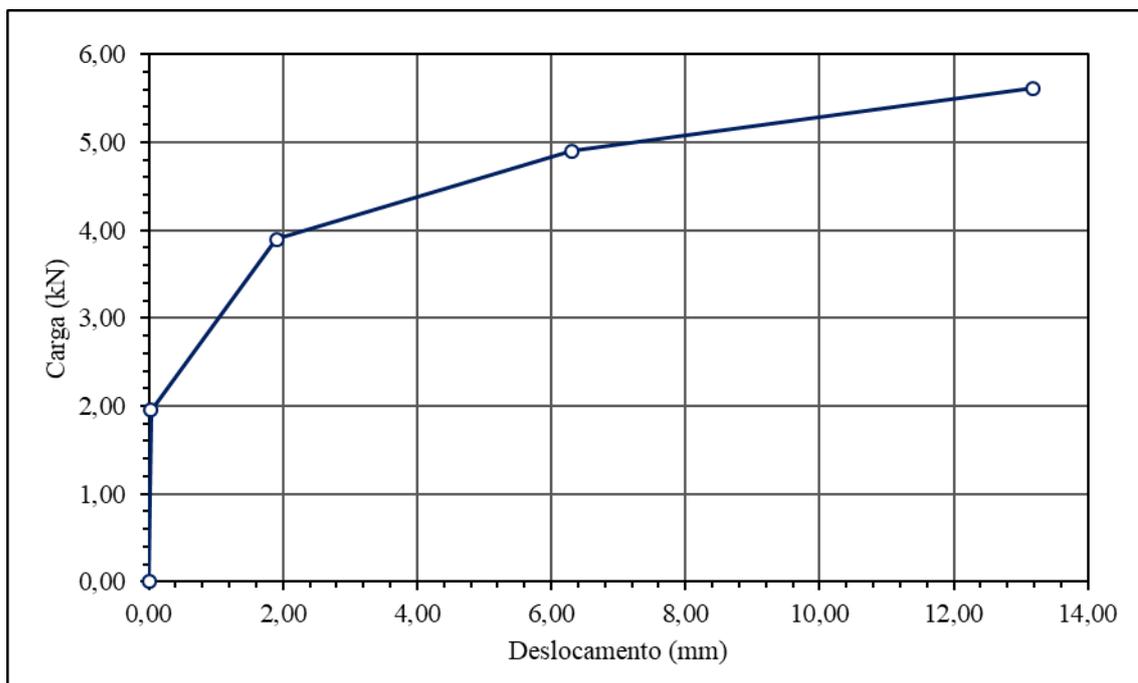


Figura 5.15 - Curva carga x deslocamento da estaca E1 na tração



5.3.2. Estaca E2

As Figuras 5.16 e 5.17 mostram as curvas carga x recalque da estaca E2, para os ensaios de compressão e de tração respectivamente.

Figura 5.16 - Curvas carga x recalque da estaca E2 na compressão

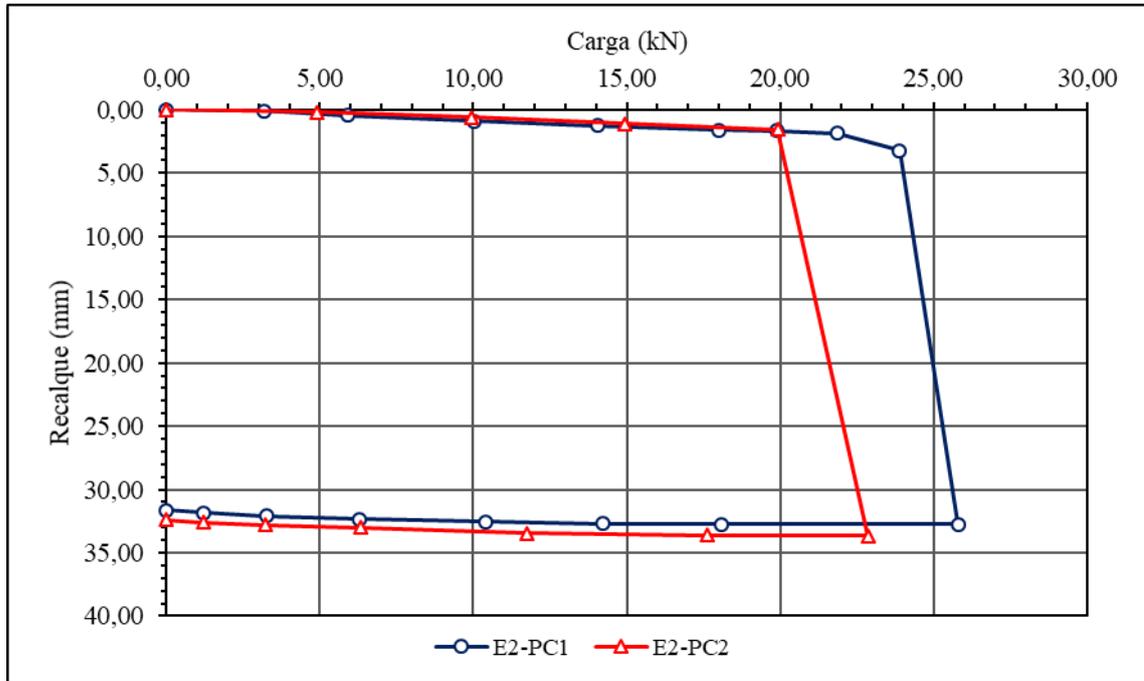
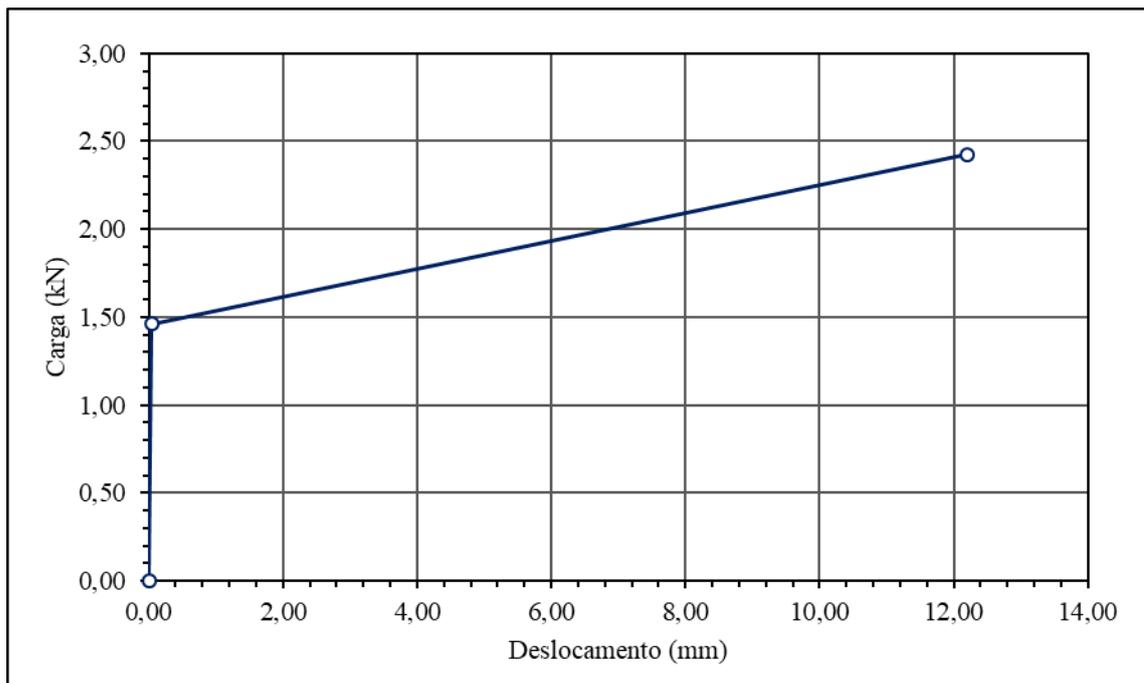


Figura 5.17 - Curva carga x deslocamento da estaca E2 na tração



5.3.3. Estaca E3

As Figuras 5.18 e 5.19 mostram as curvas carga x recalque da estaca E3, para os ensaios de compressão e de tração respectivamente.

Figura 5.18 - Curvas carga x recalque da estaca E3 na compressão

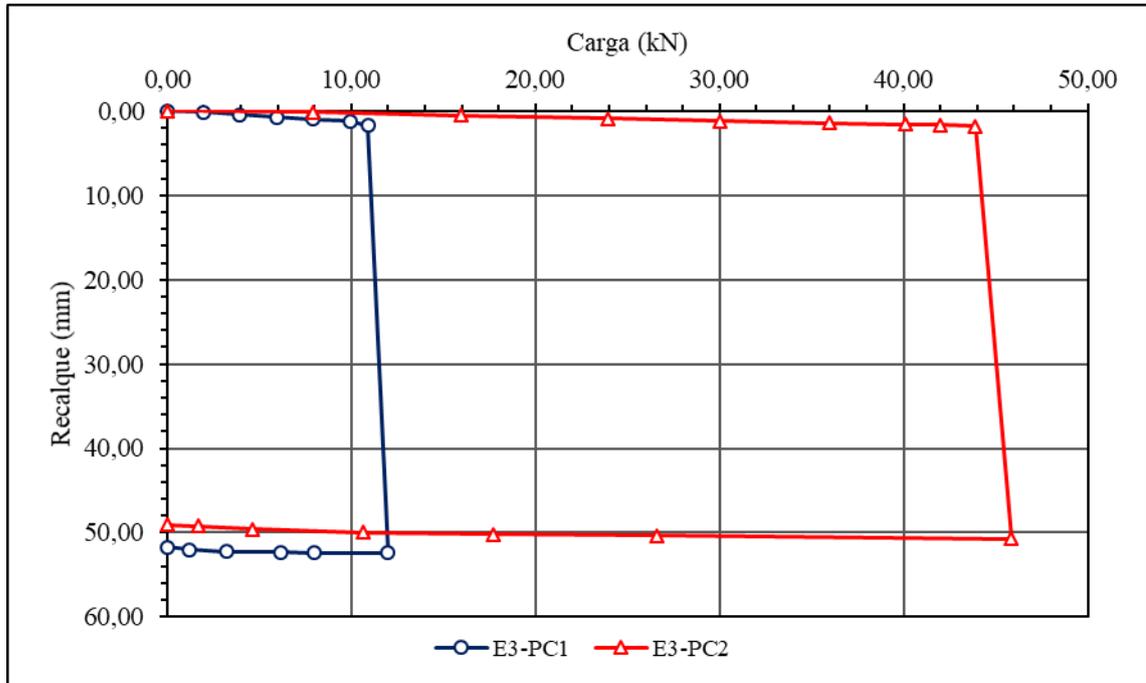
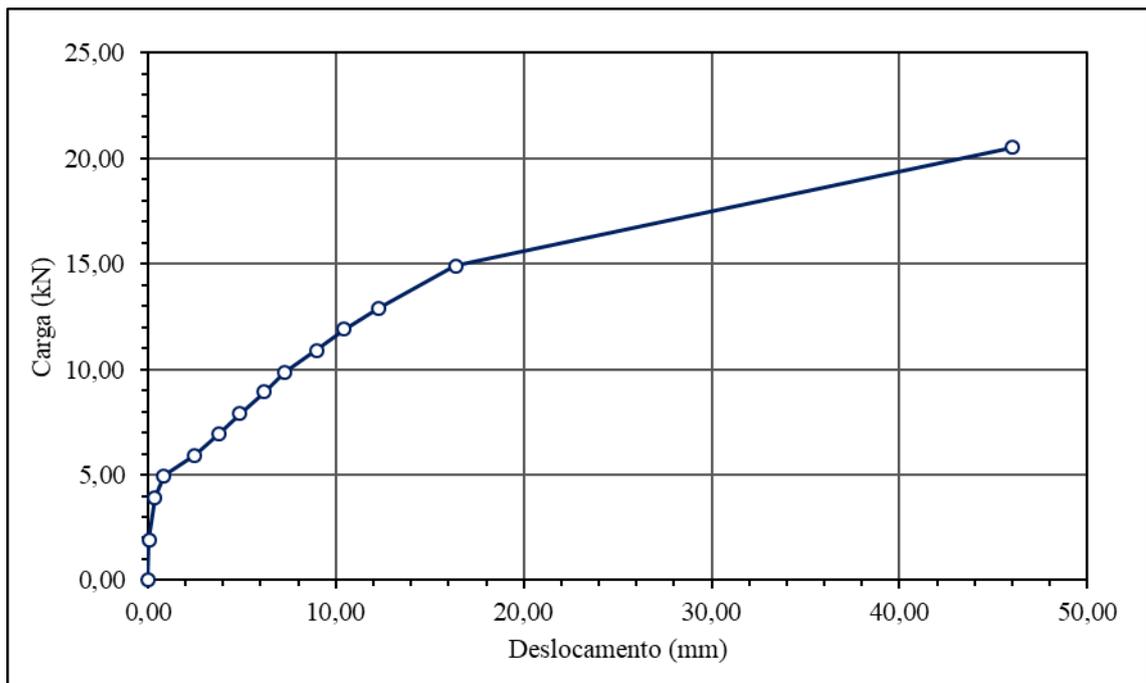


Figura 5.19 - Curva carga x deslocamento da estaca E3 na tração



5.3.4. Estaca E4

As Figuras 5.20 e 5.21 mostram as curvas carga x recalque da estaca E4, para os ensaios de compressão e de tração respectivamente.

Figura 5.20 - Curvas carga x recalque da estaca E4 na compressão

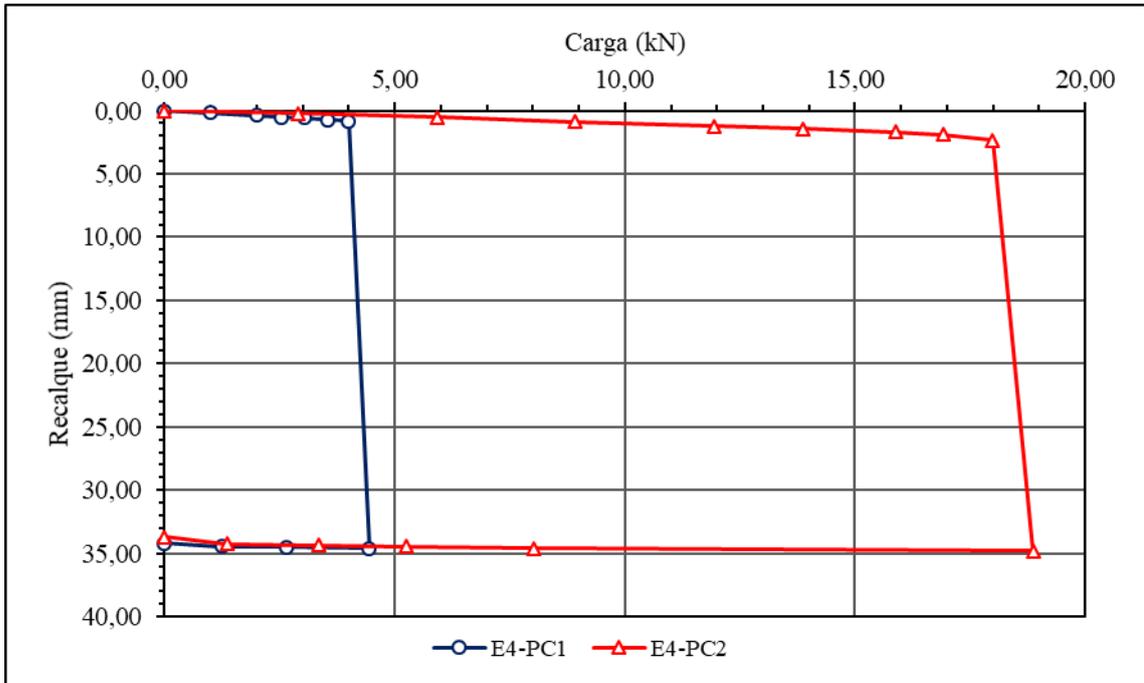
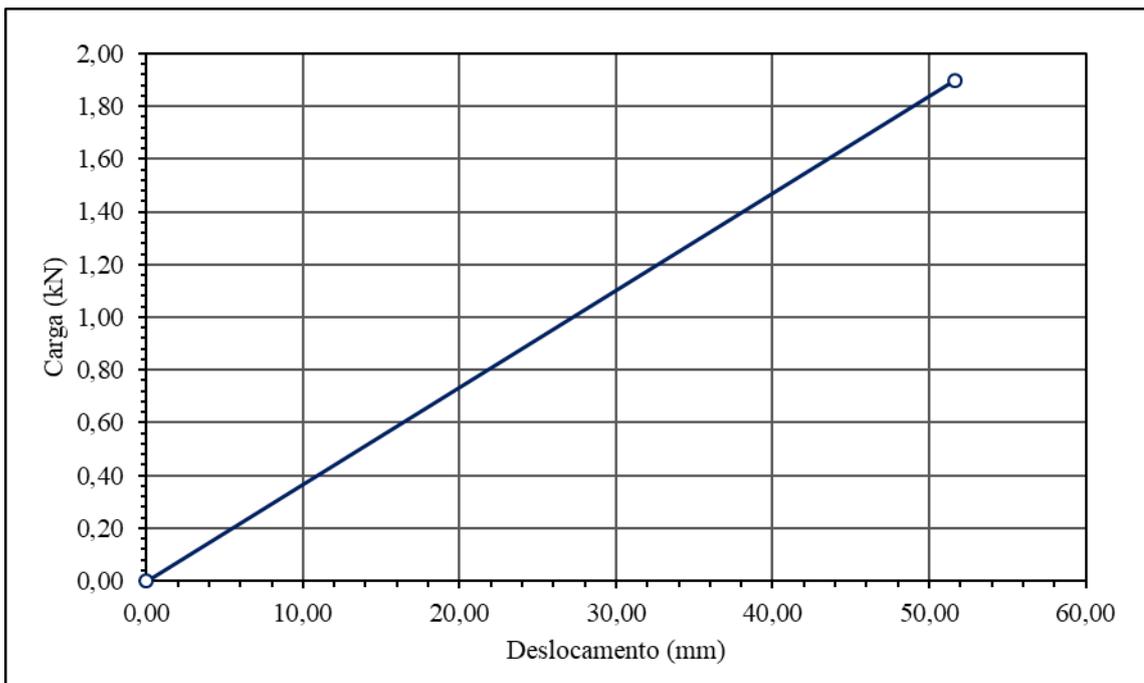


Figura 5.21 - Curva carga x deslocamento da estaca E4 na tração



5.3.5. Estaca E5

As Figuras 5.22 e 5.23 mostram as curvas carga x recalque da estaca E5, para os ensaios de compressão e de tração respectivamente.

Figura 5.22 - Curvas carga x recalque da estaca E5 na compressão

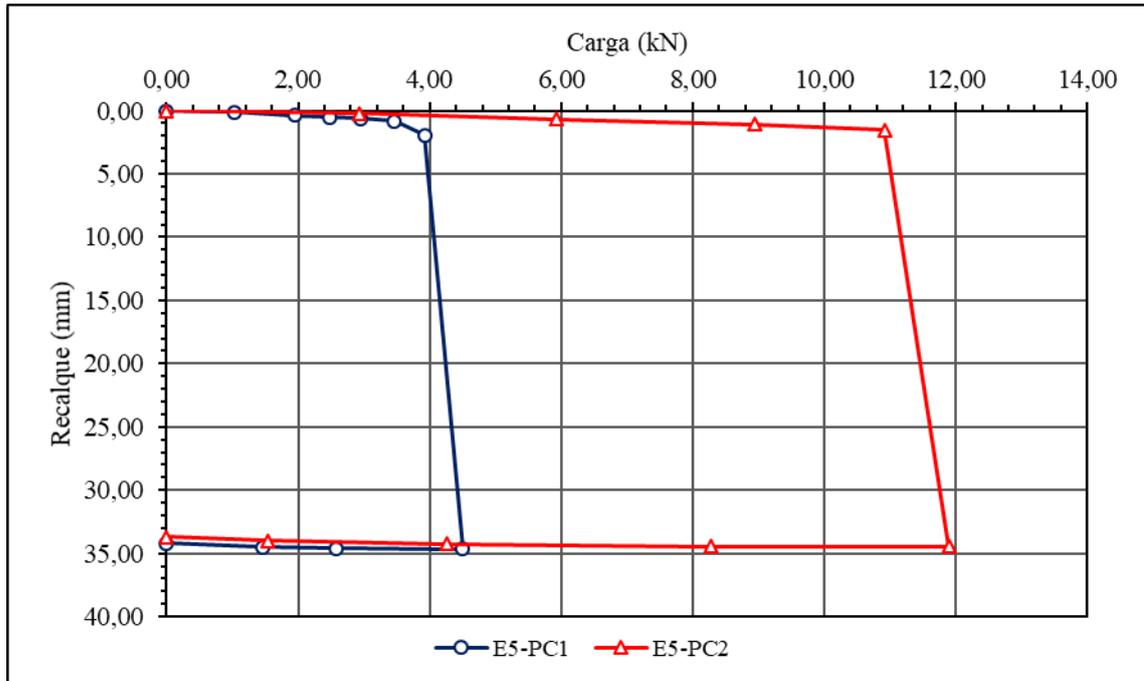
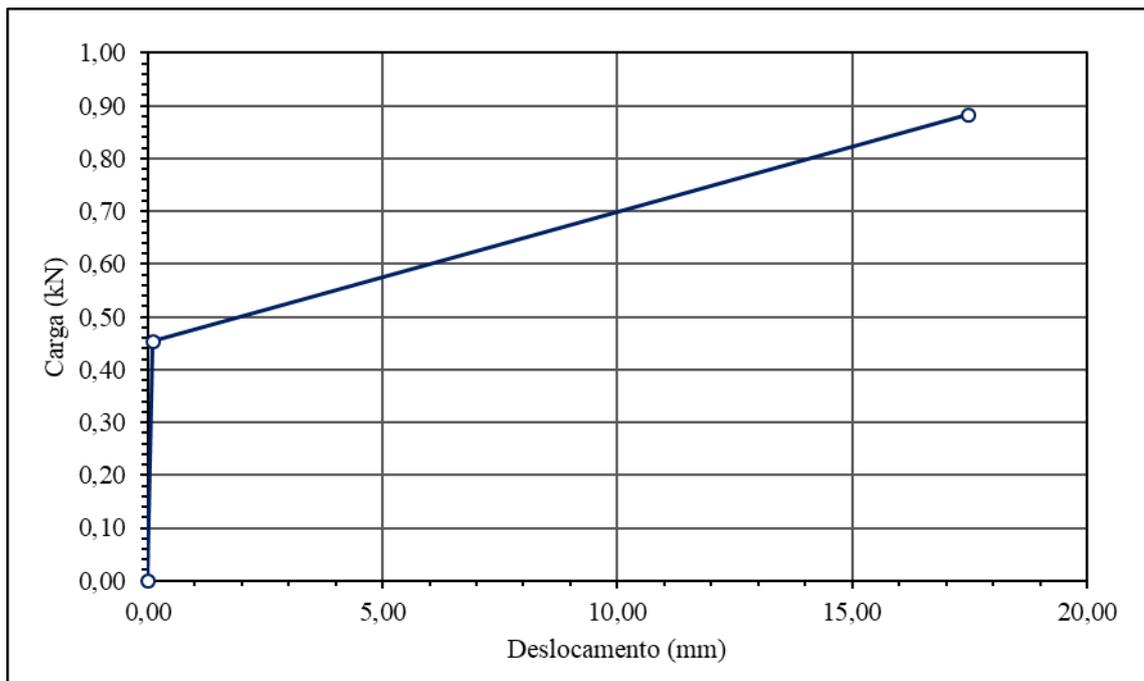


Figura 5.23 - Curva carga x deslocamento da estaca E5 na tração



5.3.6. Curvas agrupadas

As Figuras 5.24 a 5.26 mostram as curvas agrupadas dos ensaios PC1, PC2 e PC3, respectivamente, de todas as estacas.

Figura 5.24 - Curvas carga x recalque dos ensaios de compressão PC1 de todas as estacas agrupadas

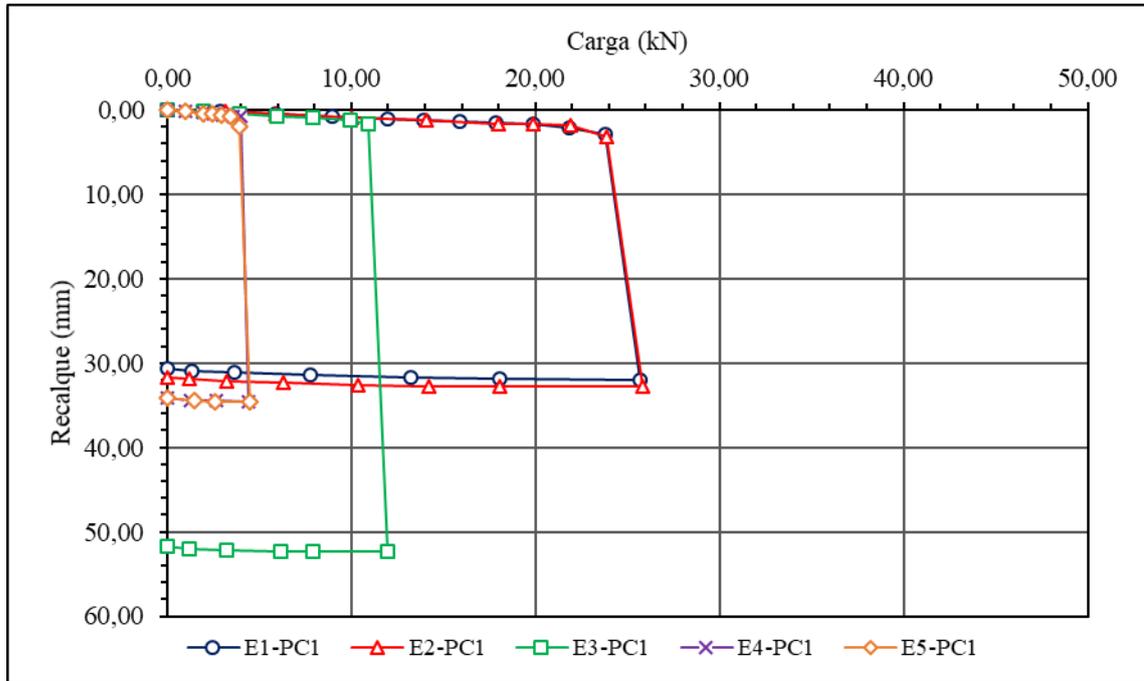


Figura 5.25 - Curvas carga x recalque dos ensaios de compressão PC2 de todas as estacas agrupadas

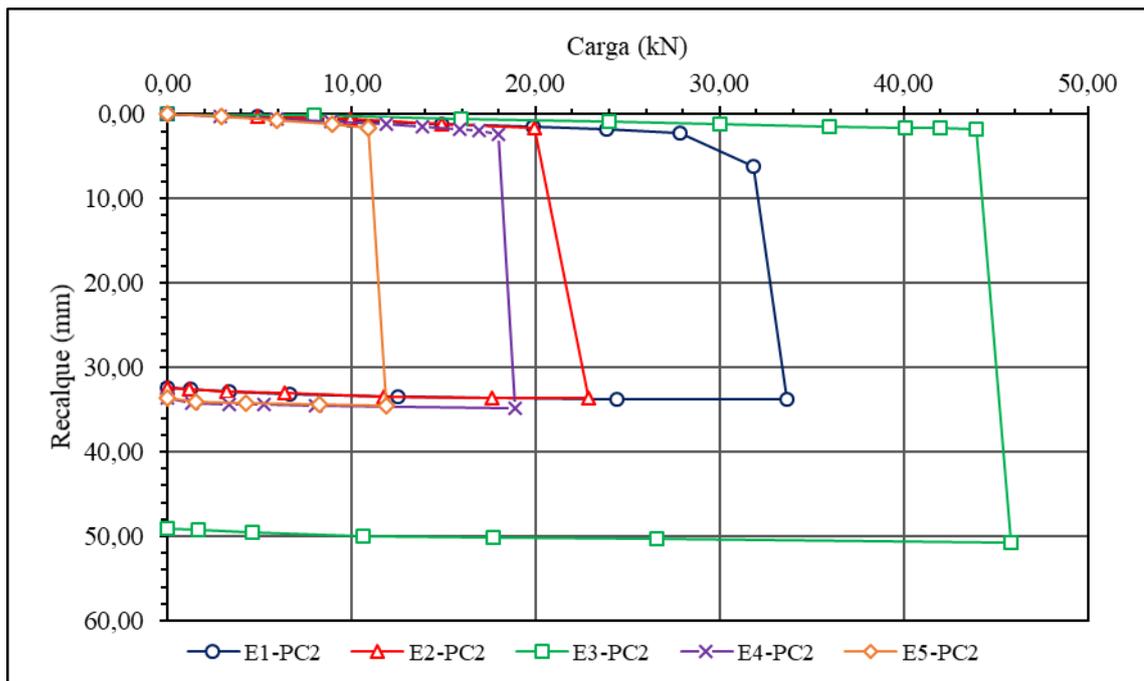
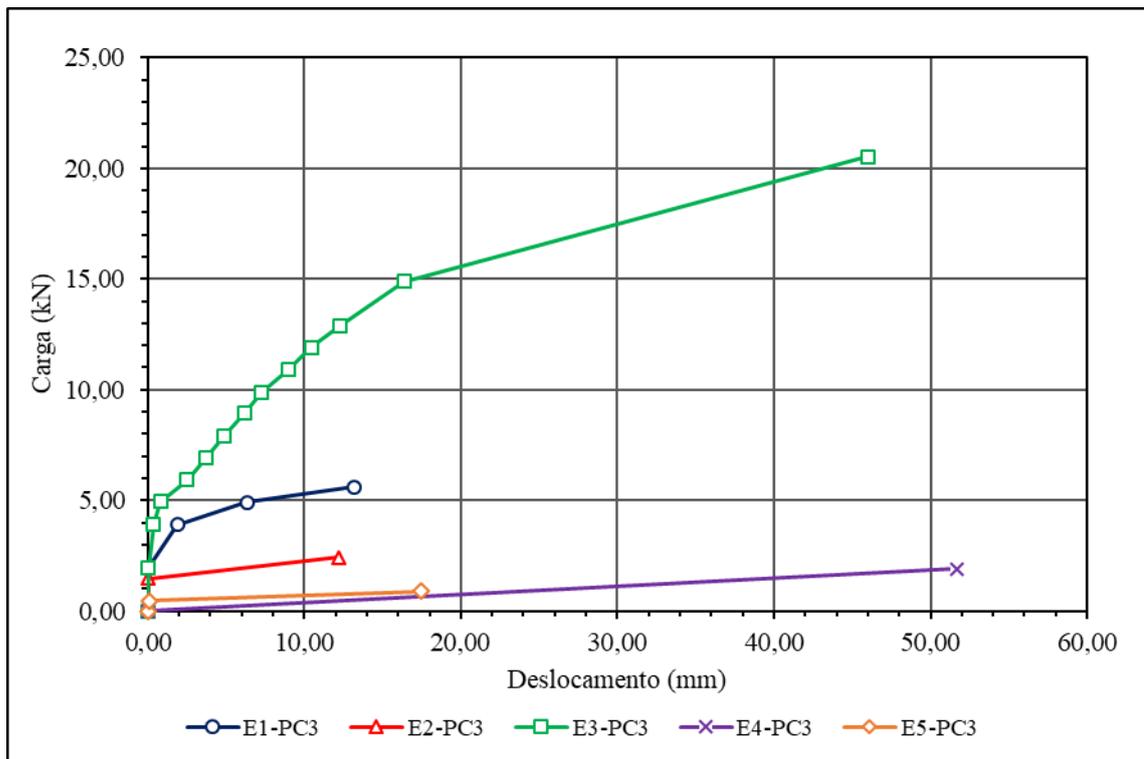


Figura 5.26 - Curvas carga x deslocamento dos ensaios de tração PC3 de todas as estacas agrupadas



CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresenta-se a análise dos resultados obtidos pelo programa de ensaios realizados.

Analisando-se a Tabela 5.1, que mostra características gerais das estacas ensaiadas, é possível tecer alguns comentários gerais. Primeiramente, em relação ao comprimento final antes de cada prova de carga, houve pequenas variações entre os comprimentos das estacas para um mesmo ensaio. Antes do início da PC1 as estacas estavam com cerca de 1,81 m a 1,83 m de comprimento enterrado, e antes da PC2 cerca de 3,49 m a 3,53 m de comprimento enterrado. Considera-se que tal variação não seja causa de qualquer diferença de comportamento entre as estacas.

Em relação às datas de ensaio, o programa experimental foi realizado entre o final de setembro de 2018 até a primeira quinzena de janeiro de 2019, período que se encontra inserido na estação chuvosa da cidade de Goiânia. É possível ver pela Figura 4.3 que ocorreu um volume considerável de chuvas no período destacado. A chuva acumulada no período de 26/09/2018 a 16/01/2019 foi de 719,6 mm. Esta chuva foi capaz de afetar em certo grau o comportamento das estacas quando se compara as primeiras estacas com as últimas, sendo a influência maior nos ensaios PC1, que são mais rasos e mais afetados pela variação de umidade da camada superior, e menor nos ensaios PC2, que são mais profundos e menos influenciados. Essa alteração é exemplificada pelas diferenças de comportamento entre as estacas E1 e E4, de mesmas dimensões, porém instaladas em datas diferentes.

As chuvas de certo período se traduzem em variação da umidade do solo, conforme mostram as Figuras 4.2 e 4.4. Deduz-se que a faixa de umidade do solo no período dos ensaios esteja entre as curvas dos dias 11/06/2018 e 21/12/2017, conforme sugere a curva do dia 14/11/2018, visto que, conforme mostra a Figura 4.3, os meses de novembro e dezembro do período chuvoso do ano de 2017 tiveram mais precipitação do que os meses de novembro e dezembro de 2018, e assim pode-se dizer que a curva de umidade do dia 21/12/2017 na Figura 4.2 representa um limite superior para a umidade do solo no comparativo feito.

6.1. COMPORTAMENTO DURANTE A INSTALAÇÃO

Analisa-se aqui o comportamento das estacas durante a fase de instalação.

6.1.1. Análise das curvas de tamponamento

Todas as estacas ensaiadas se tamponaram completamente durante a instalação, o que, à parte de diferentes condições do solo e geometria das estacas, é condizente quanto ao tipo de instalação utilizado, no caso, prensagem, quando comparado com estacas cravadas à percussão. Paik e Salgado (2003) afirmam que, na prática, a maioria das estacas de ponta aberta são cravadas à percussão em areias num estado parcialmente tamponado. Isso se justifica, entre outras coisas, pelos efeitos inerciais oriundos da cravação dinâmica, que tendem a causar uma grande movimentação do tampão com o golpe do martelo, o que não acontece com estacas prensadas.

A Tabela 6.1 mostra dados do comprimento tampão de solo e do comprimento da estaca quando houve o tamponamento completo, bem como dados dimensionais em relação ao diâmetro interno da estaca. As Figuras 6.1 e 6.2 mostram as curvas agrupadas de IFR e PLR ao longo do comprimento das estacas, juntamente com o perfil de q_d para a ponteira de 10 cm² mostrado na Figura 4.8 para a região do solo em que as estacas foram instaladas. Percebe-se que a redução do IFR segue a tendência de redução da resistência do solo, até o tamponamento completo. Como as camadas inferiores, abaixo de 1,0 m de comprimento cravado, possuem resistência inferior à camada superior, pode-se dizer que o tampão de solo foi “testado” para um esforço maior nas camadas superiores e assim não mais se deslizou em relação à estaca nas camadas inferiores.

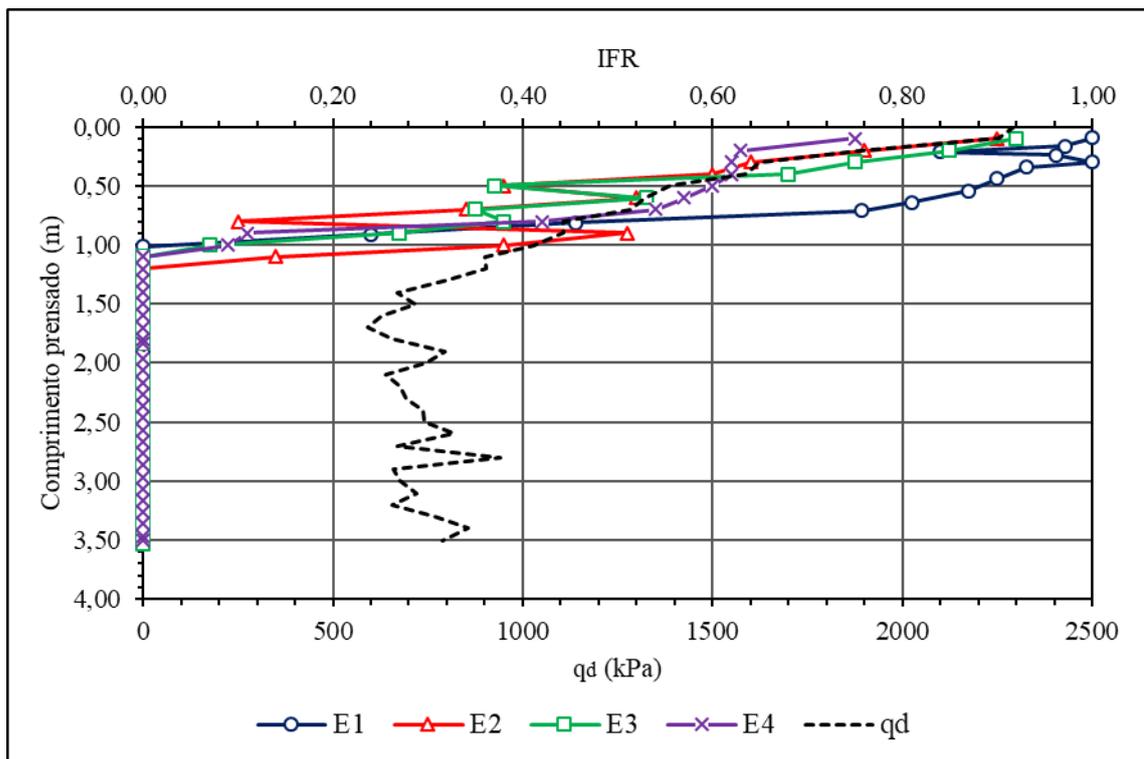
Pela Figura 6.1 é possível ver que o IFR pode variar muito ao longo da instalação da estaca, e a curva não necessariamente se comporta de forma monotônica, apresentando variações bruscas em alguns trechos, o que mostra que, em alguns momentos, o atrito estático interno era vencido, e o atrito dinâmico, sendo menor que o estático, permitia a entrada de mais uma porção de solo no interior da estaca, fazendo o IFR oscilar. O IFR caiu rapidamente e as estacas se tamponaram plenamente no primeiro metro de instalação da estaca, correspondente à região de maiores valores de resistência do solo.

Observa-se pelos dados da Tabela 6.1 que as estacas se tamponaram plenamente quando o comprimento da estaca estava entre 7,1 e 11,7 vezes o diâmetro interno, sendo que o comprimento do tampão variou de 3,3 a 6,8 vezes o diâmetro interno.

Tabela 6.1 - Dados sobre o tamponamento das estacas ensaiadas

Estaca	D_{int} (mm)	$\frac{D_{int}}{t}$	L_{tam} comprimento máximo do tampão (mm)	$L_{e,t}$ comprimento da estaca quando tamponou (mm)	$\frac{L_{tam}}{L_{e,t}}$	$\frac{L_{tam}}{D_{int}}$	$\frac{L_{e,t}}{D_{int}}$
E1	105,53	23,71	714	1012	70,5%	6,8	9,6
E2	102,76	18,42	527	1200	43,9%	5,1	11,7
E3	155,28	31,75	517	1100	47,0%	3,3	7,1
E4	105,53	23,71	495	1100	45,0%	4,7	10,4

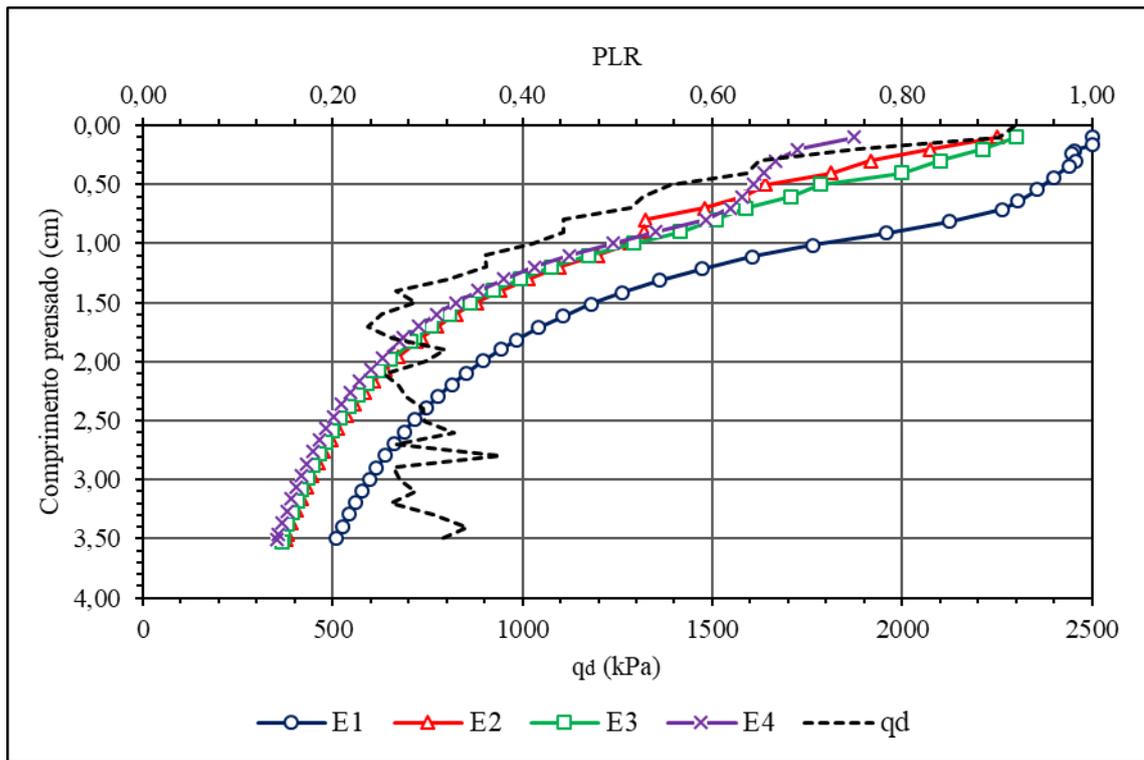
Figura 6.1 - Curvas de IFR e q_d ao longo do comprimento das estacas



Comparando-se os dados apresentados na Tabela 6.1 com os de Lehane e Gavin (2001), observa-se que as estacas ensaiadas neste estudo tiveram comprimentos de tampão relativamente menores do que as estacas ensaiadas por esses autores. Lehane e Gavin (2001) ensaiaram estacas modelo de 114 mm e 40 mm de diâmetro externo prensadas em areia com mesma densidade relativa, porém diferentes tensões verticais aplicadas. Segundo esses autores,

para estacas com a razão D_{int}/t (diâmetro interno sobre espessura de parede) de 6, 9 e 12 os valores de L_{tam}/D_{int} (comprimento do tampão sobre diâmetro interno) foram 4,5, 7 e 12, respectivamente, independentemente da resistência do solo. Percebe-se, pela Tabela 6.1, que os valores de D_{int}/t foram maiores do que os de Lehane e Gavin (2001), porém os valores de L_{tam}/D_{int} não foram maiores, e se mantiveram baixos.

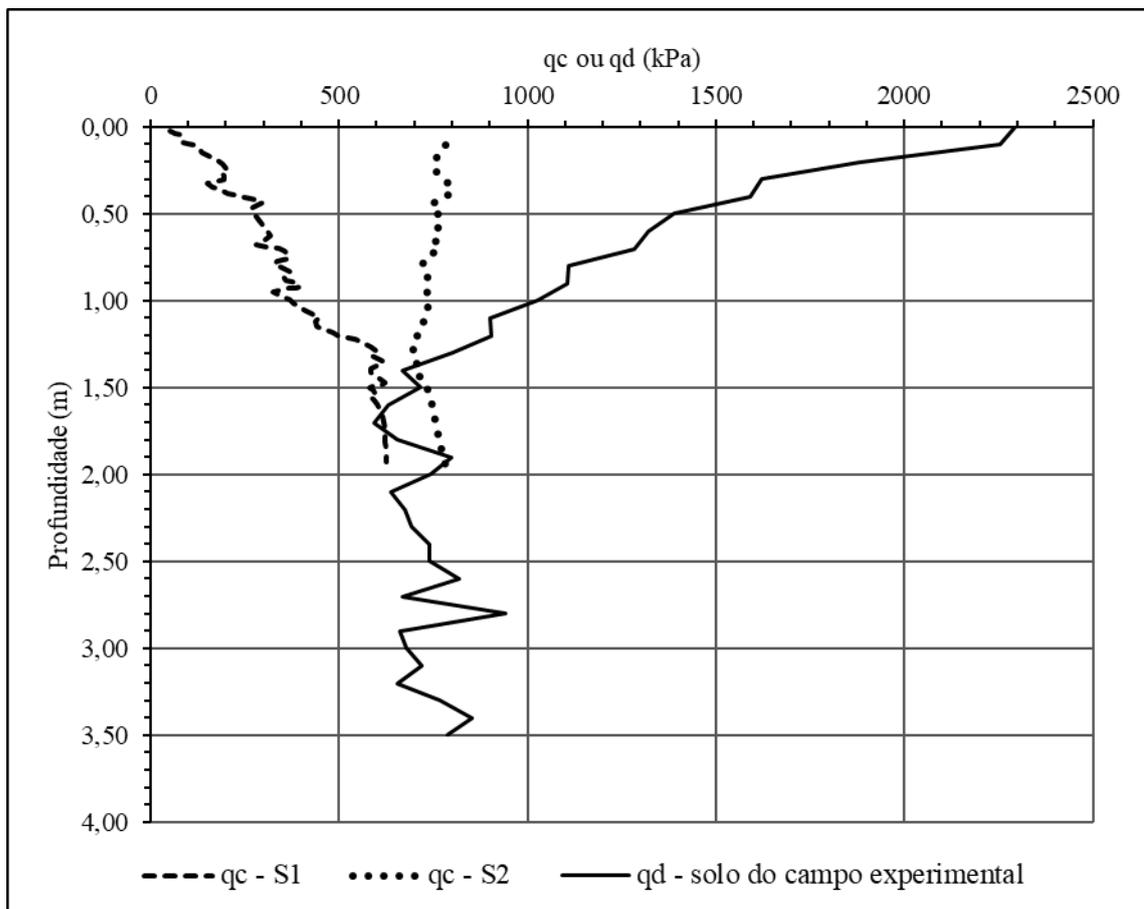
Figura 6.2 - Curvas de PLR e q_d ao longo do comprimento das estacas



A Figura 6.3 mostra os perfis de resistência q_c do solo do trabalho de Lehane e Gavin (2001) e o perfil de resistência q_d do solo do campo experimental desta pesquisa. O solo S1 apresenta um perfil crescente de resistência ao longo da profundidade, enquanto o solo S2 apresenta um perfil de resistência quase que constante com a profundidade. Em comparação, na mesma figura, o solo do campo experimental apresenta um perfil de resistência decrescente com a profundidade até cerca de 1,50 m de profundidade. Isso pode explicar o fato das estacas ensaiadas terem um comprimento de tampão relativamente menor do que as de Lehane e Gavin (2001), visto que, conforme argumentado anteriormente para o IFR, o solo das camadas superiores tendo resistência maior faz com que o tampão seja “testado” para maiores esforços nas camadas superiores, resistindo assim a um aumento do comprimento do tampão em maiores profundidades.

Comparando-se, na Tabela 6.1, a estaca E1 com a estaca E4, de mesmas dimensões, percebe-se que a E1 possuiu um comprimento de tampão cerca de 44% maior do que a E4. Conforme mostrado no Capítulo 2, estudos mostram que o comprimento do tampão tende a ser maior para solos mais resistentes, o que condiz com o observado, visto que a E1 foi ensaiada em uma época mais seca do que a E4, o que significa que o solo apresentava maior sucção e maior resistência por estar mais seco.

Figura 6.3 - Perfis de q_c do solo do trabalho de Lehane e Gavin (2001) e perfil de q_d do solo do campo experimental (modificado de Lehane e Gavin (2001))



As estacas E2, E3 e E4 apresentaram comprimentos de tampão semelhantes e menores do que a E1. Pela Figura 6.2, a curva de PLR da E3 se posicionou entre as curvas da E1 e E4 no trecho inicial. Considerando-se um solo homogêneo e de mesma resistência, é de se esperar que a E3 se tamponasse mais do que as outras, devido a seu diâmetro interno ser maior. O fato ocorrido pode ter sido causado por uma compensação entre dois efeitos contrários: o efeito do diâmetro interno e o efeito da umidade. O aumento da umidade do solo tende a deslocar a curva de PLR para a esquerda, devido à perda de resistência do solo que faz reduzir o PLR. Já o aumento do diâmetro interno faz a curva de PLR se deslocar para a direita, visto que o aumento do diâmetro

faz aumentar o PLR. Devido a E3 apresentar maior diâmetro interno do que a E1, porém ter sido afetada pela umidade fez com que sua curva de PLR se posicionasse entre as curvas da E1 e E4.

Um ponto interessante a se destacar sobre as curvas de PLR é que, após o tamponamento completo, as curvas apresentam um formato parecido, como mostra a Figura 6.2. De fato, após o tamponamento completo, o comprimento do tampão permanece fixo, e assim o PLR varia com o inverso do comprimento cravado, ficando assim a curva com o formato matemático da função recíproca.

A Figura 6.4 mostra os dados de IFR e PLR obtidos para as estacas E1, E2, E3 e E4, plotados em um gráfico que correlaciona as duas variáveis. Foram desconsiderados os pontos correspondentes ao trecho tamponado de cada estaca, visto que em todos eles o IFR é igual a zero para diferentes valores de PLR. A linha de melhor ajuste a todos pontos, mostrada no gráfico, é representada pela equação abaixo, com um coeficiente R^2 de 0,7715:

$$PLR = 0,4927 IFR + 0,4589 \quad (6.1)$$

Percebe-se, na Figura 6.4, que os pontos correspondentes à estaca E1, representados por círculos, se distanciam mais da reta de melhor ajuste do que os pontos das outras estacas, o que se justifica pelo grau de tamponamento menor desta estaca em relação às outras. A reta de ajuste aos pontos da E1 é mostrada no gráfico. Essa reta se posiciona acima da reta de ajuste global.

Paik e Salgado (2003) apresentaram uma correlação entre IFR e PLR obtida para estacas modelo cravadas à percussão em uma câmara de calibração preenchida com areia, porém testada frente a outros dados obtidos da literatura. Rearranjando-se os termos da correlação de Paik e Salgado (2003) para se colocar PLR em função de IFR tem-se a seguinte equação:

$$PLR = 0,9174 IFR + 0,2018 \quad (6.2)$$

Há que se destacar que os valores de IFR e PLR de entrada na correlação de Paik e Salgado (2003) são referentes ao final da cravação da estaca. A reta correspondente à Equação 6.2 é mostrada na Figura 6.4.

Analisando-se as duas correlações é possível notar uma tendência de comportamento, levando em consideração o modo de instalação da estaca. A correlação de Paik e Salgado (2003) foi obtida para estacas cravadas dinamicamente, enquanto que a correlação obtida neste trabalho é referente a estacas prensadas, ou seja, uma cravação semiestática. O coeficiente angular, que

Uma correlação entre PLR e IFR pode ser útil para o projeto e controle de qualidade de estacas de ponta aberta. É possível, por exemplo, se estimar o valor máximo de PLR para a condição plenamente tamponada (IFR=0), e, assim, qualquer estaca com PLR medido menor do que o valor limite seria assumida como plenamente tamponada, o que influencia no seu comportamento. Paik e Salgado (2003) afirmam que é sabido que o IFR é um parâmetro que indica melhor o tamponamento da estaca do que o PLR. Porém, em uma situação de obra, é mais difícil medir o IFR do que o PLR, motivo pelo qual se buscam correlações desse tipo.

6.1.2. Resultados de umidade e massa específica seca do solo do tampão

Após a extração das estacas do solo, foram determinadas a umidade do solo do tampão da estaca e sua massa específica seca. As amostras foram extraídas da parte inferior do tampão, na cota da ponta da estaca. Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 6.2, bem como também o índice de vazios para cada valor de massa específica seca. Este índice foi calculado considerando-se a massa específica dos sólidos de $2,73 \text{ g/cm}^3$, obtido na caracterização para o solo de 1,0 a 2,0 m de profundidade, visto que foi nessa cota que as estacas se tamponaram. Observa-se uma diferença entre as umidades da ponta das estacas E1 e E2 em comparação com a E3 e E4, que pode ser explicada levantando a hipótese de que a frente de molhagem do solo pelas chuvas não havia atingido ainda a profundidade de 4,0 m para as estacas E1 e E2, devido a terem sido executadas em datas anteriores à E3 e E4. Comparando-se as umidades medidas com os gráficos da Figura 4.2 percebe-se que a umidade do tampão das estacas E1 e E2, correspondente à ficou mais próxima da curva do dia 14/11/2018, enquanto que a umidade do tampão das estacas E3 e E4 ficou mais próxima da curva do dia 21/12/2017.

O índice de vazios calculado variou de 0,58 a 0,75, sendo a média 0,66. Tais variações podem ser explicadas pela variação de umidade ocorrida bem como pelas diferentes energias de compactação que podem ter sido aplicadas ao solo devido à instalação, que resultam em variações no índice de vazios final. É possível estimar, a partir de dados obtidos de estudos feitos em solos semelhantes ao deste trabalho, que o índice de vazios do solo do campo experimental é cerca de 1,10. Sendo assim, o índice de vazios médio de 0,66 encontrado para o solo do tampão representa uma redução 40% no valor, ou seja, ocorreu uma redução de 40% no volume do solo devido ao esforço de prensagem. Tal redução é significativa e mostra o estado fofo em que se encontra o solo do campo experimental na sua condição natural.

Tabela 6.2 - Umidade, massa específica seca e índice de vazios do solo do tampão após a extração de cada estaca

Estaca	w	ρ_d (g/cm ³)	e_0
E1	14,7%	1,556	0,75
E2	14,1%	1,726	0,58
E3	18,4%	1,678	0,63
E4	19,9%	1,645	0,66
Média	16,8%	1,651	0,66
CV	14,56%	3,76%	9,44%

6.1.3. Análise das curvas de carga aplicada

A Figura 6.5 mostra as curvas agrupadas de carga de pico aplicada na prensagem ao longo do comprimento das estacas ensaiadas. A Figura 6.5 também mostra o perfil de q_d médio para a ponteira de 10 cm² mostrado na Figura 4.8, para a região do solo em que as estacas foram instaladas.

A Figura 6.6 mostra as curvas de carga de pico normalizada aplicada nas estacas ao longo da prensagem, bem como o perfil de q_d . A normalização foi feita utilizando-se o valor de carga correspondente ao final da instalação de cada estaca, na profundidade instalada de cerca de 3,50 m.

Observa-se que a máxima carga aplicada durante a instalação foi aquela correspondente ao final dela, exceto para a estaca E2. Para essa estaca, a máxima carga ocorrida no ensaio foi ao comprimento de cerca de 2,70 m, a partir do qual a estaca sofreu uma redução de resistência até se finalizar a instalação. Para todas as outras estacas houve um aumento gradual da resistência no trecho de cerca de 2,00 m de profundidade até o final da instalação. Uma hipótese levantada que explicaria esse comportamento seria a presença de uma camada local de maior resistência, provavelmente contendo pedregulhos, no trecho de 1,80 m a 3,20 m, que provocou aumento da resistência de ponta da estaca nessa região e que posteriormente foi ultrapassada, reduzindo-se assim a resistência de ponta.

Entre 0,00 e 1,80 m de comprimento as estacas E2 a E4, de ponta aberta, apresentaram tendência de aumento da carga de prensagem e a estaca E5, de ponta fechada, uma tendência inversa. Assim, percebe-se que somente a estaca de ponta fechada apresentou comportamento similar ao perfil de resistência q_d nos trechos iniciais, reduzindo a carga de prensagem com a redução da resistência do solo.

Figura 6.5 - Carga de pico aplicada na prensagem e q_d ao longo do comprimento das estacas

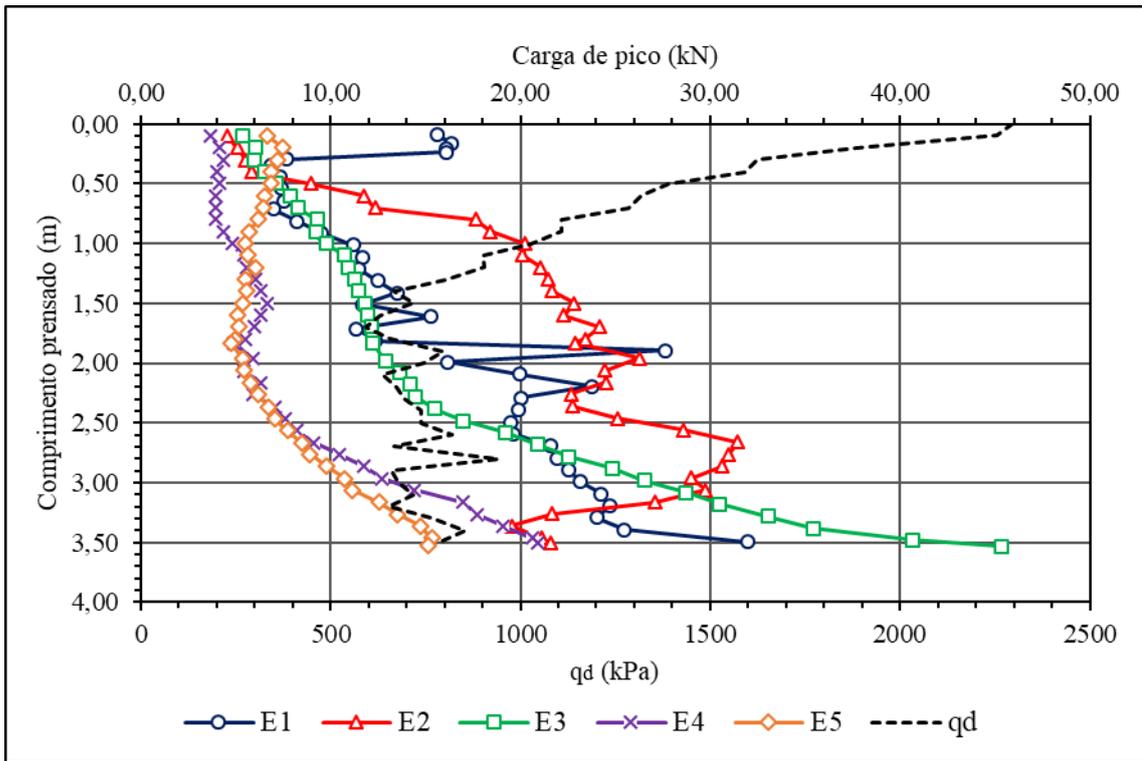
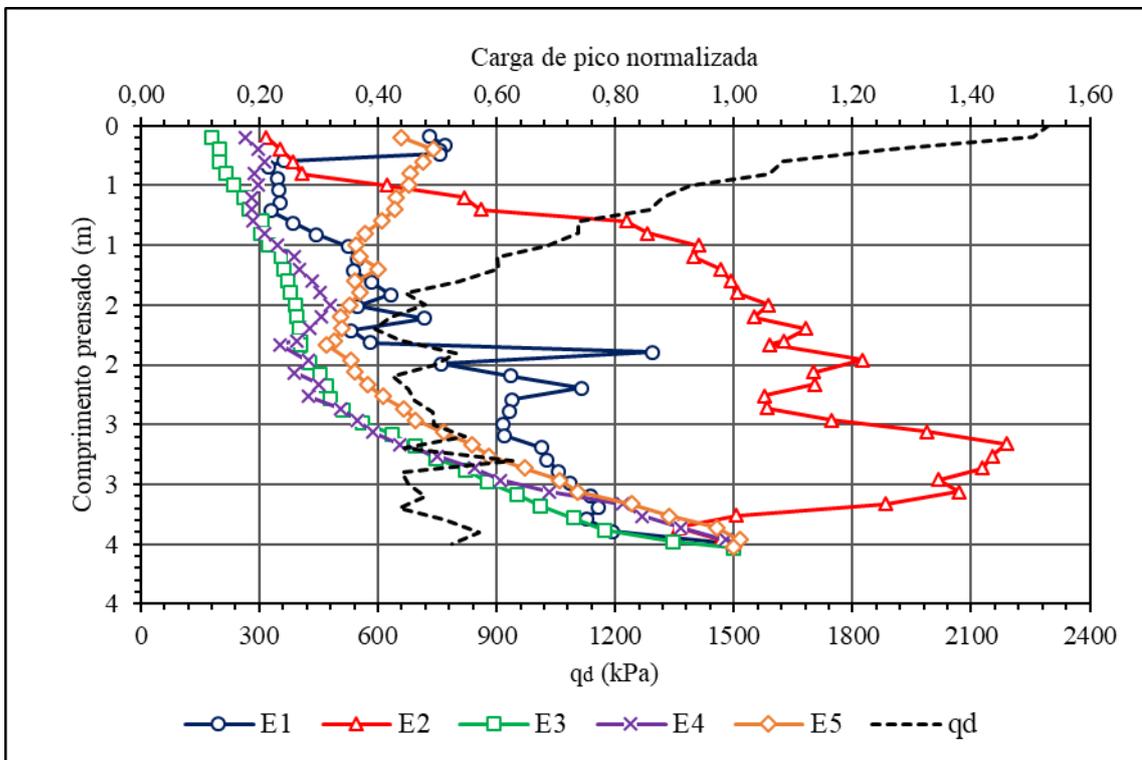


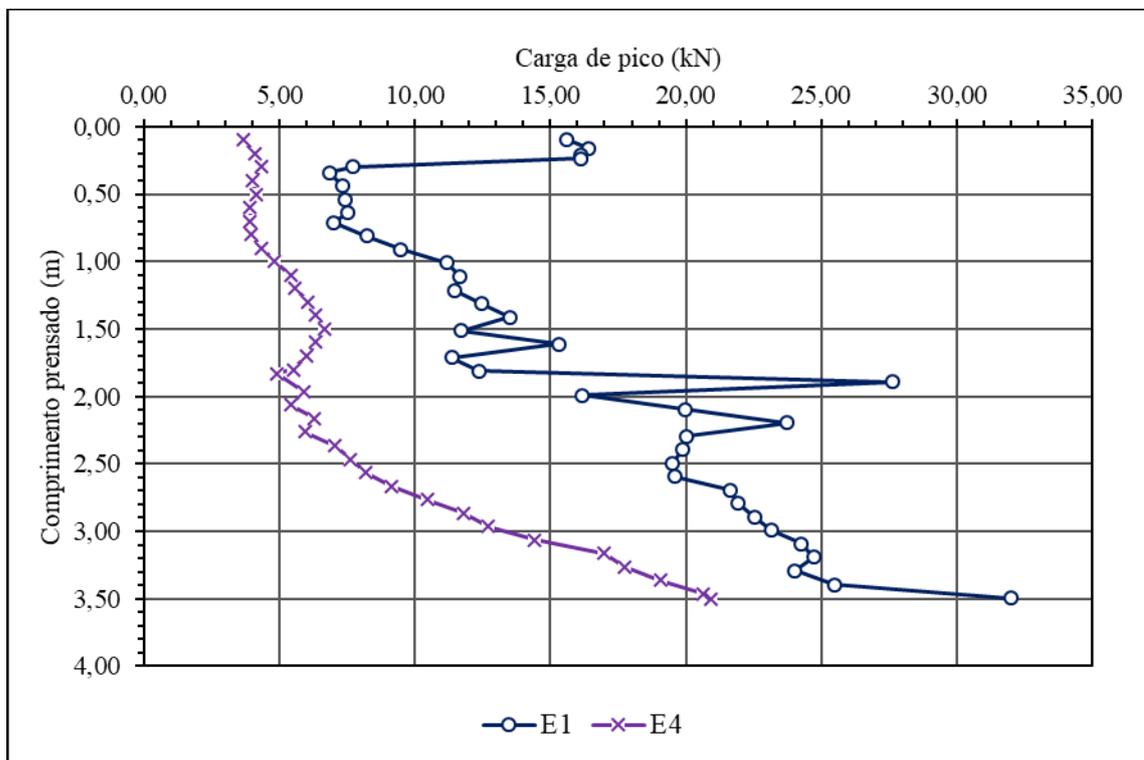
Figura 6.6 - Carga de pico normalizada pela carga ao final da prensagem, ao longo do comprimento das estacas



A Figura 6.7 mostra um comparativo de carga de pico durante a prensagem entre as estacas E1 e E4, de mesmas dimensões, porém instaladas em datas diferentes. A diferença entre o início

da instalação da E1 e o início da instalação da E4 foi de 82 dias. A chuva acumulada no período de 26/09/2018 a 17/12/2019, datas correspondentes ao início da instalação da E1 e E4 respectivamente, foi de 518,6 mm. A comparação mostra uma clara redução na resistência da estaca que pode ser explicada pela redução da sucção do solo devido ao aumento de umidade provocado pelas chuvas. Ao final da instalação as cargas de pico para a E1 e E4 foram, respectivamente, 31,99 kN e 20,94 kN, uma aumento de 52,8% da E4 para a E1. O efeito da umidade se mostrou expressivo para o solo do campo experimental, visto que ele se encontra numa condição não saturada, longe do nível freático e possui alta permeabilidade devido à alta porosidade.

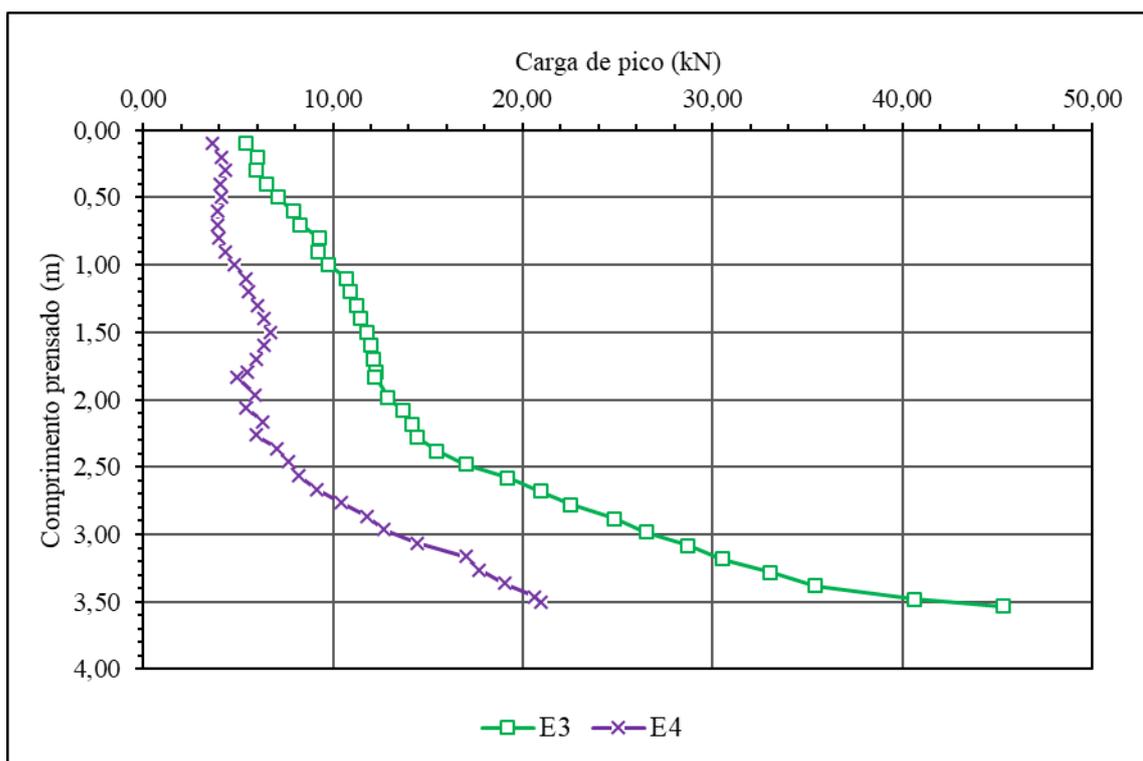
Figura 6.7 - Comparativo de carga de pico durante a prensagem entre estacas instaladas em datas diferentes - E1 e E4



A Figura 6.8 mostra um comparativo de carga de pico durante a prensagem entre as estacas E3 e E4, sendo que a estaca E3 possuía um diâmetro externo 44% maior do que a E4. A diferença de dias entre o início da instalação da E3 e o final do ensaio PC2 na E4 foi de 37 dias. A estaca E3 apresentou maior carga de pico durante toda a prensagem. Os valores das cargas ao final da instalação das estacas E3 e E4 foram, respectivamente, 45,33 kN e 20,94 kN, um aumento de 116,5% da E4 para a E3.

Visando-se normalizar os gráficos da Figura 6.8 quanto ao efeito do aumento do diâmetro da estaca, foi elaborado o gráfico da Figura 6.9, que mostra a carga de pico aplicada durante a prensagem dividida pela área de seção transversal da estaca considerando-a plena, para as estacas E3 e E4. Observa-se que, plotadas dessa forma, as curvas são bem coincidentes. Apesar desta normalização não significar fisicamente uma tensão aplicada ao solo pela estaca, a coincidência das curvas sugere que, em média, o comportamento das duas estacas foi semelhante quando se eliminam os efeitos do aumento do diâmetro, e que o aumento de resistência da E3 em relação à E4 se deve mais ao efeito do diâmetro maior da estaca do que a maiores tensões normais e cisalhantes aplicadas pelo solo à estaca, ou seja, a estaca de maior diâmetro não impôs um deslocamento maior do solo que resultasse em aumento de tensões mobilizadas.

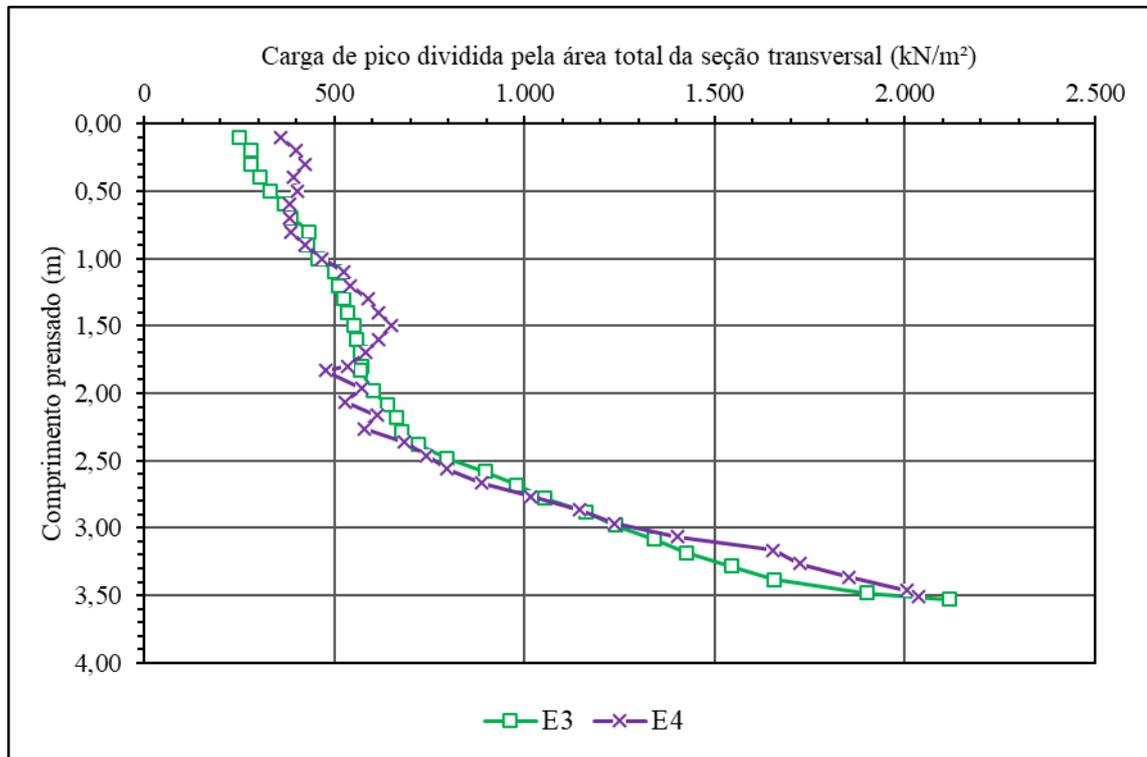
Figura 6.8 - Comparativo de carga de pico durante a prensagem entre estacas de diâmetros diferentes - E3 e E4



A Figura 6.10 mostra um comparativo de carga de pico durante a prensagem entre as estacas E4 e E5. Ambas tinham o mesmo diâmetro externo, porém a E4 possuía ponta aberta e a E5 ponta fechada. Observa-se, de início, que a E5 apresentou maior resistência do que a E4 no primeiro metro prensado, devido a sua ponta estar fechada. A partir daí, quando a estaca E4 se tamponou plenamente, as resistências das duas estacas ficaram próximas. Após 2,50 m de comprimento, as resistências começaram a apresentar uma tendência diferente da inicial e, ao

final da instalação, a E4 apresentou resistência maior do que a E5. Ao final da instalação as cargas de pico das estacas E4 e E5 foram, respectivamente 20,94 kN e 15,18 kN, uma redução de 37,9% da E5 para a E4.

Figura 6.9 - Carga de pico dividida pela área plena de seção transversal das estacas E3 e E4

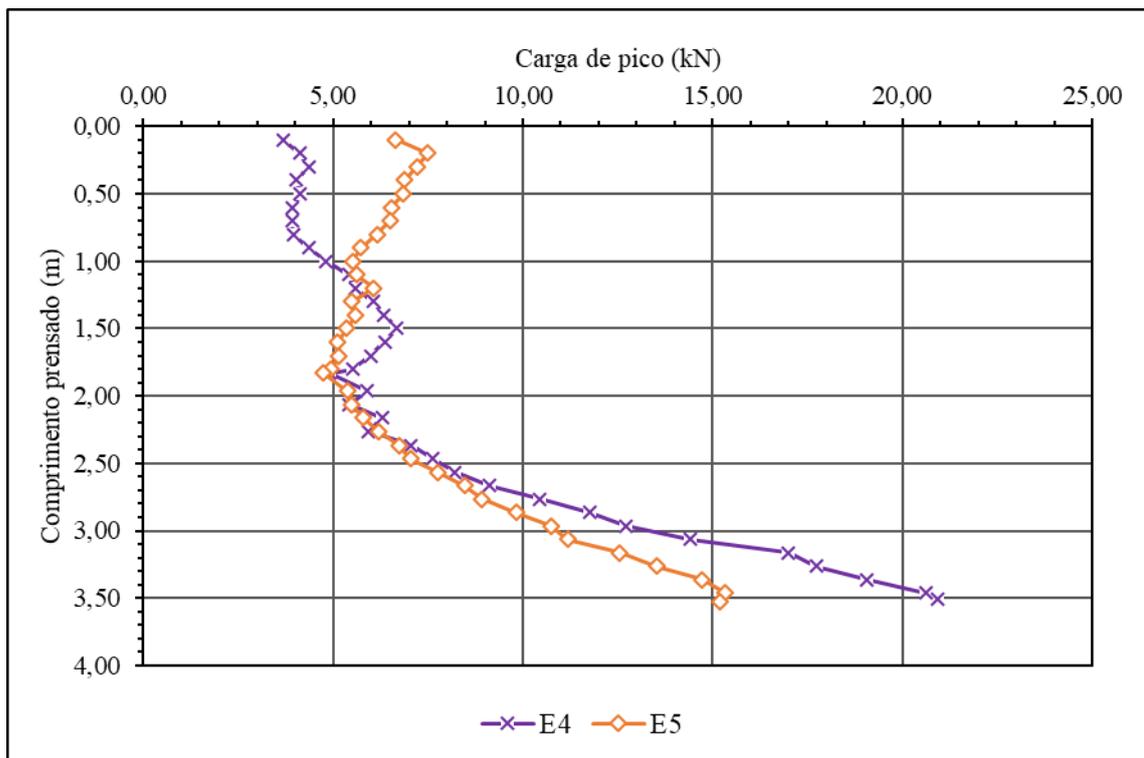


Jardine *et al.* (2005) relatam resultados experimentais que mostram que estacas de ponta aberta plenamente tamponadas apresentam resistência de ponta menor do que estacas de ponta fechada. Apesar disso, o fato da estaca E4 apresentar resistência maior do que a E5 ao final da instalação pode ser explicado devido a diferenças na rugosidade da ponta da estaca e efeitos de arqueamento na ponta da estaca de ponta aberta. Segundo Meyerhof (1955) a rugosidade da base de uma fundação tem influência na sua capacidade de carga. Este autor realizou análises teóricas e experimentais, concluindo que a capacidade de ponta de uma estaca ou sapata aumenta com o aumento da rugosidade da base. Análises mostraram que o fator de capacidade de carga adimensional N_{γ} , referente à parcela de resistência considerando um material com peso-próprio, de uma fundação com base perfeitamente lisa é metade do fator para base perfeitamente rugosa. Sendo assim, é possível que a rugosidade da base da E4, mais próxima de um modelo de base rugosa devido ao atrito do solo, tenha aumentado sua resistência em relação à estaca E5, que possuía uma chapa metálica na sua ponta e, portanto, sua base se aproxima mais de um modelo de base lisa. Já o efeito de arqueamento pode ter ocorrido devido

ao tampão de solo ser mais flexível do que uma chapa metálica, provocando uma mobilização maior de solo ao redor da ponta devido ao arqueamento.

Esses dois efeitos somados podem ter sido preponderantes no caso dos ensaios deste trabalho visto que o solo é de baixa resistência. São necessários mais ensaios comparando-se a resistência de estacas de ponta aberta e fechada para se verificar essa hipótese.

Figura 6.10 - Comparativo de carga de pico durante a prensagem entre uma estaca de ponta aberta e uma de ponta fechada - E4 e E5



Um comparativo foi feito entre as cargas medidas durante a prensagem e a carga de ruptura obtida ao final das provas de carga, para se verificar se a carga medida durante a prensagem poderia ser considerada uma previsão da carga última da estaca na prova de carga. As Tabelas 6.3 e 6.4 mostram esses comparativos para os ensaios PC1 e PC2 de cada estaca, respectivamente. São mostradas a carga última de cada estaca obtida na prova de carga e os valores de pico e residual de carga aplicada na prensagem no último trecho de 30 a 50 mm de comprimento prensado antes de cada prova de carga, bem como o percentual de diferença entre essa carga e a carga da prova de carga.

Observa-se que, para as estacas de ponta aberta (E1 a E4), houve uma maior variabilidade dos percentuais de diferença nos ensaios PC1 em relação aos ensaios PC2. De forma geral a carga residual serviu como um limite inferior para a carga última da estaca, exceto para o ensaio E5-

PC2, cuja estaca possuía ponta fechada, em que a carga residual foi maior do que a carga última. Já a carga de pico em alguns casos ultrapassou a carga última em cerca de 10%, porém poderia ser considerada uma previsão, ainda que apenas razoável, da carga última da estaca. As maiores discrepâncias entre as cargas da prensagem e da prova de carga foram encontradas nos ensaios E1-PC1, E2-PC2 e estaca E5.

Tabela 6.3 - Comparativo entre a carga na prensagem e carga última na prova de carga para os ensaios PC1

Ensaio PC1	Q _{ult} PC1 (kN)	Q _{ult} pico na prensagem	Q _{ult} residual na
		(kN) valor / diferença	prensagem (kN) valor / diferença
E1	25,70	12,36 / -51,9%	10,95 / -57,4%
E2	25,80	22,88 / -11,3%	19,40 / -24,8%
E3	11,98	12,21 / +2,0%	10,34 / -13,7%
E4	4,44	4,91 / +10,6%	3,91 / -11,9%
E5	4,50	4,75 / +5,6%	3,56 / -20,9%
Percentual médio - E1 a E4		-12,7%	-27,0%

Tabela 6.4 - Comparativo entre a carga na prensagem e carga última na prova de carga para os ensaios PC2

Ensaio PC2	Q _{ult} PC2 (kN)	Q _{ult} pico na prensagem	Q _{ult} residual na
		(kN) valor / diferença	prensagem (kN) valor / diferença
E1	33,62	31,99 / -4,8%	28,59 / -15,0%
E2	22,85	21,57 / -5,6%	19,01 / -16,8%
E3	45,85	45,33 / -1,1%	40,94 / -10,7%
E4	18,87	20,94 / +11,0%	18,52 / -1,9%
E5	11,89	15,18 / +27,6%	13,03 / +9,5%
Percentual médio - E1 a E4		-0,1%	-11,1%

O fato de a carga residual na prensagem ficar abaixo, porém próxima, na maioria dos casos, da carga última das provas de carga na maioria dos casos mostra que a instalação da estaca não alterou de forma significativa a solo ao redor da estaca. As variações observadas entre a carga na prensagem e a carga última na prova de carga podem ser explicadas pelos seguintes efeitos, que se combinam ou se anulam parcialmente:

- ◆ Cicatrização (*set up*) ou relaxação do solo: um aumento (cicatrização) ou uma diminuição (relaxação) da resistência da estaca podem ocorrer após decorrido um certo período do final da prensagem, devido a uma reorganização dos grãos de solo ao redor da estaca. Assim, após o tempo entre o fim da prensagem e o início da prova de carga a estaca pode ter ganhado ou perdido resistência;
- ◆ A diferença entre o atrito estático e o atrito cinético: o atrito lateral ocorrido durante a prensagem é menor devido a ser um atrito cinético, visto que a estaca está se movimentando em maior velocidade. Já o atrito ocorrido durante a prova de carga é maior devido a ser um atrito estático, visto que a estaca está a uma velocidade de recalque muito menor do que durante a prensagem;
- ◆ Equalização da poropressão de água após a prensagem: pode ocorrer uma equalização da poropressão de água no solo ao redor da estaca entre o final da prensagem e início da prova de carga, visto que a poropressão de altera com a deformação do solo provocada pela penetração da estaca. Este efeito é de menor influência no caso do solo do campo experimental, visto que ele se encontra em estado não saturado e possui uma alta permeabilidade devido à alta porosidade. A equalização que ocorreria seria somente da sucção matricial no solo ao redor da estaca;
- ◆ Cargas residuais aprisionadas na estaca devido à prensagem: as cargas residuais presentes na estaca após a prensagem podem alterar a sua resistência quando da data de execução da prova de carga.

6.2. COMPORTAMENTO DURANTE A PROVA DE CARGA

Analisa-se aqui o comportamento das estacas durante as provas de carga.

6.2.1. Análise dos ensaios de compressão

Conforme destacado no item anterior, a carga medida na prensagem da estaca serviu, em muitos casos, como um limite inferior da capacidade de carga das estacas nas provas de carga. A maioria do que foi analisado e discutido para as curvas de carga aplicada durante a prensagem, vale para a carga última medida nas provas de carga. A estaca E4, devido a ter sido afetada pela variação da umidade do solo, apresentou menor resistência do que a estaca E1, de mesmas dimensões, porém ensaiada numa data anterior à E4. A estaca E3 apresentou resistência

expressivamente maior do que a E4, de menor diâmetro. A estaca E4 apresentou resistência semelhante à estaca E5 no ensaio PC1 e maior resistência no ensaio PC2, sendo seu comportamento possivelmente influenciado por diferenças no comportamento da ponta de cada estaca.

As Figuras 6.11 e 6.12 mostram as curvas carga x recalque normalizadas das estacas para os ensaios PC1 e PC2 respectivamente. A normalização da carga foi feita em relação à carga máxima ocorrida no ensaio, correspondente à carga última. A normalização do recalque foi feita em relação ao diâmetro externo de cada estaca. As curvas plotadas assim permitem ver o nível de carga mobilizado de carga estaca para diferentes níveis de recalque em relação ao seu diâmetro. As Figuras 6.13 e 6.14 mostram uma ampliação das curvas normalizadas para o trecho próximo à ruptura, para melhor visualização dessa região.

As curvas normalizadas mostram que o nível de recalque ocorrido até próximo da ruptura para todas as estacas foi pequeno, sendo no máximo cerca de 5% D no ensaio E1-PC2. A maioria das estacas apresentou recalques em torno de 2% D próximo à ruptura. Este fato mostra que as estacas sofreram uma ruptura brusca, com poucas deformações plásticas antes da ruptura. Até o nível de carga de 75% Q_{ult} as curvas se mostraram aproximadamente lineares, com poucas deformações plásticas. As deformações plásticas do solo sob a ponta das estacas pouco influenciaram o seu desempenho. Também contribuiu para o formato linear das curvas carga x recalque o fato de serem estacas metálicas, que possuem menor atrito com o solo em relação às de concreto, e terem pequenos diâmetros, o que faz com que o volume de solo mobilizado pela ponta seja menor, levando a menores deformações plásticas.

As Figuras 6.15 e 6.16 mostram uma ampliação do trecho de descarregamento das curvas normalizadas. Observa-se que o nível de recalque recuperado pelas estacas foi em torno de 1% D , que corresponde à parcela elástica do recalque total. Assim, pode-se dizer que grande parte do recalque ocorrido durante o carregamento foi um recalque elástico.

Um ponto a se destacar na Figura 6.16 é em relação à fase de descarregamento no ensaio PC2 das estacas E4 e E5, de ponta aberta e ponta fechada respectivamente. Observa-se que o recalque recuperado pela estaca E4 no descarregamento foi maior que o da E5. A E4 recuperou um recalque de cerca de 1% D , enquanto a E5 recuperou um recalque de 0,7% D . Isso sugere que, em consonância com fato da resistência da E4 ter sido maior do que da E5, o volume de solo mobilizado na região da ponta da E4 foi maior do que da E5, o que provocou o maior retorno elástico de recalque. As diferenças de comportamento e rugosidade da ponta entre as

duas estacas pode ter provocado esse efeito, conforme argumentado anteriormente quanto à diferença na resistência das duas estacas.

Figura 6.11 - Curvas carga normalizada x recalque normalizado para os ensaios PC1

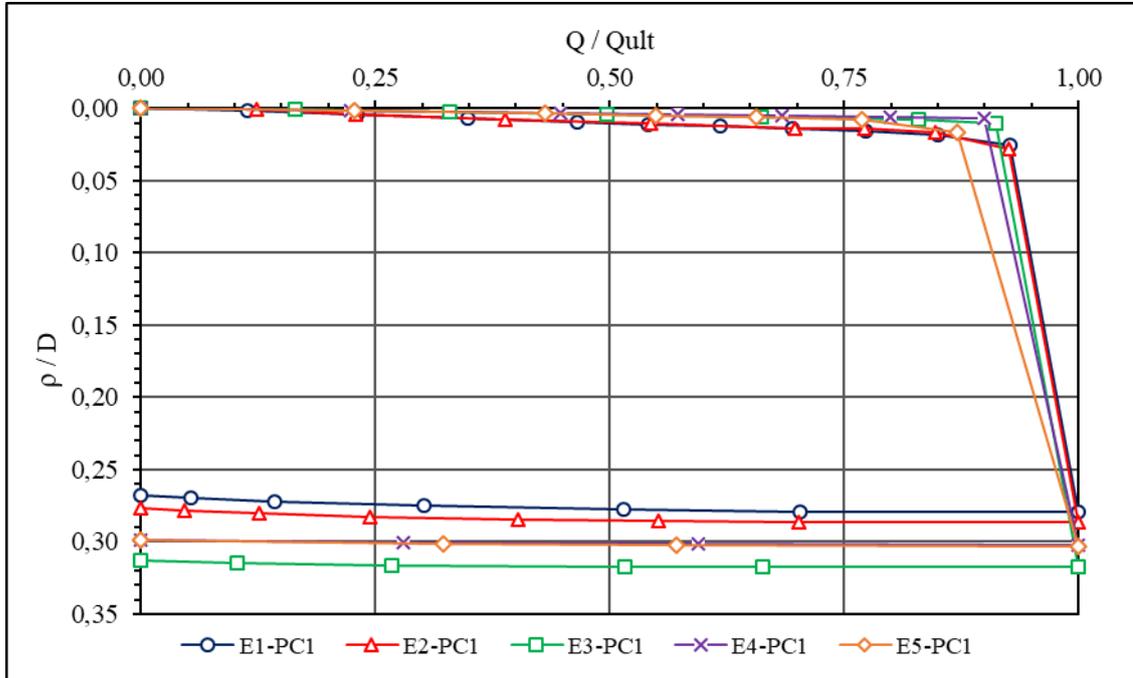


Figura 6.12 - Curvas carga normalizada x recalque normalizado para os ensaios PC2

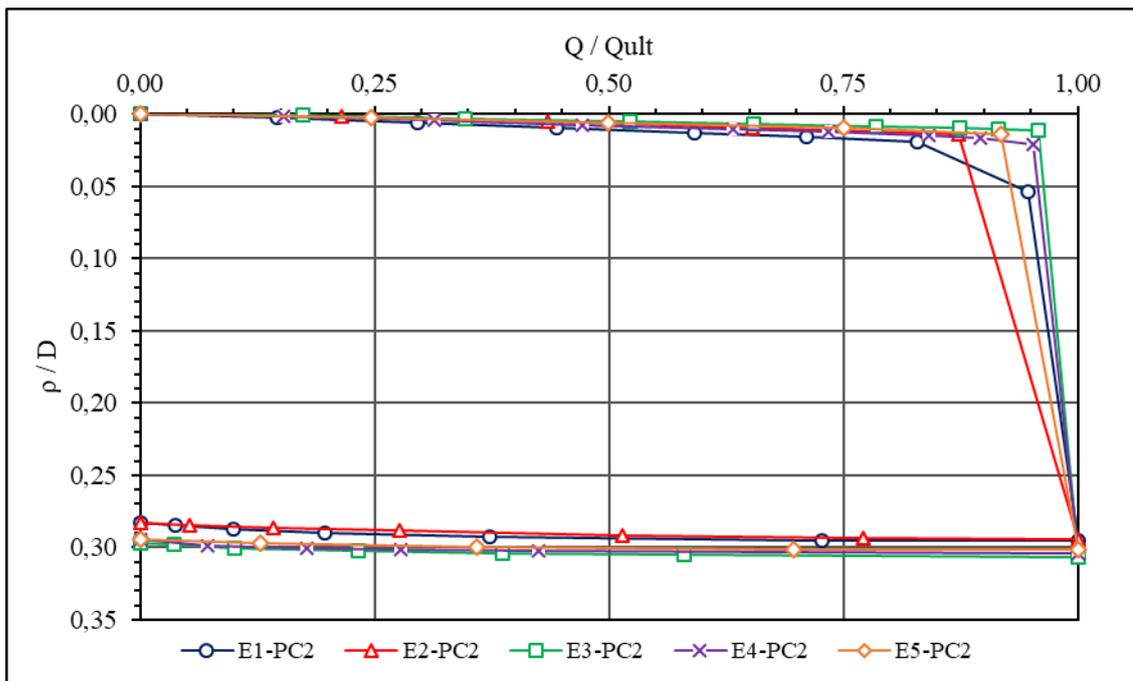


Figura 6.13 - Ampliação da curva normalizada próxima da ruptura para os ensaios PC1

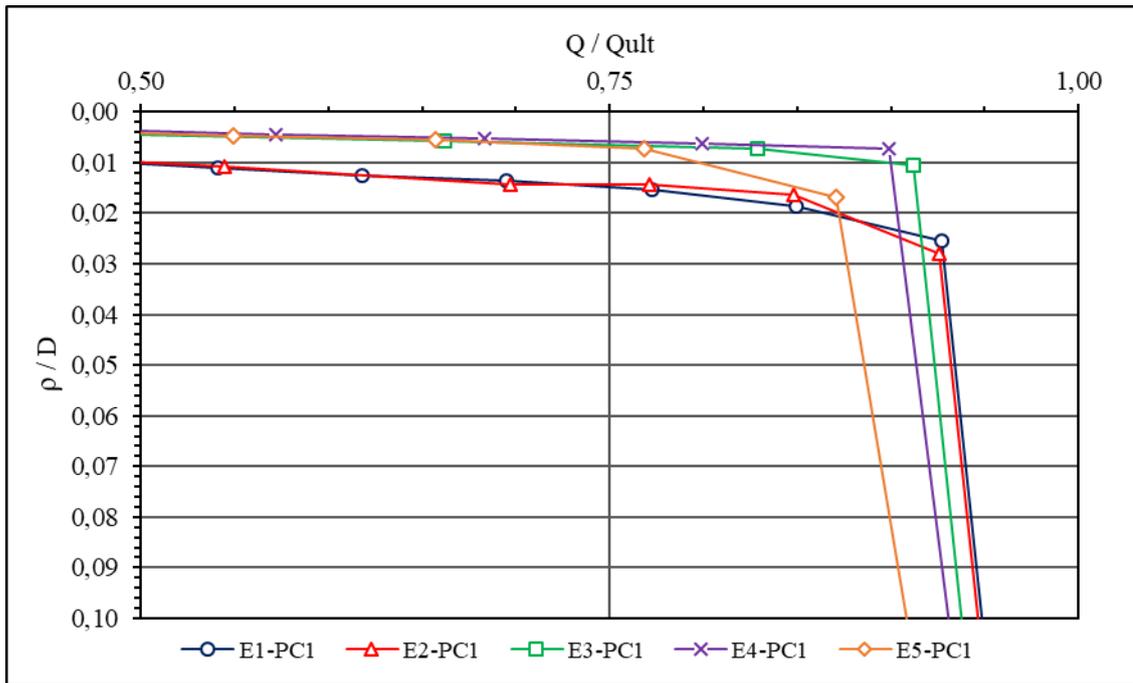


Figura 6.14 - Ampliação da curva normalizada próxima da ruptura para os ensaios PC2

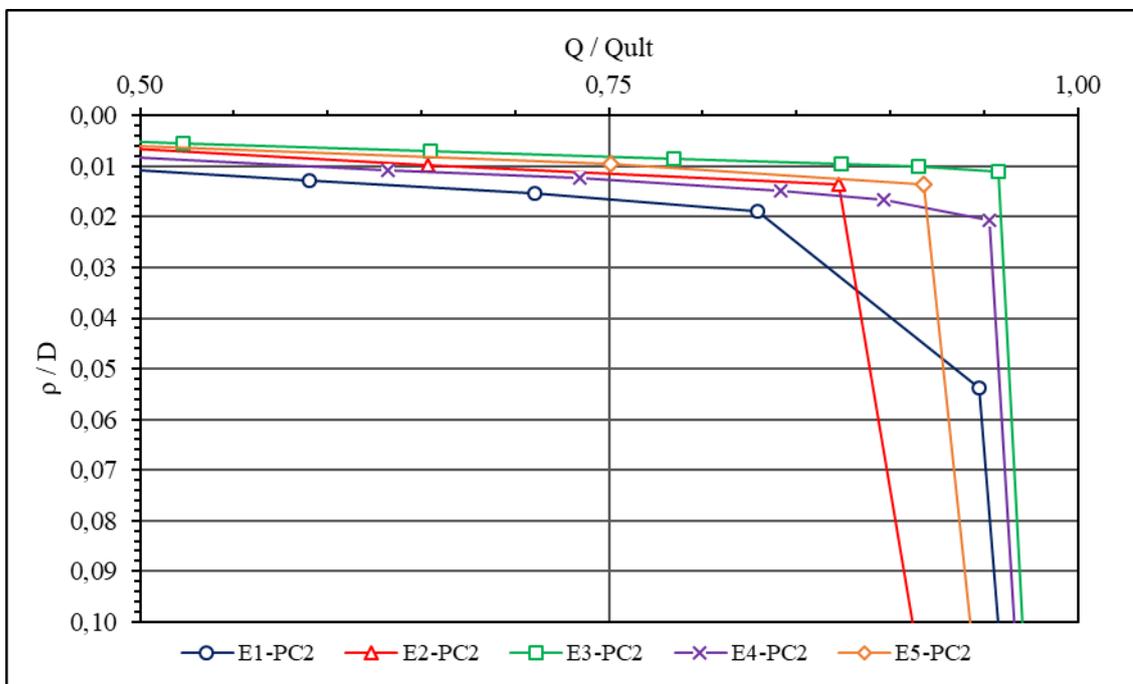


Figura 6.15 - Ampliação da curva normalizada no descarregamento para os ensaios PC1

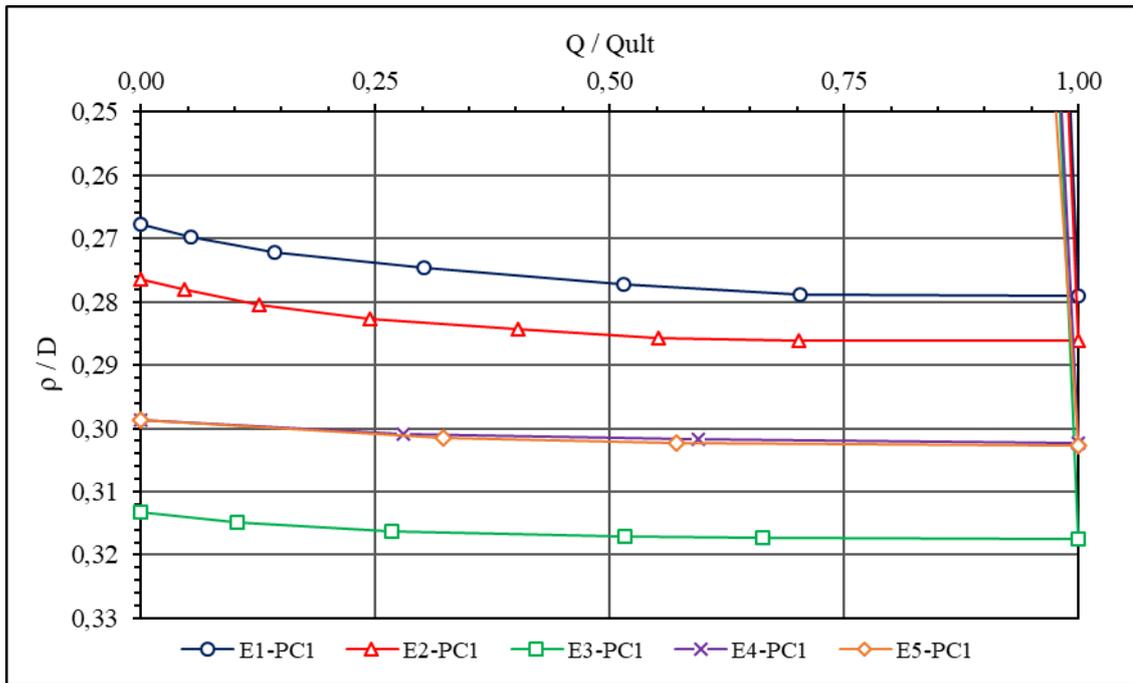
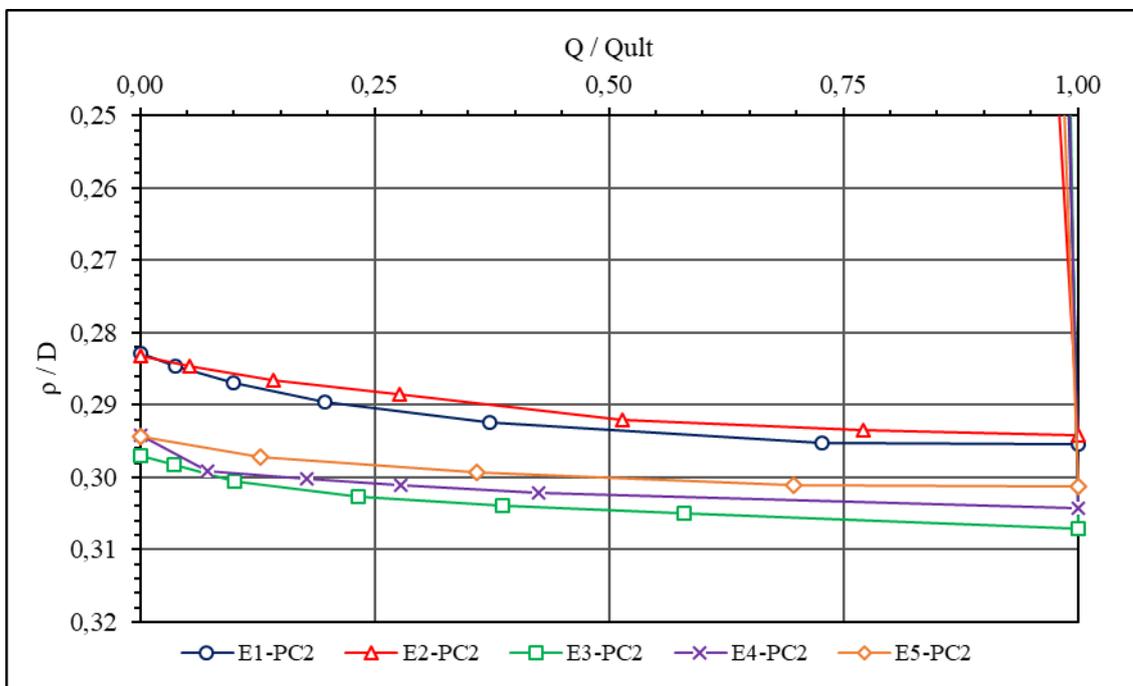


Figura 6.16 - Ampliação da curva normalizada no descarregamento para os ensaios PC2



Todo o descrito anteriormente sugere que a maior parte da resistência mobilizada durante o carregamento foi oriunda do atrito lateral, visto que as deformações relativas ocorridas são pequenas, da ordem de 2% D . Décourt, Albiero e Cintra (1998) afirmam que a deformação necessária à mobilização do atrito lateral em estacas, segundo alguns autores, é da ordem de

1% a 3% D em solos granulares, sendo essa deformação menor quanto menor for a rigidez da estaca e a rigidez do solo da ponta.

Foi calculada a rigidez de cada estaca para um nível de carga de 50% Q_{ult} , dividindo-se a carga pelo recalque correspondente. Os resultados desse cálculo são mostrados na Tabela 6.5. Houve aumento de rigidez entre os ensaios PC1 e PC2 para todas as estacas. A Tabela 6.6 mostra a carga última das estacas obtida das provas de carga e a variação da carga última entre os ensaios PC1 e PC2. Comparando-se as Tabelas 6.5 e 6.6, nota-se que o ganho de rigidez não significa necessariamente um ganho de resistência proporcional da estaca. A estaca E2 teve um ganho de rigidez, porém uma redução na resistência entre os ensaios PC1 e PC2. Já as estacas E4 e E5 tiveram ganho de rigidez e resistência, porém o ganho de resistência foi muito maior do que o ganho de rigidez.

Tabela 6.5 - Rigidez calculada para 50% de Q_{ult}

Estaca	Rigidez k (kN/mm)		
	PC1	PC2	Diferença
E1	11,02	13,52	+22,7%
E2	11,42	15,03	+31,6%
E3	8,13	27,15	+233,9%
E4	5,26	9,95	+89,3%
E5	4,79	8,82	+84,3%

Comparando-se as estacas E1 e E4, de mesmas dimensões, porém executadas em datas diferentes, observa-se que, nos ensaios PC1, a redução de rigidez e de resistência foi de 52,3% e 82,7%, respectivamente, da estaca E1 para a estaca E4. Para os ensaios PC2, a redução foi de 26,4% e 43,9%, respectivamente para a rigidez e resistência. Assim, constata-se que a resistência foi mais sensível do que a rigidez quanto a variações de umidade que ocorreram no solo, reduzindo-se percentualmente mais do que a rigidez com o aumento da umidade do solo.

Visando-se determinar a influência do encurtamento das estacas no seu recalque, calculou-se o encurtamento elástico teórico máximo das estacas para cada um dos ensaios realizados. Esse cálculo foi feito considerando toda a carga da estaca suportada pela ponta, ou seja, esse é o máximo encurtamento possível da estaca para a carga aplicada. Foi considerado o módulo de elasticidade de 205 GPa para o material da estaca. Os resultados são mostrados na Tabela 6.7, tanto do valor calculado quanto da porcentagem do diâmetro de cada estaca.

Tabela 6.6 - Carga última nas provas de carga à compressão

Estaca	Q _{ult} (kN)		
	PC1	PC2	Diferença
E1	25,7	33,62	+30,8%
E2	25,8	22,85	-11,4%
E3	11,98	45,85	+282,7%
E4	4,44	18,87	+325,0%
E5	4,5	11,89	+164,2%

Tabela 6.7 - Encurtamento elástico teórico máximo das estacas

Estaca	Encurtamento elástico ΔL (mm / %D)	
	PC1	PC2
E1	0,148 / 0,13% D	0,373 / 0,33% D
E2	0,115 / 0,10% D	0,196 / 0,17% D
E3	0,043 / 0,03% D	0,321 / 0,19% D
E4	0,026 / 0,02% D	0,210 / 0,18% D
E5	0,026 / 0,02% D	0,132 / 0,12% D

Percebe-se que o encurtamento elástico máximo das estacas é pequeno, variando de 0,12% *D* a 0,33% *D* nos ensaios PC2. Se for levada em consideração a hipótese da carga sendo resistida somente por atrito, os encurtamentos elásticos seriam da ordem de metade dos valores da Tabela 6.7. Logo, os recalques medidos durante as provas de carga foram pouco influenciados pelo encurtamento elástico das estacas.

6.2.2. Análise dos ensaios de tração

Os ensaios de tração realizados sofreram com alguns problemas, oriundos da incerteza quanto à resistência à tração das estacas e quanto ao passo mínimo de carga aplicável pelo macaco hidráulico.

No ensaio E2-PC3, o passo de carga adotado não foi pequeno o suficiente para se obter mais pontos da curva carga x recalque, tendo sido obtidos somente 2 pontos. O mesmo problema ocorreu com o ensaio E4-PC3. No ensaio E5-PC3 foi adotado um passo de carga de 0,5 kN, o

mínimo aplicável com o macaco hidráulico utilizado nos ensaios. Nesse ensaio a estaca rompeu efetivamente no segundo passo de carga, com cerca de 0,88 kN, no ponto marcado no gráfico da Figura 5.23. Prosseguiu-se o tracionamento da estaca com a medição de cargas e observou-se que a carga medida aumentou para recalques progressivamente maiores, até um máximo de cerca de 2,50 kN, apesar de não corresponderem a valores estabilizados de recalque. Mais ensaios são necessários para se verificar este comportamento.

A Tabela 6.8 mostra a carga para um deslocamento de 10% D do topo da estaca nos ensaios PC3, bem como a razão entre essa carga e carga última dos ensaios PC2. Observa-se que a razão variou de 6,1% a 16,2% para as estacas E1, E2, E4 e E5, de menor diâmetro externo em relação à E3. Já para esta estaca a razão foi 32,5%. Isso mostra que a estaca E3 desenvolveu mais tensões cisalhantes laterais do que as outras estacas, e sugere que esta estaca, possuindo mais área lateral do que as outras, desenvolveu um melhor contato com o solo ao redor, aumentando-se assim o atrito mobilizado.

Apesar de ser útil comparar a resistência dos ensaios PC3, que correspondem à estaca mobilizada somente à atrito lateral, com a resistência medida nos ensaios à compressão, mais estudos são necessários para se verificar a diferença de comportamento entre os atritos à compressão e à tração. Segundo Jardine *et al.* (2005), em estacas tracionadas, menores tensões normais e cisalhantes se desenvolvem na superfície da estaca, isso porque a transferência de tensões cisalhantes da estaca para o solo reduz o regime de tensões de compressão ao redor da estaca, corroborando com isso os efeitos da rotação dos eixos principais de tensão e os efeitos de Poisson elásticos.

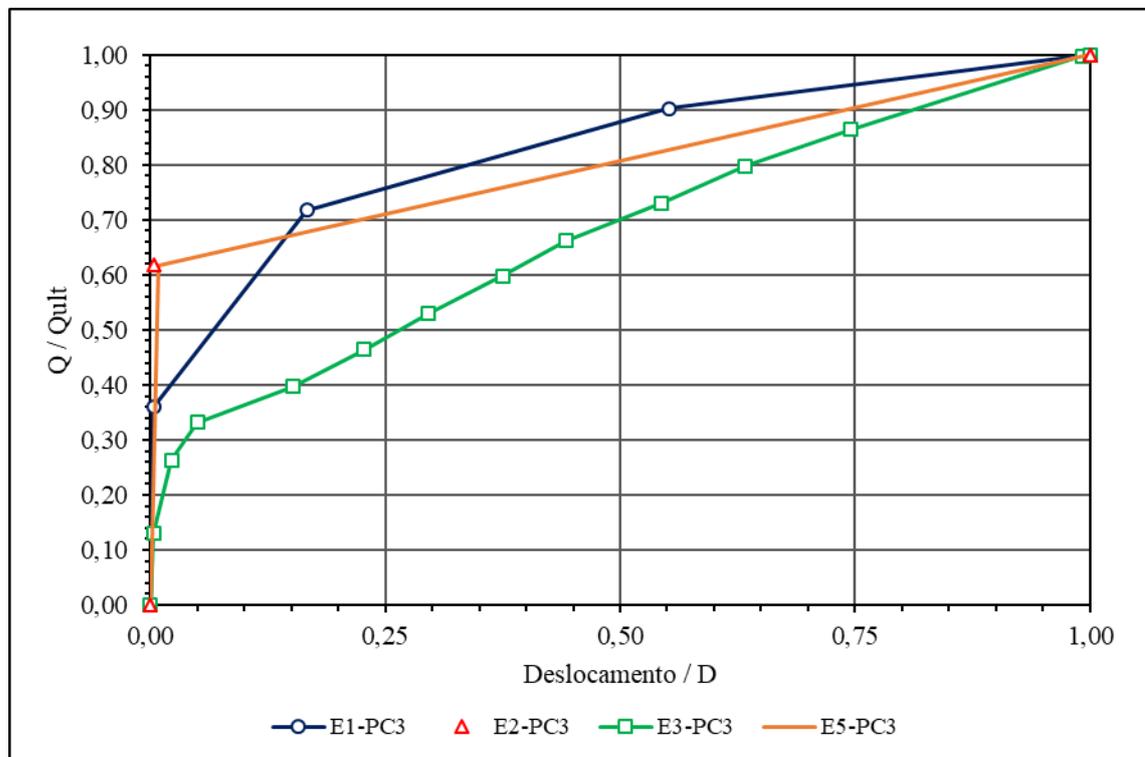
Tabela 6.8 - Carga última no ensaio PC3 para deslocamento de 10% D e comparação com o ensaio PC2

Estaca	Q_{ult} (kN)		
	PC3 - tração	PC2 - compressão	PC3 / PC2 (%)
E1	5,43	33,62	16,2%
E2	2,36	22,85	10,3%
E3	14,92	45,85	32,5%
E4	1,90	18,87	10,1%
E5	0,73	11,89	6,1%

A Figura 6.17 mostra as curvas carga x deslocamento normalizadas para as estacas E1, E2, E3 e E5. A estaca E4 não foi incluída visto que somente um ponto da curva carga x deslocamento

foi obtido. A normalização foi feita em relação à carga correspondente a um deslocamento de 10% D do topo da estaca. Observa-se que as curvas de melhor traçado e com mais pontos foram das estacas E1 e E3. As curvas das estacas E2 e E5 se encontram sobrepostas.

Figura 6.17 - Curvas carga normalizada x deslocamento normalizado para os ensaios PC3



CAPÍTULO 7

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Neste capítulo são mostrados os resultados da aplicação dos diferentes métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas tubulares de ponta aberta e de outros métodos semiempíricos utilizados correntemente na prática brasileira, bem como uma comparação de tais resultados com os obtidos nos ensaios realizados.

Conforme descrito no Capítulo 3, foram utilizados 6 métodos de cálculo de capacidade de carga presentes na literatura. Os métodos escolhidos foram os seguintes:

- ◆ Aoki-Velloso (1975);
- ◆ Décourt-Quaresma (1978, 1996);
- ◆ API (2000);
- ◆ ICP-05 (2005);
- ◆ UWA-05 (2005);
- ◆ HKU-12 (2012).

7.1. PREMISSAS DE CÁLCULO

Para o cálculo da capacidade de carga das estacas foi necessária a adoção de certas premissas de cálculo, pelas seguintes razões:

- ◆ Certos parâmetros não foram obtidos pela metodologia de caracterização utilizada ou são de difícil determinação e precisam ser estimados. Exemplos: peso específico natural do solo, ângulo de atrito à volume constante da interface solo-estaca, módulo de cisalhamento;
- ◆ Certos coeficientes fazem parte das formulações e precisam ser adotados. Exemplos: coeficientes dependentes do tipo de solo dos métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1996), fatores dependentes do tipo de estaca desses mesmos métodos, coeficiente de empuxo lateral do solo, coeficiente de capacidade de carga da ponta.

Nos próximos itens são apresentados os coeficientes e parâmetros adotados para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos escolhidos.

7.1.1. Premissas do método Aoki-Velloso (1975)

O método Aoki-Velloso (1975) é um método semiempírico baseado originalmente no ensaio CPT para o cálculo da capacidade de carga de diversos tipos de estacas. Na prática brasileira, este método é utilizado em conjunto com dados de sondagem SPT por meio de uma correlação entre q_c e N_{SPT} , utilizando-se um coeficiente de proporcionalidade K_{AV} , dependente do tipo de solo. O atrito lateral é expresso em função de q_c por meio da razão de atrito α_{AV} . Dois fatores, F_1 e F_2 , são utilizados para se correlacionar a resistência de ponta unitária e a resistência lateral unitária com q_c , levando em consideração o efeito de escala e do método construtivo da estaca. Adota-se para a ponta o N_{SPT} da camada em que ela se apoia, enquanto que, para o atrito lateral, divide-se a estaca diversos segmentos, adotando-se o valor de N_{SPT} da cota de cada segmento. As Equações 7.1 e 7.2 resumem o método (CINTRA, AOKI, 2010):

$$r_{P_{AV}} = \frac{q_c}{F_1} = \frac{K_{AV} N_{SPT}}{F_1} \quad (7.1)$$

$$r_{L_{AV}} = \frac{\alpha_{AV} K_{AV} N_{SPT}}{F_2} \quad (7.2)$$

onde:

$r_{P_{AV}}$ = resistência unitária de ponta do método Aoki-Velloso (1975) (kPa);

$r_{L_{AV}}$ = resistência unitária lateral do método Aoki-Velloso (1975) (kPa);

q_c = resistência estática de ponta do CPT (kPa);

F_1 = fator de correlação para a ponta;

F_2 = fator de correlação para o atrito lateral;

α_{AV} = razão de atrito (%);

K_{AV} = coeficiente de correlação para o N_{SPT} (MPa);

Para os cálculos realizados neste trabalho, foram utilizados os valores de K_{AV} e α_{AV} para areia siltosa, conforme a classificação do solo feita. Foram adotados os fatores F_1 e F_2 para estacas do tipo metálica, apesar de que não foi possível verificar se tais fatores se referem a estacas

metálicas de perfil aberto (estacas de pequeno deslocamento) ou perfil fechado (estacas de grande deslocamento, quando tamponadas). A Tabela 7.1 mostra os valores adotados dos coeficientes.

Tabela 7.1 - Valores adotados dos coeficientes do método Aoki-Velloso (1975)

Coeficiente	Valor adotado
K_{AV}	0,80 MPa
α_{AV}	2,0%
F_1	1,75
F_2	3,50

7.1.2. Premissas do método Décourt-Quaresma (1978, 1996)

Segundo Décourt, Albiero e Cintra (1998), o método Décourt-Quaresma (1978, 1996) é um método originalmente desenvolvido para estacas de grande deslocamento, baseado no ensaio SPT. A resistência de ponta unitária é relacionada ao N_{SPT} médio da ponta por meio de um coeficiente C_{DQ} dependente do tipo de solo. A média do N_{SPT} é feita com os valores medidos da ponta da estaca e 1 m acima e 1 m abaixo dela. A resistência lateral unitária está relacionada ao N_{SPT} médio do fuste da estaca, excluindo da média os valores utilizados para se calcular a média de N_{SPT} da ponta.

As Equações 7.3 e 7.4 resumem o método para estacas de grande deslocamento (CINTRA, AOKI, 2010):

$$r_{PDQ} = C_{DQ} N_{pDQ} \quad (7.3)$$

$$r_{LDQ} = 10 \left(\frac{N_{LDQ}}{3} + 1 \right) \quad (kPa) \quad (7.4)$$

onde:

r_{PDQ} = resistência unitária de ponta do método Décourt-Quaresma (1978) (kPa);

r_{LDQ} = resistência unitária lateral do método Décourt-Quaresma (1978) (kPa);

C_{DQ} = coeficiente de correlação do SPT (kPa);

N_{pDQ} = média de N_{SPT} na ponta da estaca (kPa);

N_{LDQ} = média de N_{SPT} no fuste da estaca (kPa).

Para os cálculos realizados foram consideradas as estacas de ponta aberta como estacas de grande deslocamento, visto que, em todas as estacas ensaiadas, na maior parte do seu comprimento, elas estavam totalmente tamponadas. O valor de C_{DQ} adotado foi de 400 kPa, valor referente a solos arenosos (CINTRA, AOKI, 2010), em conformidade com a classificação feita do solo.

7.1.3. Peso específico natural do solo em campo

Os métodos escolhidos para o cálculo da capacidade de carga, exceto Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), necessitam, como dado de entrada, as tensões geostáticas no fuste da estaca, para o cálculo do atrito lateral. Para o método API é necessária também a tensão geostática na ponta da estaca. As tensões geostáticas são calculadas a partir do peso específico natural do solo em campo e da altura de solo acima da cota analisada. Neste trabalho não foram coletadas amostras indeformadas que permitiriam a determinação do índice de vazios e do peso específico seco do solo de forma direta. Assim, foi necessária a determinação do peso específico de forma indireta, através da adoção de um índice de vazios para o solo e da umidade do perfil medida em campo.

Estudos realizados na UFG em solos de Goiânia-GO semelhantes ao solo do campo experimental determinaram o índice de vazios em amostras indeformadas. Gomes (2015) determinou o índice de vazios de um bloco indeformado extraído a 5,0 m de profundidade de uma obra localizada a 4,4 km de distância do campo experimental, em Goiânia-GO. O índice de vazios médio encontrado foi de 1,19, com valores mínimos e máximos de 0,93 e 1,58 no mesmo bloco indeformado. A amostra coletada, considerando a distribuição granulométrica obtida sem a utilização de defloculante, apresentou teores de argila, silte, areia e pedregulho de 0,00%, 42,97%, 56,59% e 0,44%, respectivamente. O N_{SPT} até a profundidade de 5,0 m apresentou valores de 2 a 5 golpes. Classifica-se assim o solo do trabalho de Gomes (2015) até 5,0 m de profundidade como uma areia siltosa fofa a pouco compacta de coloração avermelhada, semelhante ao encontrado no campo experimental.

Dias (2016) extraiu amostras indeformadas a 2,7 m de profundidade de uma obra próxima à do trabalho de Gomes (2015), localizada a 4,2 km de distância do campo experimental. Uma retroanálise feita nos dados de peso específico natural, massa específica dos grãos e umidade

medida em campo, obtidos por Dias (2016), mostrou que o índice de vazios do solo estudado foi de 1,02. O solo da amostra apresentou-se semelhante ao encontrado no campo experimental, quanto a valores de N_{SPT} , distribuição granulométrica e coloração.

Tendo em vista o descrito acima, foi adotado um índice de vazios de 1,10, determinado pela média dos valores obtidos das amostras de Gomes (2015) e Dias (2016), para a determinação do peso específico natural do solo do campo experimental, utilizando-se a equação abaixo:

$$\gamma_n = \rho_s g \frac{1 + w}{1 + e_0} \quad (7.5)$$

onde:

γ_n = peso específico natural do solo em campo (kN/m³);

ρ_s = massa específica dos sólidos (kg/m³);

g = aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

w = umidade gravimétrica;

e_0 = índice de vazios.

A massa específica dos sólidos foi determinada durante a caracterização, para cada metro de profundidade. Foi adotada a umidade gravimétrica obtida na coleta do dia 14/11/2018, mais próxima da data de realização dos ensaios. Assim, a Tabela 7.2 mostra o peso específico natural estimado do solo a cada metro, utilizado para os cálculos da capacidade de carga.

Tabela 7.2 - Valores estimados do peso específico natural do solo

Profundidade (m)	γ_n (kN/m ³)
0,0 a 1,0	15,4
1,0 a 2,0	15,5
2,0 a 3,0	15,4
3,0 a 4,0	14,8
4,0 a 5,0	14,5
5,0 a 6,0	15,7

7.1.4. Correlação entre q_c e q_d

Para o cálculo da capacidade de carga por métodos baseados no CPT, são necessários perfis de resistência estática de cone q_c do solo. Neste trabalho foram realizados ensaios de penetração

dinâmica de cone tipo PANDA 2, obtendo-se perfis de resistência dinâmica de cone q_d . Assim, há a necessidade de uma correlação entre q_c e q_d para a aplicação dos métodos de cálculo. É possível encontrar na literatura algumas correlações feitas entre q_d obtido pelo PANDA e q_c obtido pelo CPT, conforme mostrado no Capítulo 2. Tendo-se em vista os dados e correlações apresentados, para este trabalho foi utilizada a correlação $q_c = q_d$, visto que, dentre os estudos analisados, esta correlação se mostra adequada, tanto de uma forma geral para vários tipos de solo, quanto de forma específica para areias, que é o caso do solo deste trabalho.

7.1.5. Premissas do método API

O método API foi utilizado conforme a formulação mostrada no Capítulo 2, considerando solo arenoso. A Tabela 7.3 mostra os valores dos coeficientes adotados para a formulação.

Tabela 7.3 - Valores adotados dos coeficientes do método API

Coefficiente	Valor adotado
K	0,8 para estaca não tamponada e 1,0 para estaca tamponada ou de ponta fechada
δ	$0,75 \times 25^\circ = 19^\circ$
N_q	8

O ângulo de atrito da interface solo-estaca foi calculado como 3/4 do ângulo de atrito do solo, adotado como sendo 25° (areia fofa). API (2000) recomenda que o ângulo de atrito da interface seja de 15° para areias fofas quando outros dados não forem disponíveis. O fator N_q de capacidade de carga foi adotado conforme recomendação do API (2000) para areias fofas. O atrito interno à estaca foi calculado a partir da altura do tampão medida nos ensaios. As tensões geostáticas no fuste da estaca foram calculadas a partir da altura de terra na cota em análise e do peso específico natural do solo.

7.1.6. Premissas dos métodos ICP-05, UWA-05 e HKU-12

Os métodos ICP-05, UWA-5 e HKU-12 utilizam como dados de entrada a geometria da estaca, o perfil de q_c , as tensões geostáticas e o ângulo de atrito da interface solo-estaca. O método UWA-05 necessita dos dados de IFR medidos ao longo da instalação e o método HKU-12 necessita do PLR medido ao final da instalação.

O perfil de q_c foi adotado como sendo igual ao perfil de q_d médio obtido pelos ensaios PANDA para a ponteira de 10 cm², conforme a correlação apresentada anteriormente para areias. A ponteira de 10 cm² foi escolhida devido a ter a mesma área de ponta do cone padrão do CPT. A média de q_c necessária para o cálculo da resistência de ponta foi calculada numa faixa de 1,5 D_{ext} da estaca acima e 1,5 D_{ext} abaixo da ponta da estaca, visto que, conforme os autores dos métodos, essa faixa de cálculo da média é adequada quando os valores q_c próximos à ponta da estaca não variem significativamente, o que é o caso.

As tensões geostáticas foram calculadas conforme explicado anteriormente para o método API. O ângulo de atrito a volume constante da interface solo-estaca foi calculado conforme a recomendação de cada método, seguindo o exposto no Capítulo 2. O método HKU-12 utiliza a mesma recomendação de ângulo de atrito da interface que o método UWA-05. A Tabela 7.4 mostra o ângulo de atrito da interface solo-estaca determinado conforme os gráficos de cada método de cálculo, a partir do D_{50} do solo em cada profundidade.

Tabela 7.4 - Ângulo de atrito da interface solo-estaca determinado conforme a recomendação de cada método

Profundidade (m)	D_{50} (mm) - sem defloculante	δ_{cv} (graus)	
		ICP-05	UWA-05
0,0 a 1,0	0,074	33,4	28,8
1,0 a 2,0	0,071	33,8	28,8
2,0 a 3,0	0,070	33,8	28,8
3,0 a 4,0	0,075	33,4	28,8

7.2. RESULTADOS DOS CÁLCULOS

Apresentam-se os resultados dos cálculos realizados utilizando-se os métodos de cálculo de capacidade de carga escolhidos. Para a comparação dos valores calculados com os valores medidos foi necessário considerar um valor como sendo a capacidade de carga da estaca. Conforme mostrado no Capítulo 6, as curvas carga x recalque de todas as estacas se mostraram aproximadamente lineares durante quase todo o trecho de carregamento, com um recalque pequeno até a ruptura, sendo esta relativamente brusca, com pequenas deformações plásticas antes da ruptura. Devido aos intervalos de carga adotados terem sido pequenos nos últimos estágios de carga, a carga real de ruptura se encontra num trecho estreito entre a última e a penúltima carga medida, no trecho de carregamento. Para a análise feita, nos ensaios de

compressão foi adotada como a carga última de cada ensaio a carga do penúltimo ponto medido no trecho de carregamento, ponto esse que corresponde a um recalque estabilizado. Para os ensaios de tração foi adotada como carga última aquela correspondente a um recalque de 10% do diâmetro da estaca, obtido por interpolação linear entre os pontos do gráfico mais próximos deste valor de recalque.

As Tabelas 7.5 a 7.9 mostram, para as estacas E1 a E5, a carga última considerada para a análise, a carga última calculada pelos diversos métodos escolhidos e a razão entre o valor calculado e o valor medido da carga última, para os ensaios PC1, PC2 e PC3 de cada estaca. A razão entre o valor calculado e o valor medido, chamado de razão C/M, é um parâmetro que indica a precisão do método, sendo que quanto mais próximo de 1,0 melhor o seu desempenho para o caso em questão. Valores abaixo de 1,0 significam que o método foi conservador para o caso analisado e valores acima de 1,0 significam que ele não foi conservador para o caso.

7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS CÁLCULOS

Analisando-se as Tabelas 7.5 a 7.9 é possível observar algumas tendências nos valores de resistência lateral e resistência de ponta calculados pelos diferentes métodos. Comparando-se os métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) observou-se que eles são discrepantes na resistência lateral calculada, sendo essa discrepância menor para a resistência de ponta. Tal discrepância na resistência lateral pode ser explicada pelos parâmetros de cada método e pela forma como cada método especifica o cálculo do atrito lateral. No método Aoki-Velloso (1975) o cálculo é feito somando-se o atrito local a cada profundidade ao longo do fuste da estaca, enquanto que, no método Décourt-Quaresma (1978), calcula-se um atrito médio em todo o fuste da estaca. É importante lembrar também que os valores de N_{SPT} medidos são baixos, e esses métodos, na sua origem, não foram ajustados para uma faixa de valores tão pequenos de N_{SPT} .

Os métodos ICP-05, UWA-05 e HKU-12 apresentaram valores próximos entre si de resistência lateral calculada, para todos os ensaios realizados. Tal resultado é esperado, visto que os três métodos possuem formulações semelhantes para o cálculo da resistência lateral. A diferença que se tem é que o método ICP-05 não utiliza a medida direta do grau de tamponamento da estaca no cálculo do atrito, enquanto o método UWA-05 considera essa medida através do IFR; e o método HKU-12, por sua vez, pelo PLR. Quanto à resistência de ponta, ocorre uma discrepância maior entre os métodos UWA-05 e HKU-12 em relação ao ICP-05. Este método

apresenta uma formulação para a resistência de ponta diferente dos outros dois, em que considera um efeito de escala entre a estaca e o cone do CPT, através da razão entre os diâmetros da estaca e do cone.

Tabela 7.5 - Estaca E1 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido

E1 - PC1 - L = 1813 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC1 - valor medido	-	-	23,82	-
Aoki-Velloso (1975)	4,77	4,70	9,47	0,40
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	12,94	5,48	18,43	0,77
API	4,55	2,85	7,40	0,31
ICP-05	9,17	2,63	11,80	0,50
UWA-05	8,58	4,22	12,80	0,54
HKU-12	11,43	4,06	15,49	0,65
E1 - PC2 - L = 3494 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC2 - valor medido	-	-	31,85	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	18,81	27,93	0,88
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,57	21,94	41,51	1,30
API	14,50	4,81	19,30	0,61
ICP-05	16,59	3,12	19,71	0,62
UWA-05	16,33	5,00	21,33	0,67
HKU-12	19,24	6,38	25,62	0,80
E1 - PC3 - L = 3494 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC3 - valor medido	-	-	5,43	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	-	9,12	1,68
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,57	-	19,57	3,60
API	14,50	-	14,50	2,67
ICP-05	14,19	-	14,19	2,61
UWA-05	12,25	-	12,25	2,26
HKU-12	14,43	-	14,43	2,66

Tabela 7.6 - Estaca E2 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido

E2 - PC1 - L = 1830 mm - D_{ext} = 114,46 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC1 - valor medido	-	-	23,89	-
Aoki-Velloso (1975)	4,77	4,70	9,47	0,40
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	12,95	5,49	18,43	0,77
API	4,44	2,85	7,29	0,31
ICP-05	9,30	2,63	11,93	0,50
UWA-05	9,09	4,22	13,31	0,56
HKU-12	11,20	4,93	16,13	0,68
E2 - PC2 - L = 3502 mm - D_{ext} = 114,46 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC2 - valor medido	-	-	19,93	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	18,82	27,94	1,40
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,58	21,95	41,53	2,08
API	14,39	4,81	19,20	0,96
ICP-05	16,78	3,12	19,90	1,00
UWA-05	16,66	5,00	21,66	1,09
HKU-12	18,99	7,03	26,02	1,31
E2 - PC3 - L = 3502 mm - D_{ext} = 114,46 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC3 - valor medido	-	-	2,36	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	-	9,12	3,87
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,58	-	19,58	8,30
API	14,39	-	14,39	6,10
ICP-05	14,33	-	14,33	6,07
UWA-05	12,50	-	12,50	5,30
HKU-12	14,24	-	14,24	6,03

Tabela 7.7 - Estaca E3 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido

E3 - PC1 - L = 1830 mm - D_{ext} = 165,06 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC1 - valor medido	-	-	10,92	-
Aoki-Velloso (1975)	6,87	9,78	16,66	1,53
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	18,67	11,41	30,08	2,75
API	6,40	5,93	12,34	1,13
ICP-05	10,79	4,88	15,68	1,44
UWA-05	11,33	8,76	20,08	1,84
HKU-12	14,45	9,66	24,11	2,21
E3 - PC2 - L = 3532 mm - D_{ext} = 165,06 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC2 - valor medido	-	-	43,91	-
Aoki-Velloso (1975)	13,16	39,13	52,28	1,19
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	28,23	45,65	73,88	1,68
API	20,75	10,01	30,76	0,70
ICP-05	18,90	6,19	25,09	0,57
UWA-05	19,88	11,10	30,98	0,71
HKU-12	23,48	15,34	38,82	0,88
E3 - PC3 - L = 3532 mm - D_{ext} = 165,06 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC3 - valor medido	-	-	14,93	-
Aoki-Velloso (1975)	13,16	-	13,16	0,88
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	28,23	-	28,23	1,89
API	20,75	-	20,75	1,39
ICP-05	15,85	-	15,85	1,06
UWA-05	14,91	-	14,91	1,00
HKU-12	17,61	-	17,61	1,18

Tabela 7.8 - Estaca E4 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido

E4 - PC1 - L = 1830 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC1 - valor medido	-	-	3,99	-
Aoki-Velloso (1975)	4,77	4,70	9,47	2,37
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	12,94	5,48	18,43	4,62
API	4,55	2,85	7,40	1,85
ICP-05	9,17	2,63	11,80	2,96
UWA-05	8,99	4,22	13,21	3,31
HKU-12	11,19	4,85	16,04	4,02
E4 - PC2 - L = 3504 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC2 - valor medido	-	-	17,98	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	18,81	27,93	1,55
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,57	21,94	41,51	2,31
API	14,50	4,81	19,30	1,07
ICP-05	16,59	3,12	19,71	1,10
UWA-05	16,61	5,00	21,61	1,20
HKU-12	18,98	7,04	26,02	1,45
E4 - PC3 - L = 3504 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PA				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC3 - valor medido	-	-	1,90	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	-	9,12	4,80
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,57	-	19,57	10,30
API	14,50	-	14,50	7,63
ICP-05	14,19	-	14,19	7,47
UWA-05	12,46	-	12,46	6,56
HKU-12	14,23	-	14,23	7,49

Tabela 7.9 - Estaca E5 - carga última calculada pelos métodos e comparação com o valor medido

E5 - PC1 - L = 1830 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PF				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC1 - valor medido	-	-	3,92	-
Aoki-Velloso (1975)	4,77	4,70	9,47	2,42
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	12,94	5,48	18,43	4,70
API	4,82	2,85	7,67	1,96
ICP-05	10,18	5,27	15,44	3,94
UWA-05	9,85	4,22	14,07	3,59
HKU-12	10,86	7,47	18,33	4,68
E5 - PC2 - L = 3524 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PF				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC2 - valor medido	-	-	10,92	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	18,81	27,93	2,56
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,57	21,94	41,51	3,80
API	14,77	4,81	19,58	1,79
ICP-05	18,06	6,24	24,30	2,22
UWA-05	17,18	5,00	22,18	2,03
HKU-12	18,49	8,84	27,33	2,50
E4 - PC3 - L = 3524 mm - D_{ext} = 114,43 mm - PF				
Método	Q_L (kN)	Q_P (kN)	Q_{ULT} (kN)	$\frac{Q_{ULT} \text{ calculado}}{Q_{ULT} \text{ medido}}$
PC3 - valor medido	-	-	0,73	-
Aoki-Velloso (1975)	9,12	-	9,12	12,49
Décourt-Quaresma (1978, 1996)	19,57	-	19,57	26,81
API	14,77	-	14,77	20,23
ICP-05	16,94	-	16,94	23,20
UWA-05	12,89	-	12,89	17,65
HKU-12	13,87	-	13,87	19,00

A partir dos resultados da razão C/M ($Q_{ult} \text{ calculado} / Q_{ult} \text{ medido}$) foram elaborados histogramas de distribuição dos fatores para uma comparação entre cada método de cálculo. As Figuras 7.1 a 7.3 mostram os histogramas de FS para os ensaios PC1, PC2 e PC3, respectivamente, de cada estaca ensaiada. A linha pontilhada preta nos gráficos indica C/M

igual a 1,0. As linhas pontilhadas vermelhas indicam uma faixa de variação de C/M de 20% a mais ou a menos do que o valor 1,0, ou seja, uma faixa entre 0,8 e 1,2 para a razão C/M .

Nos ensaios PC1, cujas estacas possuíam cerca de 1,80 m de comprimento, os métodos apresentaram C/M abaixo de 1,0 para as estacas E1 e E2 e acima de 1,0 para as estacas E3 a E5. Isso se deve ao fato das estacas E3 a E5 terem sido afetadas pelas chuvas ocorridas na época de ensaio, que afetaram a resistência das camadas superiores do solo e reduziram a carga última das estacas. As estacas E1 e E2 foram ensaiadas em uma época mais seca do que as outras.

Nos ensaios PC2, cujas estacas possuíam cerca de 3,50 m de comprimento, os métodos apresentaram melhores valores preditivos do que nos ensaios PC1 para todas as estacas. Isso se explica pelo fato de serem estacas mais profundas, mais embutidas no solo e menos afetadas pelas chuvas ou excentricidades durante a instalação. A estaca E5, de ponta fechada, apresentou menor resistência do que a estaca E4, de ponta aberta, conforme descrito no Capítulo 6. Isso resultou em valores maiores de C/M para essa estaca em relação a E4, apesar de todos os métodos preverem uma resistência maior para estacas de ponta fechada do que estacas de ponta aberta plenamente tamponadas.

A resistência maior da estaca E5 em relação à E4 pode ser explicada, conforme já mencionado no Capítulo 6, pela diferença no atrito na região da ponta da estaca, visto que a E5 possuía uma chapa de aço na ponta. Assim, o modelo de comportamento dessa estaca se aproxima de um modelo de base lisa, que tem menor resistência do que um modelo de base rugosa, que seria o caso da estaca E4. Apesar dos métodos utilizados não considerarem a influência da rugosidade da base na resistência de ponta, os resultados aqui sugerem que esse efeito pode ter maior importância no caso de estacas de menor diâmetro tamponadas em solo de baixa resistência.

Nos ensaios PC3, referentes aos ensaios de tração, os métodos em geral não apresentaram bom desempenho, exceto para estaca E3, de maior diâmetro. Os valores de C/M foram acima de 2,0 para a maioria dos casos. Esse fato sugere uma discrepância grande entre o atrito lateral à tração e à compressão nas estacas de menor diâmetro.

Com a finalidade de se comparar os métodos escolhidos, foram analisados os histogramas da Figura 7.2, visto que os métodos apresentaram resultados preditivos melhores para os ensaios PC2. Montou-se o histograma da Figura 7.4, formado pelos valores do quadrado da diferença entre C/M e 1,0. Neste gráfico, quanto menor o valor do parâmetro calculado, mais próximo o valor calculado está do valor medido.

Figura 7.1 - Histograma de C/M dos diferentes métodos para os ensaios PC1

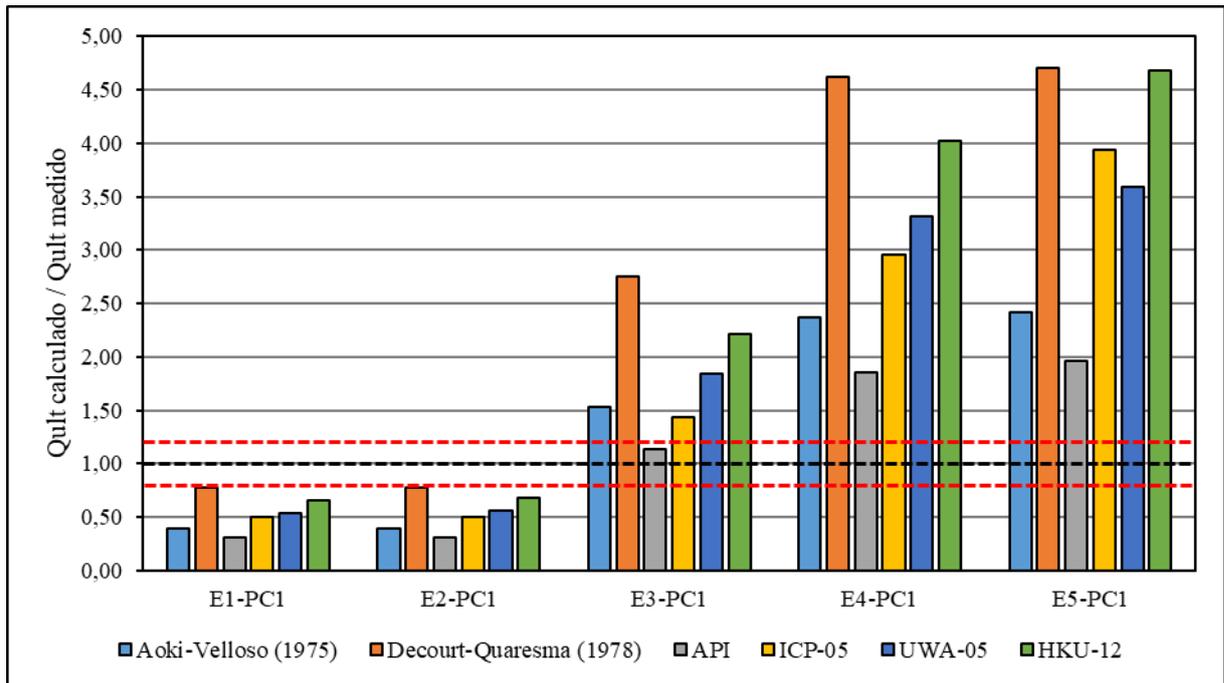


Figura 7.2 - Histograma de C/M dos diferentes métodos para os ensaios PC2

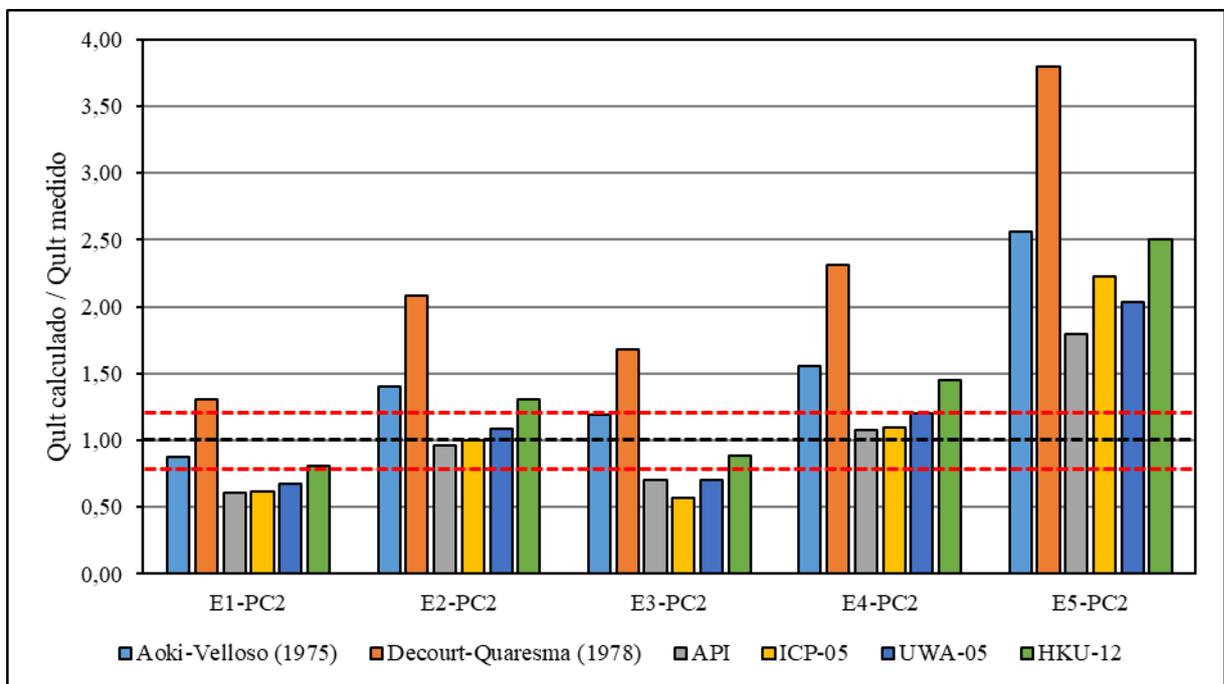


Figura 7.3 - Histograma de C/M dos diferentes métodos para os ensaios PC3

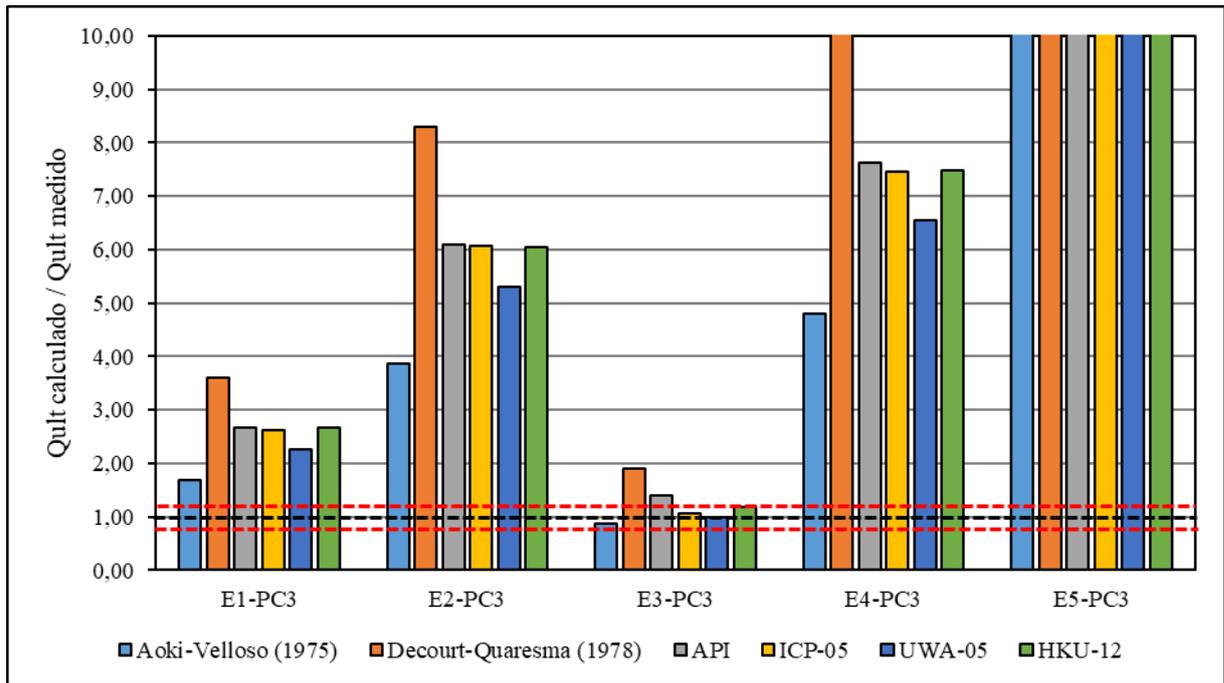
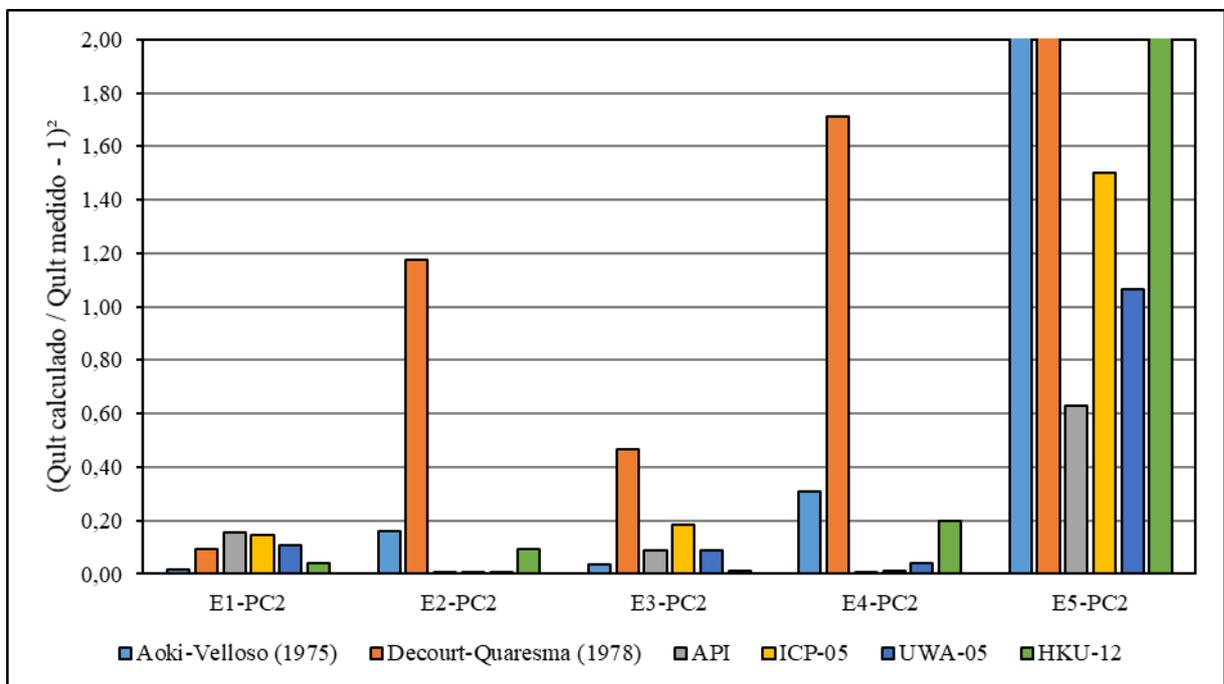


Figura 7.4 - Histograma da diferença ao quadrado entre C/M e 1 para os ensaios PC2



Dentre os métodos brasileiros, o método Décourt-Quaresma (1978) apresentou desempenho inferior aos outros para as estacas E2 a E5. O método Aoki-Velloso (1975) apresentou bom desempenho em geral para as estacas de ponta aberta. Os métodos internacionais apresentaram

bom desempenho em geral, e todos os métodos utilizados apresentaram desempenho ruim para a estaca E5, de ponta fechada.

Pelos resultados apresentados, pode-se dizer que a metodologia adotada para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos internacionais baseados no CPT, utilizando-se os resultados de PANDA em substituição ao CPT, mostrou-se satisfatória para os ensaios PC2, exceto para a estaca de ponta fechada.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho teve como objetivo observar e analisar o comportamento de estacas tubulares metálicas de ponta aberta instaladas por prensagem em um solo laterítico da região de Goiânia-GO. Esse tipo de estaca é muito utilizado no mundo, porém é pouco estudado no Brasil, haja vista a pequena quantidade de trabalhos científicos brasileiros sobre o assunto. Mais escassos ainda são trabalhos sobre o comportamento desse tipo de estaca em solos tropicais, que cobrem grande parte do território brasileiro.

A caracterização do perfil de solo do campo experimental da EECA-UFG mostrou que o mesmo se trata de uma areia siltosa laterítica, quando considerada a distribuição granulométrica determinada sem a utilização de solução defloculante. Trata-se também de um solo de baixa resistência nas camadas superficiais e parcialmente saturado.

Tendo em vista que parte dos ensaios foram feitos numa época chuvosa para a cidade de Goiânia, de uma forma geral, a variação da umidade do solo devido às chuvas afetou, em certo grau, o comportamento das estacas ensaiadas. Essa influência foi no sentido de uma tendência de redução da resistência das estacas com o acumular das chuvas. A efeito das chuvas na umidade do solo foi potencializado devido a se tratar de um perfil de solo não-saturado e poroso.

Quanto ao comportamento durante a instalação, todas as estacas se tamponaram plenamente quando os comprimentos prensados estavam da ordem de 1,0 m. As estacas apresentaram comprimentos de tampão semelhantes, exceto para a estaca E1, cujo tampão foi maior do que as outras, provavelmente devido ao solo estar mais seco, e, por consequência, mais resistente. Observou-se, na estaca de maior diâmetro, que dois efeitos contrários atuaram: o efeito do diâmetro maior, que faz aumentar o comprimento do tampão, e o efeito do aumento da umidade do solo, que faz reduzir sua resistência e reduzir o comprimento do tampão. Devido a esses efeitos contrários, essa estaca teve um comprimento de tampão semelhante às outras.

Quanto às cargas aplicadas durante a prensagem, em geral, a carga de pico foi próxima da carga última da prova de carga, e a carga residual foi abaixo desta. Assim, a carga de pico serviu como uma previsão razoável da carga última, e a carga residual serviu como um limite inferior

da carga última. Outras conclusões obtidas quanto à resistência à prensagem das estacas são as seguintes:

- ◆ Confirmando resultados encontrados na literatura, a estaca de maior diâmetro apresentou maior resistência que a estaca de menor diâmetro. Além disso, duas estacas de mesmas dimensões, porém instaladas em épocas diferentes, apresentaram diferentes resistências, devido à variação da umidade do solo;
- ◆ Contrariando resultados encontrados na literatura, a estaca de ponta aberta apresentou maior resistência do que a estaca de ponta fechada. Argumenta-se que este fato pode estar relacionado à efeitos decorrentes da rugosidade maior da ponta da estaca de ponta aberta em relação à ponta da estaca de ponta fechada e efeitos de arqueamento do solo ao redor da ponta devido à compressibilidade do tampão, que podem ser significativos em solos de baixa resistência. Contudo, ressalta-se que são necessários mais estudos comparando estacas de ponta aberta e fechada no solo do campo experimental para se confirmar esse fato.

Quanto ao comportamento durante as provas de carga à compressão, as estacas apresentaram curvas carga x recalque praticamente lineares durante a maior parte do trecho de carregamento, sugerindo que a maior parte da resistência das estacas veio do atrito lateral. Contribui também com a linearidade das curvas a dimensão reduzida das estacas em relação às estacas de tamanho real, mobilizando, assim, menos o solo do que estas. A análise do trecho de descarregamento das curvas mostrou que poucas deformações plásticas ocorreram durante o carregamento. As cargas últimas medidas nos ensaios de prova de carga confirmaram as tendências observadas na fase de instalação.

Nas provas de carga à tração, a curva carga x deslocamento da estaca de maior diâmetro teve um traçado melhor e mais bem definido do que as outras. Houve dificuldades em alguns ensaios devido à incerteza quanto à resistência prevista para as estacas bem como a baixa resistência à tração que as estacas de menor diâmetro apresentaram em geral, o que sugere que o atrito à tração se comportou diferente do atrito à compressão nessas estacas.

Quanto à avaliação dos métodos de previsão de capacidade de carga, as seguintes conclusões podem ser feitas:

- ◆ A previsão de capacidade de carga à compressão mostrou-se melhor ajustada para as provas de carga realizadas em maior profundidade do que as mais rasas, tendo em

vista que, em maior profundidade, desenvolve-se melhor o atrito lateral e o embutimento da ponta, além do fato de que os métodos teóricos de cálculo de capacidade de carga são, em geral, ajustados para estacas de tamanho real, de maiores dimensões, e, assim, o cálculo da capacidade de carga para estacas mais curtas pode sofrer com imprecisões;

- ◆ A previsão da capacidade de carga à tração se mostrou pouco precisa de forma geral, exceto para a estaca de maior diâmetro. São necessários mais estudos para observar como se comporta o atrito da estaca quando submetida a esforços de tração;
- ◆ A utilização da resistência estática do CPT em correlação com a resistência dinâmica do PANDA mostrou-se satisfatória para os métodos que utilizam o CPT, e o uso desse ensaio em substituição ao CPT, para essa finalidade, é uma possibilidade;
- ◆ Dentre os métodos brasileiros utilizados, o método Aoki-Velloso (1975) apresentou, em geral, maior conformidade aos dados obtidos do que o método Décourt-Quaresma (1978, 1996);
- ◆ Os métodos internacionais, em geral, apresentaram desempenho semelhante entre si e satisfatório para o caso desse estudo;
- ◆ Todos os métodos escolhidos tiveram desempenho ruim para a estaca E5, de ponta fechada.

Mais estudos são necessários para observar o comportamento de estacas tubulares metálicas de ponta aberta em perfis de solos tropicais de maior resistência e também para se confirmar as tendências analisadas neste trabalho. Baseado no que foi observado, uma série de possibilidades de ensaios e análises diferentes são vistas para pesquisas futuras, das quais algumas são sugeridas abaixo:

- ◆ Ensaios em estacas instrumentadas com extensômetros ao longo do fuste para se ter a determinação das parcelas separadas de atrito e de ponta da estaca, permitindo observar o seu comportamento ao longo do ensaio;
- ◆ Ensaios em estacas de parede dupla instrumentadas, possibilitando observar o comportamento do atrito interno do tampão de solo de forma adequada;
- ◆ Ensaios em estacas de maior diâmetro visando-se ter um tamponamento parcial da estaca durante a prova de carga, visto que, neste trabalho, todas as estacas se apresentaram plenamente tamponadas antes das provas de carga;

- ◆ Ensaios em estacas cravadas à percussão, para se observar a influência dos diferentes métodos de instalação no comportamento da estaca;
- ◆ Ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo do campo experimental em contato com o material da estaca, visando-se determinar experimentalmente o ângulo de atrito da interface solo-estaca. Há ainda a possibilidade de se utilizar diferentes rugosidades para o material da estaca, através de jateamento de areia, simulando, por exemplo, uma possível reutilização dos tubos em outras estacas;
- ◆ Estudo comparativo entre a massa específica seca do solo do tampão das estacas e ensaios de compactação, para se determinar qual o grau de compactação ocorrido no solo do tampão.

REFERÊNCIAS

- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006, 8 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016, 10 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001, 17 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos - Terminologia. Rio de Janeiro, 1995, 18 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016, 12 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. 263 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- ALMEIDA, L., RESENDE, L., RODRIGUES, A. P., CAMPOS, J. E. G. **Hidrogeologia do estado de Goiás e Distrito Federal**. 1. ed. Goiânia: Goiás (Estado), 2006. 232 p.
- ANGELIM, R. R. **Desempenho de ensaios pressiométricos em aterros compactados de barragens de terra na estimativa de parâmetros geotécnicos**. 2011. 291 p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.
- API - AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design**. 21ª edição. Washington, D.C.: API Publishing Services, 2000. 226 p.
- ASTM: AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D1143**: Standard Test methods for deep foundations under static axial compressive load. West Conshohocken, 2017, 15 p.
- ASTM: AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4633**: Standard test method for energy measurement for dynamic penetrometers. West Conshohocken, 2016, 7 p.
- BELINCANTA, A. **Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT**. 1998. 2v., 362 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

- CARDOSO, R. A. **Cadastro geotécnico dos solos finos lateríticos para fins de pavimentação no município de Goiânia-GO**. 2010. 185 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.
- CHAIGNEAU, L. **Caracterisation de mileux granulaires de surface a l'aide d'un penetrometre**. 2001. 204 f. Tese (Doutorado) – Ecole Doctorale Sciences Pour l'Ingenieur de Clermont-Ferrand, Universite Blaise Pascal, Aubière, 2001.
- CHOW, F. C. **Investigations into the behavior of displacement piles for offshore foundations**. 1996, 765 p. Tese (Doutorado) – Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, Londres, 1998.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.
- CRUZ JR., A. J. **Instrumentação de fundações estaqueadas**. 2016. 208 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.
- DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H., CINTRA, J. C. A. **Análise e projeto de fundações profundas**. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p 265-327.
- DERSA - Desenvolvimento Rodoviário S.A. do Estado de São Paulo. **Diretrizes para identificação expedita do solo laterítico – “Método da Pastilha.”** São Paulo, 2006.
- DIAS, E. S. **Influência do perfil de sucção no dimensionamento de solo grampeado em solo não saturado**. 2016. 146 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.
- DING, X., ZHANG, T., LI, P., CHENG, K. A theoretical analysis of the bearing performance of vertically loaded large-diameter pipe pile groups. **Journal of Ocean University of China**, v. 15, n. 1, p. 57-68, 2016.
- DOHERTY, P., GAVIN, K. Shaft capacity of open-ended piles in clay. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 137, n. 11, p. 1090-1102, 2011.
- DOHERTY, P., GAVIN, K., GALLAGHER, D. Field investigation of base resistance of pipe piles in clay. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering**, v. 163, n. 1, p. 13-22, 2010.
- FAGUNDES, D. F., ALVES, A. M. L., DIAS, C. L. Previsão e observação do desempenho das estacas de ponta aberta do terminal de contêineres do Rio Grande/RS In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 7, 2012, Salvador. **Anais...**, 2012.
- FATTAH, M. Y., AL-SOUDANI, W. H., OMAR, M. Estimation of bearing capacity of open-ended model piles in sand. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 9, n. 3, p. 1-14, 2016.
- FELLENIOUS, B. H. Discussion of “Plugging effect of open-ended piles in sandy soil”. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, v. 52, p. 664-667, 2015.

GAVIN, K. G., LEHANE, B. M. The shaft capacity of pipe piles in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, v. 40, p. 36-45, 2003.

GHILARDI, A. C. **Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na baixada santista**. 2005. 93 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

GOMES, A. C. **Monitoramento de uma estrutura de contenção em estacas espaçadas considerando perfil de sucção**. 2015. 192 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

GUDAVALLI, S. R., SAFAQAH, O., SEO, H. Effect of soil plugging on axial capacity of open-ended piles in sands. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 18, 2013, Salvador. **Proceedings...** Paris, 2013.

GUIZARDI, G. V. **Estudo do comportamento de estacas submetidas ao arrancamento em diferentes direções, através de ensaios em centrífuga geotécnica**. 2017. 84 f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campo dos Goitacazes, 2017.

GUO, Y., YU, X. Design and analysis of open-ended pipe piles in cohesionless soils. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**, v. 10, n. 1, p. 22-29, 2016.

JARDINE, R., CHOW, F., OVERY, R., STANDING, J. **ICP design methods for driven piles in sands and clays**. 1. ed. Londres: Thomas Thelford, 2005. 105 p.

KO, J., JEONG, S. Plugging effect of open-ended pipe piles in sandy soil. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, v. 52, n. 5, p. 535-547, 2015.

LANGTON, D. D. **The PANDA light-weight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction**, Nota Técnica, 16 p., 1999.

LEE, J, SALGADO, R, PAIK, K. Estimation of load capacity of pipe piles in sand based on cone penetration test results. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 6, p. 391-403, 2003.

LEHANE, B. M., GAVIN, K. G. Base resistance of jacked pipe piles in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 6, p. 473-480, 2001.

LEHANE, B. M., SCHNEIDER, J. A., XU, X. **CPT based design of driven piles in sand for offshore structures**. University of Western Australia, 2005. 46 p.

MACHADO, R. R., BRESEGHELO, B. N., RODRIGUES, J. L. M., ANGELIM, R. R., SALES, M. M., LIMA JUNIOR, J. C., FONSECA, A. L. E. Medição de energia em ensaio SPT realizado no campo experimental da EECA/UFG. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 19, 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018.

MEYERHOF, G. G. Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique**, v. 5, n. 3, p. 227-242, 1955.

NEVES, D. P. **Estudo da capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas**. 2012. 84 f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campo dos Goitacazes, 2012.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 2003. 230 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PAIK, K., SALGADO, R. Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 1, p. 46-57, 2003.

PAIK, K., SALGADO, R., LEE, J., KIM, B. Behavior of open and closed ended piles driven into sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 4, p. 296-306, 2003.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. 1. ed. Canada: Wiley, 1980. 397 p.

RODRIGUES, J. L. M., BRESEGHELO, B. N., MIRANDA, A. F. G. C., CUNHA L. M., MACHADO, R. R., ALVES, T. C., ANGELIM, R. R. Ensaaios com penetrômetro leve - PANDA 2 - em campo experimental da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da UFG. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 19, 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018.

SILVA, R. C. **Investigação de jazidas de solos tropicais para uso em pavimentação na região metropolitana de Goiânia-GO**. 2010. 177 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

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. 568 p.

VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S., CINCERRE, J. R., SERRA, P. R. M., NETO, A. Z. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. 2. ed. São Paulo, SP: Arte & Ciência, 2009, 196 p.

YU, F., YANG, J. Base capacity of open-ended steel pipe piles in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 9, p. 1116-1128, 2012a.

YU, F., YANG, J. Improved evaluation of interface friction on steel pipe pile in sand. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 26, n. 2, p. 170-179, 2012b.

APÊNDICE A - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA EECA-UFG

Apresentam-se aqui as curvas granulométricas do perfil de solo do campo experimental da EECA-UFG, para cada metro de profundidade.

