

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Carregamento lateral de estacas em grupo em um solo residual

Láís Veríssimo do Nascimento

Porto Alegre
2020

LAÍS VERISSIMO DO NASCIMENTO

**CARREGAMENTO LATERAL DE ESTACAS EM GRUPO
EM UM SOLO RESIDUAL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Porto Alegre
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Nascimento, Laís Veríssimo do
Carregamento lateral de estacas em grupo em um solo residual / Laís Veríssimo do Nascimento. -- 2020.
147 f.
Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Francisco Dalla Rosa.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2020.

1. Carregamento lateral em estacas. 2. Estacas em grupo. 3. Prova de carga lateral. 4. Solo Residual. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Dalla Rosa, Francisco, coorient. III. Título.

LAÍS VERISSIMO DO NASCIMENTO

**CARREGAMENTO LATERAL DE ESTACAS EM GRUPO
EM UM SOLO RESIDUAL**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 06 de abril de 2020

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador

Prof. Francisco Dalla Rosa
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Andrea Diambra (UOB)
Ph.D. pela University of Bristol

Prof. Vitor Pereira Faro (UFPR)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dr. Ricardo Bergan Born (Born Sales Engenharia)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Antes mesmo da concepção deste trabalho, muitos foram aqueles que contribuíram até que ele fosse concluído. Agradeço a todos que foram, de alguma forma, parte essencial na concretização desse objetivo.

Agradeço ao meu professor e orientador Nilo Consoli, por todo o apoio e dedicação para a realização deste trabalho. A todo momento mostrou prazer em desenvolvê-lo comigo, motivando nos momentos desafiadores e confiando no potencial de seus alunos.

Agradeço também ao professor Francisco Dalla Rosa, pela orientação e por todo o auxílio prestado durante a realização das atividades em campo na Universidade de Passo Fundo.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, por todo o conhecimento transmitido durante esses anos e por contribuírem significativamente em minha formação.

A toda a minha família, em especial aos meus pais, por quem eu tenho muito apreço e que são a razão de todo o meu esforço. Agradeço por se fazerem sempre presentes, mesmo que distantes fisicamente, sempre me incentivando e apoiando em todos os momentos da minha vida.

Aos amigos conquistados durante o mestrado e que não mais se restringem apenas à universidade, Brenda, Guilherme, Lucas, Aziz, Lukas, Caroline, Adriano e Eduardo T. Assim como, aos meus amigos que me fizeram sentir mais próxima de casa, Maria Mariana, Daniel e Lívio. Obrigada por tantos momentos marcantes, dentro e fora da universidade, e por tornarem esses dois anos tão memoráveis para mim. Espero que o sentimento seja mútuo.

Agradeço a todos os membros do LEGG, que de alguma forma contribuíram no desenvolvimento deste trabalho e das atividades do mestrado, sendo sempre solícitos em ajudar e transmitir seus conhecimentos.

Aos colaboradores do CETEC da UPF, assim como a todos que tive o prazer de conhecer durante as atividades no campo experimental. Em especial, gostaria de agradecer ao Leunir,

que se tornou um grande amigo ao longo do último ano, nunca medindo esforços para me ajudar e concretizar o que antes era apenas um projeto. Ao Eclesieter, Pedro, Matheus, Bruna e Helena por colocarem de lado suas próprias atividades e ajudar quando preciso, obrigada pelo companheirismo.

Aos colegas, Naiara Reginato e Ricardo Born, que ajudaram desde a concepção deste trabalho. Agradeço por disponibilizarem seus dados, auxiliarem no desenvolvimento do projeto, além de compartilharem suas experiências e conhecimentos acerca do tema.

Aos professores Luizmar Lopes Jr. e Edgar Odebrecht pela disponibilização dos seus equipamentos.

Aos meus amigos que tenho o prazer de construir uma amizade de anos, Bárbara Maia, Milena Moura, Juliana Tréz, Pablo Caminha e Daniel Lima. Obrigada pela paciência quando precisei estar ausente e por tornarem nossos momentos juntos, mesmo que breves, especiais.

Ao CNPQ pela concessão da bolsa de mestrado que permitiu minha dedicação exclusiva para o desenvolvimento deste trabalho e das atividades acadêmicas.

RESUMO

NASCIMENTO, L. V. **Carregamento lateral de estacas em grupo em um solo residual**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Fundações profundas atuam na transmissão de cargas verticais, horizontais e momentos da estrutura para o solo, podendo a distribuição das tensões ser feita através da base (resistência de ponta) e da superfície lateral (resistência de fuste). Os projetos de estacas, em sua maioria, são desenvolvidos para conter carregamentos axiais substanciais, sendo as solicitações laterais mínimas e, por conseguinte, até mesmo desprezadas. No entanto, muitos são os casos em que as estacas estão submetidas a cargas horizontais significativas — capazes de influenciar em seu dimensionamento — provenientes da ação do vento, da água, do empuxo de terra, entre outros. Para a maioria dos projetos que empregam fundações estacadas, além das estacas isoladas, é comum o emprego de grupos de estacas, geralmente interligadas no topo por um bloco de coroamento. De modo geral, o comportamento desses grupos sob carregamento lateral está relacionado com a quantidade de estacas, do espaçamento entre elas, da existência de restrição no topo e do comportamento do solo. Contudo, as metodologias adotadas para o dimensionamento de tais estruturas utilizam-se de modelos simplificados, que tratam a análise do solo com características puramente friccionais, ou coesivas, sendo o conjunto de ambas ainda pouco compreendido – como acontece em solos residuais. Por se tratar de um material com comportamento complexo, caracterizado por uma estrutura levemente cimentada, a execução de projetos geotécnicos em solo com características coesivas e friccionais provoca uma série de questões quanto a previsão das cargas e dos recalques a serem mobilizados. Nesse contexto, o presente estudo tem por objetivo o projeto e a concepção de um grupo de estacas e uma estaca de reação de topo livre, em um solo com propriedades coesivas e friccionais, cujos resultados obtidos – através de uma instrumentação ao longo das estacas e no bloco de coroamento – são utilizados para avaliar o desempenho e comportamento em campo dos elementos ensaiados. As conclusões apontam que a aplicação de ciclos de carga-descarga, antecedendo a carga monotônica, resultou em deslocamentos permanentes ainda maiores para as estacas. Assim como, indicaram que o elemento isolado apresentou um melhor desempenho no solo residual, com uma taxa de recuperação mais alta. Através da leitura dos deslocamentos ao longo da profundidade, obtidas por um inclinômetro, as estacas em grupo e a estaca de reação apresentaram comportamentos similares, característicos de elementos rígidos, em que ocorre uma rotação em torno de um ponto de giro que se forma ao longo da profundidade.

Palavras-chave: *carregamento lateral em estacas; estacas em grupo; prova de carga lateral; solo residual.*

ABSTRACT

NASCIMENTO, L. V. **Carregamento lateral de estacas em grupo em um solo residual.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Deep foundations act in the transmission of loads (vertical and horizontal) and moments of the structure to the ground, its stress distribution can be through the base (base resistance) and the lateral surface (side resistance). Most of pile designs intend to contain substantial axial loads, with minimal, or even neglected, lateral stresses. However, there are many cases in which the piles are subjected to significant horizontal loads - capable of influencing their design - resulting from the action of wind, water, earth thrust, among others. For most projects adopting pile foundations, apart from isolated piles, it is common to use pile groups, usually interconnected at the top by a cap. In general, the behavior of these groups under lateral loading is related to the number of piles, the spacing between them, the head fixity conditions and the behavior of the soil. Regarding the restrained head, it provides an increase in the rigidity of the system, therefore influencing the load capacity of the group. However, the methodologies adopted for the design of such structures use simplified models, which consider soil analysis with purely frictional or cohesive characteristics, but when those are combined it's still slightly acknowledged - as in residual soils. Being a material with complex behavior, characterized by a lightly cemented structure, the execution of geotechnical projects on the ground with cohesive and frictional characteristics causes a series of questions regarding the prediction of loads and displacements to be mobilized. In this context, the present study aims to design and execute a fixed-head two-pile group and a free-head reaction pile, in a soil with cohesive and frictional properties, whose results obtained - through an instrumentation along of the piles and on the cap - are used to evaluate the performance and field behavior of the tested elements. The conclusions point out that the application of load-unload cycles, preceding the monotonic load, resulted in even greater permanent displacements for the piles. Also, indicates that the isolated element had a better performance in the residual soil, with a higher recovery rate. Regarding the displacements along the depth, obtained by an inclinometer, the group piles and the reaction pile showed similar behaviors, characteristic of rigid elements, in which there is a rotation around a point that is formed along the depth.

Keywords: *lateral load in piles; group piles; lateral loading test; residual soil.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	22
1.2	OBJETIVOS	23
1.2.1.	Objetivo Geral	23
1.2.2.	Objetivos específicos	24
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1	ESTACAS SOB ESFORÇOS HORIZONTAIS	26
2.2	MÉTODOS DE ANÁLISE.....	33
2.2.1	Métodos analíticos.....	33
2.2.2.	Métodos numéricos	49
2.3	COMPORTAMENTO DOS SOLOS RESIDUAIS SOB ESFORÇOS HORIZONTAIS.....	54
3	CAMPO EXPERIMENTAL	58
3.1	LOCALIZAÇÃO	58
3.2	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	59
3.2.1	Ensaio de campo	60
3.2.2	Ensaio de laboratório	64
4	PROGRAMA DE PESQUISA	71
4.1	PLANEJAMENTO INICIAL.....	71
4.1.1	Estacas em grupo.....	71
4.1.2	Estaca de reação.....	72

4.2	DETALHES DO PROJETO.....	73
4.2.1	Estacas em grupo.....	73
4.2.2	Estaca de reação.....	75
4.3	EXECUÇÃO DO PROJETO.....	77
4.3.1	Estacas em grupo.....	77
4.3.2	Estaca de reação.....	80
4.4	ENSAIO DE PROVA DE CARGA LATERAL.....	87
4.4.1	Instrumentação e métodos.....	87
4.4.2	Execução do ensaio.....	94
5	RESULTADOS DA PESQUISA.....	96
5.1	CARGA <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO NO TOPO.....	96
5.1.1	Estacas em grupo.....	96
5.1.2	Estaca de reação.....	104
5.2	EFEITO DOS CICLOS DE CARGA E DESCARGA.....	113
5.2.1	Estacas em grupo.....	113
5.2.1	Estaca de reação.....	115
5.3	DESLOCAMENTO <i>VERSUS</i> PROFUNDIDADE EM FUNÇÃO DA CARGA.....	118
5.3.1	Estacas em grupo.....	119
5.3.2	Estaca de reação.....	129
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	137
6.1	CONCLUSÕES.....	137
6.1.1	Carga <i>versus</i> deslocamento no topo.....	137
6.1.2	Efeito dos ciclos de carga e descarga.....	138

6.1.3 Deslocamento <i>versus</i> profundidade em função da carga.....	139
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	140
REFERÊNCIAS	142

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Deformação da estaca sob carregamento lateral (adaptado de FLEMING <i>et al.</i> , 2008).....	28
Figura 2.2: Mecanismos de ruptura de estacas sob carregamento lateral (adaptado de FLEMING <i>et al.</i> , 2008).....	29
Figura 2.3: Mecanismos de ruptura de estacas com topo restringido sob carregamento lateral (adaptado de FLEMING <i>et al.</i> , 2008).....	30
Figura 2.4: Diferença entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989).....	31
Figura 2.5: Representação do conceito de linhas <i>trailing</i> e <i>leading</i> em grupo de estacas (adaptado de ROLLINS <i>et al.</i> , 1998).....	32
Figura 2.6: Estaca vertical sob a ação de uma carga horizontal - Método de Hansen (VELLOSO e LOPES, 2010).....	33
Figura 2.7: Fatores K_q e K_c em função da geometria (z/B) e do ângulo de atrito interno do solo (ϕ') (POULOS e DAVIS, 1980).....	35
Figura 2.8: Perfil da resistência última do solo definida por Broms (1964a, 1964b): distribuição (a) em solos coesivos; (b) simplificada em solo coesivo; e (c) solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012).....	36
Figura 2.9: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca curta com topo livre em solo coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012).....	39
Figura 2.10: Estacas curtas em solos coesivos (VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012, adaptado de BROMS, 1964a).....	40
Figura 2.11: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca longa com topo livre em solo coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012).....	41
Figura 2.12: Estacas longas em solos coesivos (VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012, adaptado de BROMS, 1964a).....	41
Figura 2.13: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca (a) curta; (b) intermediária; e (c) longa com topo restringido em solo coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012).....	43
Figura 2.14: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca curta com topo livre em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012).....	44

Figura 2.15: Estacas curtas em solos não coesivos (VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012, adaptado de BROMS, 1964b).....	45
Figura 2.16: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca longa com topo livre em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012)	46
Figura 2.17: Estacas longas em solos não coesivos (VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012, adaptado de BROMS, 1964b).....	46
Figura 2.18: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca curtas com topo restringido em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012).....	47
Figura 2.19: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca (a) intermediárias e (b) longas com topo restringido em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI <i>et al.</i> , 2012)	48
Figura 2.20: Modelo de estaca carregada lateralmente: (a) estaca sob carregamento lateral; (b) conceito do solo visto como molas; e (c) curvas p - y (REESE, 1997)	50
Figura 2.21: Comparação de curvas tensão-deslocamento (CONTE <i>et al.</i> , 2013).....	53
Figura 3.1: Localização do município de Passo Fundo –RS (IBGE, 2017)	58
Figura 3.2: Localização do campo experimental na Universidade de Passo Fundo (GOOGLE EARTH, 2019)	59
Figura 3.3: Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (EMATER/DIT-UFRGS/DEP.SOLOS, 2005).....	60
Figura 3.4: Sondagem SPT (a) com auxílio de circulação de água; e (b) sem circulação de água, com trado mecânico tipo concha (EDLER, 2011 adaptado de LOPES JR. e THOMÉ, 2005).....	61
Figura 3.5: Resultados dos ensaios de <i>Cone Penetration Test</i> (CPT) realizados no campo experimental da FEAR-UPF.....	62
Figura 3.6: Resultados dos dois ensaios de <i>Flat Dilatometer Test</i> (DMT) realizados no campo experimental (CORDEIRO, 2019)	63
Figura 3.7: Curva granulométrica do solo residual de Passo Fundo (CARRETTA, 2018) .	65
Figura 3.8: Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade: (a) umidade natural; (b) limites de liquidez e plasticidade (DALLA ROSA <i>et al.</i> , 2004).....	66
Figura 3.9: Resultado de resistência à compressão simples instrumentada (CARRETTA, 2018).....	67

Figura 3.10: Resistências obtidas para os corpos de prova ensaiados à resistência à tração por compressão diametral (CARRETTA, 2018)	68
Figura 3.11: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no campo experimental, curvas (a) tensão desvio x deformação axial; (b) deformação volumétrica x deformação axial; (c) tensão desvio x tensão efetiva média; e (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial (RUVÉR, 2011 adaptado de DONATO, 2005)	69
Figura 3.12: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (CARRETTA, 2018)	70
Figura 4.1: Detalhe executivo das estacas em grupo (a) vista isométrica; e (b) vista frontal	72
Figura 4.2: Detalhe genérico das estacas do grupo	74
Figura 4.3: Detalhe da armadura do bloco de coroamento do grupo	75
Figura 4.4: Trilhos TR 37 da armadura da estaca de reação	76
Figura 4.5: Detalhe genérico da estaca de reação.....	76
Figura 4.6: Detalhe da armadura do topo da estaca de reação	77
Figura 4.7: Execução das escavações das estacas com trado rotativo e colocação das armaduras.....	78
Figura 4.8: Colocação dos tubos de aço carbono e do molde EPS.....	78
Figura 4.9: Finalização das formas em campo	79
Figura 4.10: Forma de madeira do grupo de duas estacas.....	79
Figura 4.11: Estacas em grupo após a concretagem.....	80
Figura 4.12: Colocação dos trilhos TR 37 da estaca de reação	80
Figura 4.13: Forma de madeira para o topo da estaca de reação.....	81
Figura 4.14: Concretagem da estaca de reação.....	82
Figura 4.15: <i>Slump test</i> realizado em campo.....	83
Figura 4.16: Corpos de prova de concreto moldados em campo.....	84
Figura 4.17: Corpos de prova da calda de cimento	85
Figura 4.18: Posicionamento e alinhamento dos tubos de inclinômetro	87
Figura 4.19: Seção do projeto do ensaio de prova de carga lateral	88
Figura 4.20: Planta baixa do projeto do ensaio de prova de carga	88
Figura 4.21: Sistema de aplicação e leitura de carga.....	89

Figura 4.22: Estronca (Perfil duplo I).....	90
Figura 4.23: Medidores de deslocamento no topo.....	90
Figura 4.24: Sistema de aquisição de dados	91
Figura 4.25: Componentes do inclinômetro modelo GK-604D (GEOKON, 2019).....	92
Figura 4.26: Detalhes da sonda e do tubo de inclinômetro (adaptado de GEOKON, 2019) 93	
Figura 4.27: Operação do inclinômetro em campo	93
Figura 4.28: Esquema para identificação das leituras ao longo da profundidade	95
Figura 5.1: Curva de carga <i>versus</i> deslocamento das estacas em grupo	97
Figura 5.2: Resultados da etapa com ciclos de carga-descarga das estacas em grupo	98
Figura 5.3: Resultados do incremento de 240 kN aplicado às estacas em grupo	99
Figura 5.4: Resultados do incremento de 320 kN aplicado às estacas em grupo	100
Figura 5.5: Resultados do incremento de 400 kN aplicado às estacas em grupo	100
Figura 5.6: Vazio entre a estaca E2 do grupo e solo pela aplicação da carga final.....	104
Figura 5.7: Curva de carga <i>versus</i> deslocamento da estaca de reação	105
Figura 5.8: Resultados da etapa com ciclos de carga-descarga da estaca de reação	106
Figura 5.9: Resultados do incremento de 240 kN aplicado à estaca de reação	107
Figura 5.10: Resultados do incremento de 320 kN aplicado à estaca de reação.	108
Figura 5.11: Resultados do incremento de 400 kN aplicado à estaca de reação.	108
Figura 5.12: Vazio entre a estaca de reação e o solo pela aplicação da carga final	112
Figura 5.13: Efeito dos ciclos de carga-descarga – Estacas em grupo	113
Figura 5.14: Efeito dos ciclos - Carga <i>versus</i> deslocamento para as estacas em grupo	115
Figura 5.15: Efeito dos ciclos de carga-descarga - Estaca de reação	116
Figura 5.16: Efeito dos ciclos - Carga <i>versus</i> deslocamento para a estaca de reação	117
Figura 5.17: Ciclos - Deslocamento ao longo da profundidade da E1	119
Figura 5.18: Ciclos - Deslocamento ao longo da profundidade da E2	120
Figura 5.19: Carga - Deslocamento ao longo da profundidade da E1	121
Figura 5.20: Carga - Deslocamento ao longo da profundidade da E2.....	121
Figura 5.21: Descarga - Deslocamento ao longo da profundidade da E1	122
Figura 5.22: Descarga - Deslocamento ao longo da profundidade da E2	123
Figura 5.23: Carga de 40 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2	124

Figura 5.24: Carga de 120 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2.....	124
Figura 5.25: Carga de 240 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2.....	125
Figura 5.26: Carga de 320 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2.....	126
Figura 5.27: Carga de 400 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2.....	126
Figura 5.28: Carga Final – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2	127
Figura 5.29: Ciclos - Deslocamento ao longo da profundidade da ER	129
Figura 5.30: Carga - Deslocamento ao longo do comprimento da ER.....	130
Figura 5.31: Descarga – Deslocamento ao longo do comprimento da ER.....	131
Figura 5.32: Carga de 40 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER.....	132
Figura 5.33: Carga de 120 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER.....	132
Figura 5.34: Carga de 240 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER.....	133
Figura 5.35: Carga de 320 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER.....	134
Figura 5.36: Carga de 400 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER.....	134
Figura 5.37: Carga Final – Deslocamento ao longo da profundidade da ER	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Distribuição granulométrica do material estudado (CARRETTA, 2018).....	65
Tabela 3.2: Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais (Adaptado de RUVÉR, 2011).....	69
Tabela 4.1: Notação e geometria da configuração L/D das estacas em grupo.....	71
Tabela 4.2: Notação e geometria do bloco de coroamento do grupo.....	71
Tabela 4.3: Volume de concreto do grupo de duas estacas.....	72
Tabela 4.4: Notação e geometria da estaca de reação.....	73
Tabela 4.5: Armadura longitudinal das estacas do grupo.....	73
Tabela 4.6: Armadura do bloco de coroamento do grupo.....	74
Tabela 4.8: Armadura do topo da estaca de reação.....	77
Tabela 4.9: Resultados do <i>slump test</i>	83
Tabela 4.10: Resultados dos ensaios de resistência à compressão axial.....	84
Tabela 4.11: Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples da calda de cimento.....	86
Tabela 5.1: Medidas de deslocamento no topo das estacas em grupo.....	102
Tabela 5.2: Medidas de deslocamento no topo das estacas em grupo para a carga final...	103
Tabela 5.3: Medidas de deslocamento no topo da estaca de reação.....	110
Tabela 5.4: Medidas de deslocamento no topo da estaca de reação para a carga final.....	111

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
H_u	Capacidade de carga lateral
k_h	Coefficiente de reação do solo
L	Comprimento da estaca
d	Diâmetro da estaca
e	Distância entre o ponto de aplicação da carga e o nível do terreno
K_p	Empuxo de Rankine
f_m	Fator multiplicador de p
I_c	Índice de classificação
I_D	Índice de material
K_D	Índice de tensão horizontal
c'	Intercepto coesivo efetivo
E_D	Módulo dilatométrico
$M_{máx}$	Momento fletor máximo
M_y	Momento de plastificação da estaca
γ	Peso específico do solo
γ_d	Peso específico aparente seco

γ_r	Peso específico real dos grãos
f	Ponto de momento fletor máximo e esforço cortante nulo na estaca
u	Poropressão
P_0	Primeira leitura corrigida do ensaio DMT
R_f	Razão de atrito
q_c	Resistência de ponta
S_u	Resistência não drenada do solo
f_s	Resistência por atrito lateral
P_1	Segunda leitura corrigida do ensaio DMT
σ_3	Tensão confinante

LISTA DE SIGLAS

3D	Tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
B2EC	Bloco de 2 Estacas Curtas
CD	Carregamento cíclico de carga-descarga
CETEC	Centro de Tecnologia
CM	Carregamento monotônico
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CP-V-ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
DMT	<i>Flat Dilatometer Test</i>
E1	Estaca mais afastada do ponto de aplicação da carga
E2	Estaca mais próxima do ponto de aplicação da carga
EC	Estaca Curta
ER	Estaca de Reação
EPS	<i>Expanded Polystyrene</i>
FEAR	Faculdade de Engenharia e Arquitetura
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IP	Índice de Plasticidade
LVDT	Transdutor Linear de Deslocamento
ML	Material Siltsoso de Baixa Plasticidade
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
NM	Norma Mercosul
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PVC	Policloreto de Vilina
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UPF	Universidade de Passo Fundo

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Solos residuais são provenientes de ações intempéricas no maciço rochoso, permanecendo no local de decomposição que lhes deu origem e apresentando uma sequência de camadas que mostra o avanço de suas alterações ao longo da profundidade. Assim, suas camadas são constituídas por minerais de granulação variável, podendo tratar-se de um solo com alta porosidade e condutividade hidráulica, além de uma estrutura caracterizada por partículas levemente cimentadas devido aos óxidos resultantes dos processos pedogenéticos.

Por se tratar de um solo com comportamento complexo, a execução de estruturas e obras de terra nesse tipo de material traz consigo questionamentos quanto a previsão dos recalques e do comportamento quando submetidas às cargas solicitantes, sejam elas verticais ou horizontais. No entanto, ainda que seja uma situação frequentemente observada em campo, seu comportamento não-linear ainda não é plenamente compreendido, em particular, no caso de fundações carregadas lateralmente em solo residual.

Muitas são as estruturas com fundações submetidas a cargas horizontais substanciais, e por isso, capazes de influenciar no dimensionamento. Assim, alguns exemplos são: obras de linhas de transmissão e aerogeradores, por serem estruturas de altíssimo porte suscetíveis à esforços do vento; estruturas de contenção, submetidas ao empuxo de terra; obras *offshore*, *nearshore* e *onshore*, sujeitas à ação da água, como: portos, molhes e plataformas petrolíferas.

Em obras de fundações profundas, nas quais cargas são transmitidas ao solo pela base (resistência de ponta) e pela superfície lateral (resistência de fuste), é comum a incorporação de grupos de estacas para os casos em que as tensões transmitidas, advindas da superestrutura, são muito elevadas e faz-se necessário o uso de duas, ou mais estacas, sendo um bloco de coroamento o elemento de ligação entre elas.

Na prática, ao dimensionar tais estruturas de fundações submetidas a cargas horizontais significativas, é recomendado o uso de modelos complexos para a solução do problema, atentando para aspectos importantes como: a estimativa da capacidade de carga lateral de um grupo de estacas, que ainda não possui teoria ou fórmula apropriada, sendo necessário atender a possíveis proventos da eficiência de grupo; e a análise de estruturas executadas em solos residuais, por apresentarem um comportamento coesivo e friccional, em especial, em relação ao mecanismo de transferência de carga em estacas carregadas lateralmente.

Diante desse cenário, no que tange as pesquisas acerca de fundações submetidas a esforços horizontais em solos residuais, muitos são os questionamentos levantados quanto à sua praticabilidade. Assim, pesquisas têm sido realizadas na engenharia geotécnica a fim de compreender o comportamento dessas estruturas nessa situação, seja por meio de análises experimentais com elementos instrumentados, ou mediante simulações numéricas com modelos calibrados a partir de resultados encontrados em campo.

Nesse contexto, a presente pesquisa buscou analisar o comportamento de um grupo de duas estacas, quando submetidas a carregamento lateral em um campo experimental, cujo perfil geológico-geotécnico apresenta características de um solo residual. Para isso, a avaliação consiste na concepção e análise das estacas teste, de mesma geometria, interligadas por um bloco de coroamento e de uma estaca de reação com topo livre. Assim sendo, os resultados encontrados em campo, além de representarem as condições geotécnicas reais, servem para entender o comportamento dos elementos estruturais ensaiados, bem como para corroborar com outras análises realizadas no mesmo campo experimental sob diferentes condições.

1.2 OBJETIVOS

Essa seção é composta por um objetivo geral, que apresenta a ideia central deste trabalho, e os objetivos específicos essenciais para o desenvolvimento e concepção do mesmo.

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar, através da análise dos resultados obtidos por meio de ensaio de prova de carga e de medições com inclinômetro, o comportamento e

desempenho de um grupo de estacas sob carregamento lateral em um solo classificado como residual.

1.2.2. Objetivos específicos

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar o comportamento das estacas em grupo e da estaca de reação, através das curvas de carga *versus* deslocamentos, obtidas com os resultados do ensaio de prova de carga lateral no campo experimental;
- Avaliar o efeito dos ciclos de carga-descarga, aplicados antes de cada incremento de carga de forma monotônica;
- Analisar o comportamento e desempenho das estacas em grupo e da estaca de reação, em função dos deslocamentos ao longo da profundidade, para diferentes estágios de carregamento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está organizado em cinco capítulos, sendo eles:

- Capítulo 1: Introduz uma visão geral do tema em estudo, abordando desde a problemática até a relevância e justificativa da pesquisa, além dos objetivos a serem alcançados e organização do trabalho;
- Capítulo 2: Apresenta a revisão bibliográfica referente aos principais tópicos relacionados ao tema dessa dissertação, pela qual é possível compreender melhor o comportamento dos solos residuais e de estacas carregadas lateralmente, assim como os métodos utilizados para análise de previsão de carga nesse tipo de fundação;
- Capítulo 3: São expostas as principais informações acerca do campo experimental onde será realizado o ensaio de prova de carga, desde a localização até a caracterização do solo por meio de ensaios de campo e laboratório realizados por outros autores;

- Capítulo 4: O programa da pesquisa é apresentado neste capítulo, expondo detalhes sobre as fases de planejamento e execução das estacas, além de discorrer a respeito da instrumentação e dos ensaios realizados;
- Capítulo 5: Apresenta os resultados obtidos em campo acompanhados de uma discussão dos mesmos, através de análises gráficas e percentuais, assim como por meio de comparação com outros estudos similares realizados no mesmo campo experimental sob diferentes condições;
- Capítulo 6: São dadas as considerações finais acerca do que foi apresentado, resumindo de forma breve as conclusões obtidas por meio das análises realizadas e propondo sugestões para trabalhos futuros com relação ao tema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTACAS SOB ESFORÇOS HORIZONTAIS

As fundações trabalham como elementos fundamentais na transmissão de cargas da estrutura para o solo, seja através da distribuição das tensões sob a base da fundação, como é o caso das sapatas, blocos e radiers, ou pela base e/ou superfície lateral, no caso das estacas e tubulões. Certas características da obra que venha a ser realizada podem influenciar na escolha do tipo de fundação, sendo necessária cautela durante essa decisão, garantindo a segurança adequada contra o colapso do solo e do elemento estrutural. Uma vez que as fundações superficiais, como o próprio nome sugere, restringem-se às camadas mais próximas ao nível do terreno, nos casos em que o solo presente nessa profundidade é de baixa capacidade, deve-se optar pelas fundações profundas. Nesse tipo de fundação, as cargas aplicadas são mobilizadas por atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca, e também pela resistência de ponta, sendo estes responsáveis pela capacidade de carga do elemento.

O engenheiro ao projetar uma fundação profunda deve considerar as cargas verticais, horizontais e momentos que podem atuar na estaca isolada, ou na estaca em posição crítica no grupo, para que estejam estáveis contra colapso, além de não excederem os deslocamentos permitidos para utilização. Se o carregamento for puramente axial, a seção estrutural da estaca sofrerá uma compressão confinada e a ruptura, se existir, será na interface entre a estaca e o solo. Isto posto, sob carregamento lateral, o comportamento da seção estrutural será um componente importante na resposta da estaca, que estará sujeita a flexão e cisalhamento (REESE e IMPE, 2011; VIGGIANI *et al.*, 2012).

À princípio, três pontos devem ser verificados quando se trabalha com esforços horizontais em fundações profundas, são eles: a capacidade do solo à ruptura dadas as tensões transmitidas pela fundação; os deslocamentos (e rotação) no topo sob carregamento é compatível com a estrutura a ser suportada; e a previsão dos esforços internos para o

dimensionamento estrutural. Assim sendo, é possível perceber que se trata de um problema que envolve a interação entre o solo e a estrutura. No entanto, diferente de alguns casos que permitem simplificar o problema ao desprezar as deformações do elemento estrutural, em estacas sujeitas a carregamento lateral, a deflexão da estaca e a resistência lateral do solo são interdependentes, logo, devido a não-linearidade do solo, e da própria estaca, métodos iterativos são por via de regra necessários para chegar a uma solução (REESE *et al.*, 2006; VELLOSO e LOPES, 2010).

Estacas estão frequentemente sujeitas a carregamentos laterais, a exemplo de obras *onshore*, *nearshore* e *offshore*, como pontes, portos e plataformas petrolíferas sob ação das ondas e do vento; estruturas de grande porte como aerogeradores e linhas de transmissão, por ação do vento; prédios altos e estruturas de contenção suscetíveis à ação do vento, dos abalos sísmicos e do empuxo do solo. Logo, são várias as fundações profundas que estão submetidas a algum tipo de esforço horizontal, entretanto, por vezes a magnitude desse carregamento é muito menor se comparada com a dos esforços verticais. Contudo, quando há a atuação de esforços laterais de forma significativa, impõe-se a necessidade de uma metodologia voltada para o projeto de fundações sob esse tipo de solicitação, seja ela causada por: terremotos, ondas, vento ou empuxo do solo (BROMS, 1964; DÉCOURT, 1998; REESE *et al.*, 2006; VIGGIANI *et al.*, 2012).

Quando uma estaca é carregada lateralmente, as tensões normais se distribuem de maneira diferente em sua superfície, aumentando na parte frontal e decrescendo na parte posterior. A Figura 2.1 mostra que, em um dado momento, próximo ao nível do terreno, o solo à frente da estaca sofre uma ruptura e, conseqüentemente, deixa um vazio atrás da estrutura de fundação. Para isso, existem dois tipos de resistência: à compressão e ao cisalhamento. Nessa situação, ao analisar o solo como um conjunto de infinitas camadas horizontais, a resistência à compressão é dada pela reação horizontal do solo quando a estaca tenta adentrá-lo e as camadas são comprimidas. Já a resistência ao cisalhamento vem do fato que a deflexão lateral e a força aplicada variam com a profundidade, impondo cisalhamento entre duas camadas adjacentes, sendo este movimento resistido também pelo solo (FLEMING *et al.*, 2008; SALGADO, 2008).

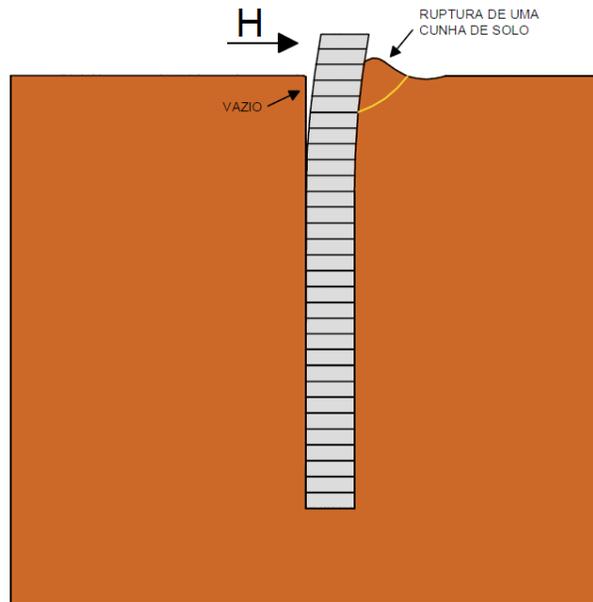


Figura 2.1: Deformação da estaca sob carregamento lateral (adaptado de FLEMING *et al.*, 2008)

No entanto, os mecanismos de ruptura da estaca carregadas lateralmente podem ser diferentes a depender do seu comprimento. Para estacas curtas (Figura 2.2a), elas sofrem uma rotação como um corpo rígido, sendo importante atentar à ruptura geotécnica e aos deslocamentos excessivos no topo. O outro mecanismo refere-se às estacas longas (Figura 2.2b), ou flexíveis, nas quais a ruptura ocorre pela formação de rótulas plásticas ao longo do comprimento, sendo necessária a quantificação da deflexão a partir da carga aplicada ao sistema para avaliação da integridade estrutural, tanto em caso de ruptura, como de deformações excessivas (FLEMING *et al.*, 2008).

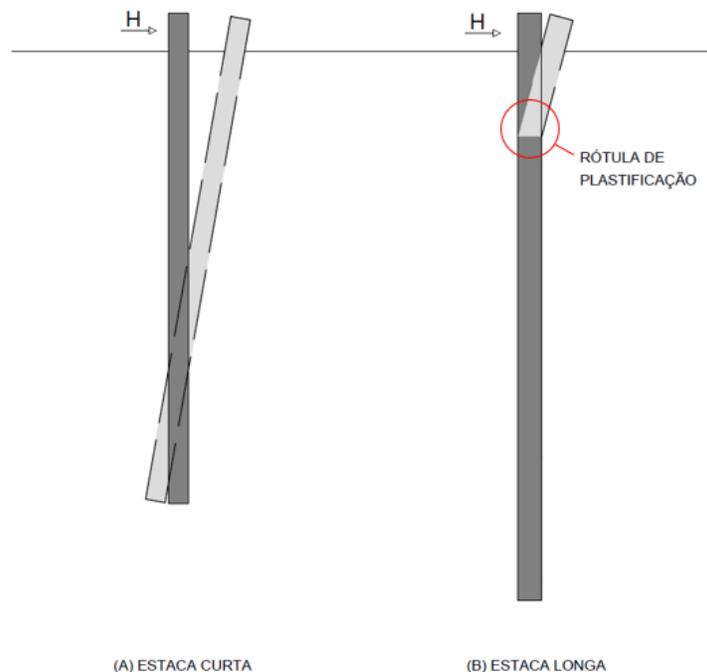


Figura 2.2: Mecanismos de ruptura de estacas sob carregamento lateral (adaptado de FLEMING *et al.*, 2008)

Na prática, é comum encontrar estacas interligadas no topo por um bloco que restringe a rotação, conseqüentemente, três novos mecanismos de ruptura serão possíveis. As estacas curtas, ou rígidas (Figura 2.3a), tem o movimento de rotação limitado pelo bloco, então vão transladar horizontalmente junto dele como um corpo rígido. Já as estacas intermediárias (Figura 2.3b) apresentam uma rótula de plastificação na conexão da estaca ao bloco, ponto em que o momento fletor excede o momento de plastificação da estaca, pois o bloco translada horizontalmente enquanto a estaca tenta impedir o movimento. Por fim, as estacas longas, ou flexíveis (Figura 2.3c), apresentam duas rótulas de plastificação, uma no mesmo ponto que a intermediária, e outra ao longo do seu comprimento, em um ponto onde o momento fletor positivo é máximo. Neste caso, a primeira rótula de plastificação é formada na conexão entre a estaca e o bloco, onde o momento fletor máximo é negativo, no entanto, a estaca resiste até a ruptura após a formação da segunda rótula de plastificação, quando o momento fletor excede o momento de plastificação da estaca (SALGADO, 2008).

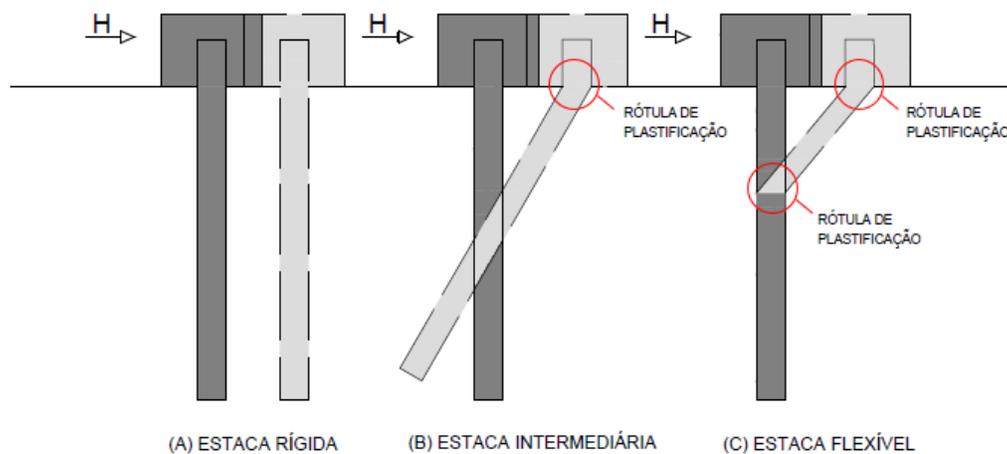


Figura 2.3: Mecanismos de ruptura de estacas com topo restrungido sob carregamento lateral (adaptado de FLEMING *et al.*, 2008)

De acordo com De Beer (1977, *apud* ALONSO 1989), as estacas carregadas lateralmente podem ser diferenciadas em relação ao carregamento sob o qual estão submetidas e a sua consequente reação, sendo elas: estacas ativas (Figura 2.4a), nas quais o carregamento (ação) é transmitido ao solo gerando deslocamentos horizontais (reação), e estacas passivas (Figura 2.4b), nas quais os esforços horizontais ao longo do fuste (reação) são resultantes da movimentação do solo ao seu redor (ação). Assim, a problemática demanda um tratamento matemático diferenciado ao estudar cada tipo de estaca.

A depender das condições que as fundações profundas estarão submetidas é preciso estabelecer o tipo de carregamento que será aplicado, seja ele no topo ou ao longo da profundidade, para a previsão do comportamento. Quando são adotadas estacas ativas, os carregamentos estáticos podem ocorrer em curtos ou longos prazos, em que a duração da aplicação da carga está relacionada ao intervalo de tempo necessário para a estabilização dos deslocamentos. Em outros casos, a magnitude do deslocamento é o fator que distingue os carregamentos conhecidos como: cíclicos, aqueles encontrados em estruturas *offshore* e pontes, capazes de limitar a resistência do solo; e dinâmicos, propício para o fenômeno de liquefação do solo, promovido por maquinários, tráfego, terremotos, entre outros. Nesse último caso, a frequência do carregamento é suficientemente baixa para que os deslocamentos ocorram ainda na fase linear elástica (REESE e VAN IMPE, 2011).

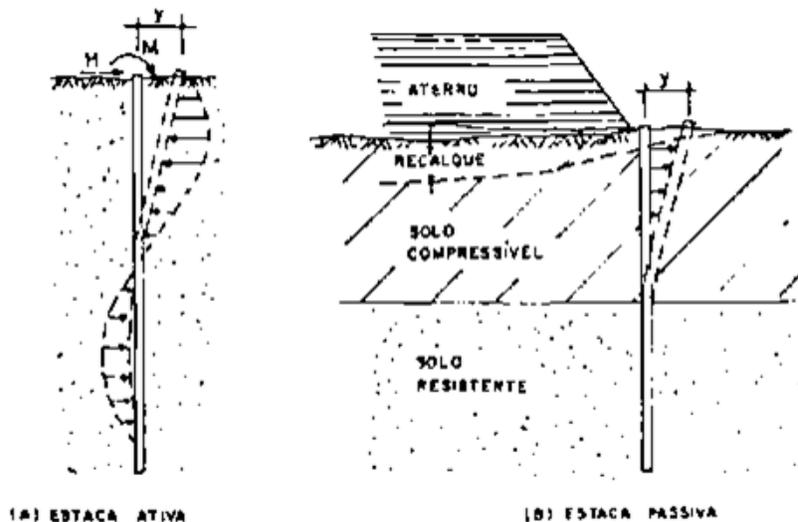


Figura 2.4: Diferença entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989)

Para a maioria dos projetos geotécnicos em fundações estaqueadas é comum o emprego de grupos de estacas, geralmente interligadas por um bloco de coroamento no topo. Quando sob esforços horizontais, a capacidade de carga lateral do sistema é geralmente inferior à soma da capacidade de carga isolada para cada uma das estacas do grupo, em função do espaçamento do entre elas. Entende-se que há uma sobreposição de tensões quando a distância entre os eixos é pequena, da ordem de 3 vezes o diâmetro das estacas ou menos, o que resulta em uma redução da resistência a depender da localização em relação à direção de aplicação da carga –nomeado efeito de grupo.

Estudos realizados com ensaios de prova de carga lateral em escala real mostraram que estacas próximas dentro de um grupo sofreram maiores deformações quando comparadas com uma estaca isolada, sendo ambas submetidas a um mesmo nível de carregamento por estaca. A distribuição do carregamento estático, ou cíclico, ao longo do comprimento apontou ter uma relação com a direção do carregamento e posição da linha dentro do grupo. Quando estão mais próximas do carregamento (linha *trailing*), as estacas são afetadas pela interferência criada com a presença das estacas à sua frente na linha *leading* e essa zona de sobreposição de tensões (“*shadowing*”) diminui a capacidade de carga dessas estacas (Figura 2.5). O efeito de grupo tende a ser menos efetivo com o aumento do espaçamento entre

estacas, visto que a propagação das tensões no solo torna-se cada vez menor, limitando o aparecimento das zonas plastificadas. Além da menor proximidade entre as estacas, simulações numéricas mostram que o fenômeno de *shadowing* tende a diminuir com o aumento da densidade do solo no qual a fundação profunda foi executada (BROWN *et al.*, 1987; BROWN *et al.*, 1988; ELHAKIM *et al.*, 2016; ROLLINS *et al.*, 1998).

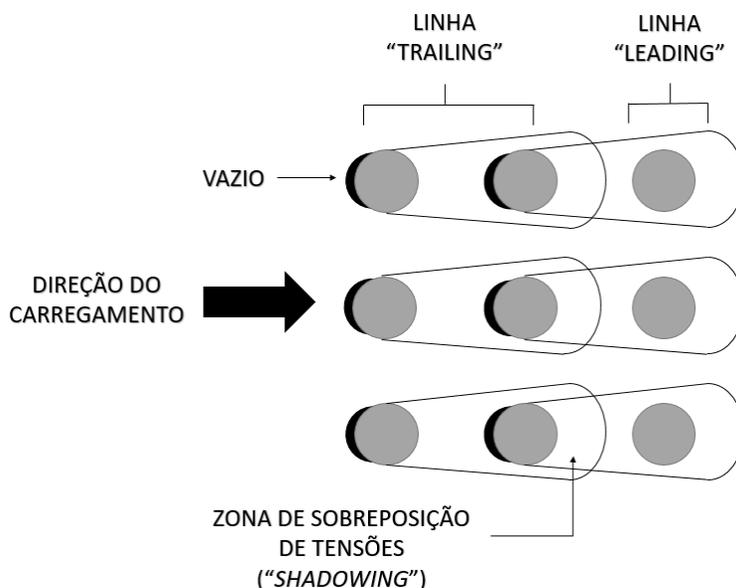


Figura 2.5: Representação do conceito de linhas *trailing* e *leading* em grupo de estacas (adaptado de ROLLINS *et al.*, 1998)

De modo geral, o comportamento do grupo de estacas sob carregamento lateral é uma função da quantidade de estacas e suas rigidezes, do comportamento do solo e do espaçamento entre elas. Porém, assim como em estacas isoladas, outro fator importante a ser considerado é a existência de restrição no topo (ver Figura 2.3), que com o aumento da rigidez do sistema, pode limitar os movimentos de rotação e, com isso, obter possíveis ganhos de resistência (ou redução dos deslocamentos). Em estudos em que o comportamento do grupo de estacas foi analisado sob as duas diferentes condições de restrição, o topo foi responsável por um aumento de 51% na resistência do sistema (para um deslocamento de 25 mm) e por um decréscimo de 40% nos deslocamentos (para uma carga de 1850 kN). (CHEN *et al.*, 1997; GERBER e ROLLINS, 2009).

2.2 MÉTODOS DE ANÁLISE

O projeto de fundações profundas em estacas sob esforços horizontais possui diversas variáveis ligadas ao solo, ao elemento estrutural e à aplicação de cargas, sendo necessário que todas sejam levadas em consideração para a definição da melhor maneira de estimar o comportamento da fundação. Para tanto, podem ser adotados métodos analíticos, ou numéricos, que a depender da abordagem escolhida, atentam a fatores como: a capacidade de carga, o coeficiente de reação do solo, o comportamento do sistema solo-estaca.

2.2.1 Métodos analíticos

2.2.1.1 Método de Brinch Hansen

O método de Brinch Hansen (1961 *apud* VELLOSO e LOPES, 2010) é fundamentado na teoria do empuxo de terra. Para ilustrar o problema, tem-se uma estaca de dimensão transversal B e comprimento útil L , submetida a uma carga horizontal H aplicada no topo acima do nível do terreno (Figura 2.6).

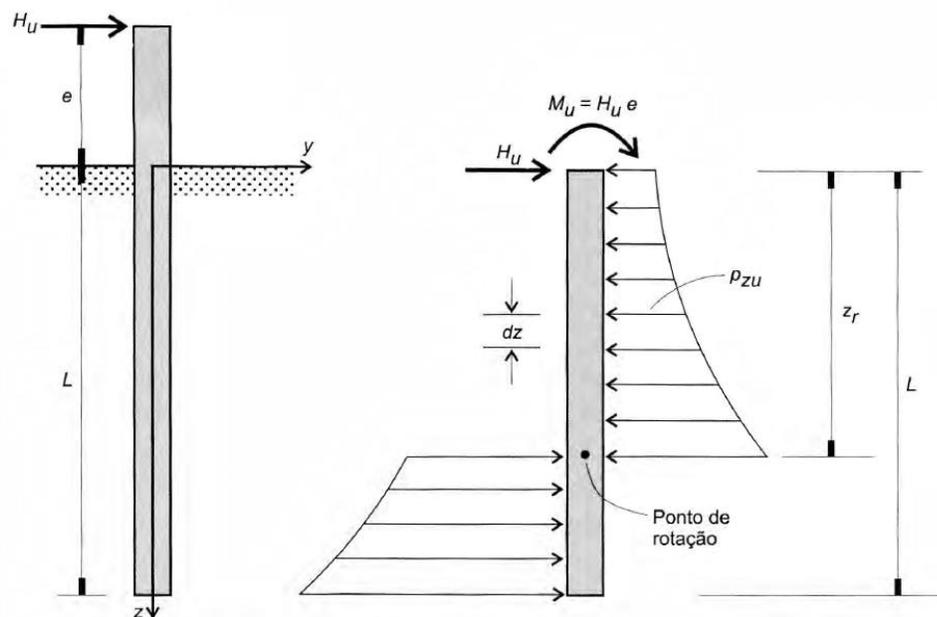


Figura 2.6: Estaca vertical sob a ação de uma carga horizontal - Método de Hansen (VELLOSO e LOPES, 2010)

A carga aplicada pode admitir incrementos até que ocorra o empuxo passivo ao longo da estaca (p_{zu}). Uma vez conhecida a distribuição de p_{zu} , é possível determinar a profundidade do ponto de rotação (z_r) e a carga horizontal aplicada no topo da estaca (H), por tentativas, com as equações de equilíbrio descritas a seguir (Equações 2.1 e 2.2):

$$\Sigma F_y = 0 \quad H_u - \int_0^{z_r} p_{zu} B dz + \int_{z_r}^L p_{zu} B dz = 0 \quad \text{Equação (2.1)}$$

$$\Sigma M = 0 \quad H_u e + \int_0^{z_r} p_{zu} B z dz - \int_{z_r}^L p_{zu} B z dz = 0 \quad \text{Equação (2.2)}$$

O M_u é o momento causado pelo carregamento e a excentricidade.

O empuxo passivo ao longo da estaca pode ser obtido através da Equação 2.3, com o auxílio dos ábacos apresentados por Poulos e Davis (1980), onde podem ser extraídos os fatores em função da geometria e do ângulo de atrito interno do solo (Figura 2.7):

$$P_{zu} = q K_q + c K_c \quad \text{Equação (2.3)}$$

Os termos da equação são representados por:

q = sobrecarga do solo em Z ;

c = coesão do solo;

K_q e K_e = fatores em função do ϕ' e z/B .

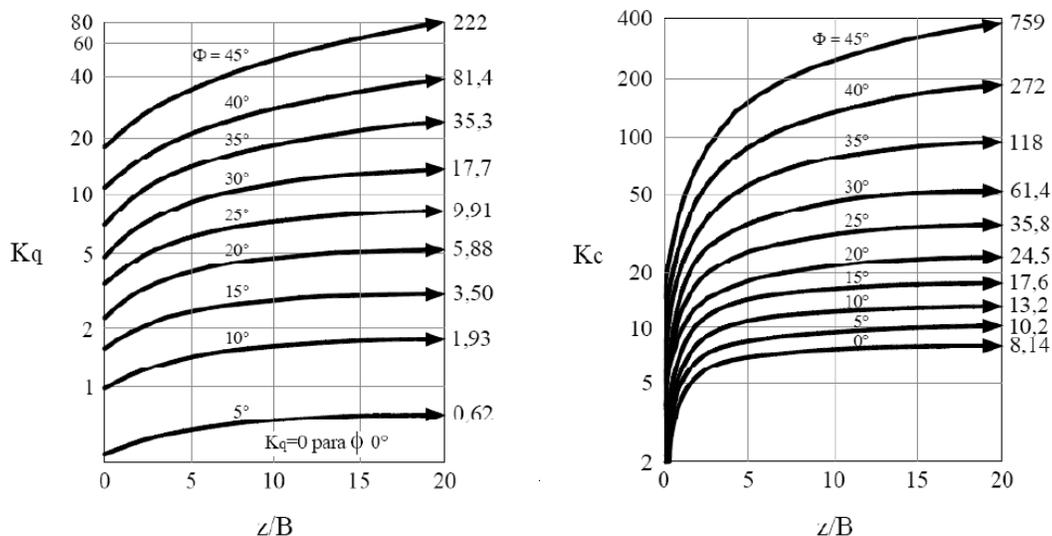


Figura 2.7: Fatores K_q e K_c em função da geometria (z/B) e do ângulo de atrito interno do solo (ϕ') (POULOS e DAVIS, 1980)

O método descrito é restrito às estacas curtas (rígidas) e pode se tornar exaustivo por ter sua solução dada por tentativa e erro, porém sua aplicabilidade compete a qualquer tipo de solo, independentemente da sua formação (TOMLINSON, 2001).

2.2.1.2 Método de Broms

Broms (1964) analisou o comportamento das estacas em solos coesivos e não coesivos, posteriormente, resumiu suas conclusões e propôs um critério de cálculo para estacas carregadas lateralmente em um dos trabalhos mais clássicos na área e com uma abordagem adotada até hoje na prática.

A análise feita através desse método parte do princípio que: (a) as deflexões para cargas de trabalho de estacas carregadas lateralmente não devem ser excessivas a ponto de debilitar o funcionamento dos elementos e (b) a resistência última deve ser suficientemente alta para que não ocorra o completo colapso, mesmo sob as combinações de fatores mais adversas. Por isso, é dado o devido interesse ao comportamento sob cargas de trabalho e na ruptura. Neste primeiro caso, o comportamento é analisado pela teoria da elasticidade, onde a estaca carregada lateralmente e o solo se comportam como um material elástico ideal, e a validade dessas hipóteses depende da comparação com dados retirados de ensaios. Já o

comportamento na ruptura, pressupõe que a resistência última da seção da estaca ou a resistência última do solo circundante foi excedida.

Broms assume que a relação entre carga-deslocamento é rígida perfeitamente plástica, ou seja, que a carga última do solo é totalmente mobilizada para qualquer valor de deslocamento, e mesmo que este valor aumente, ainda se manterá constante. O comportamento estrutural da seção da estaca também é tido como rígido perfeitamente plástico e a rotação elástica pode ser desprezada até que o momento fletor seja igual ao momento de plastificação da estaca em uma certa profundidade. Quando isto ocorrer, a rótula de plastificação se forma ao longo do comprimento da estaca e o movimento de rotação prossegue indefinidamente sob um momento constante.

Considerando um carregamento transversal em uma estaca de topo livre, o autor admite que a resistência lateral do solo apresenta uma distribuição ao longo da profundidade diferente para solos coesivos e não coesivo, como é possível observar pela Figura 2.8.

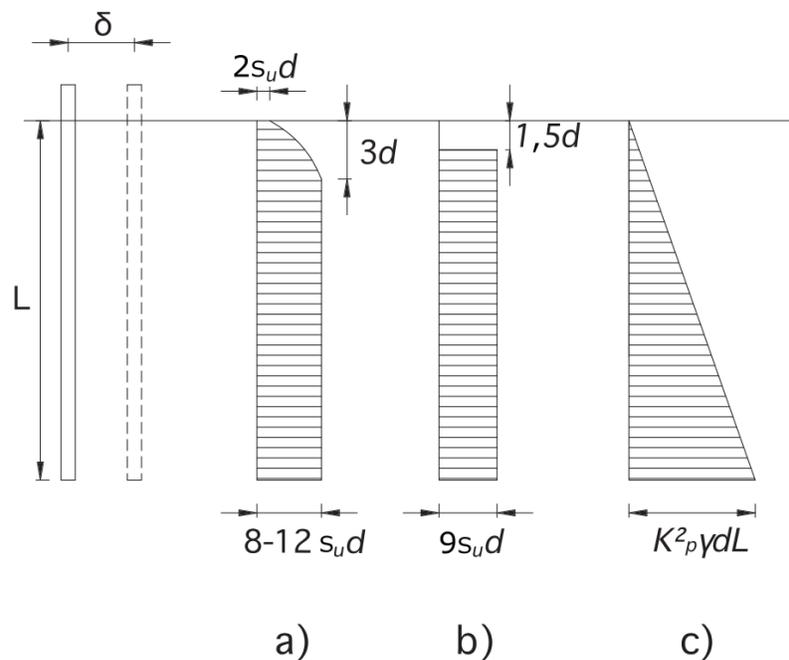


Figura 2.8: Perfil da resistência última do solo definida por Broms (1964a, 1964b): distribuição (a) em solos coesivos; (b) simplificada em solo coesivo; e (c) solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

Em uma análise em solos coesivos na condição não drenada (Figura 2.8a), em termos de tensões totais, a resistência lateral última do solo está ligada à resistência não drenada (S_u), e pode ser calculada a partir da Equação 2.4, na região próxima à superfície:

$$p = 2 S_u d \quad \text{Equação (2.4)}$$

Para maiores profundidades, acima de 3 vezes o diâmetro da estaca, onde o solo é forçado a se movimentar horizontalmente (Figura 2.8a), a resistência última é calculada pela Equação 2.5:

$$p = 8 - 12 S_u d \quad \text{Equação (2.5)}$$

A Figura 2.8b mostra uma simplificação dessa distribuição, onde a resistência é desprezada para profundidades até 1,5 vezes o diâmetro da estaca, e além desse valor a resistência última é obtida pela Equação 2.6:

$$p = 9 S_u d \quad \text{Equação (2.6)}$$

Na análise em solos não coesivos na condição drenada, em termos de tensões efetivas (Figura 2.8c), a resistência última aumenta linearmente com a profundidade e tem relação com o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e o peso específico do solo (γ), como confere a Equação 2.7:

$$p = 3 \gamma K_p dL \quad \text{Equação (2.7)}$$

Onde:

$$K_p = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')}$$

De acordo com outros autores (Barton, 1984; Fleming *et al.*, 1985; Kulhaway e Chen, 1993; Russo e Viggiani, 2008 *apud* Viggiani *et al.*, 2012), a resistência lateral última definida por Broms é relativamente conservativa para solos coesivos, no entanto, para solos não coesivos tende a subestimar significativamente os valores encontrados em campo. Barton (1984) sugere a Equação 2.8, contrariamente à equação supracitada para solos não coesivos:

$$p = K_p^2 \gamma dL \quad \text{Equação (2.8)}$$

Os mecanismos de ruptura apresentados pelo autor em seus trabalhos diferem em relação ao: (a) tipo de solo, seja coesivo, ou não coesivo; (b) tipo da estaca, sendo curta, intermediária ou longa; e (c) as condições de restrição no topo, ora livre, ou restringido. Para essas possíveis situações, a seguir são apresentados os comportamentos estimados com a ação de uma carga horizontal (BROMS, 1964; VELLOSO e LOPES, 2010):

Para estacas curtas com topo livre em solo coesivo, Broms (1964a) atribui à estaca um movimento de rotação como um corpo rígido, conforme apresentado na Figura 2.9. O perfil mostra que em um ponto “f” abaixo da superfície é gerado o momento fletor máximo, que deve ser menor ou igual ao momento de ruptura da estaca, podendo ser calculado pela Equação 2.9 apresentada a seguir.

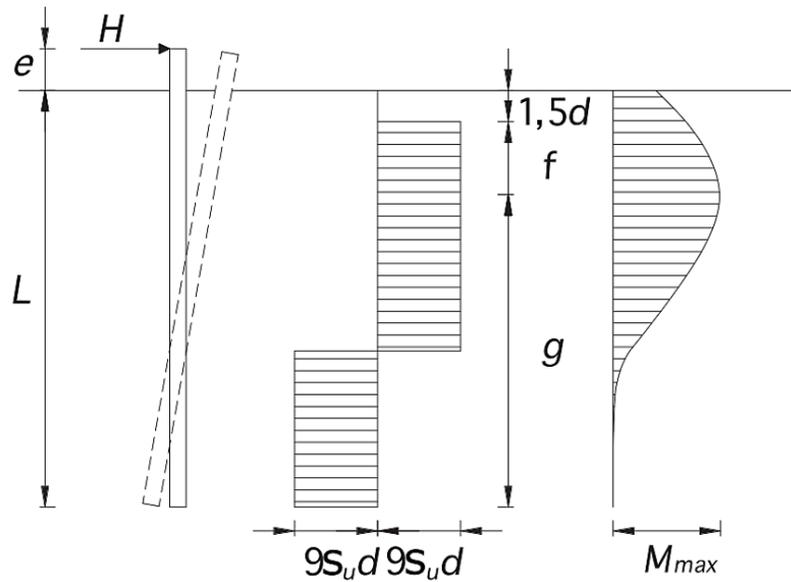


Figura 2.9: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca curta com topo livre em solo coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

$$M_{\text{máx}} = H_u (e + 1,5 d + 0,5 f) \quad \text{Equação (2.9)}$$

Onde:

$$f = \frac{H_u}{9 S_u d}$$

H_u = a carga de ruptura;

e = distância entre a aplicação da carga e o nível terreno;

d = diâmetro da estaca;

f = ponto de momento fletor máximo e esforço cortante nulo;

S_u = resistência não drenada do solo;

L = comprimento da estaca.

Os valores de $H/S_u d^2$ em função de L/d e de e/d podem ser obtidos na Figura 2.10.

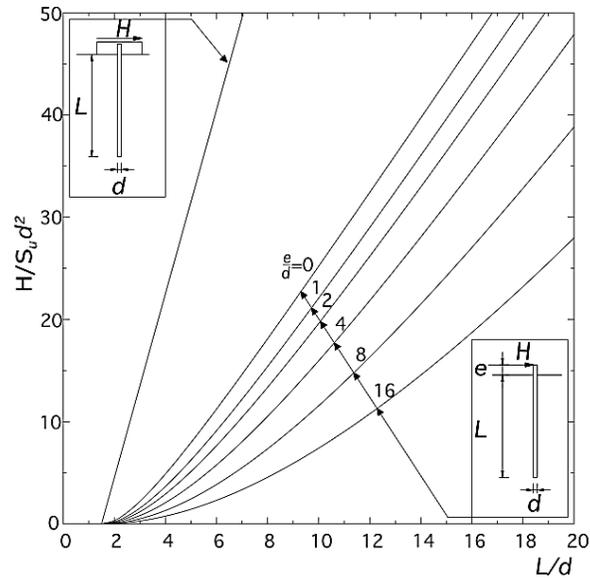


Figura 2.10: Estacas curtas em solos coesivos (VIGGIANI *et al.*, 2012, adaptado de BROMS, 1964a)

Nas estacas longas com topo livre em solo coesivo acontece a plastificação da estaca à uma certa profundidade “*f*”, onde abaixo desta os deslocamentos laterais são suficientemente pequenos para que não ocorra mobilização da resistência do solo (Figura 2.11). Quando o momento fletor máximo se iguala ao momento de plastificação da estaca (M_y), ocorre a formação de uma rótula de plastificação, podendo ser calculado pela Equação 2.10. A carga última que a estaca é capaz de suportar pode ser obtida através do ábaco apresentado na Figura 2.12.

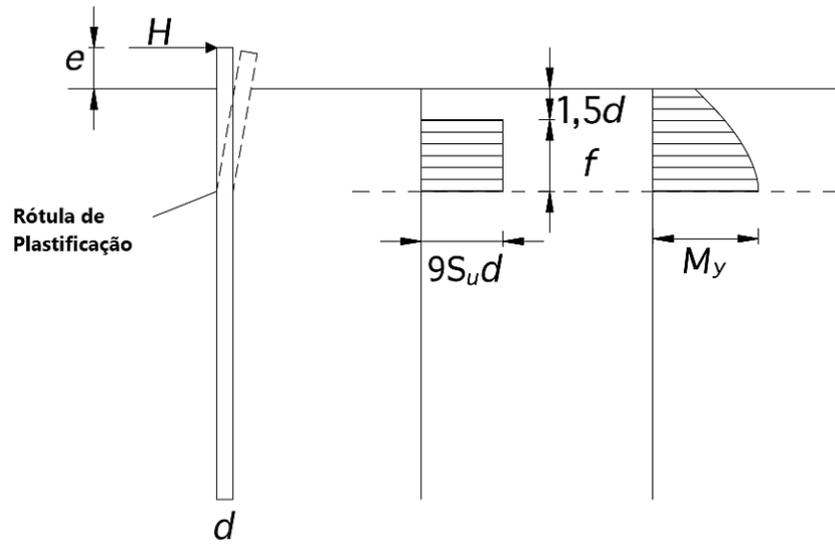


Figura 2.11: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca longa com topo livre em solo coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

$$M_{\text{máx}} = 2,25 d S_u (L - 1,5 d - f)^2 \quad \text{Equação (2.10)}$$

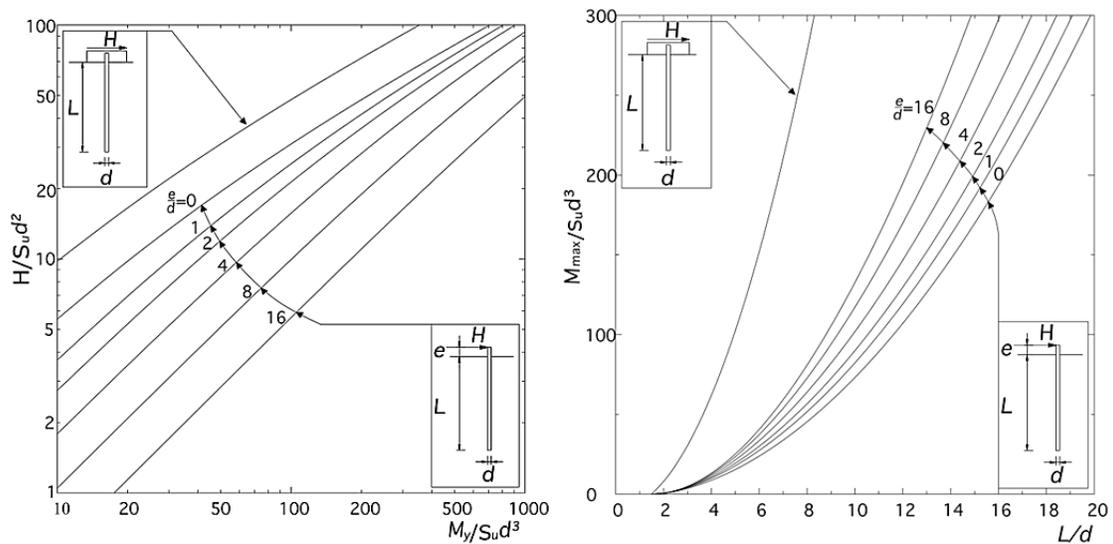
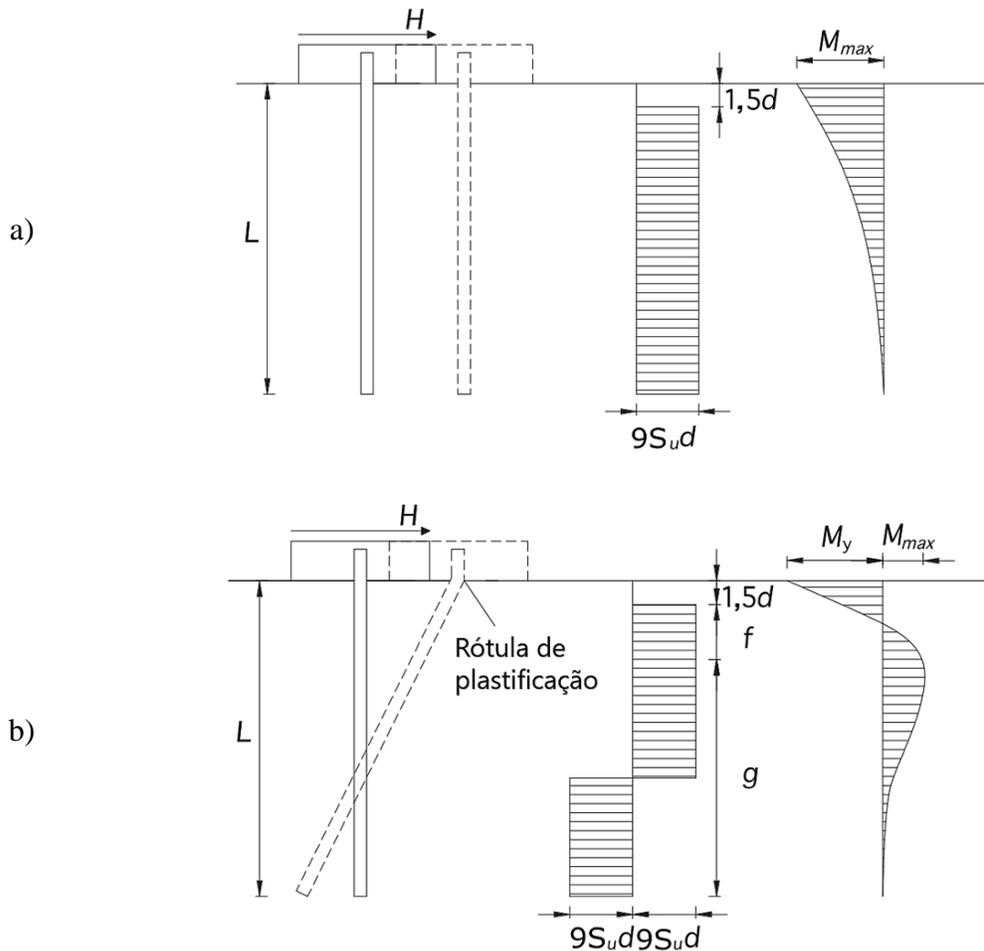


Figura 2.12: Estacas longas em solos coesivos (VIGGIANI *et al.*, 2012, adaptado de BROMS, 1964a)

Em casos que envolvem a restrição no topo, os mecanismos de ruptura passam a apresentar comportamentos diferentes. Broms (1964a) admite que as estacas curtas passam a ter um movimento de translação (Figura 2.13a); propõe a existência de estacas intermediárias que desenvolvem uma rótula de plastificação na conexão com o topo (Figura 2.13b); e as estacas longas que passam a formar duas rótulas de formação, sendo uma ao longo da profundidade e outra na conexão com o topo (Figura 2.13c).



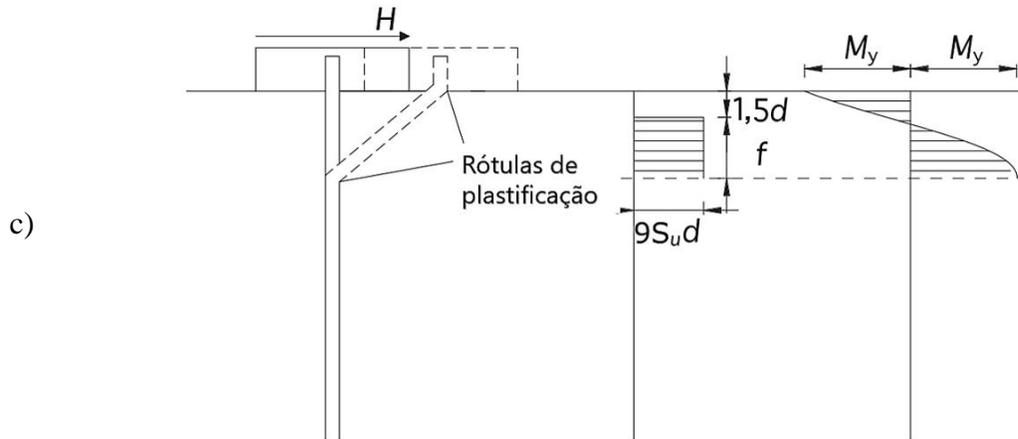


Figura 2.13: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca (a) curta; (b) intermediária; e (c) longa com topo restringido em solo coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

No caso de estacas curtas com o topo restringido, a carga de ruptura e o momento fletor máximo que leva à ruptura são dados pela Equações 2.11 e 2.12, respectivamente, com auxílio do ábaco proposto pelo autor apresentado na Figura 2.10:

$$H_u = 9 S_u d (L - 1,5 d) \quad \text{Equação (2.11)}$$

$$M_{\text{máx}} = H_u (0,5 L + 0,75 d) < M_y \quad \text{Equação (2.12)}$$

O cálculo da carga de ruptura em estacas longas com topo restringido é feito a partir do momento de plastificação, o qual pode ser auxiliado pelo ábaco apresentado na Figura 2.12.

Ao abordar os solos não coesivos, as estacas curtas com topo livre tem um mecanismo de ruptura similar, mas a distribuição da resistência aumenta linearmente com a profundidade, conforme discutido anteriormente (Figura 2.14). A carga de ruptura é dada pela Equação 2.13:

$$H_u = \frac{0,5 \gamma d L^3 K_p}{(e + L)} \quad \text{Equação (2.13)}$$

Onde:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

K_p = coeficiente de empuxo passivo do solo de Rankine.

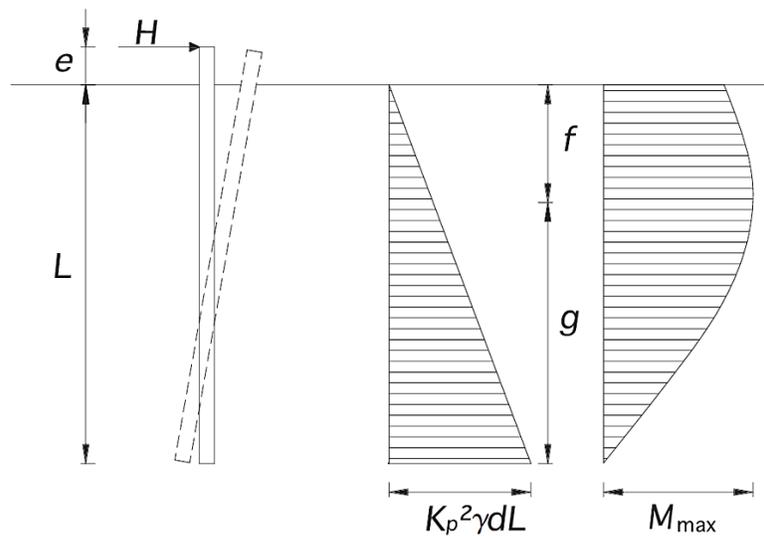


Figura 2.14: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca curta com topo livre em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

Admitindo que o momento fletor máximo é menor que o momento de plastificação da estaca em questão, os valores adimensionais $H/K_p^2 \gamma d^3$ e $M_{\max}/K_p^2 \gamma d^3$ são dados em função de L/d e podem ser obtidos pela Figura 2.15.

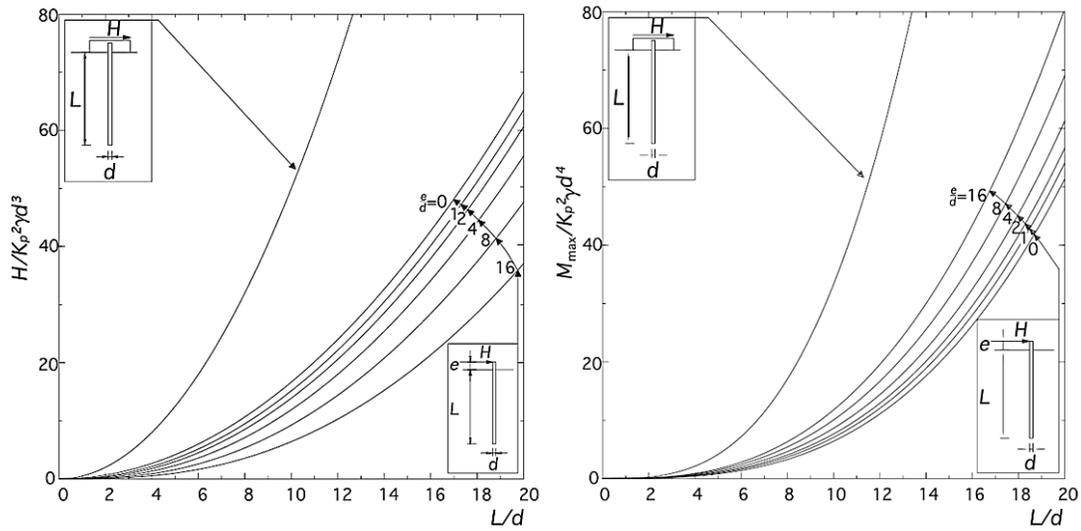


Figura 2.15: Estacas curtas em solos não coesivos (VIGGIANI *et al.*, 2012, adaptado de BROMS, 1964b)

Nas estacas longas de topo livre em solo não coesivo, a profundidade onde ocorre a formação da rótula de plastificação e o momento máximo correspondente podem ser calculados pela Equação 2.14:

$$M_{\text{máx}} = H_u (e + 0,67 f) \quad \text{Equação (2.13)}$$

Onde:

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma d K_p}}$$

Broms (1964b) propõe o mecanismo de ruptura apresentado na Figura 2.16 para este tipo estaca. Com auxílio da Figura 2.17, ao igualar o momento máximo ao momento de plastificação, é possível obter a carga de ruptura pela Equação 2.14:

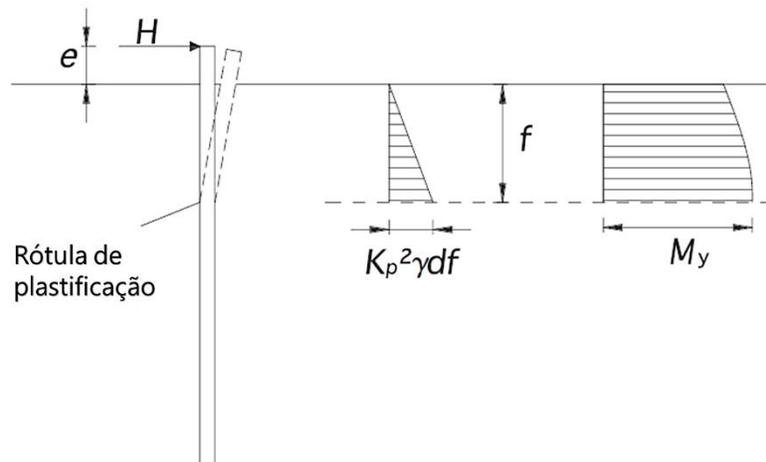


Figura 2.16: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca longa com topo livre em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

$$H_u = \frac{M_y}{e + 0,55 \sqrt{H_u / \gamma d K_p}} \quad \text{Equação (2.14)}$$

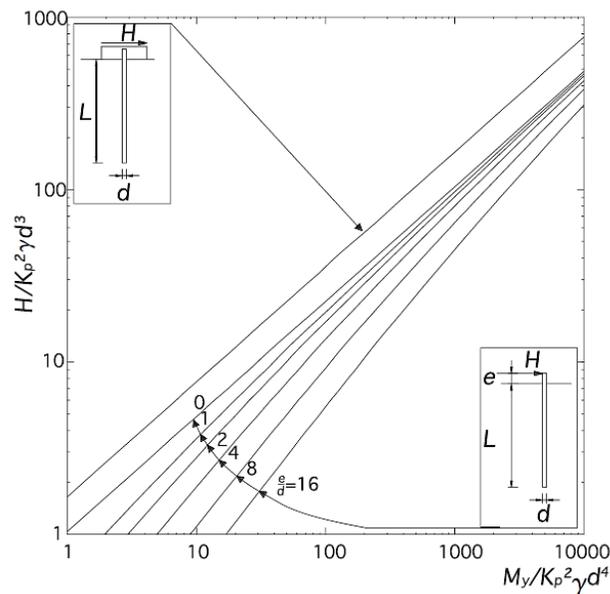


Figura 2.17: Estacas longas em solos não coesivos (VIGGIANI *et al.*, 2012, adaptado de BROMS, 1964b)

O mecanismo de ruptura por translação atribuído às estacas curtas com topo restringido é apresentado na Figura 2.18. Nessa configuração, o momento máximo também deve ser menor que o momento de plastificação da estaca, porém a reação do solo aumenta linearmente com profundidade, com a concentração dos maiores momentos nas camadas de solo próximas à superfície. A quantificação da carga lateral última e do momento máximo podem ser calculados pelas Equações 2.15 e 2.16, respectivamente. Além destas, Broms (1964b) propõe o ábaco apresentado anteriormente na Figura 2.15.

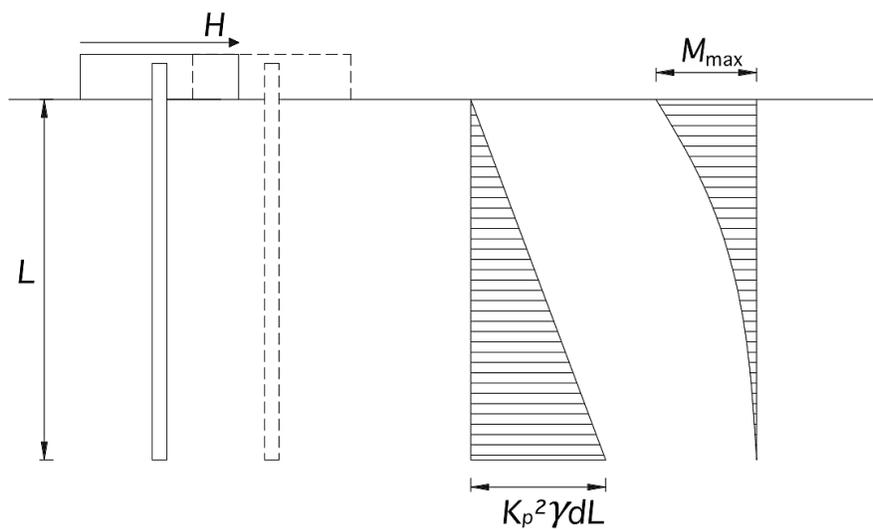


Figura 2.18: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca curtas com topo restringido em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

$$H_u = 1,5 L^2 d \gamma K_p \quad \text{Equação (2.15)}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{2}{3} H_u L \quad \text{Equação (2.16)}$$

Tratando-se de estacas longas com topo restringido em solos arenosos, a distribuição de resistência do solo é dada pela Figura 2.19 para estacas (a) intermediárias e (b) longas. Como mencionado anteriormente, ocorre a formação de rótulas de plastificação a uma certa

profundidade “ f ” da estaca, acima da qual se concentra o momento fletor máximo. A capacidade de carga lateral pode calculada pela Equação 2.17 com auxílio da Figura 2.17.

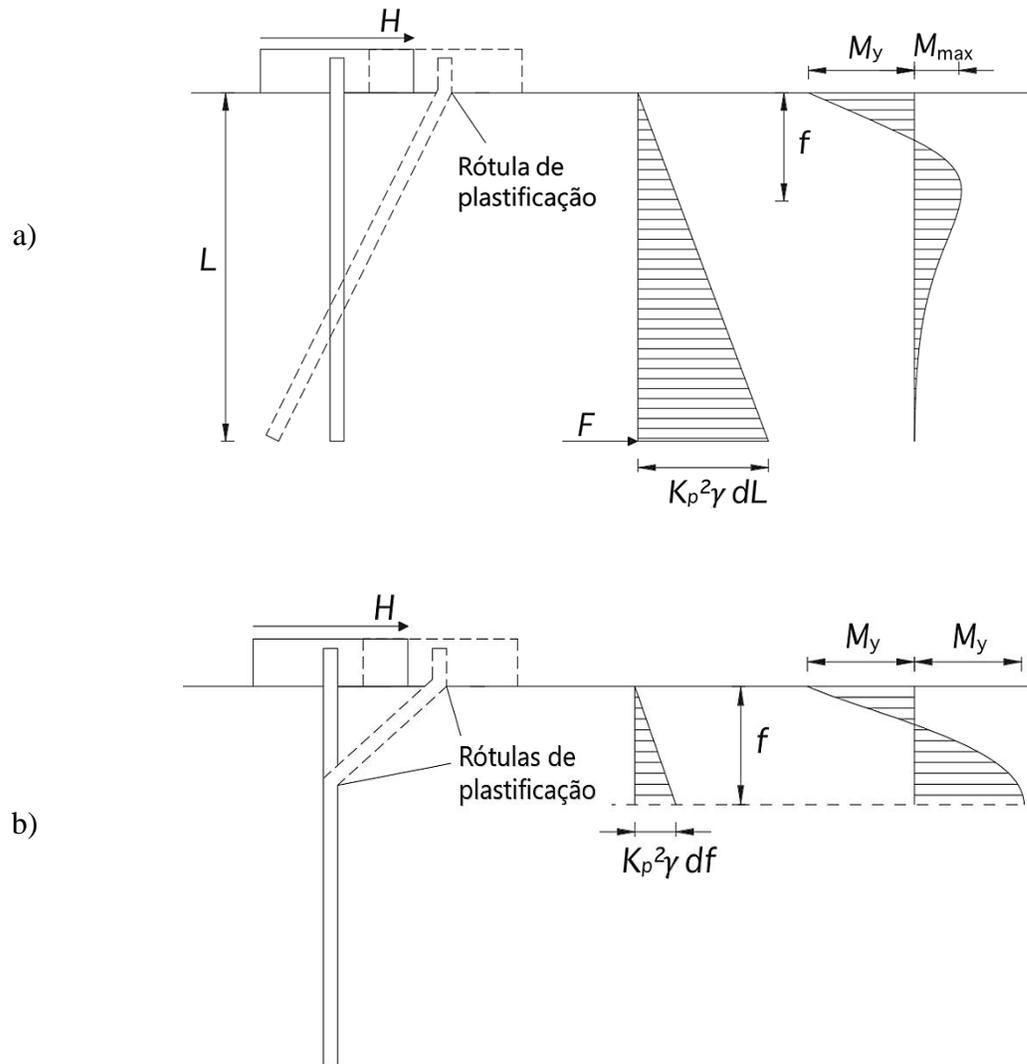


Figura 2.19: Deflexão, reação do solo e momento fletor de uma estaca (a) intermediária e (b) longa com topo restringido em solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI *et al.*, 2012)

$$H = \frac{M_y^+ + M_y^-}{e + 0,54 \sqrt{H_u / \gamma} d K_p} \quad \text{Equação (2.17)}$$

Caso os dois momentos sejam iguais, dar-se pela Equação 2.18:

$$H = \frac{2 M_y}{e + 0,54 \sqrt{H_u / \gamma} d K_p} \quad \text{Equação (2.18)}$$

2.2.1.3 Hipótese de Winkler

O modelo de cálculo proposto por Winkler (1967), baseado no coeficiente de reação do solo, é um dos mais usuais para o cálculo de estacas carregadas lateralmente. Neste, a estaca é representada por uma viga e o solo é tratado por uma série de molas elásticas independentes e conectadas ao elemento estrutural ao longo do comprimento, sendo a rigidez da mola referente ao coeficiente de reação do solo (k_h). Pelo modelo, ao considerar uma estaca sob carregamento lateral, uma vez que as molas estão representadas a frente da estaca, o solo resiste por tensões normais nesta parte e por tensões cisalhantes em suas laterais, sendo quase inexistente a resistência na parte de trás da estaca.

Esta análise linear pode ser adotada em casos em que o solo sofre pequenas deformações e atua apenas no regime elástico. Sendo assim, devido às limitações do modelo, modificações permitiram a sua extensão para que fosse possível levar em consideração o comportamento não-linear elástico, empregando-se o conceito de módulo de reação (curvas p - y).

2.2.2. Métodos numéricos

2.2.2.1 Modelo das curvas p - y

Os estudos de Reese e Matlock (1956) e McClelland e Focht (1958) foram pioneiros na abordagem do comportamento não-linear elástico do solo, ao desenvolverem uma série de curvas p - y para vários tipos de solo através de resultados obtidos de instrumentação de

campo. Pelo modelo, as molas não-lineares têm seu comportamento expresso por curvas, a serem definidas para cada camada de solo, levando em consideração a resistência lateral do solo em função do deslocamento suportado pela estaca (Figura 2.20). Uma vez que as curvas são definidas, o modelo requer a utilização de métodos numéricos (soluções computacionais) para a sua resolução de modo iterativo, ou por incrementos. Usualmente, os *softwares* presentes no mercado incorporam algoritmos para a geração das curvas p - y e podem ser usados para a análise não-linear de estacas isoladas (FLEMING *et al.*, 2008; REESE e IMPE, 2011; VIGGIANI *et al.*, 2012).

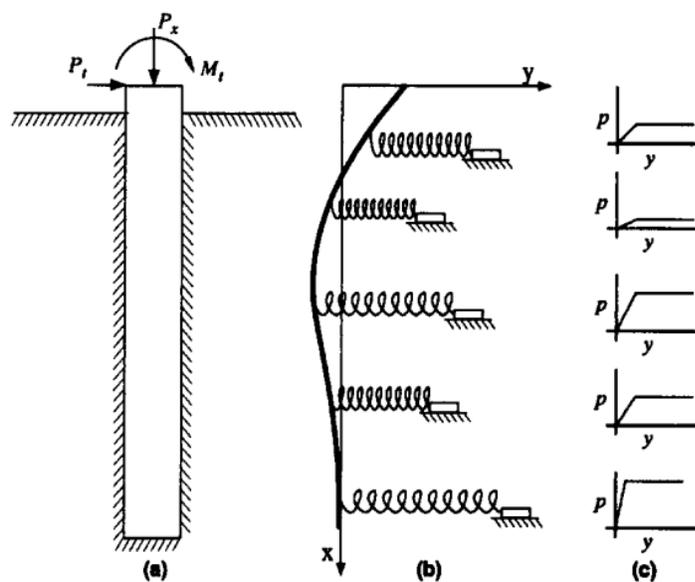


Figura 2.20: Modelo de estaca carregada lateralmente: (a) estaca sob carregamento lateral; (b) conceito do solo visto como molas; e (c) curvas p - y (REESE, 1997)

Muito embora a existência de uma interação entre estacas muito próximas em um grupo torne o uso desse método mais complexo, Brown *et al.* (1988), através do estudo em escala real de um grupo de estacas de estacas de 3 x 3 (linhas x colunas), buscaram adaptar o modelo por meio da introdução de um fator multiplicador de p (f_m) capaz de modificar as curvas p - y de estacas isoladas para obter as curvas p - y das estacas em um grupo. O valor de f_m varia entre 0 e 1.

2.2.2.2 Método dos elementos finitos (MEF)

A análise por elementos finitos permite resolver equações diferenciais por meio de sistemas que passam a ser segmentados em vários elementos. Os elementos são capazes de reproduzir o fenômeno em estudo por meio de seus nós que sofrem deslocamentos a partir da aplicação de cargas no sistema. Em problemas geotécnicos, a análise requer uma solução tridimensional (3D), onde devem ser levadas em consideração: (i) as propriedades das camadas de solo circundantes; (ii) o tipo e geometria do elemento estrutural de fundação; (iii) as condições de contato entre o elemento estrutural e o solo; e (iv) o tipo de carregamento aplicado no sistema.

Os avanços na computação permitiram desenvolver análises com *softwares* de elementos finitos cada vez mais rebuscadas para estacas isoladas e em grupo carregadas lateralmente. Pressley e Poulos (1986) desenvolveram uma análise tridimensional não-linear utilizando um modelo elástico perfeitamente plástico para o solo, com o objetivo de estudar o comportamento de grupos de estacas e as suas variações em decorrência do espaçamento. Brown e Shie (1990) e Trochanis *et al.* (1991) estudaram o carregamento lateral em estacas isoladas e em grupo, através de uma análise 3D em elementos finitos com modelos constitutivos elasto-plásticos para o solo. O primeiro destes trabalhos teve como objetivo avaliar o efeito do espaçamento, dentro de uma mesma linha e entre linhas de um grupo de estaca, e com isso derivar para as curvas $p-y$. Por meio do software ABAQUS[®], os autores consideraram as estacas como elementos de comportamento linear-elástico e utilizaram um modelo constitutivo elasto-plástico com o critério de plasticidade de Von Mises para reproduzir argilas saturadas não-drenadas e de Drucker-Prager para areias com comportamento drenado. Além destes, Wakai *et al.* (1999) desenvolveram simulações similares para as condições de topo livre e restringido em grupos de estacas carregados lateralmente.

Mais tarde, com o progresso dos estudos na área utilizando esse tipo de método, Yang e Jeremić (2002) desenvolveram análises voltadas para estacas isoladas em solo estratificado de comportamento elasto-plástico. Os resultados obtidos pelos autores através do *software* OpenSees[®] foram utilizados para gerar curvas $p-y$, corroborando com estudos anteriormente desenvolvidos, a exemplo do trabalho supracitado de Brown e Shie (1991). Ainda, foram

comparados com resultados obtidos de ensaios em centrífuga e análises no LPILE[®], *software* desenvolvido por Reese e colaboradores em seus estudos acerca do comportamento não-linear do solo com curvas $p-y$.

Em geral, os modelos desenvolvidos com carregamento lateral assumem um comportamento elástico para as estacas, produzindo análises que não são capazes de reproduzir com precisão o desempenho de elementos de fundação em concreto armado, desprezando alguns aspectos físicos que podem ser afetados com a aplicação das cargas. À princípio, Reese (1997) sugeriu um procedimento de cunho prático que contabilizava de maneira aproximada a fissuração do concreto ao reduzir gradualmente a rigidez à flexão da estaca. Na sequência, com melhores recursos computacionais, este aspecto também foi objeto de estudo de Comodromos *et al.* (2009), que alcançaram boas correlações entre os resultados obtidos em campo de ensaios de prova de carga e através de análises não-lineares em 3D assumindo o comportamento linear elástico do concreto para tensões de compressão e tração.

Conte *et al.* (2013) desenvolveram uma análise numérica para previsão do comportamento de estacas de concreto armado submetidas à carregamentos horizontais. Para isso, os autores consideraram um modelo linear elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o solo e modelos de teoria da plasticidade (esforços de compressão) e de mecânica das fraturas (esforços de tração) para a estaca e armadura. Além disso, um diferencial no trabalho foi considerar aspectos como: a formação de deformações plásticas no solo, a fissuração do concreto e o escoamento da armadura. Pela Figura 2.21 é possível perceber que os resultados obtidos tiveram comparação satisfatória com os dados de campo de ensaios de prova de carga lateral realizados em estacas de concreto armado por Huang *et al.* (2001), nos quais a análise foi baseada.

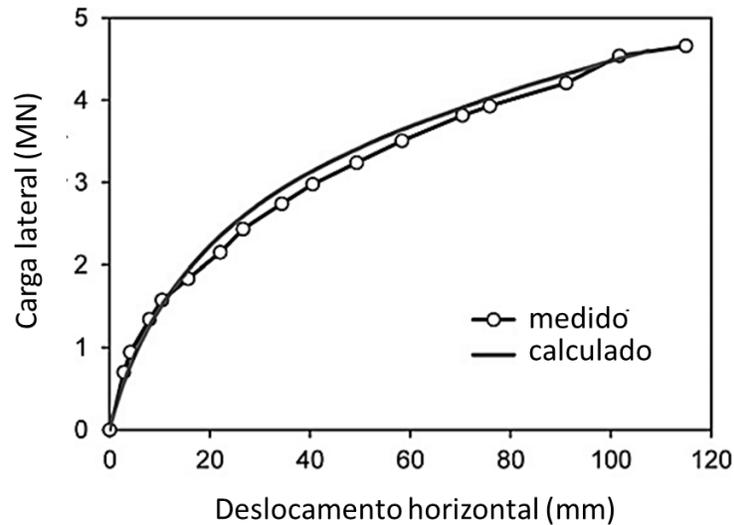


Figura 2.21: Comparação de curvas tensão-deslocamento (CONTE *et al.*, 2013)

No que se refere às análises de estacas em grupo, o desempenho dessas estruturas em solos de comportamento coesivo e friccional ainda é pouco dominado, sendo a maioria das pesquisas focadas em solos puramente arenosos ou argilosos. Diante desse cenário, Faro (2014) desenvolveu uma análise numérica tridimensional calibrada a partir dos seus resultados obtidos em ensaios de prova de carga horizontal em estacas escavadas em solo coesivo-friccional com e sem melhoramento da camada superficial.

Posteriormente, Born (2015) expandiu o estudo para grupos de 2 estacas, variando o espaçamento entre eixos de 2 a 10 vezes o diâmetro da estaca. O autor verificou uma redução do efeito de grupo para espaçamentos a contar de 6 vezes o diâmetro, todavia uma total inexistência ao atingir o maior espaçamento definido. Através de uma linha de tendência logarítmica, é proposta uma expressão para a previsão da eficiência do grupo (Equação 2.19), válida para espaçamentos de 2 a 10 vezes o diâmetro da estaca, limitada a perda de eficiência na mesma direção do carregamento.

$$Eficiência_{Grupo} = 0,13 \ln(xD_e) + 0,68 \quad \text{Equação (2.19)}$$

Contudo, entende-se a importância de ensaios prova de carga em escala real que possam corroborar com o conhecimento adquirido no assunto até o momento em relação à grupos de estacas carregados lateralmente em solo residual, em especial, quanto aos proventos da condição de topo restringido, que tem por objetivo aumentar a rigidez do sistema e, com isso, prevê a redução dos deslocamentos.

2.3 COMPORTAMENTO DOS SOLOS RESIDUAIS SOB ESFORÇOS HORIZONTAIS

Os solos são compostos de partículas minerais não-cimentadas, ou levemente cimentadas, formados pelo intemperismo de uma rocha-mãe. Quando o material resultante da desintegração física e decomposição química permanece no local da rocha de origem, este é chamado de solo residual. Em razão da sua formação, associada à abundância de minerais de alumínio e óxidos de ferro, os solos em questão possuem uma gradual transição de sua granulometria com a profundidade, com sua estrutura variando entre uma granulação aberta a densa e argilosa, sendo normalmente encontrados em vastas extensões a grandes profundidades em regiões tropicais e subtropicais, devido à umidade (HUAT e TOLL, 2012; KNAPPETT e CRAIG, 2014; MITCHELL e SOGA, 2005).

Na prática, a estrutura dos solos residuais é mais complexa, se comparada à dos solos transportados que possuem um certo grau de homogeneidade e previsibilidade, e o seu comportamento pode ser fortemente influenciado pela presença de argilominerais, que não são encontrados em solos sedimentares. No entanto, a prática geotécnica tem divergido em relação aos dois tipos de solos, tanto na aplicabilidade dos aparelhos comerciais usados na investigação, quanto na interpretação dos resultados obtidos em campo para a definição dos parâmetros geotécnicos de projeto. Tratando-se de solos residuais, a investigação de campo é feita pela associação de ensaios de sondagem à percussão (SPT) e de piezocone (CPT) que somados aos ensaios laboratoriais permitem a caracterização do material em termos de tensão-deformação e das suas propriedades mecânicas (SCHNAID e HUAT, 2012; WESLEY, 1990).

Ainda são poucos os estudos que analisam o comportamento de estacas e grupo de estacas sob carregamento lateral em solos residuais. Entre eles, tem-se o trabalho de Almeida *et al.* (2011), que mostrou uma boa comparação entre os resultados obtidos em campo, através de ensaios de prova de carga em estacas escavadas em solo laterítico de origem basáltica, e os resultados previstos por meio de curvas p - y provenientes de sondagens com o dilatômetro de Marchetti (Marchetti's Dilatometer Test - DMT).

Choi *et al.* (2013) realizaram quatro ensaios de prova de carga em estacas escavadas sob carregamento lateral em um solo residual de granito. Os resultados obtidos em campo foram comparados com os previstos por meio de diferentes métodos de análise numérica. O estudo conclui que o método de Broms tende a subestimar a capacidade de carga lateral, uma vez que não são capazes de considerar o comportamento coesivo e friccional simultaneamente. O método usando elementos finitos apresentou os melhores resultados por considerar a coesão e a variação volumétrica do solo residual de granito, além do atrito entre o solo e a estaca.

Guo (2015) investigou o comportamento de estacas carregadas lateralmente a partir de ensaios em escala real de estacas instrumentadas assentes em um arenito de origem calcária, comumente encontrado na costa oeste da Austrália, bem como através de ensaios de centrífuga em estacas rígidas em solo arenoso artificialmente cimentado em diferentes proporções. Os ensaios de campo em escala real confirmaram o pressuposto da autora de que o aumento no diâmetro promoveria tanto um aumento na capacidade de carga lateral, quanto na rigidez inicial da estrutura. Em centrífuga, a cimentação do solo e o comprimento útil da estaca mostraram maior relevância para esse aumento.

Outros estudos recentes avaliaram a influência das dimensões da estaca e dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade na capacidade de carga de estacas escavadas em solo residual natural e artificialmente cimentado. Com os resultados obtidos em um campo experimental através de ensaios de prova de carga com instrumentação por meio de inclinômetros, conclui-se que a capacidade de carga lateral da estaca foi maior com o aumento do diâmetro, e que os deslocamentos ficaram concentrados próximo à superfície. A adição de cimento nas camadas superficiais do terreno possibilitou uma melhoria na rigidez e na capacidade de carga das estacas em estudo, traduzida pela combinação do diâmetro e

profundidade da camada tratada. Com isso, o estudo em solo natural propõe que o comportamento da estaca pode ser equacionado de forma adimensional por meio da relação entre a força lateral aplicada normalizada $[F_h/(A.c^2)]$ e o deslocamento normalizado $(\delta h/D)$ em função do diâmetro da seção transversal da estaca (FARO *et al.*, 2015; CONSOLI *et al.*, 2016; FARO *et al.*, 2018).

No mesmo campo experimental, Reginato (2019) analisou o comportamento de estacas flexíveis e rígidas, com armadura convencional, quando submetidas a esforços horizontais através de ensaios de prova de carga com leitura dos deslocamentos obtidas por medidores de deslocamento no topo e ao longo do comprimento. Os ensaios foram executados aplicando incrementos que combinavam cargas estáticas precedidas por cinco ciclos de carga-descarga, de mesma intensidade, em intervalos curtos de tempo. A autora verificou que os carregamentos rápidos anteciparam a ruptura geotécnica das estacas, causando deslocamentos permanentes na fundação, evidenciando que o tempo de aplicação da carga não influenciou significativamente nos deslocamentos horizontais admitidos, contudo o número de aplicações foi o principal responsável por tais deformações.

O estudo de Reginato (2019) também foram observados os comportamentos dos diferentes tipos de estaca executadas, com resultados que corroboraram com o proposto pela literatura. No caso das estacas flexíveis, os elementos sofreram deflexão até, aproximadamente, 2 metros de profundidade, apresentando uma taxa de recuperação de mais de 50% após o descarregamento total. Para o caso das estacas rígidas, estas apresentaram uma tendência de giro, como um elemento rígido, a partir do ponto situado a, aproximadamente, 4 vezes o valor do diâmetro (a contar do topo). Nessas últimas, a taxa de recuperação foi de, aproximadamente, 28%.

Cordeiro (2019) desenvolveu seu estudo com ênfase no comportamento de estacas metálicas, de mesmo comprimento e com formas de seção transversal distintas, quando submetidas a cargas cíclicas. Os resultados obtidos pela aplicação de carregamentos laterais cíclicos nos elementos de fundação mostraram que metade da resistência é atingida quando cicladas mais de 50 vezes, sendo os 10 primeiros ciclos responsáveis por maior parte da degradação da resistência. O solo residual no qual as estacas foram executadas apresentou uma estabilização de sua resistência a partir de 50 ciclos, ou seja, metade da quantidade de aplicações adotadas.

Em relação ao efeito de forma, dado pelas diferentes seções transversais adotadas pelo autor, foi concluído pelo estudo que a resistência inicial é afetada pela forma adotada, em razão do mecanismo de interação entre o solo e o elemento de fundação, além da área de contato com o solo. Quanto a degradação da resistência, foram apresentados diferentes valores com relação a forma da seção, sendo importante notar que as estacas de mesma forma e dimensão de seção apresentaram valores maiores de perda quando submetidas a aplicação de ciclos em deslocamentos pequenos, no entanto, em caso contrário a degradação se apresentou inferior.

Born (2019), também analisou o efeito de forma ao estudar o comportamento de estacas metálicas carregadas lateralmente em um solo residual adotando diferentes seções transversais. Além disso, a partir de uma série de ensaios de campo, bem como através da previsão do comportamento de outras estacas já ensaiadas no mesmo solo residual, o autor utilizou-se do método p-y para a previsão dos deslocamentos. Segundo ele, a qualidade dos dados de entrada utilizados em métodos como esse são essenciais para uma boa previsibilidade, sendo necessário para isso que as propriedades do solo sejam bem definidas, além de um bom domínio do assunto ao criar tais modelos. Com isso, o autor sugere que quando necessário a realização de um ensaio de prova de carga lateral, a previsibilidade de comportamento pode ser feita a partir de elementos instrumentados de menores dimensões, com a posterior extrapolação para estacas de dimensões maiores.

Desde observação em campo do processo executivo até a análise dos resultados de ensaios de carregamento lateral, foi possível compreender que a estrutura dada pela formação dos solos residuais é responsável por uma porção significativa da sua rigidez inicial, sendo necessário evitar ao máximo a perturbação e a quebra do solo durante o processo executivo e, conseqüentemente, qualquer ocorram mudanças em seu comportamento (BORN, 2019).

3 CAMPO EXPERIMENTAL

Neste capítulo serão apresentadas informações a respeito do local onde foram executadas as estacas e realizado o ensaio de prova de carga, abrangendo desde sua localização até as características geológicas-geotécnicas do solo, amplamente estudadas por outros autores.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O campo experimental, onde foi realizado o ensaio de prova de carga horizontal, é pertencente ao Centro de Tecnologia (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR), pertencente ao Campus da Universidade de Passo Fundo (UPF), na cidade de Passo Fundo, no estado do Rio Grande do Sul (Figura 3.1).

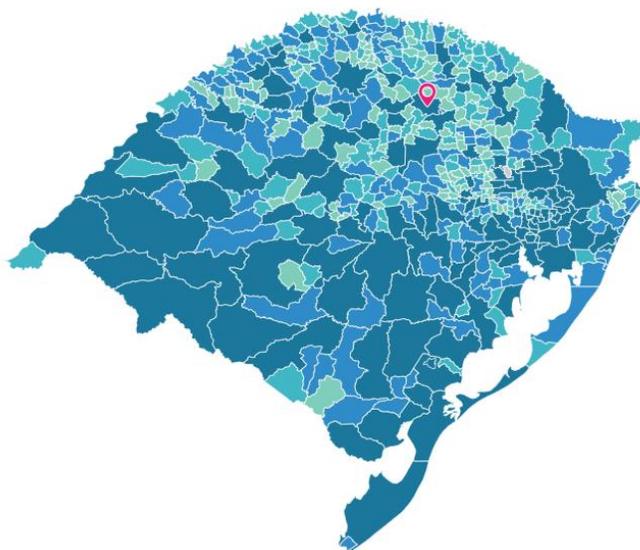


Figura 3.1: Localização do município de Passo Fundo –RS (IBGE, 2017)

A faculdade é localizada no bairro São José, às margens da Rodovia Federal BR-285, quilômetro 171, cujas coordenadas são: 28° 13' 35,7" de latitude e 52° 23' 14,46" de longitude (Figura 3.2).



Figura 3.2: Localização do campo experimental na Universidade de Passo Fundo (GOOGLE EARTH, 2019)

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O solo encontrado no campo experimental, onde foram executados as estacas e o ensaio de prova de carga, é do tipo homogêneo, resultante da decomposição de rochas basálticas (ígneas) e de arenito (sedimentar) na camada mais superficial. De acordo com a classificação

pedológica, o solo da região de Passo Fundo é um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, com predominância de caulinita e óxido de ferro em sua composição, responsável por sua coloração avermelhada (Figura 3.3). Caracteriza-se como um solo com alto grau de intemperismo, bem drenado e profundo, além de apresentar um perfil homogêneo com uma transição gradual entre seus horizontes (STRECK *et al.*, 2002).

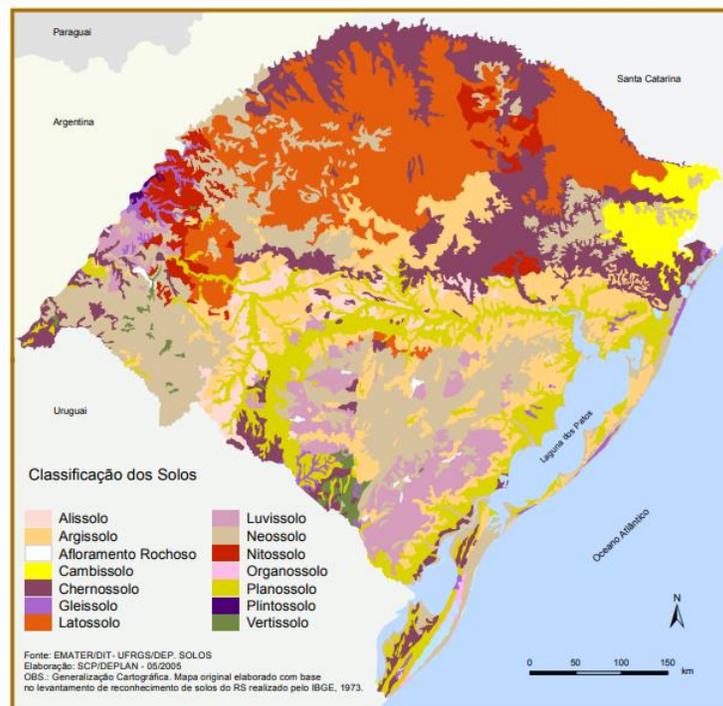


Figura 3.3: Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (EMATER/DIT-UFRGS/DEP.SOLOS, 2005)

Os latossolos cobrem extensas áreas no Brasil e são compostos por aglomerados de partículas com granulometria variando desde o tamanho de argila até maiores que areia, sendo os agregados com a forma de pequenos grânulos, bastante estáveis e resistentes (AZEVEDO e BONUMÁ, 2004).

3.2.1 Ensaios de campo

Dando importância para um melhor entendimento quanto às características do solo residual presente no campo experimental, em estudos anteriormente realizados no mesmo local foram realizados ensaios de prospecção geotécnica por outros autores.

3.2.1.1 Sondagem à percussão (*Standard Penetration Test – SPT*)

Em vista do interesse em um reconhecimento do solo e de suas respectivas características geotécnicas, a investigação geotécnica por meio sondagem à percussão foi realizada por Lopes Jr. e Thomé (2005) a fim de obter o perfil geológico-geotécnico. Assim, foram realizados dois furos de sondagem utilizando um amostrador padrão, com circulação de água (Figura 3.4a) e por meio de trado mecânico sem a circulação de água (Figura 3.4b). Em nenhuma das sondagens foi encontrado o nível de água.

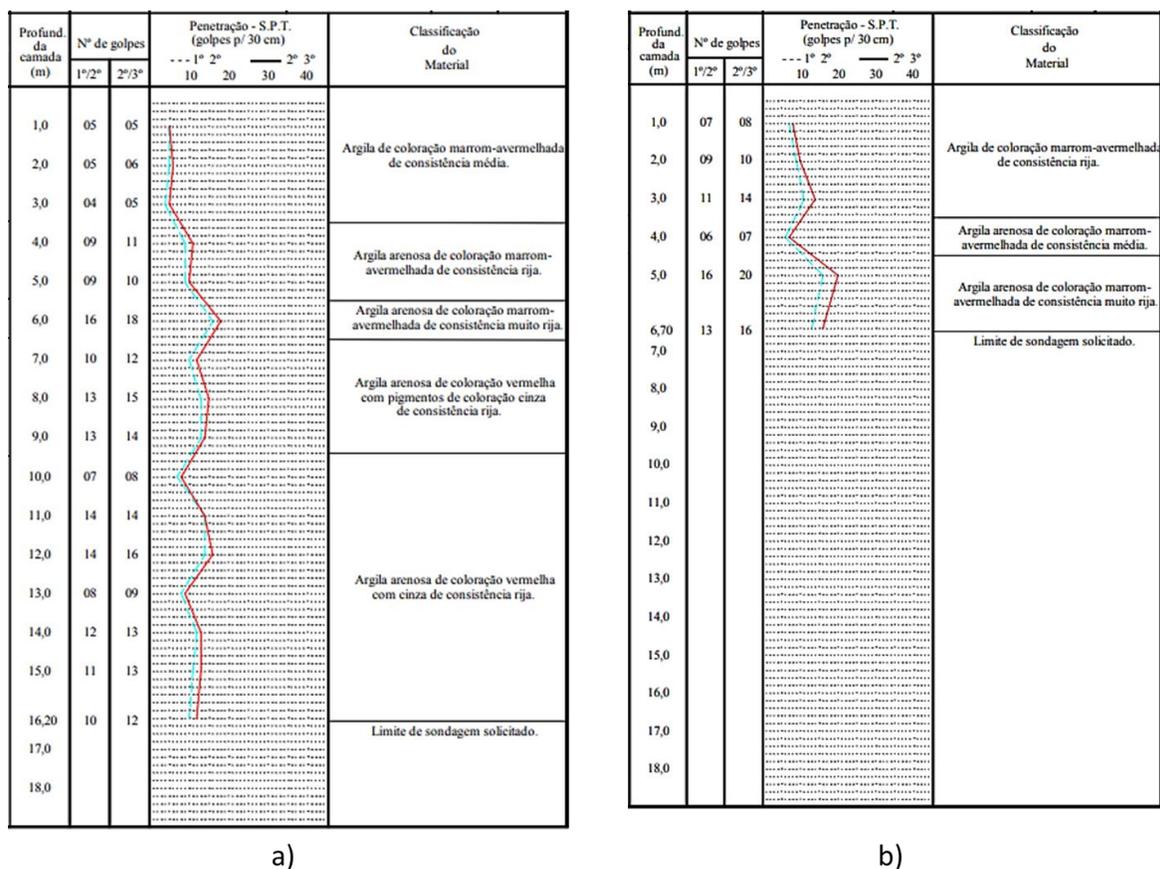


Figura 3.4: Sondagem SPT (a) com auxílio de circulação de água; e (b) sem circulação de água, com trado mecânico tipo concha (EDLER, 2011 adaptado de LOPES JR. e THOMÉ, 2005)

Os perfis de sondagem apresentados na Figura 3.4 mostram que o solo no local é homogêneo, predominantemente, composto por uma argila arenosa de coloração avermelhada de baixa resistência nos primeiros metros próximos à superfície, mas com um subsequente aumento,

a resistência torna-se constante ao longo da profundidade com pequenos desvios decorrentes da natureza do ensaio.

3.2.1.2 Ensaio de cone (*Cone Penetration Test – CPT*)

Para melhor caracterizar o campo experimental, Faro (2014) realizou 5 furos de até 20 m de profundidade –sem medidas de poropressão, em diversos pontos do local. Foi verificada uma pequena variação entre os resultados, de modo a concluir que o solo apresenta um perfil relativamente homogêneo ao longo da profundidade, corroborando com os dados obtidos no ensaio de SPT. Na Figura 3.5, os resultados dos cinco ensaios estão agrupados e foram apresentados em termos de resistência de ponta corrigida (q_t), resistência por atrito lateral (f_s) e razão de atrito R_f .

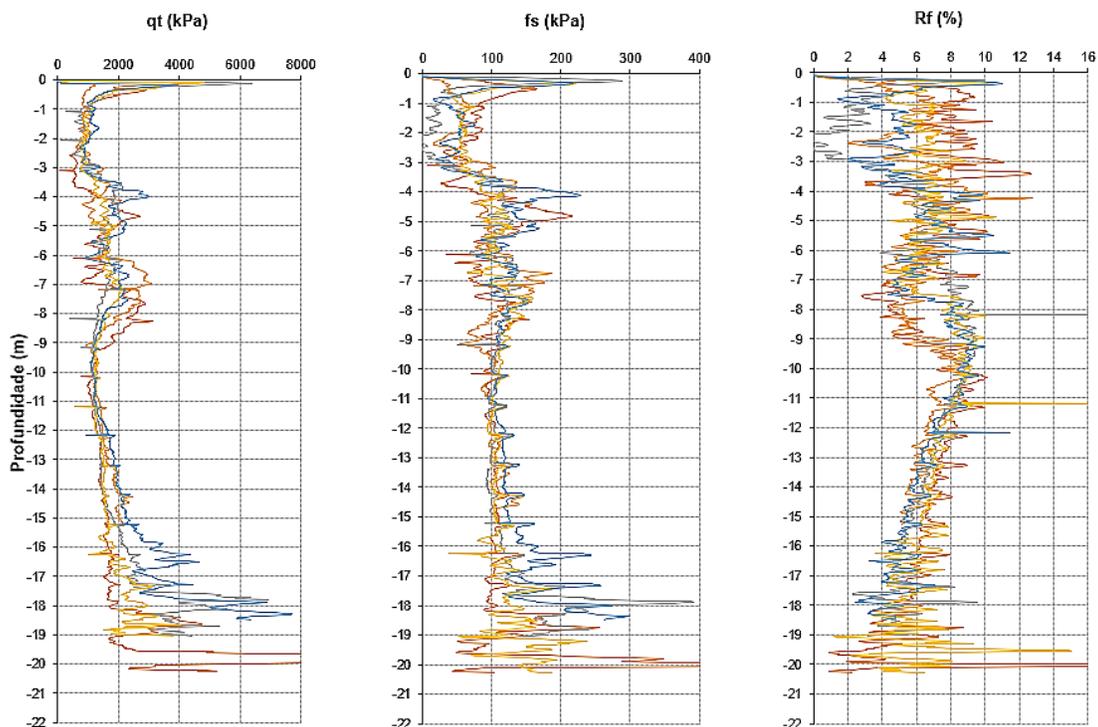


Figura 3.5: Resultados dos ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) realizados no campo experimental da FEAR-UPF

Assim como no ensaio por sondagem à percussão, é possível perceber pela resistência de ponta e o atrito lateral que o solo apresenta uma baixa resistência próximo à superfície, porém, a partir dos 3 m até os 10 m de profundidade, a resistência aumenta e se mantém

constante. De acordo com o I_c , o perfil é típico de um solo homogêneo, com valores na faixa entre 2,95 e 3,6, classificando-o como argila para argila siltosa.

3.2.1.3 Ensaio dilatométrico (*Flat Dilatometer Test* – DMT)

Faro (2014) também realizou dois ensaios dilatométricos no campo experimental, os quais indicaram uma certa variação, mas permitiram concluir que o solo encontrado no local é bastante homogêneo. Na Figura 3.6, os resultados estão agrupados e foram apresentados em termos de: primeira leitura do ensaio corrigida (P_0), segunda leitura do ensaio corrigida (P_1), poropressão (u), módulo dilatométrico (E_D), índice de tensão horizontal (K_D) e índice de material (I_D).

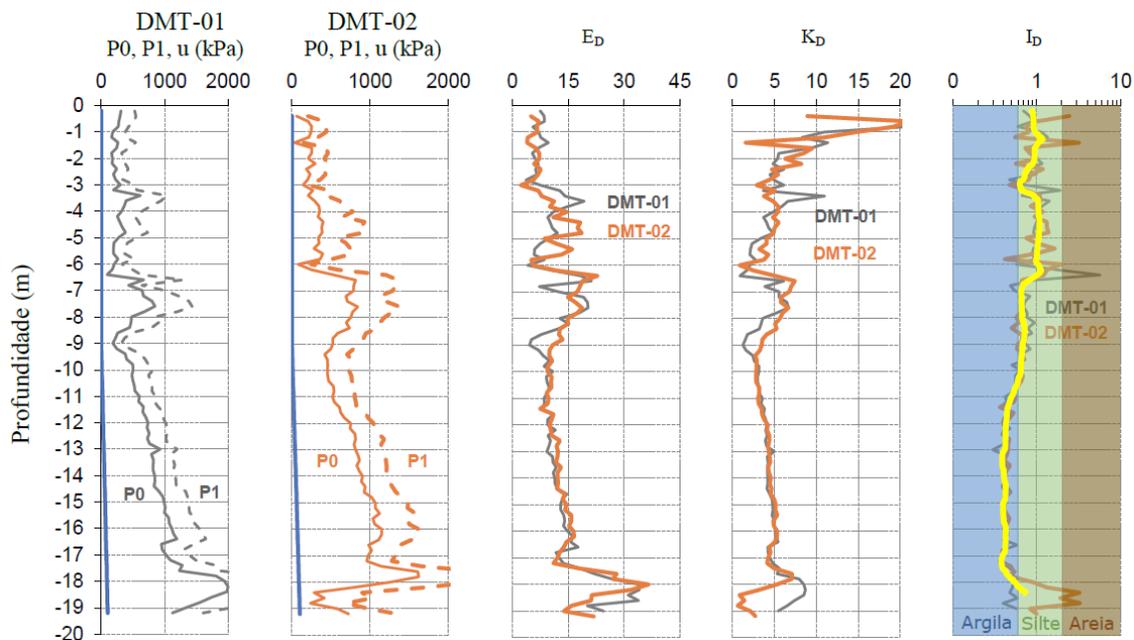


Figura 3.6: Resultados dos dois ensaios de *Flat Dilatometer Test* (DMT) realizados no campo experimental (CORDEIRO, 2019)

O módulo dilatométrico é dado em função de P_0 e P_1 , logo, observando os resultados obtidos é possível perceber que, assim como no SPT e CPT, os primeiros três metros possuem uma baixa resistência, evidenciada pela baixa rigidez ao inflar a membrana do dilatômetro. Nas profundidades subsequentes, a resistência aumenta com alguns desvios até os 9 metros de profundidade, onde foi encontrado o nível d'água. Por fim, em maiores profundidades a

rigidez aumenta linearmente, assim como a poropressão, concordando com os resultados dos ensaios anteriormente realizados.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o índice de tensão horizontal é dado de forma análoga ao coeficiente de empuxo no solo, sendo proporcional à tensão horizontal *in situ*, mas também sensível a outras propriedades, como: razão de pré-adensamento, a idade do depósito e o grau de cimentação. Valores de K_D entre 1,8 e 2,3, aproximadamente constantes ao longo da profundidade, sugerem a existência de um solo normalmente adensado. Quando superiores a 2,3, indicam a existência de argilas normalmente adensadas cimentadas no local, como é o caso dos resultados encontrados no ensaio realizado no campo experimental.

O índice de material é dado pela razão entre as leituras corrigidas e a tensão horizontal efetiva, sendo utilizado como indicador do tipo de solo. Com base nos resultados obtidos, o solo do local varia entre as faixas de argila e silte, no entanto, segundo Marchetti (1980) a classificação do solo por meio desse parâmetro pode não ser adequada para solos coesivo-friccionais, por não levar em consideração importantes propriedades do solo em sua formulação.

3.2.2 Ensaio de laboratório

Na sequência são apresentados os resultados obtidos por outros autores que caracterizaram o material do campo experimental por meio de ensaios de laboratório.

3.2.2.1 Granulometria

Carretta (2018) realizou uma série de ensaios com amostras deformadas e indeformadas retiradas do campo experimental para a caracterização do material. Dentre eles, a autora apresentou a curva granulométrica, em escala logarítmica, com os resultados obtidos do ensaio de granulometria com uso de defloculante (Figura 3.7).

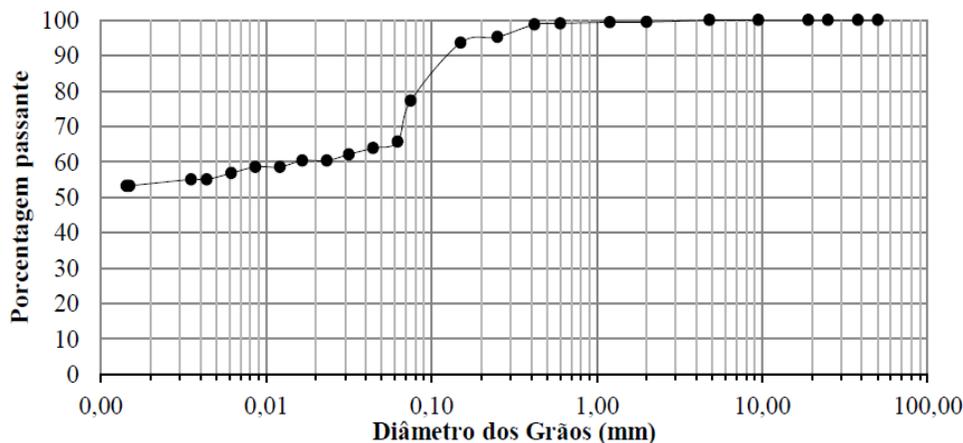


Figura 3.7: Curva granulométrica do solo residual de Passo Fundo (CARRETTA, 2018)

Dos resultados obtidos, apresenta-se a Tabela 3.1 com a porcentagem de cada material existente no solo residual de Passo Fundo, sendo estes agrupados de acordo com o diâmetro de suas partículas, conforme as disposições da NBR 6502 (ABNT, 1995).

Tabela 3.1: Distribuição granulométrica do material estudado (CARRETTA, 2018)

Fração	Porcentagem
Pedregulho ($2 \text{ mm} < D \leq 60 \text{ mm}$)	0%
Areia ($0,06 \text{ mm} < D \leq 2 \text{ mm}$)	35%
Silte ($0,02 \text{ mm} < D \leq 0,06 \text{ mm}$)	5%
Argila ($D \leq 0,002 \text{ mm}$)	60%

De maneira geral, a análise granulométrica apresentada teve resultados similares aos obtidos por outros autores, sendo o solo classificado como um material siltoso de baixa plasticidade (ML), de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

3.2.2.2 Propriedades e índices físicos

Dalla Rosa *et al.* (2004) realizaram ensaios de laboratório para definir algumas propriedades físicas do solo a partir de amostras coletadas no campo experimental com auxílio de um trado manual até uma profundidade de 5 metros. Alguns dos resultados dos ensaios estão apresentados na Figura 3.8.

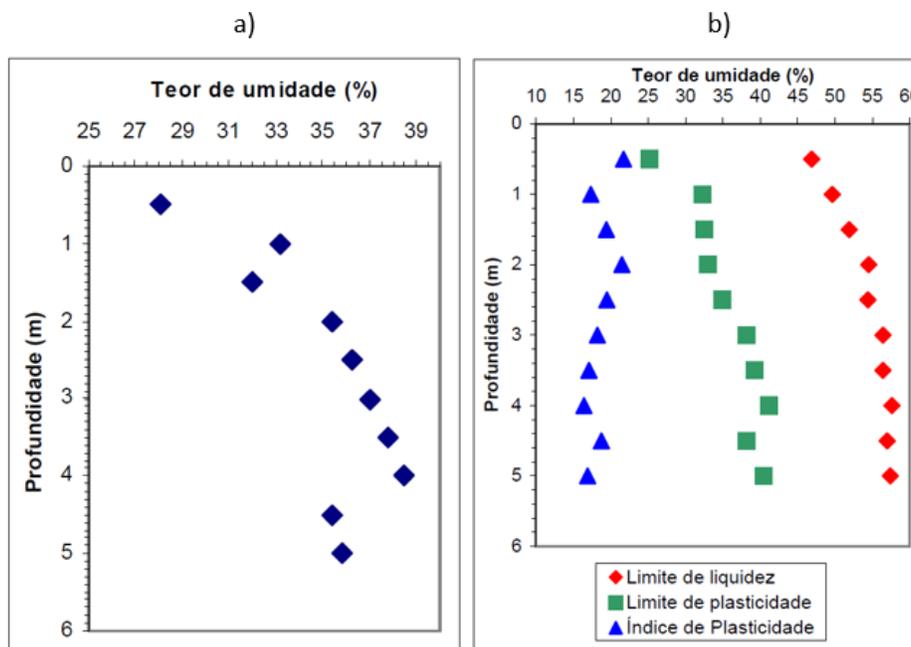


Figura 3.8: Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade: (a) umidade natural; (b) limites de liquidez e plasticidade (DALLA ROSA *et al.*, 2004)

Ruver (2011) coletou amostras de solo no decorrer das escavações mecânicas para abertura de cavas e comparou seus resultados com aqueles obtidos por Dalla Rosa *et al.* (2004). O autor obteve uma umidade natural média do solo igual a 28,87%, dentro da faixa obtida pelo estudo anterior, como é possível observar na Figura 3.8.

O peso específico real dos grãos ficou entre 26,5 e 28,2kN/m³, próximo ao encontrado pelo estudo mais recente realizado por Ruver (2011), que obteve um valor igual a 26,7kN/m³.

Os limites de consistência encontrados nos dois estudos ficaram dentro da faixa de variação, com valores médios de 35% e 55% para o limite de plasticidade e limite de liquidez,

respectivamente. O Índice de Plasticidade (IP) apresentou um valor médio de 9,02% para as amostras coletadas após a abertura mecânica da cava, classificando o solo como medianamente plástico. Igualmente, os resultados mais recentes obtidos por Carretta (2018) apresentaram valores similares.

3.2.2.3 Ensaio de resistência à compressão simples

Carretta (2018) ensaiou três corpos de prova com dimensões de, aproximadamente, 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, esculpidos manualmente nos blocos de amostras indeformadas coletados. Além desses, utilizando-se de uma câmara triaxial, a autora realizou um ensaio de resistência à compressão não confinada com instrumentação interna por meio de sensores de efeito *hall* para medição das deformações ao longo do ensaio. Para todos os ensaios, os corpos de prova foram imersos por 24 horas antes do rompimento para garantir a inexistência de sucção.

A resistência à compressão simples média para o material estudado é de, aproximadamente, 89,4 kPa, considerando apenas os três corpos de prova que possuíam a mesma dimensão. Já o comportamento do corpo de prova instrumentado é apresentado por meio da curva tensão x deformação da Figura 3.9, caracterizando-o como um material de rigidez elevada na fase inicial com um pico de resistência que demarca a carga de ruptura do ensaio.

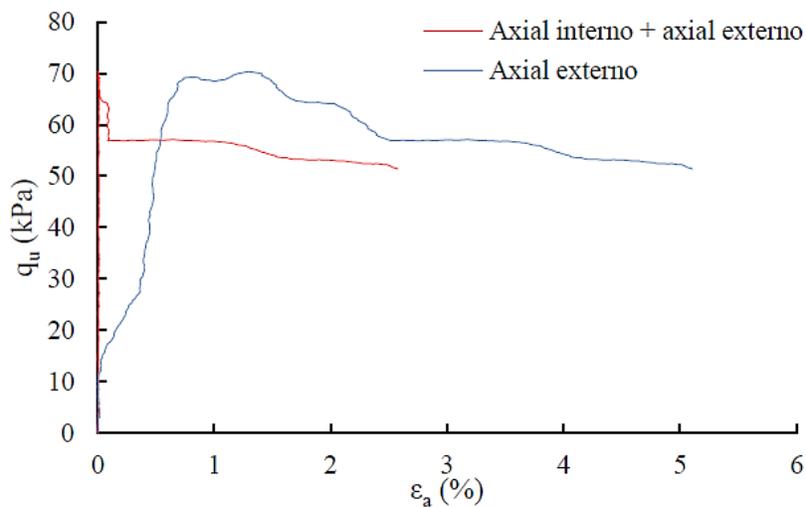


Figura 3.9: Resultado de resistência à compressão simples instrumentada (CARRETTA, 2018)

3.2.2.4 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Como parte do programa experimental, Carretta (2018) realizou ensaios de resistência à tração por compressão diametral com os mesmos procedimentos feitos para avaliar a resistência à compressão simples, no que diz respeito aos materiais, dimensões do corpo de prova e processo para eliminação da sucção. A resistência média à tração foi de 24,1 kPa, conforme também é demonstrado pela Figura 3.10.

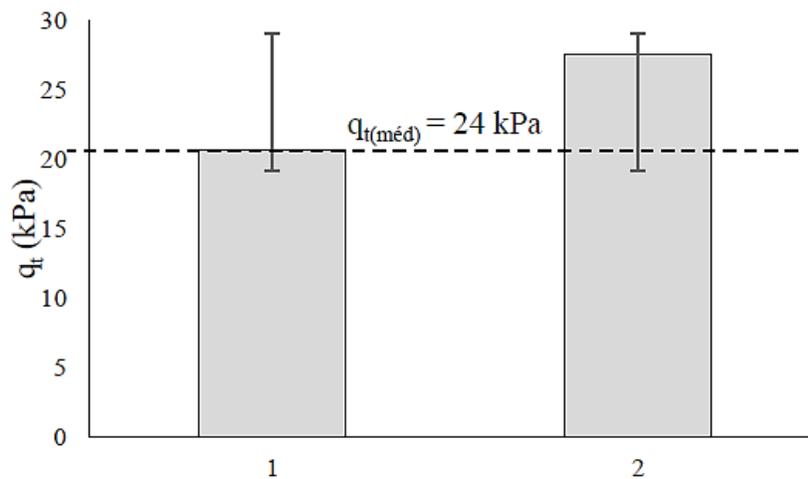


Figura 3.10: Resistências obtidas para os corpos de prova ensaiados à resistência à tração por compressão diametral (CARRETTA, 2018)

3.2.2.5 Ensaio Triaxiais

Donato (2005 *apud* RUVÉR, 2011) realizou ensaios triaxiais do tipo consolidados drenados, com amostras coletadas do campo experimental. A Figura 3.11 apresenta os resultados dos três ensaios realizados, quando os corpos de prova foram submetidos às tensões confinantes (σ_3) de: 20 kPa, 50 kPa e 100 kPa. Já a Tabela 3.2 mostra os índices físicos iniciais dos corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas obtidas no primeiro metro de profundidade.

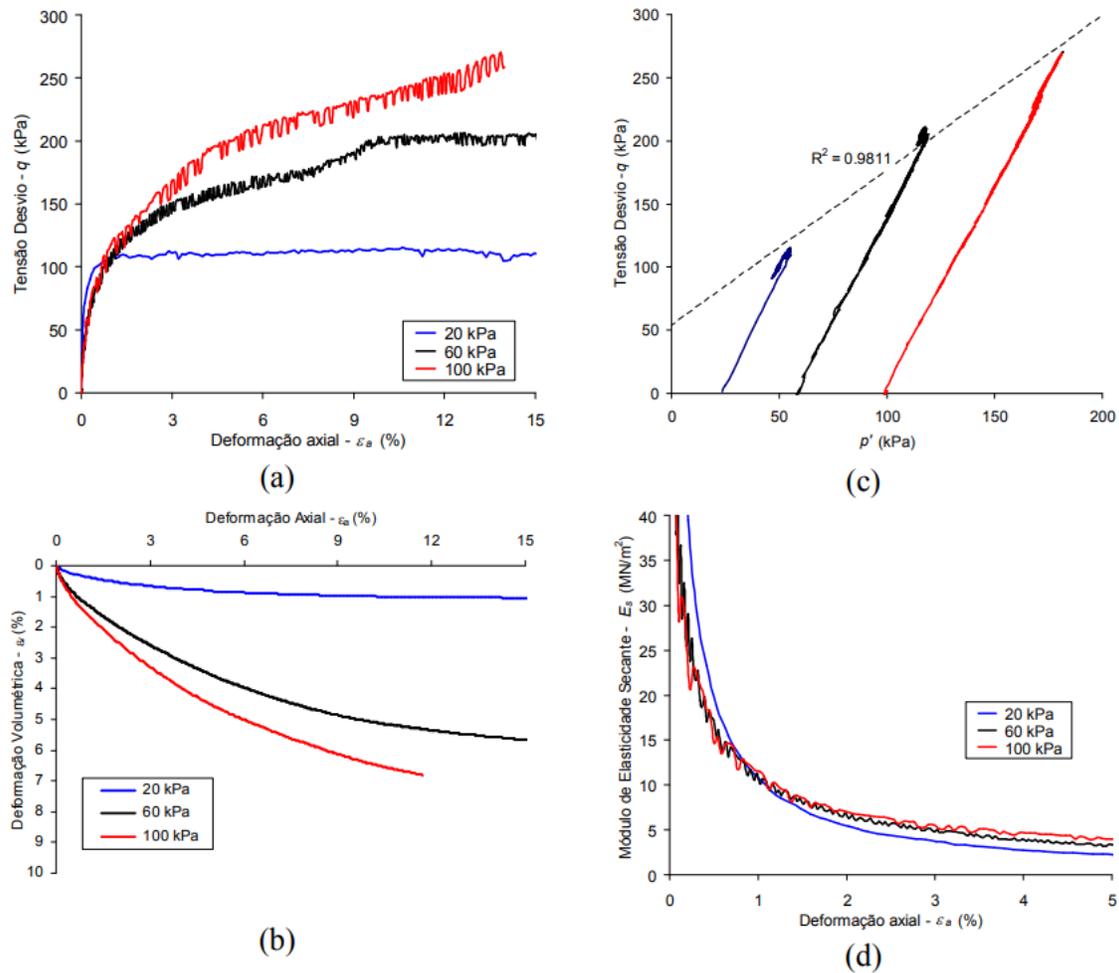


Figura 3.11: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no campo experimental, curvas (a) tensão desvio x deformação axial; (b) deformação volumétrica x deformação axial; (c) tensão desvio x tensão efetiva média; e (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial (RUVÉR, 2011 adaptado de DONATO, 2005)

Tabela 3.2: Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais (adaptado de RUVÉR, 2011)

σ_3 (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Índice de vazios	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_r (kN/m ³)	u (%)
20	50,4	100,13	1,26	11,94	15,77	27,00	32,07
50	49,9	100,30	1,24	11,95	15,64	26,70	30,89
100	50,1	101,90	1,14	12,48	16,01	26,70	28,36

Os resultados apresentados na Figura 3.11a e Figura 3.11b mostram o comportamento compressivo do solo que aumenta com o acréscimo das tensões aplicadas. Pela envoltória de ruptura (Figura 3.11c), os parâmetros de resistência do solo obtidos são: a coesão efetiva (c') igual a 23,8 kPa e o ângulo de atrito efetivo (ϕ') igual a 31,84°. Já o módulo de elasticidade secante decresce com o acréscimo das tensões aplicadas (Figura 3.11d), partindo de valores da ordem de 100 MPa para baixas deformações até atingir um valor assintótico da ordem de 5 MPa à 5% de deformação.

Os resultados obtidos a partir das amostras indeformadas da Tabela 3.2 corroboram com os apresentados anteriormente quanto ao comportamento compressivo do solo, visto que o índice de vazios diminui com o aumento das tensões confinantes.

Carreta (2018) também realizou ensaios triaxiais, igualmente consolidados e drenados, com tensões de confinamento de 20, 35 e 50 kPa. Nesses, assim como apontado pelo autor supracitado, a autora verificou o comportamento compressivo e o caráter coesivo-friccional do solo. A Figura 3.12 mostra os resultados obtidos pelos ensaios e os parâmetros de resistência calculados são: c' igual a 9,52 kPa e ϕ' igual a 30, 5°.

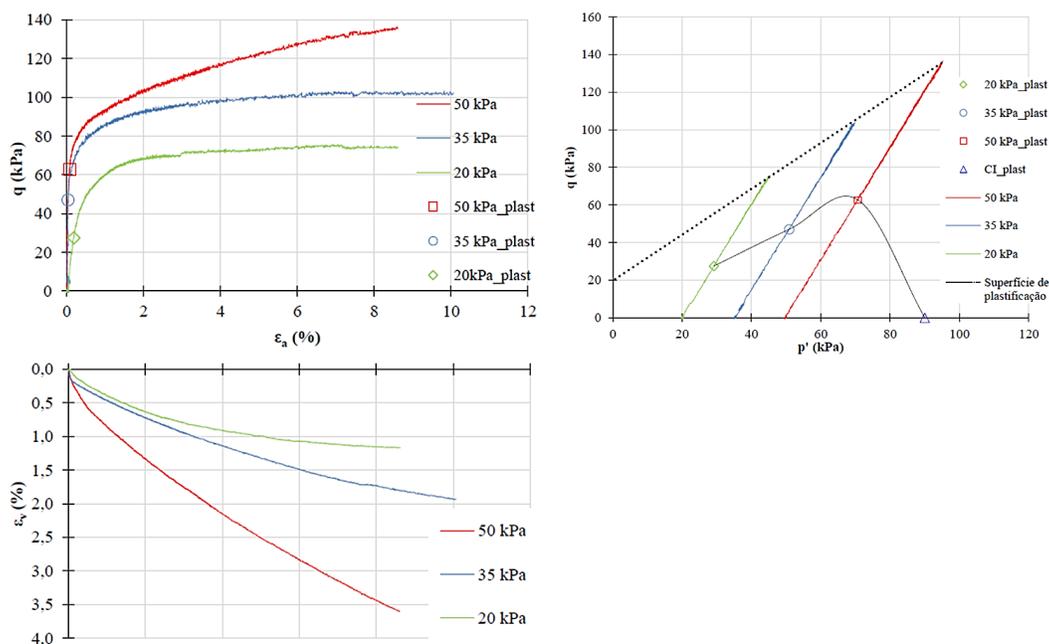


Figura 3.12: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (CARRETTA, 2018)

4 PROGRAMA DE PESQUISA

Neste capítulo serão apresentadas informações a respeito da execução das estacas e do ensaio de prova de carga lateral, contemplando informações acerca do projeto e das atividades realizadas no campo experimental.

4.1 PLANEJAMENTO INICIAL

4.1.1 Estacas em grupo

A geometria das duas estacas do bloco foi baseada no trabalho de Reginato (2019), sendo D o diâmetro da estaca e L a profundidade, foi escolhida a razão L/D da autora que representava o comportamento de uma estaca rígida (curta). Porém, buscando uma boa comparação dos resultados deste trabalho com aqueles obtidos para estacas isoladas da autora, optou-se por usar a mesma profundidade executada em campo, que foi igual a 4,70 m. Nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2 são apresentados os dados referentes à geometria das estacas em grupo (EC) e do bloco que interliga as duas estacas no topo (B2EC), respectivamente.

Tabela 4.1: Notação e geometria da configuração L/D das estacas em grupo

Notação	Diâmetro D (m)	Profundidade L (m)	L/D	Ac (m ²)	Volume (m ³)
EC	1,00	4,70	4,70	0,78	3,69

Tabela 4.2: Notação e geometria do bloco de coroamento do grupo

Notação	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Volume (m ³)
B2EC	4,20	1,20	0,60	3,02

Na Tabela 4.3 é apresentado o volume total de concreto a ser utilizado para a execução do grupos de duas estacas interligadas no topo pelo bloco de coroamento.

Tabela 4.3: Volume de concreto do grupo de duas estacas

Notação	Volume (m ³)	Volume Total (m ³)
EC	3,77	7,54
B2EC	3,02	3,02
Total		10,56

O espaçamento adotado entre as estacas foi de 3 metros, correspondente a três vezes a medida do diâmetro da estaca, por se tratar de um espaçamento usual em obras. No detalhe executivo do bloco apresentado na Figura 4.1, nota-se que foi adotado um prolongamento da estaca de 10 cm para que o bloco não tivesse atrito com o solo na superfície, para isso foram usados moldes de Poliestireno expansível (*Expanded Polystyrene – EPS*) de igual espessura entre o bloco e o nível do terreno.

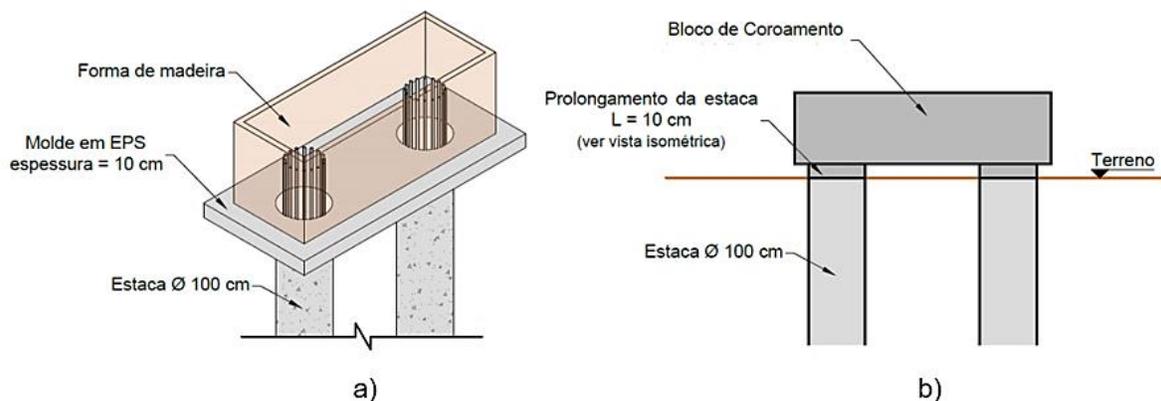


Figura 4.1: Detalhe executivo das estacas em grupo (a) vista isométrica; e (b) vista frontal

4.1.2 Estaca de reação

A estaca isolada serviu como reação para as estacas em grupo no ensaio de prova de carga lateral. Na Tabela 4.4 é apresentada a notação, os dados referentes à geometria e o volume

de concreto da estaca de reação (ER), dimensionada para uma carga máxima de 50 tf para um deslocamento de 20 mm.

Tabela 4.4: Notação e geometria da estaca de reação

Notação	Diâmetro D (m)	Comprimento (m)	Profundidade L (m)	L/D	Ac (m ²)	Volume (m ³)
ER	1,20	8,20	7,50	6,25	1,13	9,27

4.2 DETALHES DO PROJETO

4.2.1 Estacas em grupo

As estacas foram do tipo escavadas, de concreto armado, com a armadura de aço ao longo de todo o seu comprimento, de tal modo que fosse possível manter a integridade estrutural e evitar a plastificação das estacas com a aplicação do carregamento lateral. Para isso, foi utilizado o aço CA-50, com bitolas (\emptyset) de 12,5 mm para a armadura longitudinal, que se estende até o topo do bloco. Ainda, foram empregados estribos de aço CA-50 com bitola (\emptyset) de 8 mm, ao passo de 20 cm, sendo adotado um cobrimento de 5 cm. A Tabela 4.5 apresenta a quantidade de material utilizada na armadura longitudinal e transversal das estacas.

Tabela 4.5: Armadura longitudinal das estacas do grupo

\emptyset bitola (mm)	Quantidade de barras (un)	Comprimento barra (m)	Comprimento total (m)	Peso (kg)
12,5	32	5,35	171,20	164,87
8,00	1	6,61	66,16	26,13

No centro de todas as estacas foi inserido um tubo de aço carbono, com diâmetro externo igual a 101,6 mm e 1,5 mm de espessura, que serviu de revestimento e proteção para o tubo de inclinômetro a ser inserido na sequência, feito de material de PVC, com diâmetro externo e interno iguais a 75 mm e 64 mm, respectivamente. Com isso, a Figura 4.2 apresenta os detalhes do projeto das estacas adotados neste trabalho.

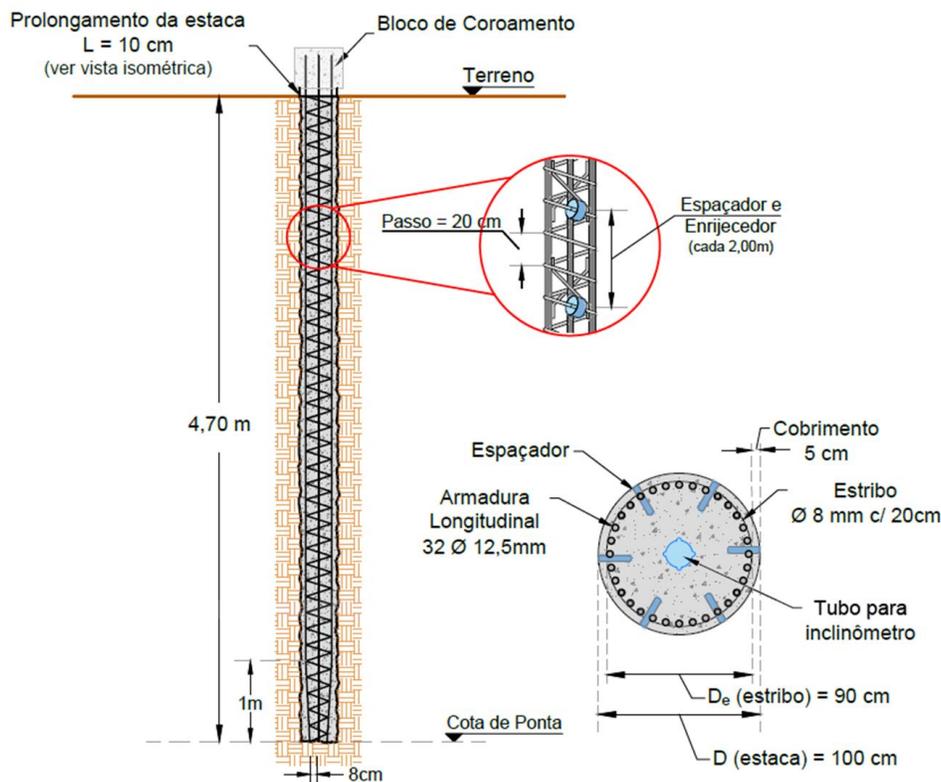


Figura 4.2: Detalhe genérico das estacas do grupo

O bloco de coroamento que interliga as duas estacas também é de concreto armado, com a armadura de aço em toda a sua extensão, de modo que fosse possível manter a integridade estrutural e trabalhar em conjunto com as estacas, quando da aplicação do carregamento horizontal. Para isso, foi utilizado o aço CA-50, com bitolas (\varnothing) de 8 mm e 12,5 mm. A Tabela 4.6 mostra a quantidade de material utilizada para a execução e a Figura 4.3 apresenta o detalhamento da armadura do bloco de coroamento do grupo de duas estacas.

Tabela 4.6: Armadura do bloco de coroamento do grupo

Notação	Ø bitola (mm)	Quantidade de barras (un)	Comprimento barra (m)	Comprimento total (m)	Peso (kg)
N1	12,50	16	9,44	151,04	145,45
N2	12,50	5	10,64	53,20	51,23
N3	8,00	20	3,36	67,20	26,54

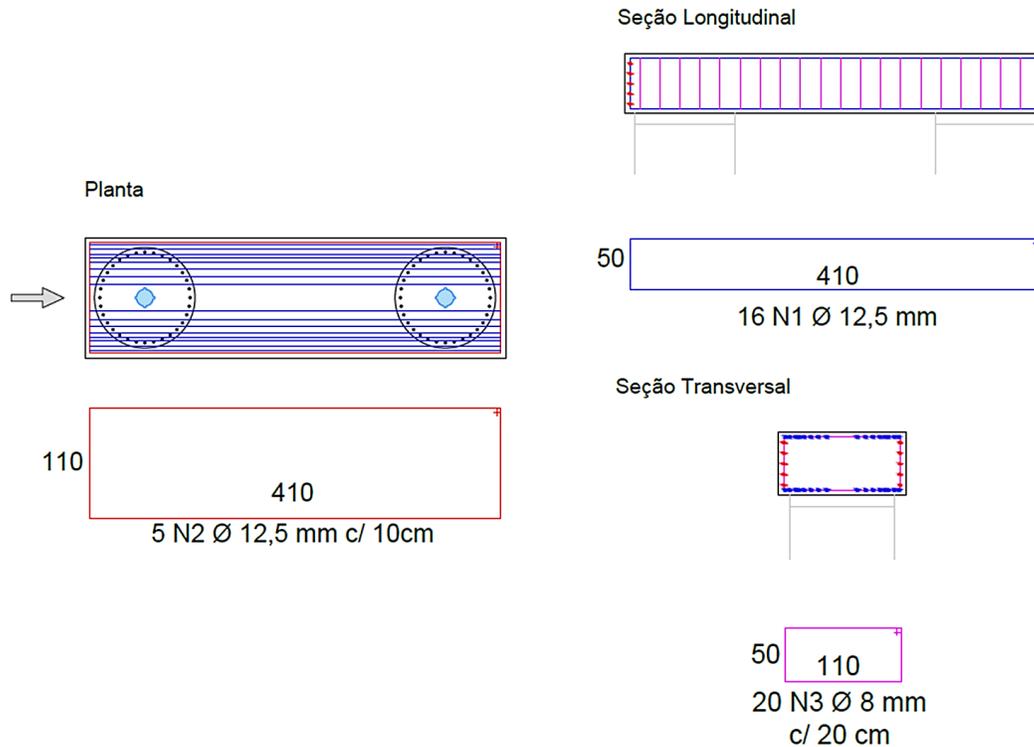


Figura 4.3: Detalhe da armadura do bloco de coroamento do grupo

4.2.2 Estaca de reação

A estaca foi do tipo escavada, de concreto armado, com a armadura composta por 8 trilhos vignole tipo TR 37, conforme NBR 7590 (ABNT, 2012), de 8 metros de comprimento, espaçados em relação ao diâmetro (Figura 4.4). Assim como nas estacas do grupo, nesta foi inserido um tubo de aço galvanizado no centro, que serviu de proteção e revestimento para o tubo de inclinômetro a ser colocado posteriormente. Com isso, a Figura 4.5 apresenta os detalhes do projeto adotados neste trabalho para a estaca de reação.



Figura 4.4: Trilhos TR 37 da armadura da estaca de reação

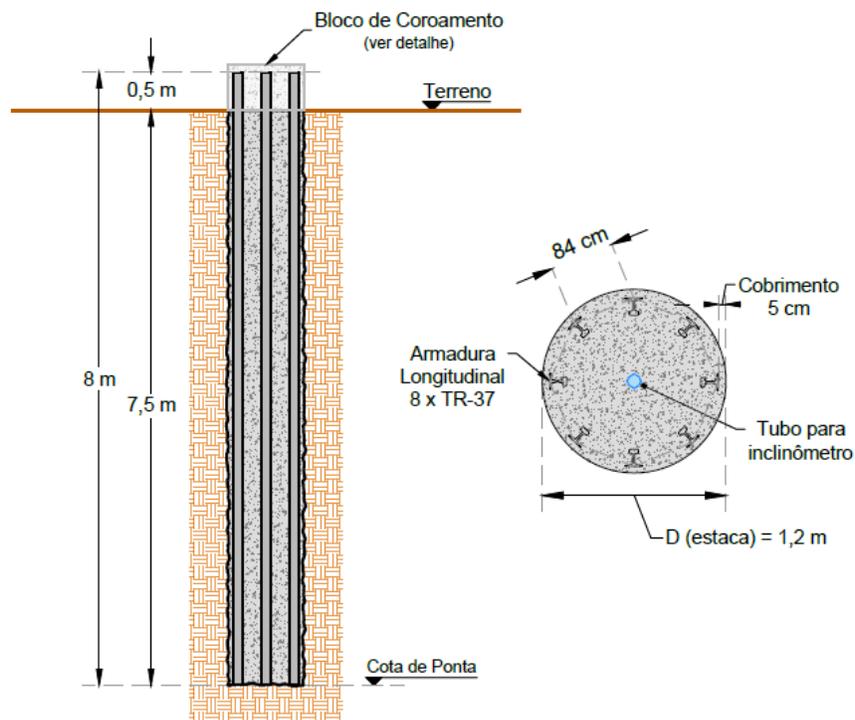


Figura 4.5: Detalhe genérico da estaca de reação

A Tabela 4.7 apresenta a quantidade de material utilizada para a confecção da armadura, em aço CA-50, no topo da estaca de reação e a Figura 4.6 mostra o detalhamento da armadura.

Tabela 4.7: Armadura do topo da estaca de reação

Notação	Ø bitola (mm)	Quantidade de barras (un)	Comprimento barra (m)	Comprimento total (m)	Peso (kg)
N1	16	4	2,37	9,48	14,96
N2	8	6	3,62	21,69	8,57

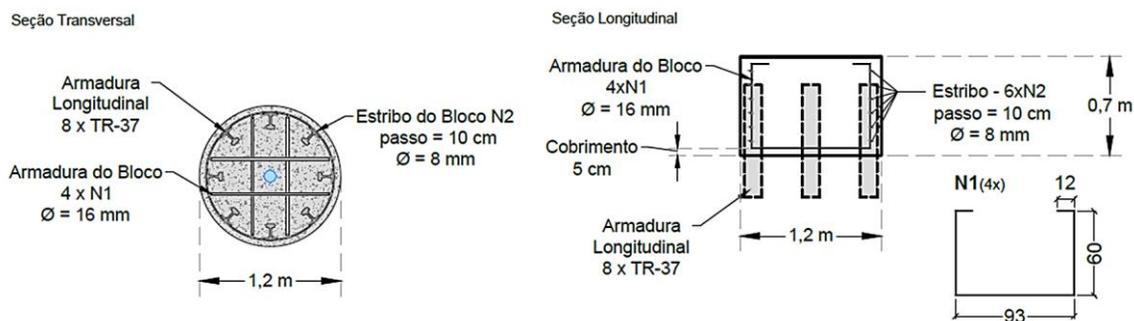


Figura 4.6: Detalhe da armadura do topo da estaca de reação

4.3 EXECUÇÃO DO PROJETO

A execução dos serviços no dia 26 de junho de 2019 foi possível por cortesia da Multisolos Engenharia Geotécnica Ltda. Em função das características e propriedades do solo no campo experimental, optou-se pela execução das fundações do tipo escavadas com trado rotativo.

4.3.1 Estacas em grupo

Após a escavação, as armaduras foram inseridas dentro do furo e a armadura do bloco foi sobreposta interligando a armadura das duas estacas (Figura 4.7).



Figura 4.7: Execução das escavações das estacas com trado rotativo e colocação das armaduras

Na sequência, procedeu-se a colocação dos tubos de aço carbono no centro dos furos das estacas escavadas (ver Figura 4.2), para posteriormente serem inseridos os tubos de inclinômetro, e do molde EPS, que foi posicionado entre a base do bloco e o nível do terreno, de modo que durante a concretagem essa região não será abrangida, conforme mostra a Figura 4.8.



Figura 4.8: Colocação dos tubos de aço carbono e do molde EPS

Parte da forma já havia sido montada antes das atividades iniciarem em campo, de maneira que fosse possível transportá-la em segurança e facilitar o trabalho no local. Foram os

seguintes materiais na para a confecção: (a) chapas de madeira plastificada de 18 mm de espessura para formar as paredes; (b) ripas de madeira pinus com 7 cm de espessura para reforçar e escorar o contorno; e (c) arames de aço para laçar as ripas e reforçar as paredes da forma. As Figura 4.9 e Figura 4.10 mostram a finalização com os materiais supracitados e a forma de madeira concluída antes da concretagem, respectivamente.



Figura 4.9: Finalização das formas em campo



Figura 4.10: Forma de madeira do grupo de duas estacas

Em uma próxima etapa, efetuou-se a concretagem do grupo de duas estacas com concreto convencional, f_{ck} de 30 MPa, brita 0 (pedrisco) e abatimento (*slump-test*) de 120 ± 20 mm. A Figura 4.11 mostra o bloco após a concretagem, para a qual foram necessários $10,6 \text{ m}^3$ de material (ver Tabela 4.3).



Figura 4.11: Estacas em grupo após a concretagem

4.3.2 Estaca de reação

Após a escavação, o furo estava pronto para receber os trilhos TR 37 que serviram de armadura longitudinal para a estaca (Figura 4.12).

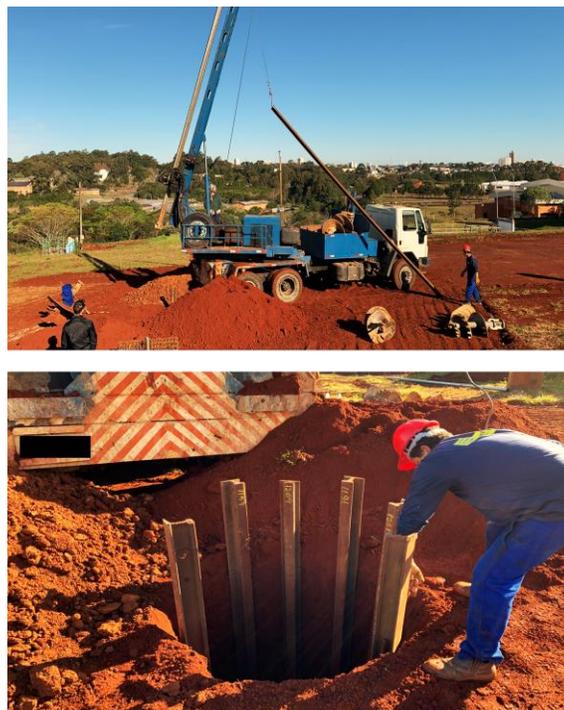


Figura 4.12: Colocação dos trilhos TR 37 da estaca de reação

No desenvolver dos serviços, procedeu-se as seguintes atividades: (i) colocação da armadura no topo; (ii) inserção do tubo de aço galvanizado no centro; e (iii) reforço da forma de madeira em campo. Acerca deste último, a forma de madeira já havia sido concluída anteriormente (Figura 4.13), para que no local fossem feitas apenas as escoras apoiadas no solo. Para a confecção da mesma foram usados os mesmos materiais do grupo de duas estacas (ver item anterior).

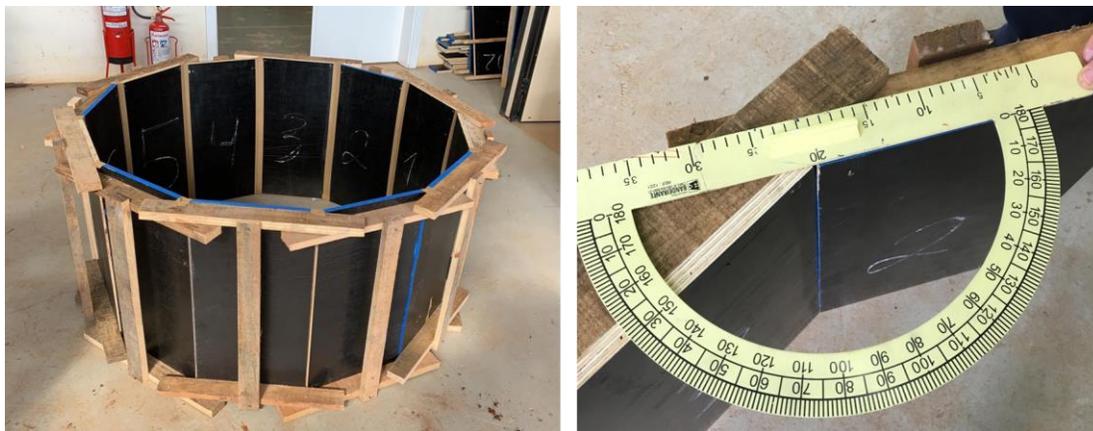


Figura 4.13: Forma de madeira para o topo da estaca de reação

O projeto da estaca prevê sua utilização em trabalhos futuros que também necessitem de ensaios de prova de carga lateral. Dessa maneira, optou-se por locá-la em uma posição central (para que os outros ensaios acontecessem em posições radiais em relação a ela) e por um topo com a geometria de um polígono de 12 lados, ao invés de circular, por conter superfícies planas que facilitariam o posicionamento das chapas metálicas do sistema de reação – destinadas a distribuir o carregamento e evitar o esmagamento do concreto. Sendo assim, cada lado tem 0,70 m de altura e 0,35 de largura, com um ângulo interno de 150° entre eles.

Por fim, foi executada a concretagem da estaca (Figura 4.14), que ocorreu conjuntamente com a do grupo. Logo, as especificações do concreto aplicam-se para todos os serviços realizados no campo e o volume de material utilizado para esta estrutura foi de, aproximadamente, $9,3 \text{ m}^3$.



Figura 4.14: Concretagem da estaca de reação

Foi feito o controle tecnológico dos três caminhões que chegaram no campo experimental, dois deles contendo 8m^3 e um com 4m^3 de concreto. Antes da descarga de cada um deles, realizava-se a o ensaio de abatimento (*slump-test*) para avaliar a trabalhabilidade do concreto, conforme as especificações da NBR NM 67 (ABNT, 1998). De cada caminhão, eram coletados, aproximadamente, $0,5\text{ m}^3$ de massa de concreto e colocados dentro da forma tronco-cônica, em três camadas igualmente adensadas, cada uma com 25 golpes. Após a compactação das camadas, o concreto excedente era removido e o molde era retirado lentamente, levantando-o verticalmente. Por fim, era medida a diferença entre a altura do molde e a altura no ponto médio da massa de concreto depois de assentada (Figura 4.15).



Figura 4.15: *Slump test* realizado em campo

Os resultados de abatimento são apresentados na Tabela 4.8. Observa-se que os valores obtidos estão dentro da faixa solicitada (120 ± 20 mm), com isso, os caminhões foram liberados para a concretagem

Tabela 4.8: Resultados do *slump test*

Dia da concretagem	Caminhão	Abatimento (mm)
28/07/2019	1	110
	2	140
	3	125

Ainda durante a concretagem, foram coletadas amostras de concreto para a realização dos ensaios de compressão simples, conforme a NBR 5739 (ABNT, 2018). Para isso, seguindo a NBR 5738 (ABNT 2015), que prescreve os procedimentos de moldagem dos corpos de prova, foram confeccionados 9 corpos de prova cilíndricos com 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro, sendo moldados em duas camadas igualmente compactadas com 12 golpes distribuídos uniformemente. Após a moldagem, os corpos de prova permaneceram nos moldes à temperatura ambiente por, aproximadamente, 24 horas (Figura 4.16).

Posteriormente, estes foram desmoldados, identificados, pesados, medidos e transferidos para a câmara úmida, onde permaneceram até o período final de cura de 28 dias.



Figura 4.16: Corpos de prova de concreto moldados em campo

O resultado dos ensaios de resistência à compressão axial é apresentado na Tabela 4.9 com a devida identificação do caminhão, da amostra e do tempo de cura na câmara úmida.

Tabela 4.9: Resultados dos ensaios de resistência à compressão axial

Notação	Caminhão	Tempo de Cura (dias)	Resistência à compressão axial (MPa)
CP1	1	7	20,40
CP2	2	7	22,99
CP3	3	7	20,78
CP4	1	14	21,97
CP5	2	14	28,09
CP6	3	14	24,60
CP7	1	28	24,28
CP8	2	28	29,61
CP9	3	28	28,24

Na sequência, após desformar o grupo e a estaca isolada, foi feita a inserção do tubo de inclinômetro, em PVC, com 75 mm de diâmetro externo e 64 mm de diâmetro interno, produzidos em peças de 1,5 metros de comprimento com encaixes do tipo macho e fêmea. Para atingir a profundidade desejada, os tubos foram encaixados e selados com o auxílio de

uma cola de PVC. Visto que estes possuem um diâmetro externo menor que o diâmetro interno dos tubos de aço carbono instalados no local (ver item 4.2.1), o vazio entre os dois foi preenchido com uma calda de cimento, tornando o tubo de inclinômetro solidário ao movimento da estaca.

A mistura de calda de cimento seguiu as especificações da NBR 7681 (ABNT, 2013), com razão água/cimento de 0,42. Para isso, os materiais da mistura foram misturados na proporção supracitada e incorporados no espaço entre os tubos. Simultaneamente, em laboratório, foram realizados ensaios de compressão simples em 9 corpos de prova da mesma mistura. Estes foram moldados em moldes prismáticos de 4x4x16 cm e submetidos a um período de cura até o dia do ensaio (Figura 4.17).



Figura 4.17: Corpos de prova da calda de cimento

Na Tabela 4.10 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão simples da calda de cimento. Observa-se que a calda de cimento atingiu valores superiores à 34MPa ao final do tempo de cura, conforme esperado para o cimento Portland CP V-ARI que foi utilizado.

Tabela 4.10: Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples da calda de cimento

Notação	Tempo de Cura (dias)	Data da ruptura	Resistência à compressão axial (MPa)
CP1_1	7	11/09/2019	37,16
CP2_1	28	11/09/2019	38,82
CP3_1	28	11/09/2019	37,53
CP4_2	7	01/10/2010	23,71
CP5_2	28	01/10/2010	33,08
CP6_2	28	01/10/2010	38,16
CP7_3	7	01/10/2010	25,62
CP8_3	28	01/10/2010	36,70
CP9_3	28	01/10/2010	40,03

Ao final do processo, os tubos de inclinômetro estavam posicionados e alinhados para o ensaio de prova de carga, como mostra a

Figura 4.18.



Figura 4.18: Posicionamento e alinhamento dos tubos de inclinômetro

4.4 ENSAIO DE PROVA DE CARGA LATERAL

4.4.1 Instrumentação e métodos

A instrumentação proposta é composta por sistemas de: (a) reação; (b) aplicação e leitura de carga; (c) medição de deslocamentos; (d) aquisição de dados; e (e) deformada ao longo da estaca. O sistema de reação se deu em função das estacas em grupo reagirem contra a estaca isolada. Para tal, esta última foi cravada a uma distância mínima indicada de 6 m, equivalente a 5 vezes o seu diâmetro, em relação à estaca do grupo mais próxima.

A disposição dos equipamentos dos sistemas é feita segundo o projeto apresentado na Figura 4.19 e, em planta baixa, na Figura 4.20.

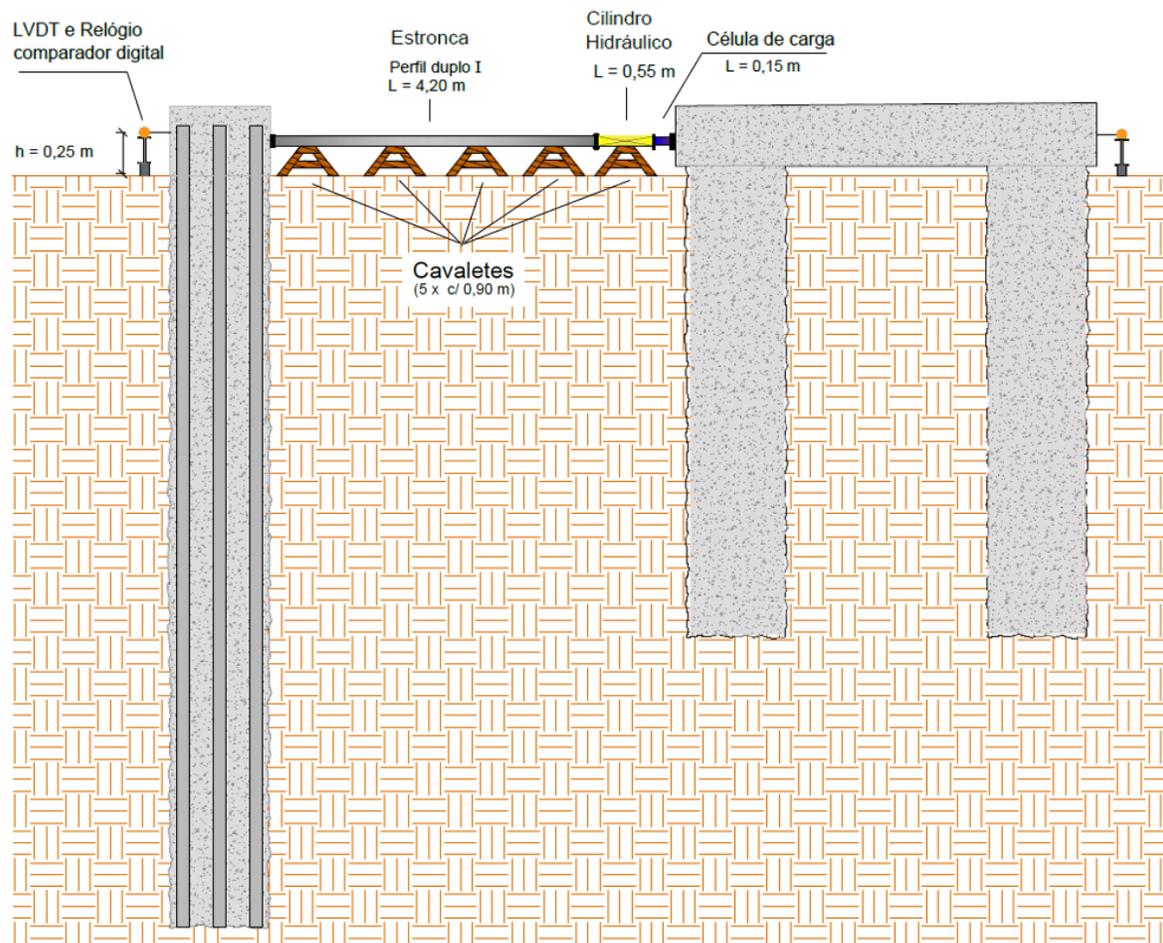


Figura 4.19: Seção do projeto do ensaio de prova de carga lateral

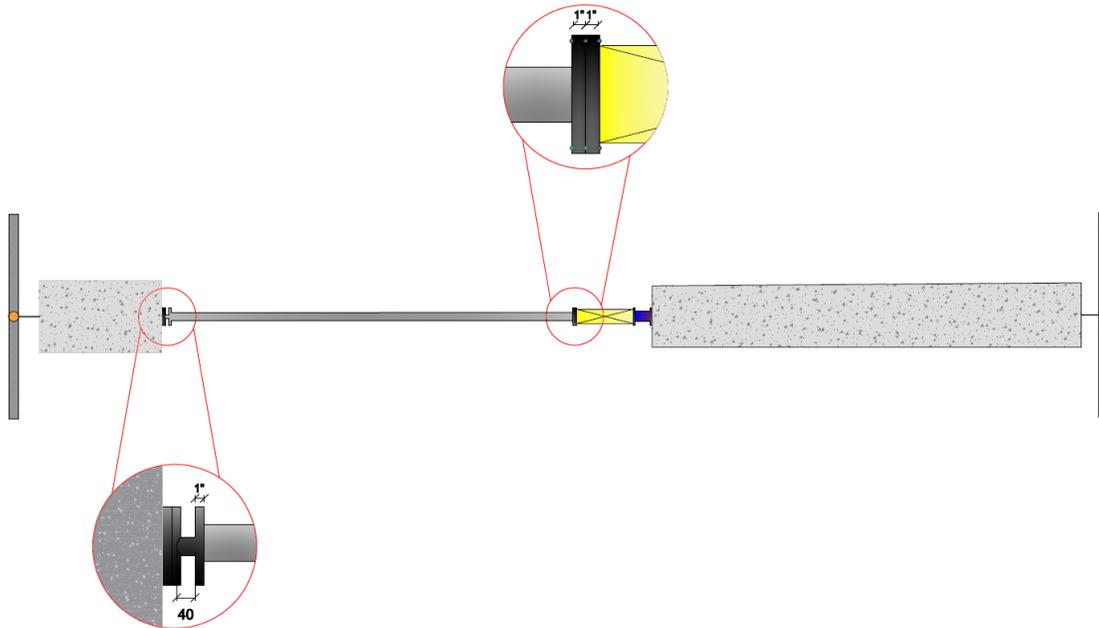


Figura 4.20: Planta baixa do projeto do ensaio de prova de carga

O sistema de aplicação e leitura de carga (Figura 4.21) é composto por um cilindro hidráulico, modelo RC-1006 da marca Enerpac, com capacidade de 100 t, diâmetro externo de 177 mm e 357 mm de altura fechada (curso de 160 mm). Para este, tem-se o controle da carga imposta feito pela conexão com uma bomba hidráulica manual, modelo P-801 da marca Enerpac, com válvula de retenção e manômetro com capacidade de 700 bar. O ponto de aplicação foi a, aproximadamente, 25 cm de altura em relação ao nível do terreno. A leitura é dada pela célula de carga vinculada ao sistema, com capacidade de 100 toneladas.



Figura 4.21: Sistema de aplicação e leitura de carga

Para integrar os equipamentos às estruturas no espaçamento especificado, foram utilizados dois perfis de seção I (A572 W 200mm x 26,6 kg/m), com 4,2 metros de comprimento, soldados longitudinalmente e capazes de suportar até 159 t de carga axial sem flambarem. Nas extremidades foram fixadas placas metálicas parafusadas de 250x300 mm e 2,54 mm de espessura. A Figura 4.22 mostra a estronca com as placas soldadas às extremidades, sendo um dos lados fixada (com parafusos e porcas) ao cilindro hidráulico e o outro com uma rótula no centro para garantir a perpendicularidade na aplicação da carga, quando em contato com a estaca de reação.



Figura 4.22: Estronca (Perfil duplo I)

O sistema de medição dos deslocamentos é composto por 2 relógios comparadores digitais e 2 LVDTs (Transdutor Linear de Deslocamento), Gefran® LT-M-0175-P com curso total de 175 mm e Gefran® LT-M-0100-P com curso total de 100 mm, posicionados acima da superfície do terreno, fixados em uma viga metálica suportada por calços assentes no solo. Os medidores foram agrupados em pares para a leitura dos deslocamentos no topo como mostra a Figura 4.23.



Figura 4.23: Medidores de deslocamento no topo

Os equipamentos dos sistemas de leitura de carga e deslocamento são conectados a um *data logger*, acoplado a um *laptop*, que por meio do software LabVIEW® é possível realizar a aquisição dos dados e a leitura dos resultados de cada um dos elementos.



Figura 4.24: Sistema de aquisição de dados

A medição das deformações ao longo da estaca foi realizada com um inclinômetro, da marca Geokon®, modelo GK-604D (Figura 4.25). O equipamento é constituído por quatro componentes, sendo eles: uma sonda inclinômetro (a qual é lançada nos tubos de inclinômetro); uma unidade de leitura (utilizada para leitura e armazenamento de dados); um módulo remoto (vinculado um cabo com marcações a cada 0,5 metros que deve ser conectado à sonda); e uma polia (responsável pelo travamento do cabo durante sua operação).

Para o funcionamento do equipamento, a sonda inclinômetro é conectada ao cabo do módulo remoto, o qual é ligado por meio de ligação *bluetooth* à unidade de leitura móvel. Com a sonda dentro do tubo, a polia é posicionada em seu topo, que por meio das duas rótulas posicionadas na base é capaz de travar o cabo nas marcações a cada 0,5 metros. A unidade de leitura, por meio de um aplicativo próprio do equipamento, permite especificar as características do furo, como: profundidade, intervalos de leitura, elevação no topo (opcional) e o ângulo azimute (opcional). Ao iniciar a operação, os dados são gravados pelo operador nos intervalos designados e salvos para, posteriormente, serem tratados.



Figura 4.25: Componentes do inclinômetro modelo GK-604D (GEOKON, 2019)

As sondas inclinômetro usualmente possuem dois acelerômetros em seus eixos, orientados a 90° entre si. O eixo A é alinhado com os pares de rodas e o eixo B é ortogonal a ele (Figura 4.26). Logo, durante a operação, as leituras A+ e A-, assim como as que estão na posição B+ e B-, são obtidas e gravadas (GEOKON, 2019).

Com os componentes devidamente conectados, a sonda torpedo (inclinômetro) é lançada até a base da tubulação e erguida lentamente, sendo feitas leituras consecutivas, a cada 0,5 m, ao longo do comprimento, por meio da detecção de mudanças na inclinação ocasionadas pelo movimento do solo. A princípio, efetua-se uma leitura antes da aplicação de qualquer tipo de carga, denominada leitura de calibração. Com o início do ensaio, após a estabilização das cargas e deslocamentos, novas leituras são feitas. Em cada ação, no primeiro lançamento são geradas as leituras A+, em seguida, a sonda é removida e efetua-se um giro de 180° para que a mesma seja lançada novamente e sejam obtidas as leituras A-.

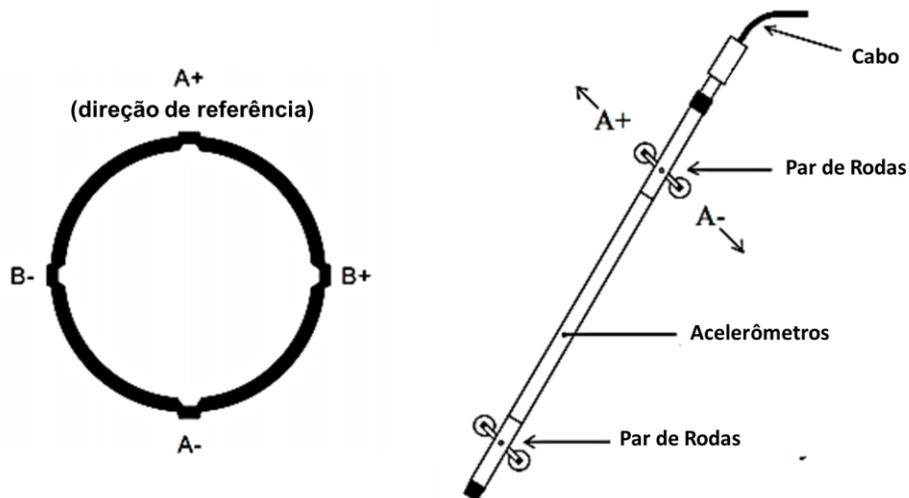


Figura 4.26: Detalhes da sonda e do tubo de inclinômetro (adaptado de GEOKON, 2019)

A Figura 4.27 mostra a operação em campo do equipamento, onde foram realizadas as medições dos deslocamentos, em cada uma das estacas, para as diferentes etapas do ensaio.



Figura 4.27: Operação do inclinômetro em campo

4.4.2 Execução do ensaio

A prova de carga foi reproduzida com base nas especificações da D3966 (ASTM, 2007), aliada às prescrições da norma brasileira vigente para cargas estáticas, a NBR 12131 (ABNT, 2006).

O ensaio foi conduzido com a aplicação de carregamentos controlados, realizados sob a forma de incrementos de carga. Para cada um desses, são aplicados 5 ciclos de carga e descarga, sendo necessário que haja uma estabilização de cada estágio de carga para consolidação dos deslocamentos. Na sequência, ainda para o mesmo incremento, foi aplicado um carregamento estático mantido por um período mínimo de 30 minutos, até que o critério da Equação 4.1 fosse alcançado.

$$L_n - L_{n-1} \leq 0,05 (L_n - L_1) \quad \text{Equação (4.1)}$$

Onde:

L_n = leitura média do transdutor de deslocamento em um tempo t ;

L_{n-1} = média da leitura do transdutor de deslocamento imediatamente antes de L_n ;

L_1 = primeira leitura obtida logo após o início do estágio de carregamento.

O procedimento adotado com a combinação de ciclos de carga-descarga acompanhado de um carregamento estático foi o mesmo aplicado por Reginato (2019), buscando uma posterior comparação com os resultados obtidos com aqueles apresentados pela autora, ao avaliar o efeito dos carregamentos rápidos no comportamento das estacas carregadas lateralmente. Ainda, dada a limitação do sistema em 500 kN, mas visando proximidade com o mesmo trabalho, foram adotados 10 incrementos de 40 kN, com uma carga complementar de 10 kN até que a carga final fosse atingida e o ensaio fosse concluído.

A aplicação de carga durante a etapa de ciclos foi realizada de tal maneira que ao atingir o incremento desejado, a carga era mantida por um intervalo de tempo de, aproximadamente, um minuto, o qual foi suficiente para registrar os deslocamentos correspondentes a carga

aplicada naquele ciclo. Em seguida, efetua-se a descarga total antes que fosse iniciado o próximo ciclo, repetindo esse processo cinco vezes. Na segunda etapa do ensaio, a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos. Por fim, efetua-se novamente a descarga total, sustentada até estabilizar os deslocamentos da etapa de descarregamento, para que na sequência seja aplicado um novo incremento.

As leituras dos deslocamentos no topo foram realizadas tanto para a carga e descarga de cada ciclo, como para o carregamento estático. No caso das medições com o inclinômetro, essas foram realizadas em três etapas do ensaio, sendo elas: ao final do último ciclo de carga-descarga (após a descarga), na carga e na descarga. Este processo foi realizado após ocorrer a estabilização dos deslocamentos nas três estacas ensaiadas neste estudo, permitindo obter a deformação ao longo da profundidade.

A Figura 4.28 mostra como foi feita a identificação das leituras de cada uma das estacas, com o tubo de inclinômetro ilustrado no centro, sendo: (a) E1 é a estaca mais afastada do ponto de aplicação da carga; (b) E2 é a estaca mais próxima ao ponto de aplicação da carga; e (c) ER é a estaca de reação. O esquema refere-se ao projeto do ensaio de prova de carga lateral (ver Figura 4.19).

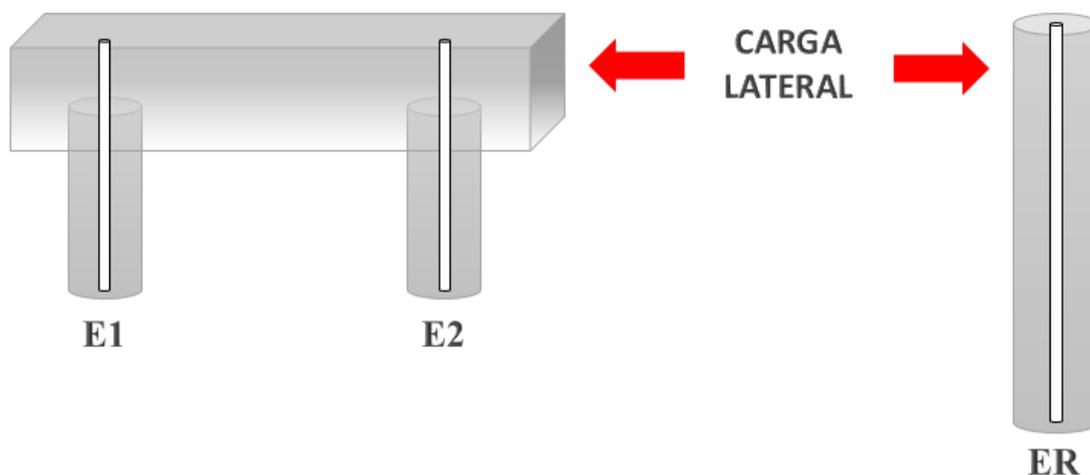


Figura 4.28: Esquema para identificação das leituras ao longo da profundidade

5 RESULTADOS DA PESQUISA

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos em campo pela realização do ensaio de prova de carga lateral, em concordância com o projeto executivo. As seções foram divididas para as diferentes análises feitas, sendo avaliadas as estacas em grupo e a estaca de reação em todas elas, visando a consecução dos objetivos propostos anteriormente.

5.1 CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO NO TOPO

Na sequência serão apresentados os deslocamentos horizontais medidos no topo dos elementos estruturais executados neste estudo. As medidas foram obtidas com os LVDTs e corroboraram com aquelas registradas pelos relógios comparadores digitais durante as diferentes etapas do ensaio, com carregamentos cíclicos acompanhados de um carregamento monotônico. Os gráficos de carga *versus* deslocamento exibem o comportamento do solo em função do esforço lateral aplicado, revelando uma degradação de sua resistência ao passo que o carregamento se intensifica no decorrer do ensaio.

5.1.1 Estacas em grupo

A curva da carga *versus* deslocamento para as estacas que formavam o grupo releva com clareza as duas diferentes etapas do ensaio, sendo: a primeira etapa, em que procedeu-se a aplicação de cinco ciclos de carga-descarga seguida do carregamento monotônico, e a segunda etapa, em que a carga aplicada foi elevada até uma tensão de, aproximadamente, 500 kN e mantida até estabilização dos deslocamentos. Os resultados obtidos, posteriormente tratados para a reprodução da curva citada, são ilustrados na Figura 5.1.

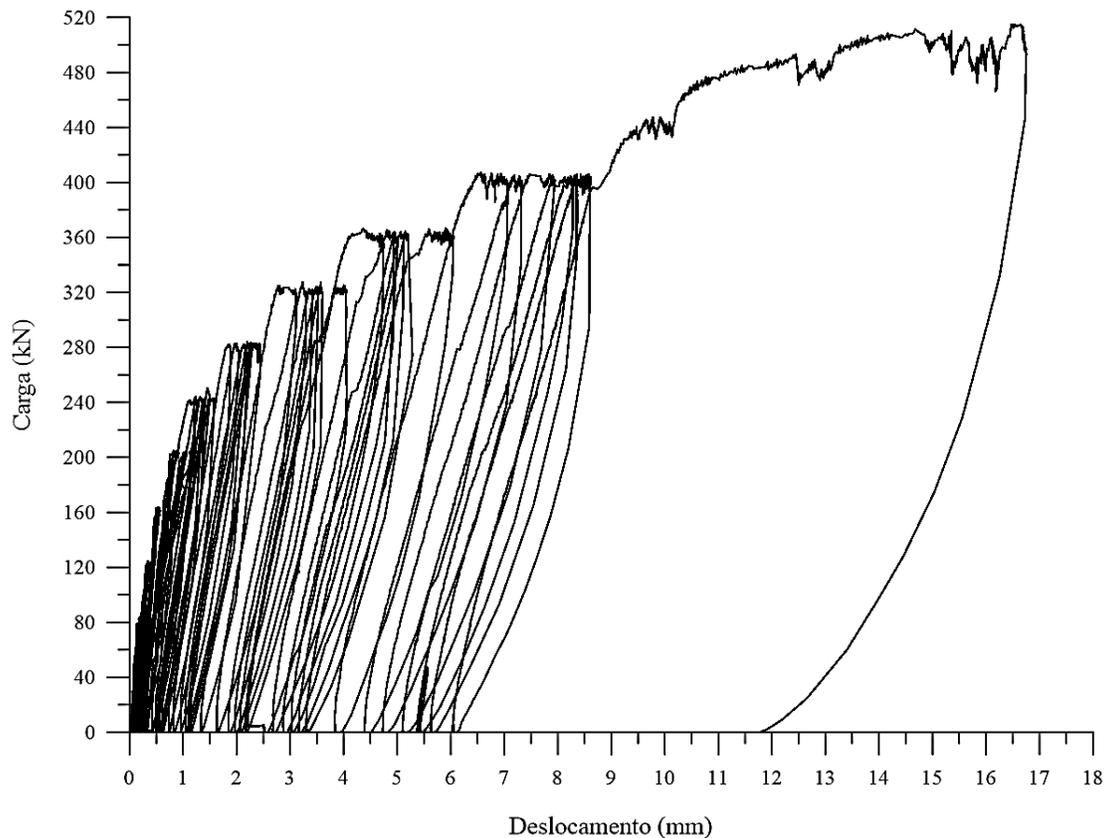


Figura 5.1: Curva de carga *versus* deslocamento das estacas em grupo

Pelo que foi mostrado, observa-se que a parte inicial, referente aos incrementos de carga até 400 kN, apresenta um crescente aumento dos deslocamentos com o acréscimo de tensões, tornando-se mais notável pelas curvas bem definidas. Ainda nessa etapa, após a estabilização dos deslocamentos, os resultados mostram que as estacas em grupo experimentaram uma movimentação de, aproximadamente, 8,60 mm em relação a sua posição inicial. Após a descarga, os elementos tiveram uma recuperação do deslocamento próxima de 30%, ainda a cerca de 6 mm de distância em relação às posições em que foram executados.

Na sequência, representando a etapa final do ensaio, em que as estacas foram submetidas a uma carga final em torno de 500 kN, o deslocamento medido no topo foi de 16,75 mm em relação à posição inicial. A taxa de recuperação para esse último incremento permaneceu próxima da supracitada. A carga final aqui mencionada não reflete a carga última da estrutura, uma vez que os deslocamentos sofridos foram estabilizados dentro do intervalo de tempo previsto na execução do ensaio.

Como parte dos objetivos, a verificação da influência dos ciclos de carga e descarga no comportamento das estacas de grupo é um dos aspectos a serem observados nos resultados obtidos pelo estudo. Sendo assim, de maneira a evidenciar essa etapa do ensaio, a Figura 5.2 mostra a fase inicial onde foi aplicada a combinação dos dois tipos de carregamento em cada incremento. Pelo que se observa, acredita-se que apesar de não apresentarem uma influência significativa para baixos carregamentos, ao longo do processo, os ciclos – por menor que seja o tempo de aplicação (nesse caso, em torno de 1 minuto) – podem intensificar os deslocamentos permanentes no topo, resultando em uma degradação da resistência do solo quando submetido a essas ações.

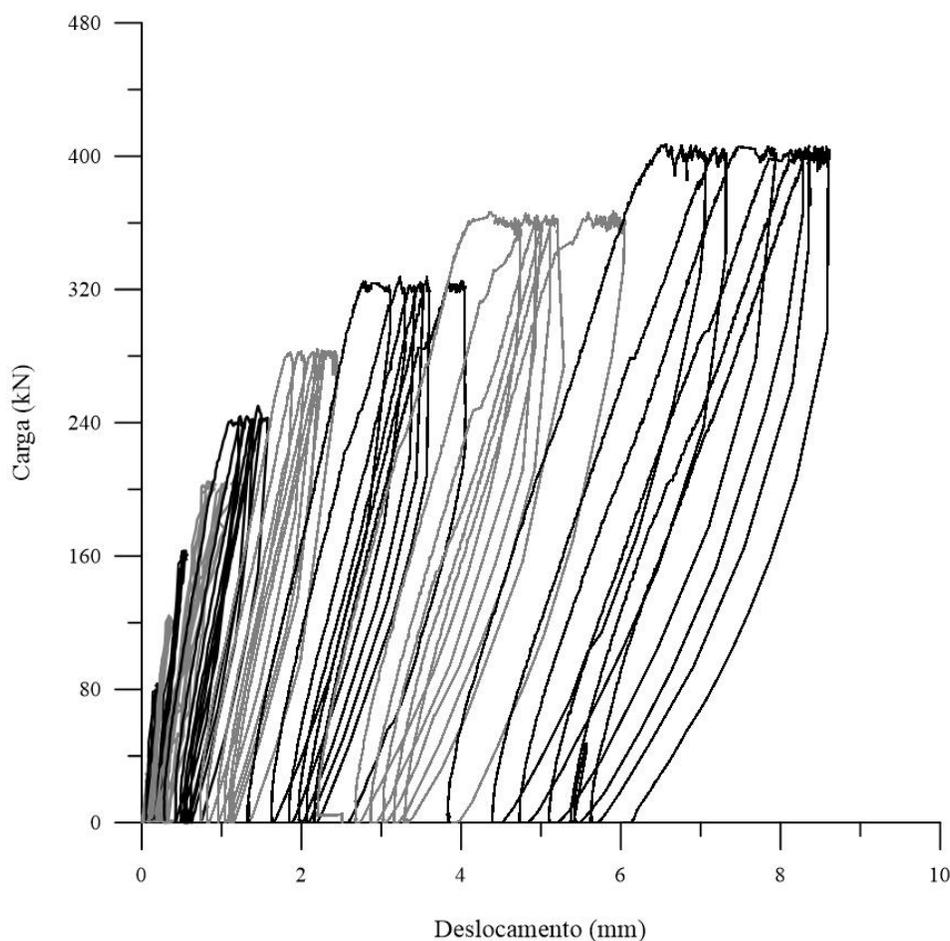


Figura 5.2: Resultados da etapa com ciclos de carga-descarga das estacas em grupo

De maneira separada, para uma melhor visualização da combinação dos cinco carregamentos cíclicos de carga-descarga (CD) e monotônico (CM), as curvas carga *versus* deslocamento de alguns dos incrementos aplicados durante a parte inicial do ensaio são apresentadas nos gráficos a seguir. Conforme citado anteriormente quanto a influência desses carregamentos aplicados em intervalos de tempo curtos, serão apresentados apenas aqueles acima de 50% da carga final, onde é possível observar um maior efeito do que se é entendido. A Figura 5.3 exibe as curvas plotadas a partir dos resultados obtidos, sendo esses referentes apenas ao incremento de 240 kN.

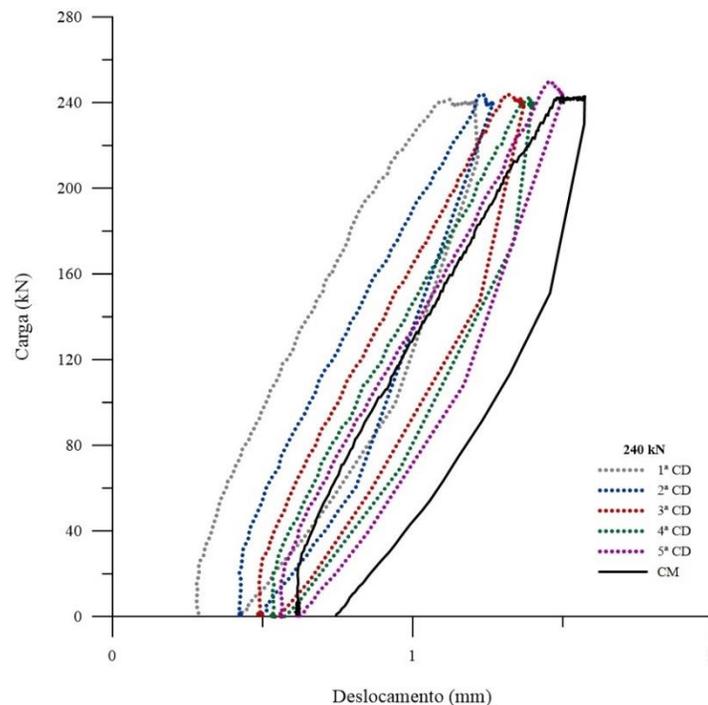


Figura 5.3: Resultados do incremento de 240 kN aplicado às estacas em grupo

Ao analisar a curva é possível verificar o que foi exposto a respeito da influência dos ciclos de carga-descarga, observando-se que os deslocamentos medidos apresentam uma proporção similar àqueles em que a carga era mantida por um intervalo de tempo superior, variando em menos de 10%. Para o incremento de 240 kN, as estacas em grupo movimentaram-se cerca de 0,30 mm no sentido oposto ao carregamento. Na sequência, a Figura 5.4 e Figura 5.5 apresentam as curvas plotadas com os resultados obtidos, separadamente para os incrementos de 320 kN e 400 kN, respectivamente.

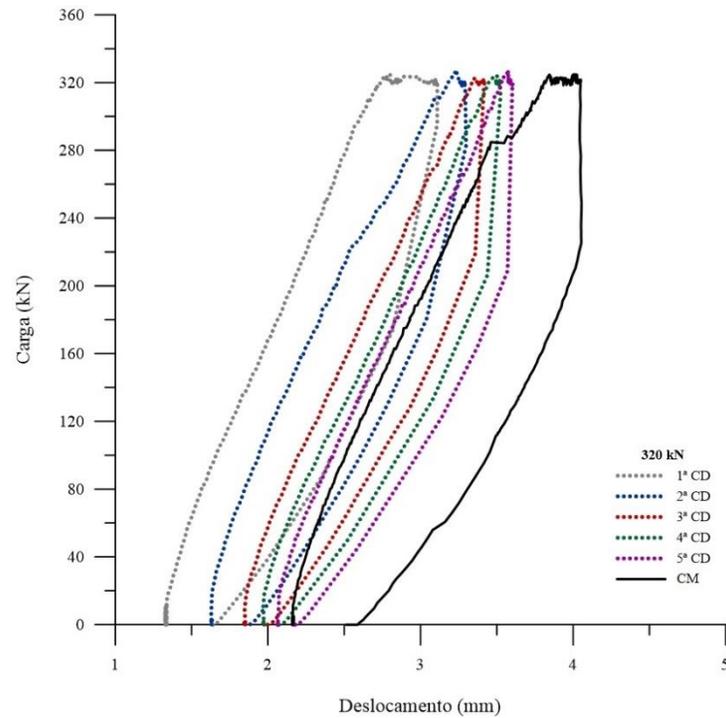


Figura 5.4: Resultados do incremento de 320 kN aplicado às estacas em grupo

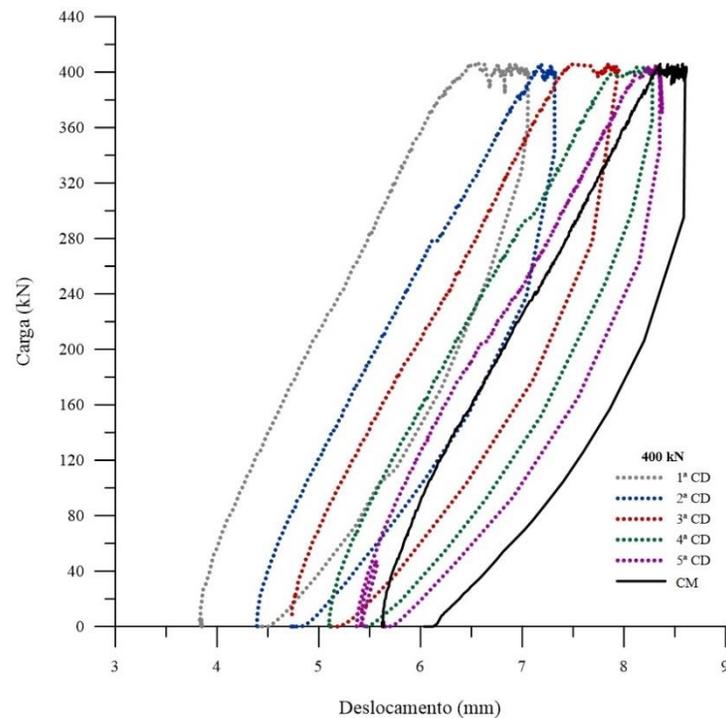


Figura 5.5: Resultados do incremento de 400 kN aplicado às estacas em grupo

Para os incrementos apresentados, com o aumento da carga, a etapa de ciclos foi responsável por deslocamentos permanentes ainda maiores, sendo iguais a 0,83 mm e 1,77 mm, respectivamente. Os resultados aqui apresentados corroboram com outros estudos realizados no mesmo campo experimental, os quais também tiveram como objetivo avaliar o efeito dos estágios de carga-descarga em estacas. Reginato (2019) afirma que mesmo com a aplicação de carga em intervalos relativamente curtos (tempo necessário para atingir o incremento definido), as estacas ensaiadas por ela exibiram deslocamentos permanentes, mesmo que esses fossem muito pequenos.

Em relação às estacas rígidas, a autora evidenciou uma alta taxa de recuperação dos deslocamentos para os incrementos iniciais adotados pelo estudo, nos quais a influência dos ciclos foi muito baixa. Esse comportamento também foi observado pelos dados aqui apresentados, em que a curva carga *versus* deslocamento apresentada na Figura 5.1, bem como na Figura 5.2. Os resultados mostram que para incrementos inferiores a metade da carga final adotada, as estacas em grupo tiveram seus deslocamentos recuperados em maior proporção após serem descarregadas.

A Tabela 5.1 apresenta os deslocamentos no topo das estacas em grupo durante a primeira etapa do ensaio, na qual os incrementos foram de 40 kN até 400 kN. Os valores foram obtidos pelos medidores de deslocamento no topo – LVDT e relógio comparador digital, como explicitado no capítulo anterior, sendo o resultado apresentado uma média entre os dois valores encontrados em campo. Na tabela optou-se por dividir os deslocamentos das fases de carga e descarga para cada um dos estágios de carregamento, dessa forma, torna-se mais compreensível a verificação das taxas de recuperação das estacas em grupo após a descarga.

Tabela 5.1: Medidas de deslocamento no topo das estacas em grupo

40kN			240kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,10	0,00	1° Ciclo	1,21	0,43
2° Ciclo	0,10	0,03	2° Ciclo	1,27	0,50
3° Ciclo	0,11	0,00	3° Ciclo	1,37	0,54
4° Ciclo	0,11	0,04	4° Ciclo	1,40	0,57
5° Ciclo	0,10	0,05	5° Ciclo	1,50	0,62
Carga Monotônica	0,12	0,05	Carga Monotônica	1,57	0,74
80kN			280kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,23	0,08	1° Ciclo	1,89	0,82
2° Ciclo	0,22	0,10	2° Ciclo	2,04	0,96
3° Ciclo	0,22	0,07	3° Ciclo	2,17	1,05
4° Ciclo	0,22	0,09	4° Ciclo	2,23	1,11
5° Ciclo	0,22	0,11	5° Ciclo	2,29	1,15
Carga Monotônica	0,23	0,08	Carga Monotônica	2,44	1,33
120kN			320kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,41	0,09	1° Ciclo	3,11	1,64
2° Ciclo	0,37	0,09	2° Ciclo	3,29	1,86
3° Ciclo	0,37	0,11	3° Ciclo	3,42	1,98
4° Ciclo	0,38	0,08	4° Ciclo	3,52	2,07
5° Ciclo	0,35	0,08	5° Ciclo	3,61	2,16
Carga Monotônica	0,40	0,08	Carga Monotônica	4,05	2,53
160kN			360kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,57	0,23	1° Ciclo	4,75	2,70
2° Ciclo	0,56	0,23	2° Ciclo	4,94	2,88
3° Ciclo	0,55	0,22	3° Ciclo	5,02	3,03
4° Ciclo	0,55	0,24	4° Ciclo	5,12	3,17
5° Ciclo	0,55	0,25	5° Ciclo	5,21	3,29
Carga Monotônica	0,58	0,24	Carga Monotônica	6,06	3,86
200kN			400kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,82	0,25	1° Ciclo	7,07	4,40
2° Ciclo	0,92	0,25	2° Ciclo	7,33	4,75
3° Ciclo	0,90	0,28	3° Ciclo	7,95	5,12
4° Ciclo	1,05	0,25	4° Ciclo	8,29	5,46
5° Ciclo	1,03	0,29	5° Ciclo	8,38	5,63
Carga Monotônica	1,16	0,30	Carga Monotônica	8,62	6,05

Com os deslocamentos apresentados na Tabela 5.1 é possível verificar o que foi mencionado anteriormente a respeito da influência da etapa de ciclos de carga-recarga, ou seja, os valores mostram revelam que a ocorrência de um aumento dos deslocamentos permanentes resultantes desses estágios de carregamento. Além disso, como esperado, a taxa de recuperação tende a reduzir com a degradação da resistência do solo em razão do acréscimo de cargas. Pelos valores apresentados, calcula-se uma queda pela metade dessa taxa, chegando a valores em torno de 30%.

As medidas de deslocamento no topo durante a aplicação da carga final são apresentadas na Tabela 5.2. No carregamento em questão, as estacas em grupo movimentaram-se cerca de 17 mm em relação a posição inicial quando solicitadas por uma carga de, aproximadamente, 500 kN. Quando mantido o incremento, os deslocamentos estabilizaram e prosseguiu-se para a descarga final, após a qual o conjunto foi capaz de recuperar parte dos deslocamentos sofridos. Ao final do ensaio, as estacas em grupo permaneceram afastadas 11,15 mm em relação ao ponto em que foram executadas.

Tabela 5.2: Medidas de deslocamento no topo das estacas em grupo para a carga final

Carga Final (\approx 500 kN)	
Carga (kN)	Deslocamento (mm)
440,76	10,16
481,59	13,09
493,76	16,76
Descarga	11,15

A literatura esclarece que ao aplicar um certo carregamento lateral em uma estaca, forma-se um vazio entre o elemento estrutural e o solo que o circunda no sentido oposto ao deslocamento. Em concordância ao que foi elucidado na revisão bibliográfica (ver Figura 2.1), a Figura 5.6 mostra registros fotográficos coletados no campo experimental durante a aplicação da carga final nas estacas em grupo, nos quais é possível ver os espaço formado entre a estaca mais próxima da aplicação da carga (E2) e o solo.



Figura 5.6: Vazio entre a estaca E2 do grupo e solo pela aplicação da carga final

5.1.2 Estaca de reação

A curva carga *versus* deslocamento da estaca de reação foi elaborada a partir dos resultados obtidos em campo pelo ensaio de prova de carga lateral, sendo apresentada na Figura 5.7 para a avaliação do comportamento do elemento de fundação sob diferentes estágios de carregamento.

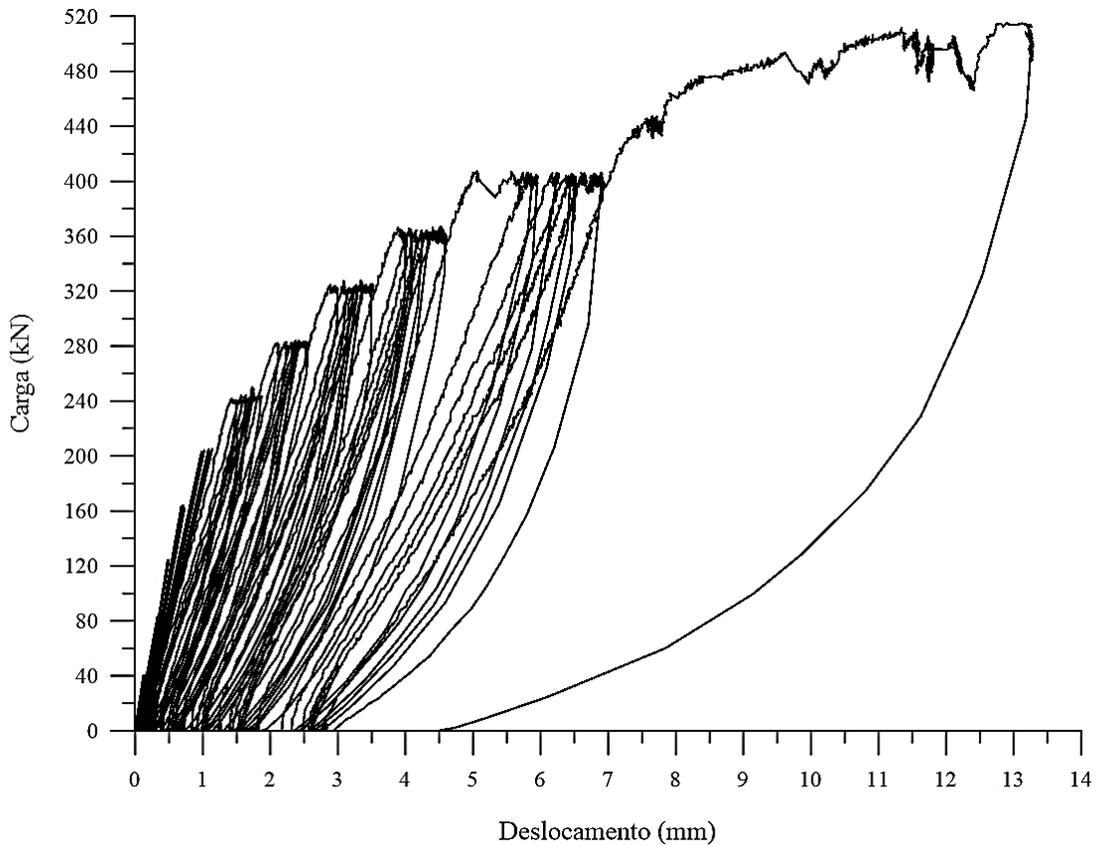


Figura 5.7: Curva de carga *versus* deslocamento da estaca de reação

A estaca em questão, um elemento isolado, atuou como reação para as estacas em grupo durante o ensaio de prova de carga lateral, em conformidade com o projeto apresentado anteriormente. Logo, a estaca de reação foi igualmente submetida a uma etapa inicial com estágios de carregamento cíclico associado a um carregamento monotônico, seguido de uma carga final até que a carga atingisse 500 kN.

No início, os deslocamentos permanentes se concentraram próximos ao eixo das ordenadas, com valores inferiores a 1 mm. Ainda na etapa inicial, a estaca distanciou-se até cerca de 7 mm em relação a sua posição no começo do ensaio e na sequência foi capaz de recuperar em torno de 60% desse afastamento, resultando em um deslocamento permanente de, aproximadamente, 2,80 mm após a descarga total anterior ao carregamento final.

Ao avançar do ensaio, a carga final foi aplicada resultando em um deslocamento máximo de, aproximadamente, 13 mm após a estabilização desse estágio. Na sequência, ao proceder para o descarregamento do sistema, a estaca de reação retornou para uma distância de cerca de 3 mm em relação ao ponto em que foi locada. Com isso, a taxa de recuperação atingiu uma porcentagem próxima a 70%, um valor notoriamente superior ao calculado para as estacas em grupo, provando uma menor degradação da resistência do solo sob a ação de cargas laterais quando em contato com esse elemento estrutural.

De maneira similar ao que foi elaborado anteriormente, a Figura 5.8 apresenta os resultados relativos à etapa inicial do ensaio, na qual adotou-se a combinação de diferentes estágios de carga. Observa-se que, assim como foi verificado para as estacas em grupo, a aplicação de carregamentos em intervalos curtos de tempo – em torno de um minuto, resultou em uma acentuação dos deslocamentos permanentes no topo, que presumivelmente seriam menores caso o carregamento monotônico não fosse precedido pelos ciclos de carga-descarga.

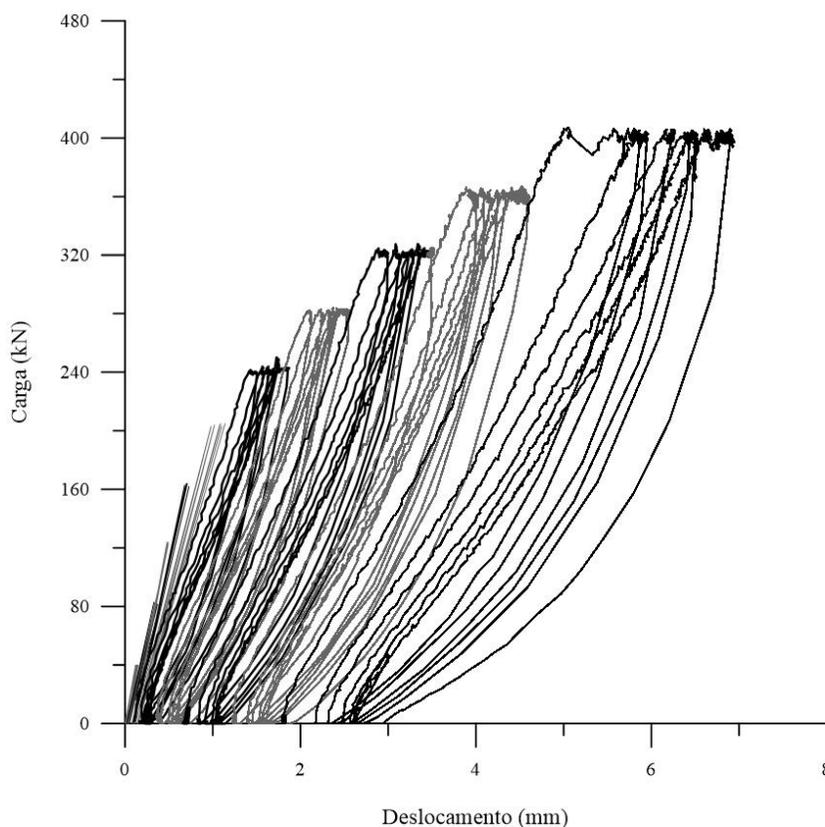


Figura 5.8: Resultados da etapa com ciclos de carga-descarga da estaca de reação

As curvas carga *versus* deslocamento quando separadas por incrementos proporcionam uma melhor visualização do que foi citado anteriormente. Assim, a Figura 5.9 mostra apenas os resultados concernente ao incremento de 240 kN, dividido em seus diferentes estágios de carregamento, sejam eles ciclos de carga-descarga (CD) ou carga monotônica (CM).

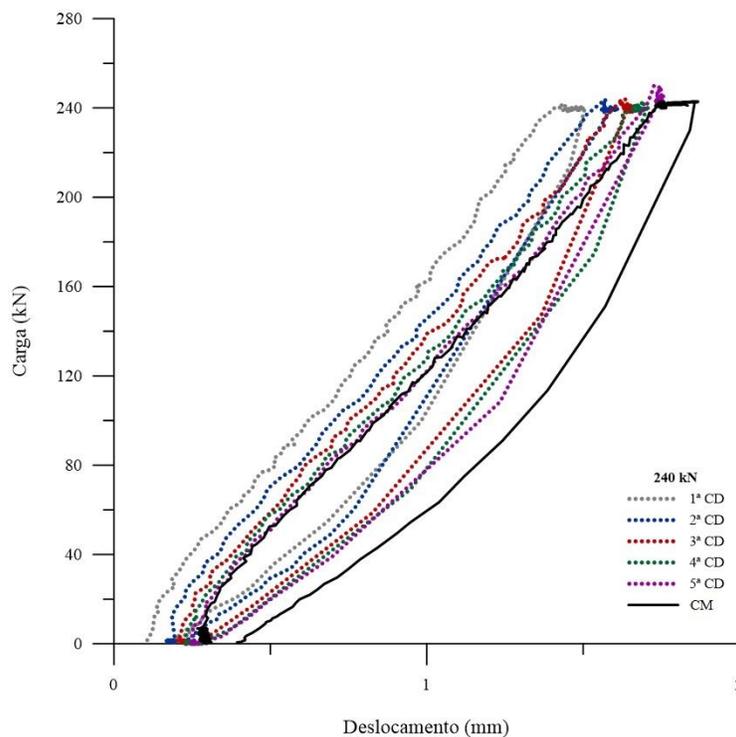


Figura 5.9: Resultados do incremento de 240 kN aplicado à estaca de reação

O efeito da aplicação de ciclos de carga-descarga na estrutura mostra-se mais uma vez capaz de produzir deslocamentos permanentes no topo, sendo neste caso a taxa de recuperação maior do que nos elementos em grupo. O que se afirma é notadamente observado pelas curvas que tendem a retornar para valores próximos aos deslocamentos permanentes antes da aplicação da carga. Para o incremento apresentado, os deslocamentos medidos no topo que não foram recuperáveis após a descarga do último ciclo são iguais a, aproximadamente, 0,14 mm. Adiante, a Figura 5.10 e Figura 5.11 apresentam os incrementos referentes ao carregamento de 320 kN e 400 kN, respectivamente.

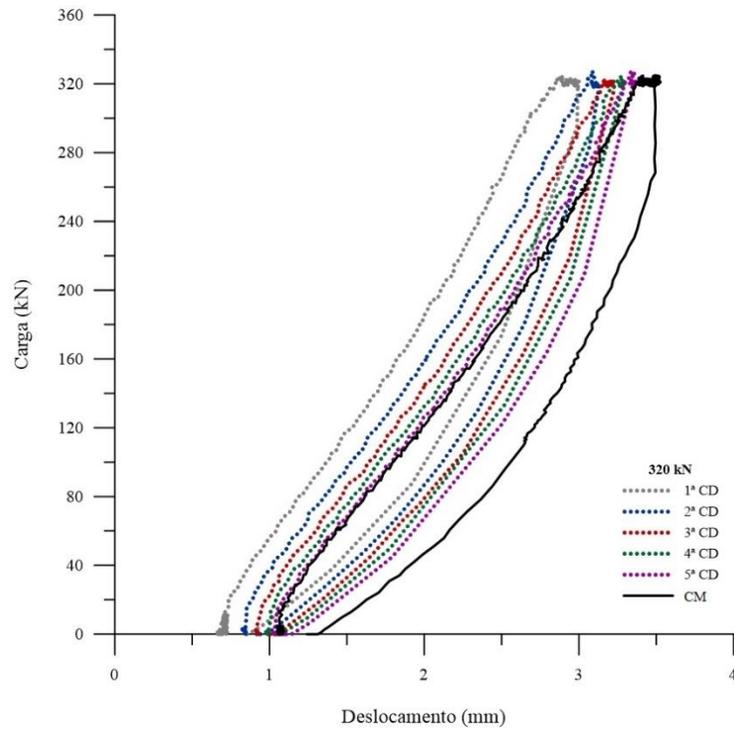


Figura 5.10: Resultados do incremento de 320 kN aplicado à estaca de reação.

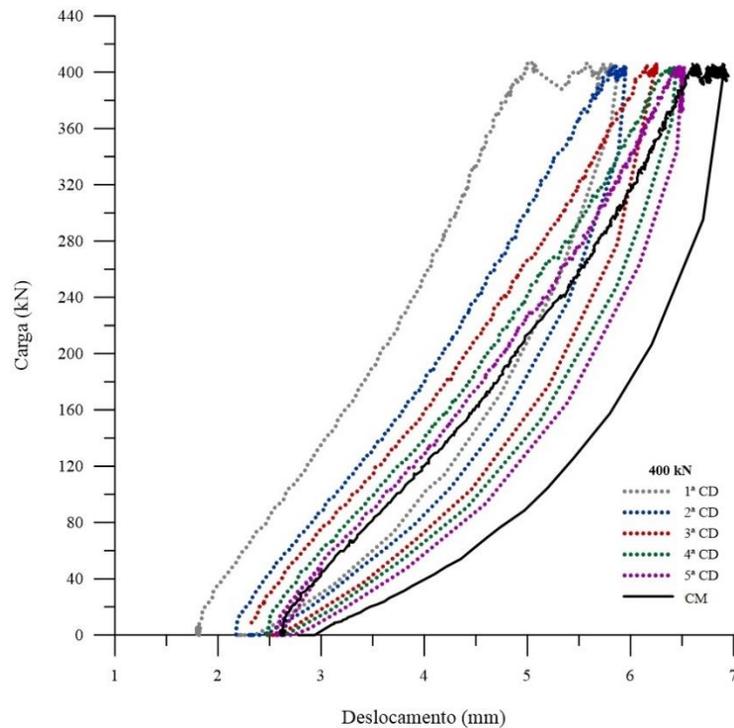


Figura 5.11: Resultados do incremento de 400 kN aplicado à estaca de reação.

Da mesma maneira ao que se foi observado anteriormente nas estacas em grupo, com o aumento da carga aplicada ao elemento estrutural, a etapa de ciclos produziu deslocamentos permanentes superiores aos medidos em carregamentos iniciais. Sendo possível perceber que sob 400 kN a primeira aplicação de carga resultou em um deslocamento máximo superior ao resultante do carregamento monotônico, corroborando com a percepção que o tempo de aplicação da carga não é necessariamente um fator de influência para a resistência do solo.

Desse modo, novamente, os resultados mostram reafirmar o que foi observado em outros estudos realizados no campo experimental com aplicação de ciclos de carga-descarga (REGINATO, 2019). Bem como no caso das estacas em grupo, a estaca de reação, apesar de prever uma redução dos deslocamentos permanentes por ter uma alta rigidez em função de sua geometria e armadura, ainda é suscetível aos efeitos da aplicação de carregamentos rápidos, em intervalos de tempo curtos como os que foram executados por este estudo.

Outra consideração importante a ser dada a partir dos resultados aqui apresentados, em concordância com o que tem sido observado por outros autores que também trabalharam com estacas submetidas a esforços horizontais no campo experimental de Passo Fundo, é o entendimento do solo estrutural no qual os elementos de fundação foram executados. Ao avaliar o comportamento solo é possível perceber que a cimentação das partículas dada a formação do solo residual é responsável por boa parte da rigidez inicial que é observada nas curvas carga *versus* deslocamento. Nessas, nota-se uma alta recuperação dos deslocamentos ao iniciar o ensaio, no entanto, no decorrer do processo com o aumento do nível de carregamento, acredita-se que há uma quebra dessas ligações cimentícias e um rearranjo dos grãos, que resulta em uma mudança do comportamento do solo e, conseqüentemente, torna-se mais complexa a sua compreensão.

A Tabela 5.3 apresenta as medidas de deslocamento no topo da estaca de reação, sendo divididas em função dos incrementos e dos estágios de carga e de descarga que ocorreram na etapa inicial do ensaio de prova de carga lateral.

Tabela 5.3: Medidas de deslocamento no topo da estaca de reação

40kN			240kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,12	0,00	1° Ciclo	1,50	0,19
2° Ciclo	0,13	0,03	2° Ciclo	1,61	0,23
3° Ciclo	0,14	0,04	3° Ciclo	1,67	0,26
4° Ciclo	0,15	0,03	4° Ciclo	1,71	0,26
5° Ciclo	0,15	0,01	5° Ciclo	1,76	0,29
Carga Monotônica	0,15	0,02	Carga Monotônica	1,87	0,38
80kN			280kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,35	0,02	1° Ciclo	2,13	0,42
2° Ciclo	0,33	0,02	2° Ciclo	2,27	0,50
3° Ciclo	0,37	0,04	3° Ciclo	2,34	0,54
4° Ciclo	0,36	0,05	4° Ciclo	2,39	0,58
5° Ciclo	0,35	0,04	5° Ciclo	2,44	0,59
Carga Monotônica	0,41	0,04	Carga Monotônica	2,57	0,68
120kN			320kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,49	0,08	1° Ciclo	3,00	0,84
2° Ciclo	0,49	0,08	2° Ciclo	3,13	0,92
3° Ciclo	0,49	0,09	3° Ciclo	3,23	0,99
4° Ciclo	0,48	0,09	4° Ciclo	3,31	1,03
5° Ciclo	0,49	0,09	5° Ciclo	3,37	1,07
Carga Monotônica	0,48	0,10	Carga Monotônica	3,53	1,24
160kN			360kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,68	0,10	1° Ciclo	4,02	1,40
2° Ciclo	0,69	0,09	2° Ciclo	4,11	1,45
3° Ciclo	0,70	0,09	3° Ciclo	4,18	1,54
4° Ciclo	0,70	0,10	4° Ciclo	4,28	1,57
5° Ciclo	0,71	0,10	5° Ciclo	4,36	1,63
Carga Monotônica	0,73	0,10	Carga Monotônica	4,61	1,81
200kN			400kN		
Etapa	Deslocamento (mm)		Etapa	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1° Ciclo	0,98	0,12	1° Ciclo	5,88	2,17
2° Ciclo	1,02	0,14	2° Ciclo	5,96	2,34
3° Ciclo	1,08	0,14	3° Ciclo	6,26	2,48
4° Ciclo	1,09	0,15	4° Ciclo	6,45	2,63
5° Ciclo	1,10	0,15	5° Ciclo	6,52	2,67
Carga Monotônica	1,14	0,15	Carga Monotônica	6,95	2,79

Os deslocamentos permanentes comentados anteriormente podem ser verificados através da Tabela 5.3, assim como as taxas de recuperação calculadas a partir dos deslocamentos da carga e descarga. Além disso, como esperado, é possível observar que as medições no topo atingem valores cada vez maiores com os incrementos de carga, mesmo que aplicadas de forma cíclica. No entanto, a taxa de recuperação da estaca isolada foi significativamente maior que aquela observada nas estacas em grupo, sendo mais que a metade dos deslocamentos medidos na carga restaurados após a descarga.

As medidas de deslocamento durante a carga final para a estaca de reação são apresentadas na Tabela 5.4, assim como elaborado anteriormente, os valores apresentados são uma média entre os resultados obtidos pelos dois medidores de deslocamento. O último carregamento aplicado na estrutura foi de, aproximadamente, 500 kN, resultando em um deslocamento máximo em torno de 13 mm. Ao final do ensaio, após a estabilização da descarga, os danos permanentes na estrutura foram iguais a 4,10 mm, com uma taxa de recuperação de 70%, revelando o bom desempenho do elemento estrutural em ação com solo.

Tabela 5.4: Medidas de deslocamento no topo da estaca de reação para a carga final

Carga Final (\approx 500 kN)	
Carga (kN)	Deslocamento (mm)
440,76	7,77
480,37	10,30
499,41	13,29
Descarga	4,10

A Figura 5.12 mostra registros fotográficos obtidos em campo durante a aplicação da carga final na estaca de reação. Pelo que é apresentado, assim como nas estacas em grupo (ver Figura 5.6) é possível visualizar o vazio formado entre o solo e a estaca causado pelo carregamento lateral, que se desenvolveu no sentido contrário ao deslocamento. O que se é apresentado corrobora com a literatura a respeito da distribuição dos esforços tanto no elemento estrutural quanto no solo, que resulta no que ocorreu em campo.



Figura 5.12: Vazio entre a estaca de reação e o solo pela aplicação da carga final

5.2 EFEITO DOS CICLOS DE CARGA E DESCARGA

Nesta seção, os resultados obtidos do ensaio de prova de carga lateral e apresentados anteriormente foram analisados de forma distinta, buscando avaliar o efeito dos ciclos de carga e descarga aplicados às estacas. Para isso, neste momento apenas os dados da etapa inicial do ensaio serão considerados, os quais serão exibidos de tal maneira que torne possível observar as diferenças entre os dois tipos de carregamento.

Pelo que foi observado na seção anterior, as cargas cíclicas foram aplicadas em um intervalo de tempo necessário apenas para atingir o incremento desejado, sendo rapidamente feita a descarga em seguida. A ação repetida dessas cargas, mesmo que rápidas, resultou em deslocamentos permanentes que distanciaram o elemento estrutural da sua posição inicial no sentido oposto a aplicação do esforço lateral. Esse efeito será melhor compreendido a seguir.

5.2.1 Estacas em grupo

As curvas carga *versus* deslocamento apresentadas anteriormente foram usadas como base para a elaboração da Figura 5.13.

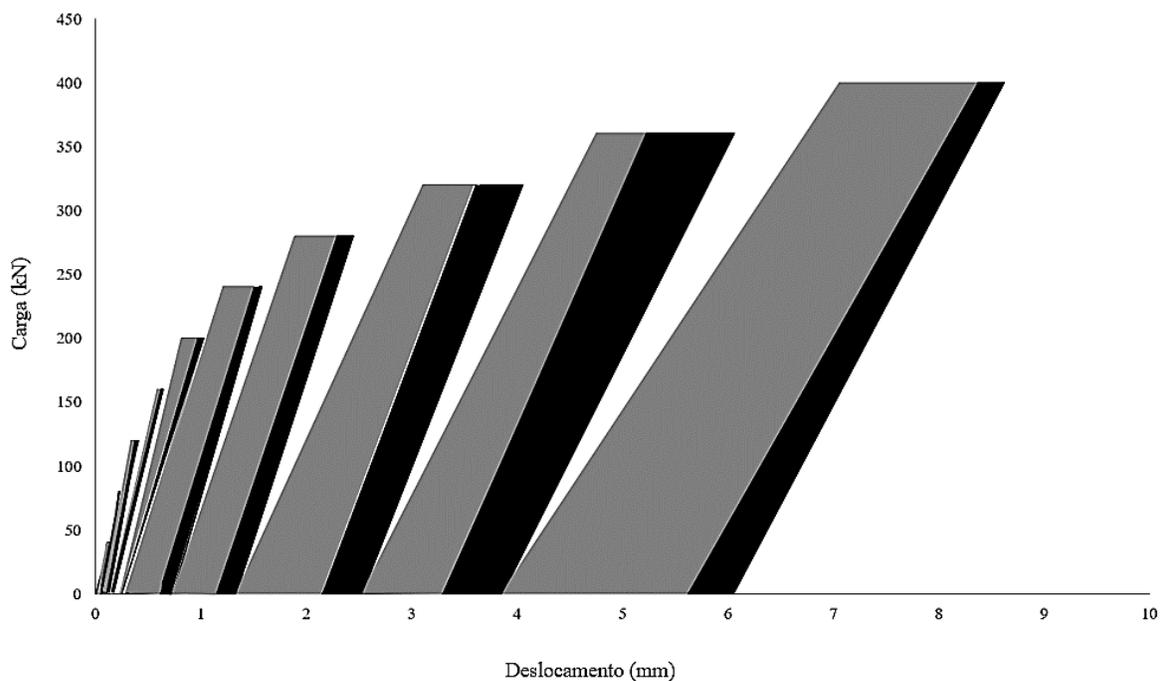


Figura 5.13: Efeito dos ciclos de carga-descarga – Estacas em grupo

Nesse gráfico, foram usados os resultados obtidos pelos medidores posicionados na face oposta ao ponto de aplicação da carga, apresentados na Tabela 5.1. Para isso, o deslocamento acumulado na etapa de ciclos de cada incremento foi transformado nas barras exibidas na cor cinza. Já o deslocamento experimentado pela aplicação do carregamento monotônico, por se tratar de uma ação única, foi diretamente transformado em barras, neste caso apresentadas na cor preta.

Com a separação das medidas das duas etapas pelas barras de diferente coloração, simplifica-se a observação da influência dos ciclos na atenuação dos deslocamentos pela aplicação dos carregamentos rápidos. Em sua maioria, a etapa de ciclos foi responsável por uma porção significativa da movimentação do elemento estrutural, mostrando que mesmo em um intervalo de tempo curto, ainda se mostram relevantes e capazes de intervir no comportamento da interação solo-estrutura.

O procedimento adotado no ensaio de descarregar totalmente a carga aplicada antes de uma nova solicitação permitiu obter uma aproximação da curva carga *versus* deslocamento para a condição do elemento estrutural estar submetido apenas carregamentos monotônicos, desconsiderando os estágios em que ocorreram as cargas cíclicas. Com isso, ao fazer os ajustes necessários para que apenas os esforços de interesse fossem observados, a Figura 5.14 mostra a nova curva carga *versus* deslocamento obtida por essa aproximação, assim como a curva original para comparação entre os resultados.

Com a adaptação foram obtidos novos valores de deslocamento para as estacas em grupo. Após a estabilização da carga, supõe-se que o elemento estrutural estaria distante cerca de 12,55 mm, mas que em seguida, com a descarga total do sistema, retornaria para uma posição mais próxima em torno de 7 mm. Por essa análise, a taxa de recuperação após a carga final seria maior que aquela obtida em campo, calculada em 45% e que representa uma melhor performance do sistema quando não é submetido a esforços de forma repetida.

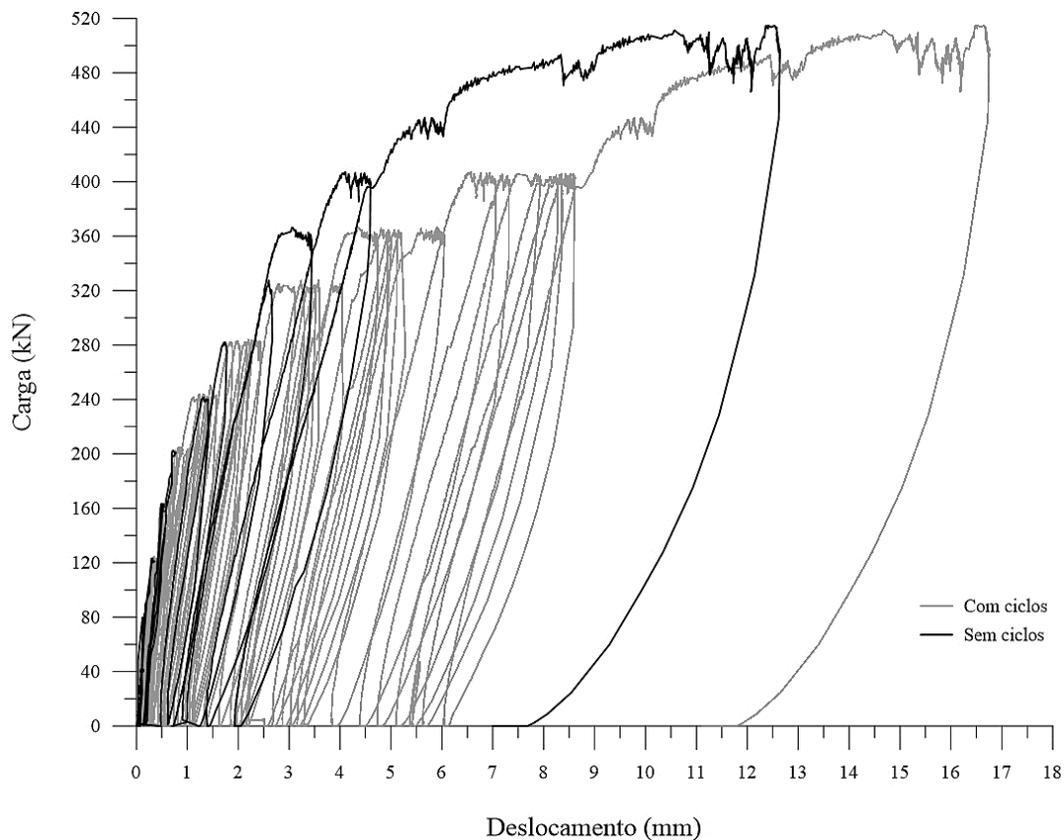


Figura 5.14: Efeito dos ciclos - Carga *versus* deslocamento para as estacas em grupo

5.2.1 Estaca de reação

O mesmo procedimento realizado na seção anterior foi usado para a elaboração dos gráficos com os resultados obtidos para a estaca de reação. Neste caso foram usadas as medidas no topo apresentadas na Tabela 5.3, as quais foram separadas a depender do tipo de carregamento aplicado, para a elaboração do ilustração na Figura 5.15. Para tal, os deslocamentos experimentados pela ação dos esforços de maneira cíclica foram somados e apresentados na forma de barras utilizando a coloração cinza. No caso da carga monotônica, por se tratar de uma ação isolada, os deslocamentos no início, durante e após a descarga foram empregues na criação da barra de cor preta.

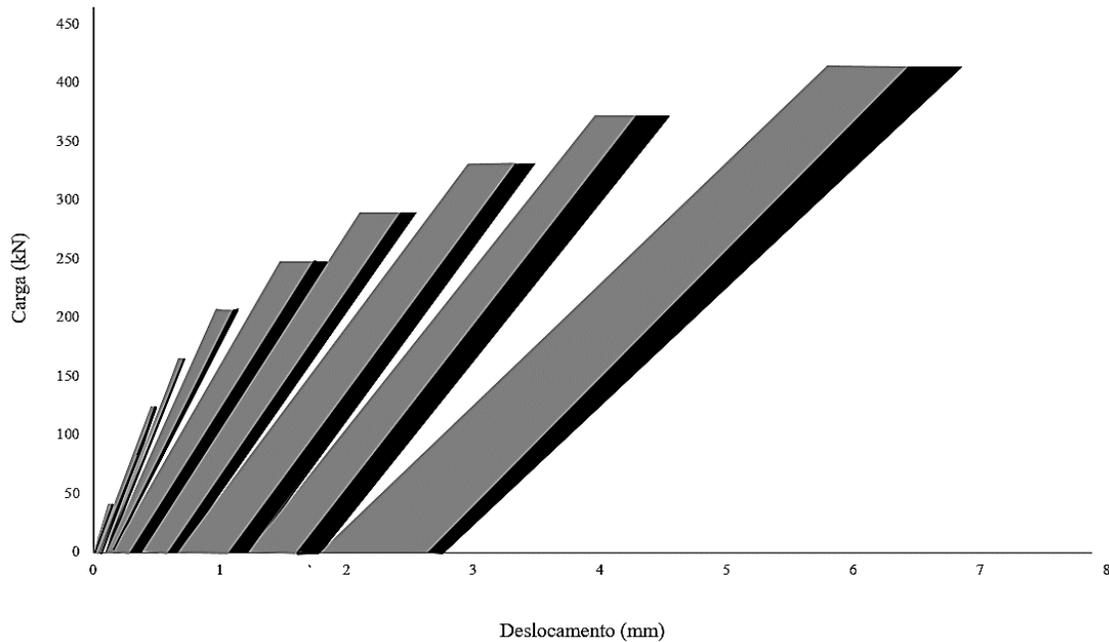


Figura 5.15: Efeito dos ciclos de carga-descarga - Estaca de reação

Assim como no item anterior, e pelo que foi apresentado na seção em que foram apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento obtidas no ensaio de campo, nota-se que o intervalo de tempo para aplicação de uma carga não é necessariamente responsável por intensificar os deslocamentos. Isto é, uma vez que o sistema é submetido a um esforço lateral capaz de influenciar em seu comportamento é preciso atentar para as consequências desta ação, principalmente, em obras em que ocorrem esse tipo de carregamento.

Buscando uma aproximação ao que ocorreria em campo caso as cargas cíclicas não fossem aplicadas, ou seja, considerando apenas as cargas monotônicas de cada incremento inclusive a carga final, foi elaborada a curva ilustrada na Figura 5.16. A elaboração da nova curva carga *versus* deslocamento foi feita pelo ajuste dos resultados de campo, de maneira que apenas os deslocamentos dos estágios de carga de interesse fossem apreciados. Com isso, ocorre um deslocamento da curva para mais próximo do eixo das ordenadas em função do possível ganho de resistência do solo pela inexistência das cargas cíclicas.

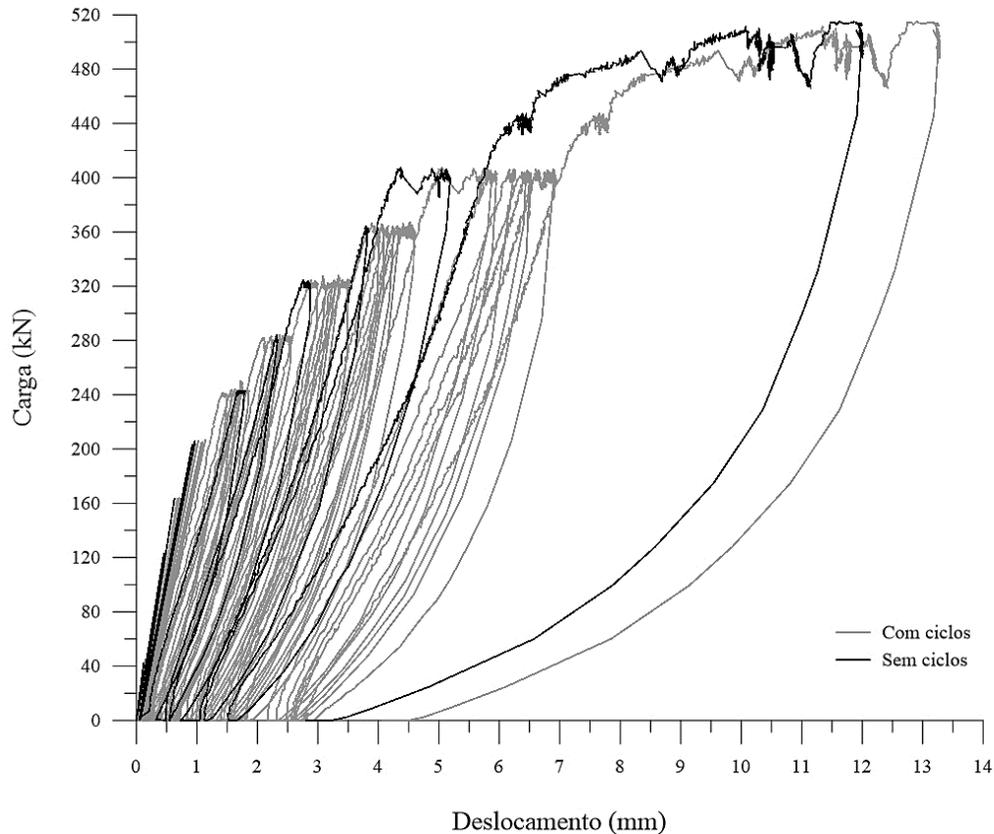


Figura 5.16: Efeito dos ciclos - Carga *versus* deslocamento para a estaca de reação

De maneira análoga ao que foi observado nas estacas em grupo, o deslocamento máximo experimentado pela estaca de reação após a estabilização da carga final foi ligeiramente menor que o original, neste caso assumiu um valor igual a 11,33 mm. Após a descarga e, posteriormente, com a estabilização do deslocamento, a estaca de reação permaneceria a cerca de 2,15 mm de distância da posição em que foi executada, com uma taxa de recuperação de, aproximadamente, 81%. Assim, novamente verificou-se um aumento da resistência do solo caso o procedimento do ensaio ocorresse sem a aplicação de cargas cíclicas posteriormente ao carregamento monotônico.

A avaliação apresentada foi de maneira similar realizada por Reginato (2019) para as estacas flexíveis de seu estudo. Ao comparar os resultados em função do comportamento distinto que essas estacas apresentam em relação as que foram aqui analisadas, é possível perceber o efeito dos ciclos de carga-descarga, antes da aplicação de uma carga monotônica, apesar de

existente, é menos significativo para elementos rígidos. Isto pode ser atribuído a capacidade do sistema em resistir de ao acréscimo de carga, limitando o deslocamento do elemento estrutural quando sob a ação de esforços horizontais. Para as estacas longas da autora, ao desconsiderar a influência dos carregamentos rápidos, os deslocamentos sofridos podem diminuir em até 20 mm, um valor bem mais expressivo se comparados aos que foram obtidos para as estacas do presente estudo.

5.3 DESLOCAMENTO *VERSUS* PROFUNDIDADE EM FUNÇÃO DA CARGA

Nesta seção serão apresentados resultados obtidos com o auxílio do inclinômetro, equipamento apropriado para a leitura dos deslocamentos ao longo da profundidade. O processo para obtenção dos dados em campo seguiu o planejamento relatado no capítulo anterior, sendo necessário salientar que as leituras foram feitas, para cada incremento, em três etapas distintas do ensaio, são elas: ao final do último ciclo de carga-descarga, na carga e na descarga. No caso da carga final aplicada ao sistema, desconsidera-se o procedimento da etapa de ciclos, uma vez que o mesmo não foi empregado.

Seguindo o esquema de leitura ilustrado na Figura 4.28, a apresentação dos resultados adotará a mesma notação dada para as três estacas em análise. Dessa maneira, para o grupo, a estaca identificada como “E1” está mais afastada do ponto de aplicação da carga, enquanto a outra, nomeada como “E2”, está mais próxima. A estaca de reação leva a notação de ER.

Nos resultados foram ilustrados alguns elementos para uma melhor visualização do esquema, sendo eles: (i) as estacas em sua posição inicial (deslocamento nulo); (ii) nível do terreno; (iii) ponto de aplicação da carga (ponto arredondado de cor preta); (iv) carga lateral (seta de cor vermelha) e (v) medidas de deslocamento no topo pelo LVDT (ponto arredondado de cor azul).

5.3.1 Estacas em grupo

Inicialmente, serão exibidos os resultados da leitura feita após a estabilização dos deslocamentos na descarga do último ciclo aplicado, os quais representam os 10 incrementos de carga da etapa inicial do ensaio. A Figura 5.17 e Figura 5.18 referem-se às estacas E1 e E2, respectivamente, com todos os elementos citados anteriormente – com exceção da carga lateral representada por uma seta, por se tratar de leitura feita após a descarga.

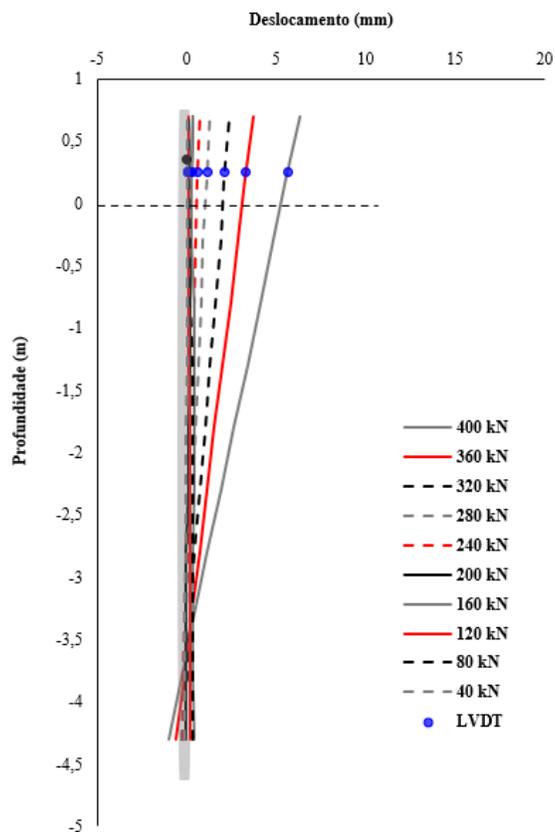


Figura 5.17: Ciclos - Deslocamento ao longo da profundidade da E1

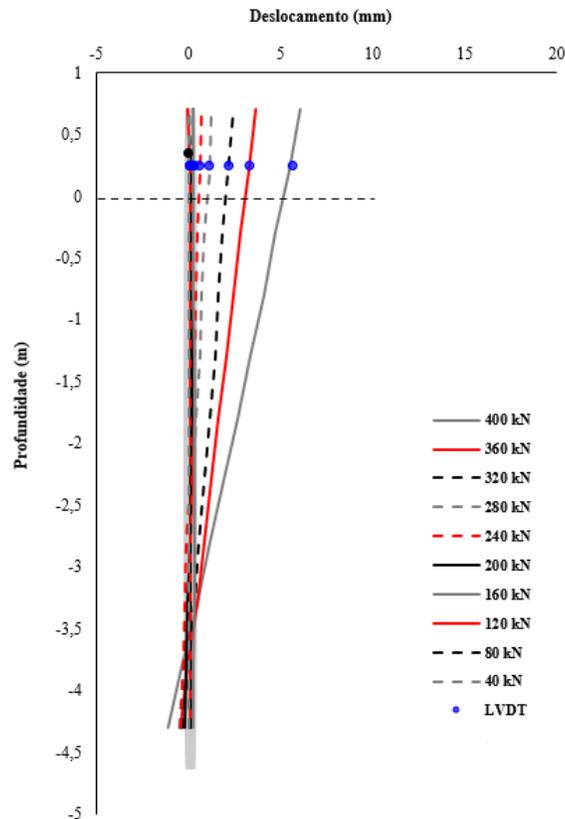


Figura 5.18: Ciclos - Deslocamento ao longo da profundidade da E2

Percebe-se uma similaridade no comportamento das duas estacas em grupo, característico de elementos rígidos quando carregados lateralmente, conforme relatado na literatura (ver Figura 2.2). Esse comportamento, em que a estaca se comporta como um elemento rígido girando em torno de um ponto ao longo da profundidade, é percebido quando o sistema está submetido a cargas mais elevadas e o solo não é capaz de resistir a tal movimento. Para as leituras feitas após os ciclos de carga e descarga, essa reação se manifestou parcialmente nos dados obtidos após o carregamento de 200 kN, no entanto, mostrou-se mais desenvolvido a partir dos incrementos seguintes.

Na sequência, a Figura 5.19 e Figura 5.20 exibem o comportamento após a estabilização dos deslocamentos do estágio de carga monotônica das estacas E1 e E2, respectivamente.

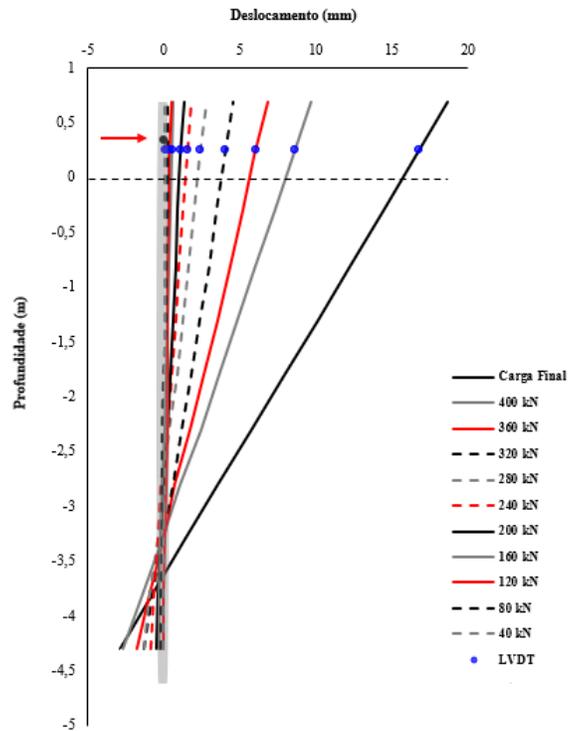


Figura 5.19: Carga - Deslocamento ao longo da profundidade da E1

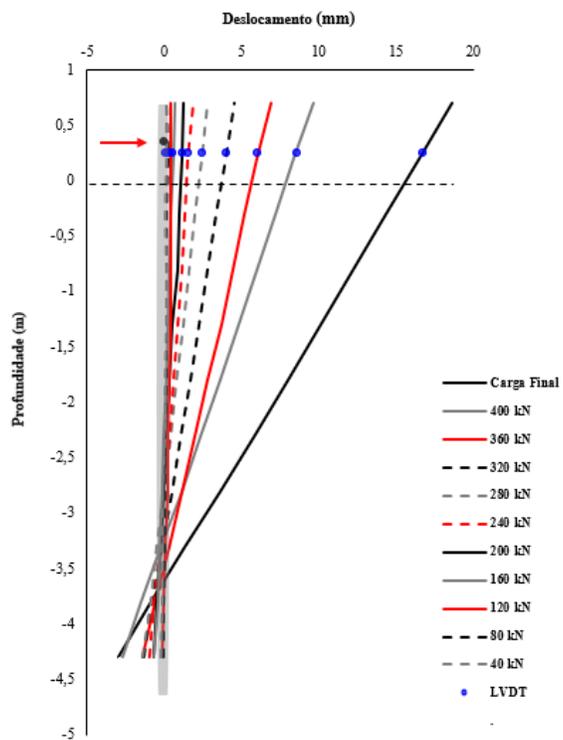


Figura 5.20: Carga - Deslocamento ao longo da profundidade da E2

Para o estágio de carga, no qual as leituras eram feitas enquanto o incremento ainda estava atuando no sistema, é possível perceber com maior clareza que com o acréscimo de carga ocorre a formação de um ponto de giro a uma certa profundidade, entre 3,5 m e 4,0 m. Além disso, o movimento desenvolvido pelas estacas mostra que o bloco não restringiu a rotação dos elementos, o que resultaria em uma translação de todo o sistema, como visto na literatura.

Por fim, as leituras da descarga do sistema, feitas após a estabilização dos deslocamentos, são apresentadas na Figura 5.21e Figura 5.22 para as estacas E1 e E2, respectivamente. Nesse estágio, verifica-se que as estacas são capazes de absorver satisfatoriamente os incrementos iniciais, em até 200 kN. No decorrer do ensaio, com o acréscimo de carga, os elementos não conseguem voltar a posição inicial, apresentando um ponto de giro mesmo após a descarga, conforme será ilustrado adiante.

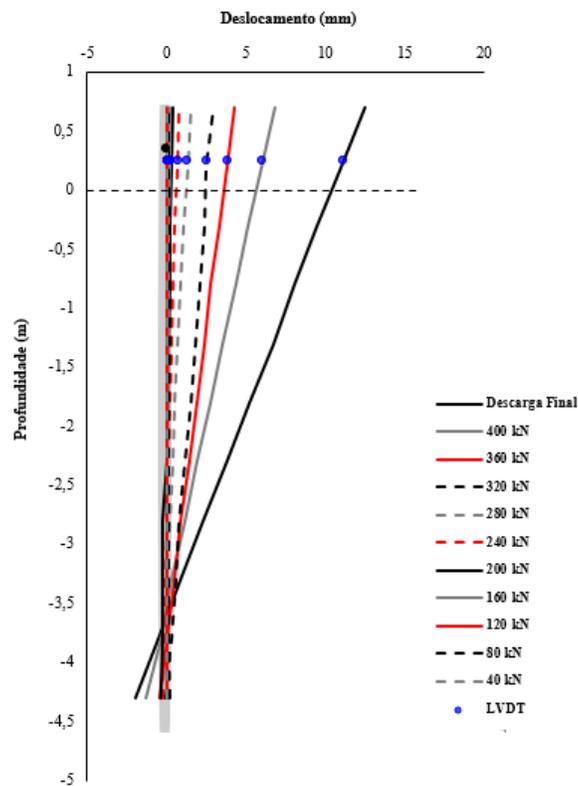


Figura 5.21: Descarga - Deslocamento ao longo da profundidade da E1

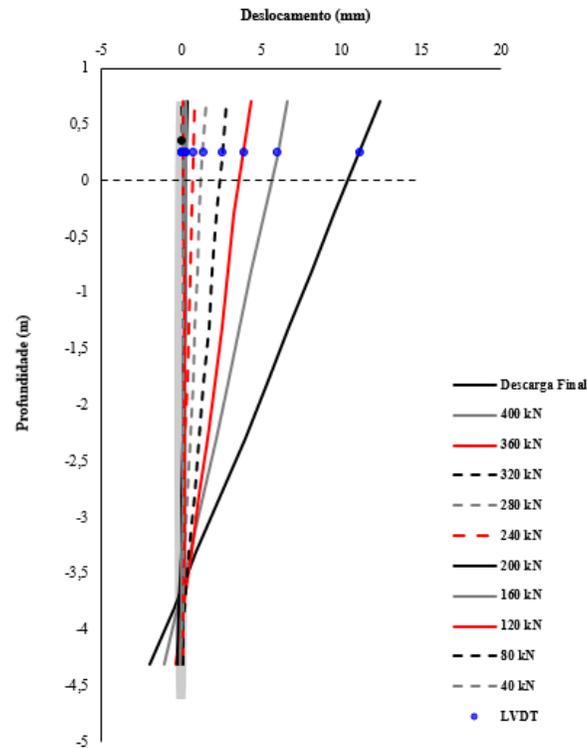


Figura 5.22: Descarga - Deslocamento ao longo da profundidade da E2

Ao comparar as estacas em grupo com a estaca isolada de mesma geometria analisada pelo estudo de Reginato (2019), percebe-se que o sistema apresenta uma recuperação de seus deslocamentos permanentes ligeiramente maior se comparado aos resultados obtidos pela autora. Com isso, acredita-se que, mesmo que o bloco interligando as estacas não tenha sido capaz de restringir o topo, sua presença resultou em um movimento menos pronunciado dos elementos, com menores deslocamentos ao longo da profundidade.

Com o objetivo de avaliar a efeito dos ciclos de carga-descarga das estacas em grupo, foram realizadas medidas ao final do quinto, e último, ciclo. Para isso, foram plotadas as leituras obtidas para alguns dos incrementos de carga. Os resultados para os carregamentos de 40 kN e 120 kN são apresentados na Figura 5.23 e a Figura 5.24, respectivamente, para as estacas E1 e E2.

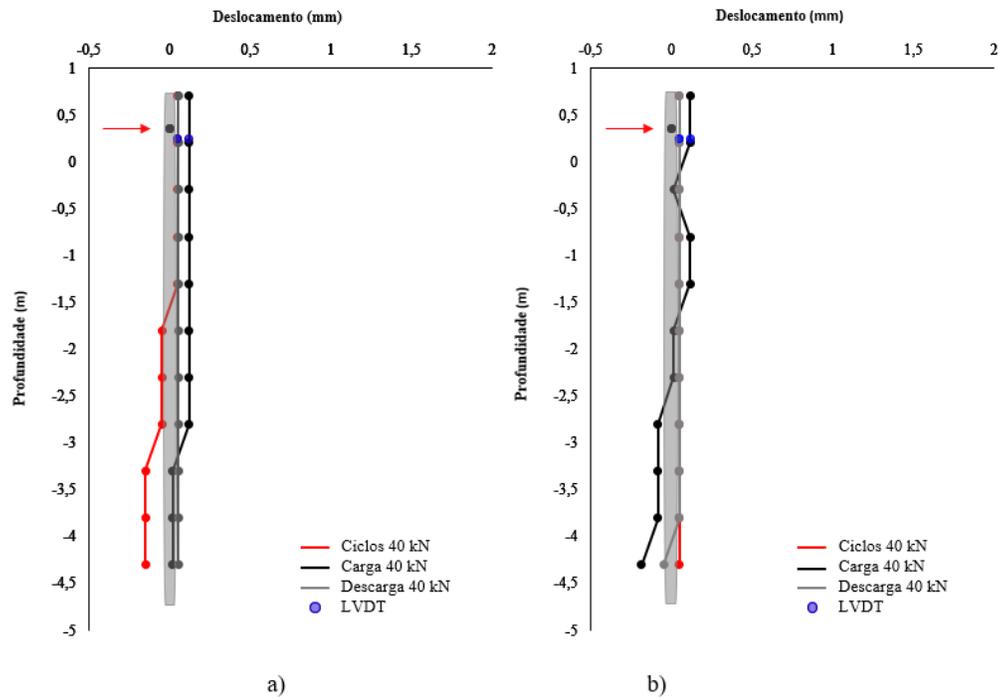


Figura 5.23: Carga de 40 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2

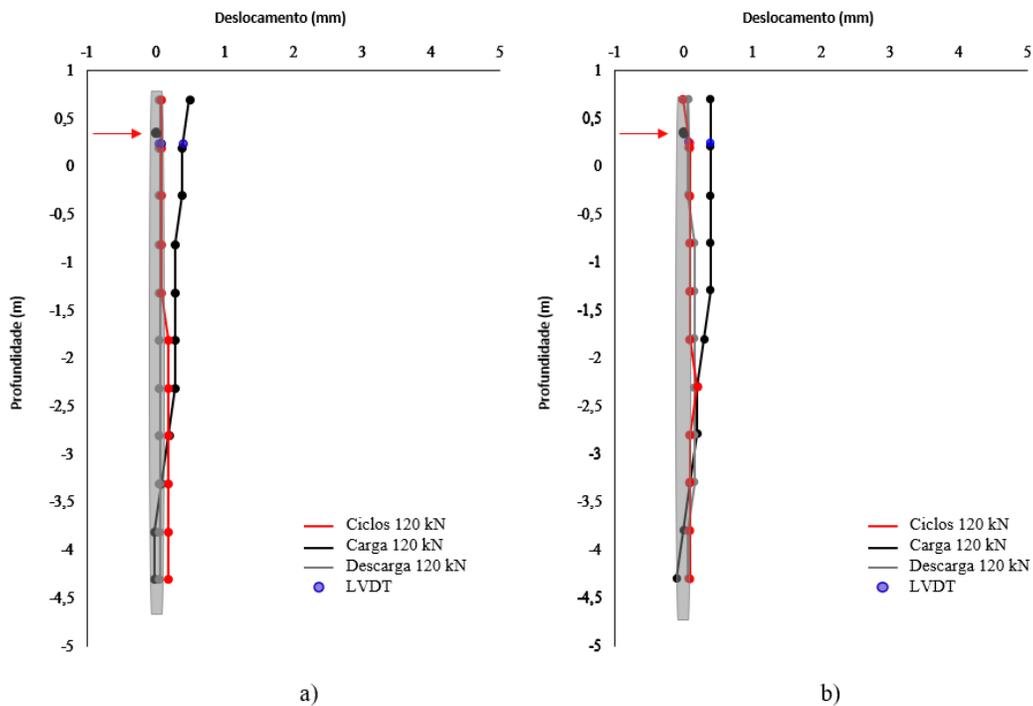


Figura 5.24: Carga de 120 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2

No incremento apresentado são exibidas as três leituras realizadas com o inclinômetro, além da medida obtida pelo LVDT no topo. Para os carregamentos em questão, é possível perceber que os deslocamentos nas camadas superficiais aumentam com o acréscimo de tensões, com uma certa resistência da base. Para os carregamentos posteriores, o movimento de giro já é mais pronunciado, como mostra a Figura 5.25.

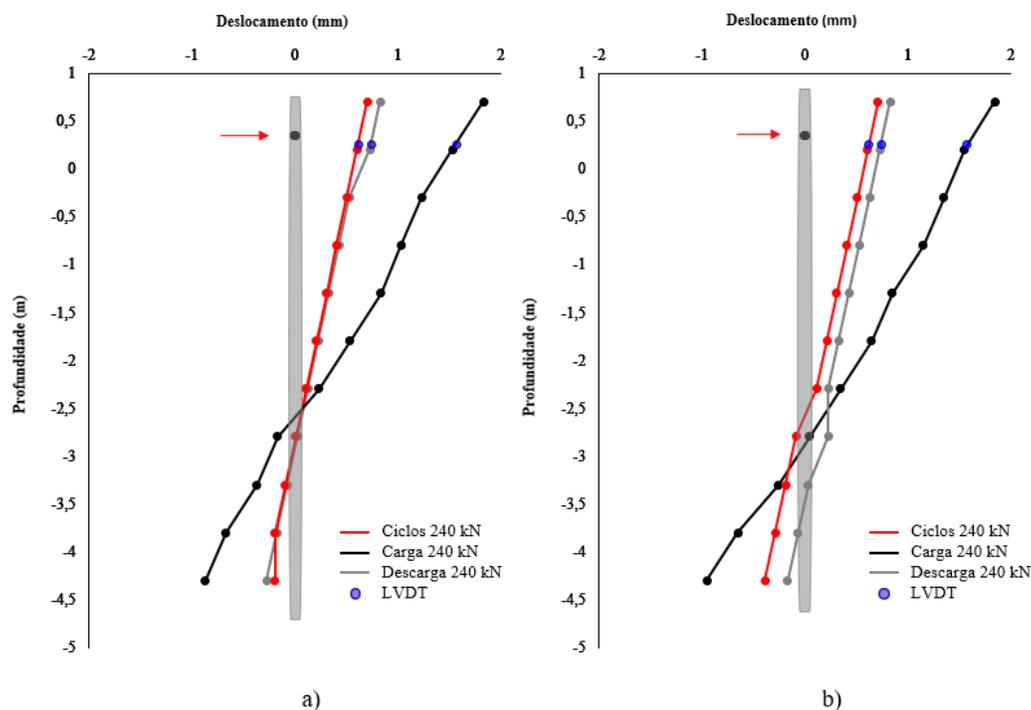


Figura 5.25: Carga de 240 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2

Para o incremento de 240 kN, o ponto de giro das estacas está a cerca de 2,5 m de profundidade para as duas estacas em grupo. Verifica-se que, diferente dos outros, as estacas não são capazes de retornar para sua posição inicial, apresentando uma rotação mesmo após a descarga do incremento, tanto ao final dos ciclos, como após a estabilização dos deslocamentos da descarga.

Com o transcorrer do ensaio, o acréscimo de carga aumenta os deslocamentos permanentes e desloca o ponto de giro para maiores profundidades, como mostra a Figura 5.26 e Figura 5.27, correspondentes aos incrementos de 320 kN e 400 kN, respectivamente.

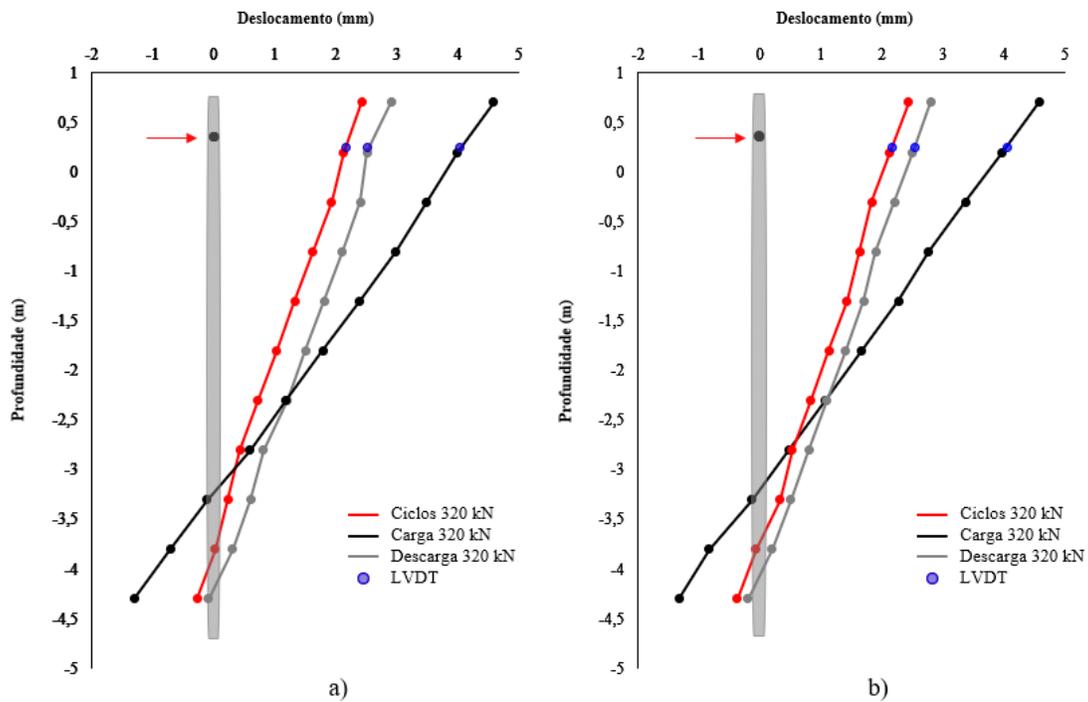


Figura 5.26: Carga de 320 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2

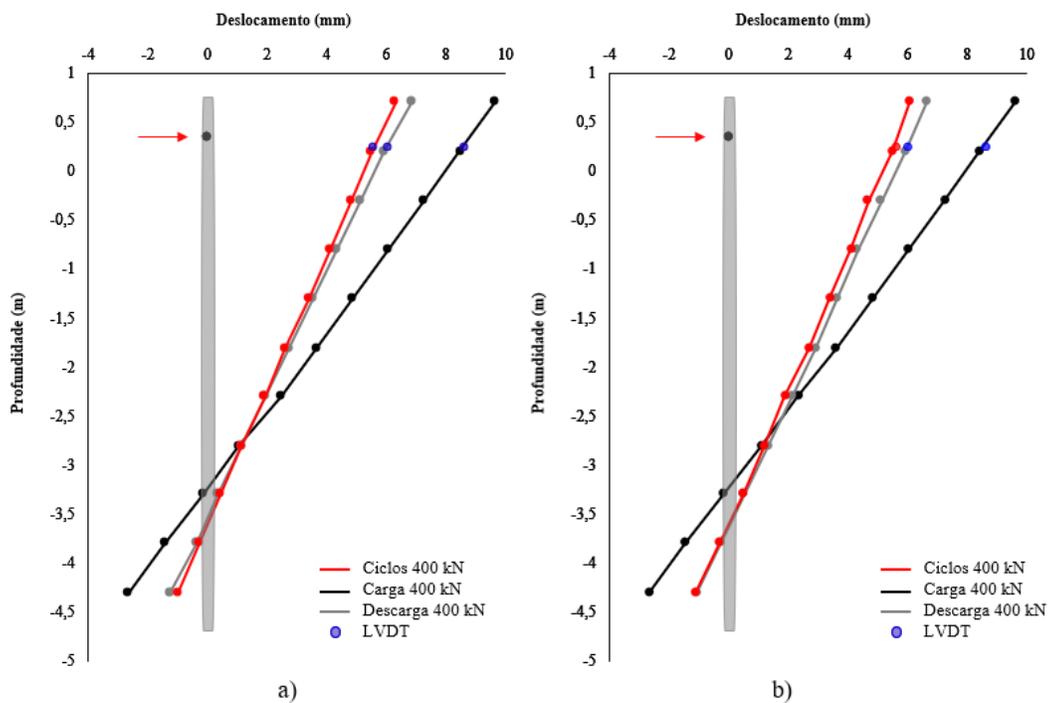


Figura 5.27: Carga de 400 kN – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2

O comportamento rotacional em elementos rígidos, assim como visto na literatura, também foi observado por Faro (2014) nos seus ensaios de prova de carga lateral em estacas com diferentes razões de forma (L/D), realizados no mesmo campo experimental. Além disso, a partir de suas análises, o autor pôde concluir que o ponto de rotação é correspondente a, aproximadamente, quatro vezes o diâmetro da estaca, corroborando com os resultados obtidos pelo presente estudo, em que se observa o giro próximo da base.

A Figura 5.28 ilustra os elementos do grupo no momento após a estabilização da carga final, em torno de 500 kN, e da descarga total ao final do ensaio. Para o carregamento em questão, as estacas movimentaram-se cerca de 20 mm em relação às suas posições iniciais, com um ponto de giro entre 3,5 e 4 metros de profundidade, próximo de quatro vezes o seu diâmetro.

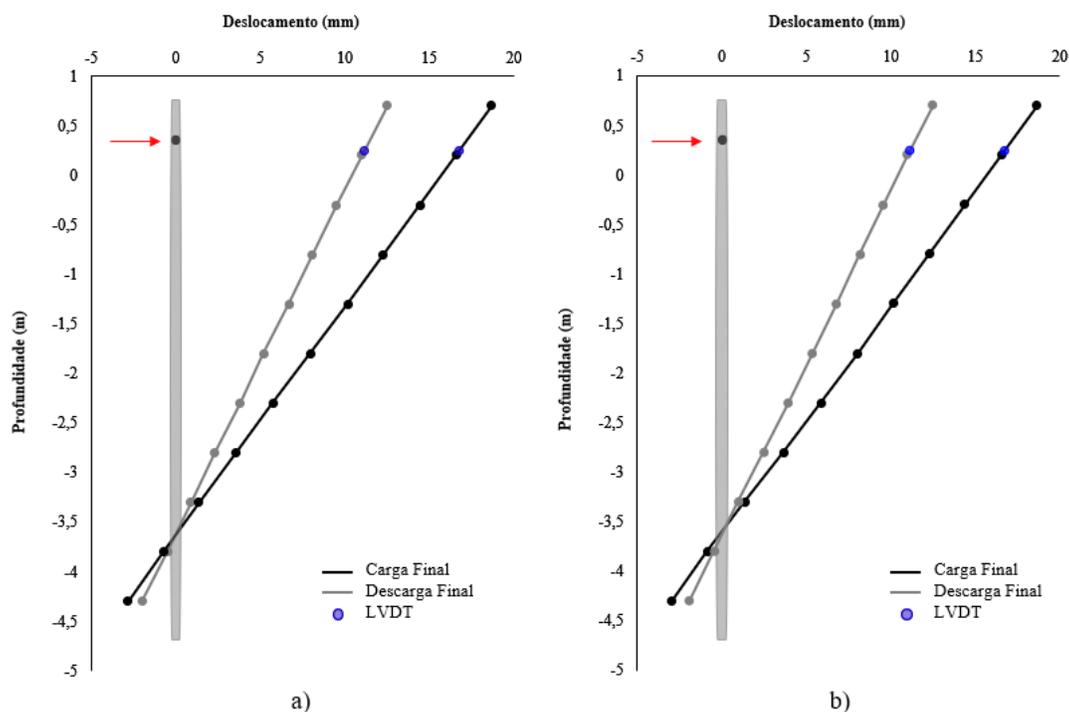


Figura 5.28: Carga Final – Deslocamento ao longo da profundidade para (a) E1 e (b) E2

Quanto ao efeito dos ciclos para os incrementos apresentados anteriormente, as leituras tiveram valores bem próximos ao obtidos após a descarga. Nesse ponto, os resultados encontrados corroboram com as medições do LVDT, uma vez que os deslocamentos

permanentes após a descarga do último ciclo e da carga monotônica também apresentaram valores bem próximos, variando em decimais.

Ao comparar os resultados obtidos neste estudo com os apresentados por Reginato (2019) para uma estaca isolada de mesma geometria, a taxa de recuperação mostrou valores que corroboram com os que foram aqui apresentados, mostrando um igual decréscimo de sua proporção com o aumento da carga aplicada. No elemento isolado, os deslocamentos atingiram valores maiores, próximos a 30 mm ao final do ensaio, além de um giro mais expressivo em torno do eixo. Acredita-se que por se tratar de um grupo com uma rigidez superior a de um elemento isolado, a distribuição das tensões ocorreu de maneira diferente com a interligação das estacas no topo, havendo um movimento de rotação em torno do eixo – que se aproximou mais da base – e redução das deslocamentos ao longo da profundidade.

O comportamento desenvolvido pelas estacas do grupo, observado através dos deslocamentos ao longo da profundidade, mostra relação também com considerações feitas por Born (2015) em sua análise numérica. O autor aponta que o efeito de grupo mostra uma tendência de redução em espaçamentos maiores que 6 vezes o diâmetro da estaca, porém total inexistência quando esse é maior que 10 vezes o diâmetro. Conforme explicado anteriormente, o espaçamento adotado no projeto desenvolvido foi definido como 3 vezes o diâmetro das estacas do grupo por se tratar de um valor usual na maioria das obras.

Uma vez que não foi possível obter a carga aplicada em cada um das estacas, além de uma possível influência do bloco de coroamento, torna-se difícil avaliar a proporção do efeito de grupo existente. Contudo, utilizando-se da equação proposta por Born (2015) para a previsão da eficiência do sistema (Equação 2,19), obtida através da sua análise numérica a partir de resultados de outros ensaios de prova de carga lateral no mesmo campo experimental, as estacas em grupo, em função das suas geometrias e do espaçamento entre elas, apresentariam 82,28% da resistência total, em decorrência da sobreposição de tensões no conjunto.

5.3.2 Estaca de reação

Para a estaca de reação sucedeu-se o mesmo procedimento de leitura dos deslocamentos ao longo da profundidade, os quais foram feitos em três diferentes estágios, sendo elas: após o último ciclo de carga-descarga, após a estabilização dos deslocamentos da carga e da descarga. Assim como na seção anterior, as medidas externas obtidas com o LVDT foram plotadas juntamente com as do inclinômetro, bem como outros componentes importantes para a ilustração do conteúdo.

Inicialmente, a Figura 5.29 mostra as primeiras leituras realizadas em cada incremento de carga aplicado à estaca de reação, obtidas após a descarga do último ciclo de carga e descarga.

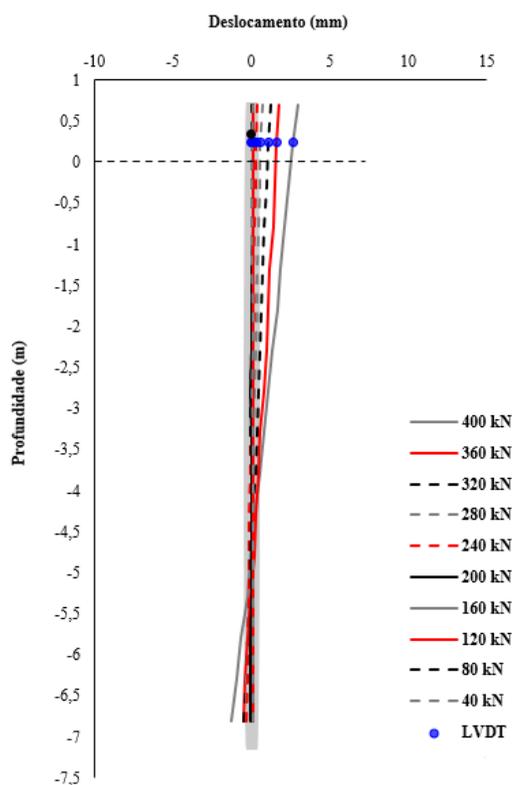


Figura 5.29: Ciclos - Deslocamento ao longo da profundidade da ER

No estágio em questão é possível observar o comportamento da estaca como um elemento rígido, que rotaciona em torno de um ponto de giro ao longo da profundidade. Com o acréscimo de carga os deslocamentos no topo atingem valores cada vez maiores, que com o decorrer do ensaio também começam a se desenvolver na base do elemento estrutural.

A próxima leitura era realizada após a estabilização dos deslocamentos da carga monotônica, para todos os incrementos e a carga final, ilustrada na Figura 5.30.

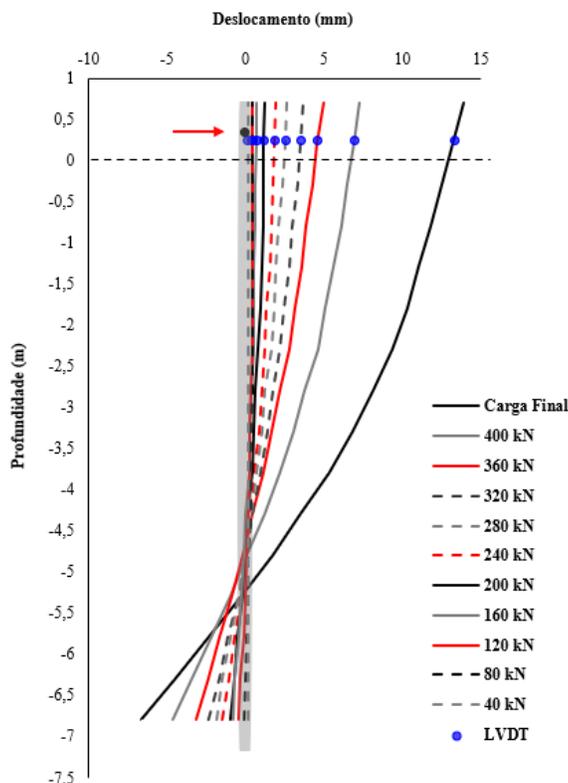


Figura 5.30: Carga - Deslocamento ao longo do comprimento da ER

O comportamento do elemento estrutural em análise foi típico de uma estaca curta (ver Figura 2.2), com um movimento de rotação com um ponto de giro próximo da base, distanciando-se até cerca de 15 mm no topo em relação à posição inicial. Inicialmente, a estaca sofre maiores deslocamentos nos metros mais próximos da superfície, em torno de 4 vezes o seu diâmetro, assim como observado por Faro (2014) em seu trabalho.

Em seguida, com a descarga do sistema, a estaca tende a retornar para a posição em que foi executada, mas com o acréscimo de carga e, conseqüentemente, a degradação da resistência do solo, torna-se incapaz de recuperar os deslocamentos sofridos. Com isso, o elemento estrutural ainda apresenta um movimento de rotação mesmo após a aplicação da carga, como mostra a Figura 5.31.

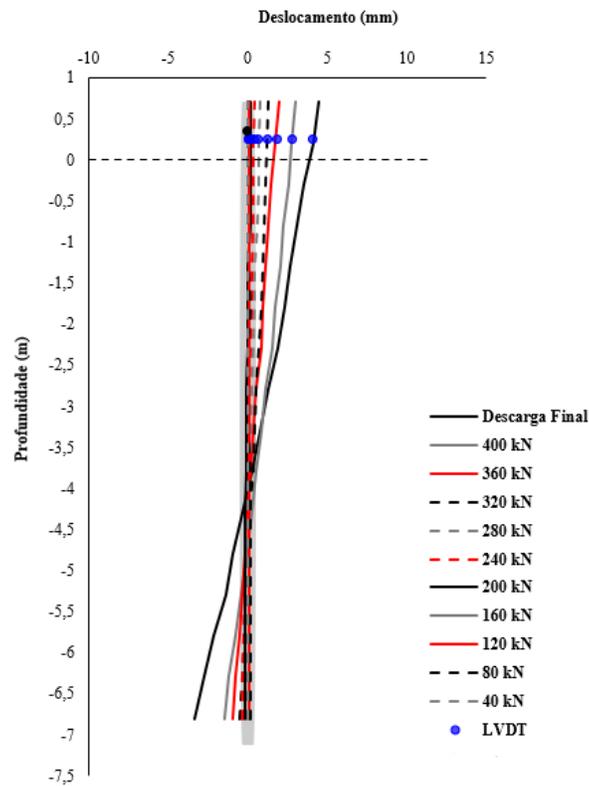


Figura 5.31: Descarga – Deslocamento ao longo do comprimento da ER

De modo que fosse possível visualizar de maneira mais clara o comportamento da estaca de reação nos diferentes estágios de carga solicitados, alguns dos incrementos aplicados serão apresentados com as suas respectivas leituras de deslocamento. A princípio serão exibidos os resultados obtidos durante o carregamento de 40 kN (Figura 5.32) e de 120 kN (Figura 5.33).

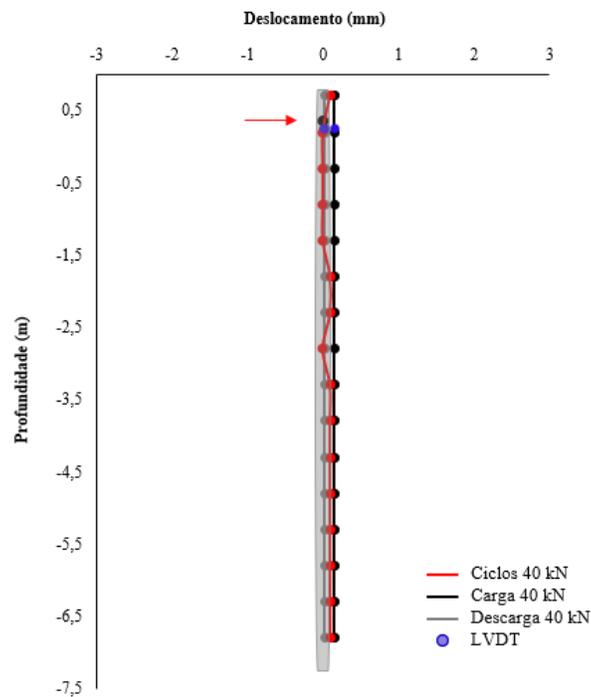


Figura 5.32: Carga de 40 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER

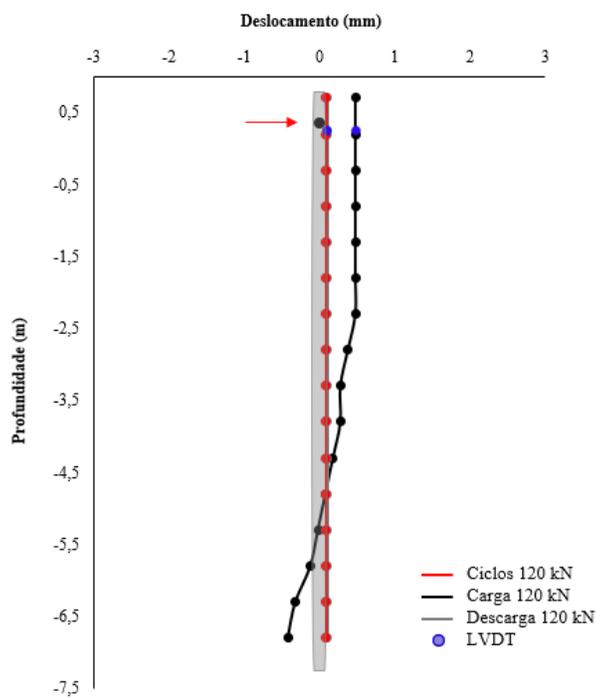


Figura 5.33: Carga de 120 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER

Ao observar as duas imagens é possível notar uma diferença significativa entre elas, em que a primeira mostra um ligeiro deslocamento da estaca em relação à sua posição inicial, enquanto na segunda o movimento é mais pronunciado, com um distanciamento do eixo principal e a formação do ponto de giro a uma certa profundidade. Além disso, para os incrementos apresentados, os deslocamentos após a etapa de ciclos e de descarga foram aproximadamente iguais.

Com o acréscimo de carga, a estaca continua a rotacionar em torno do eixo, atingindo valores cada vez maiores de deslocamento no topo, como mostra a Figura 5.34 referente ao incremento de 240 kN.

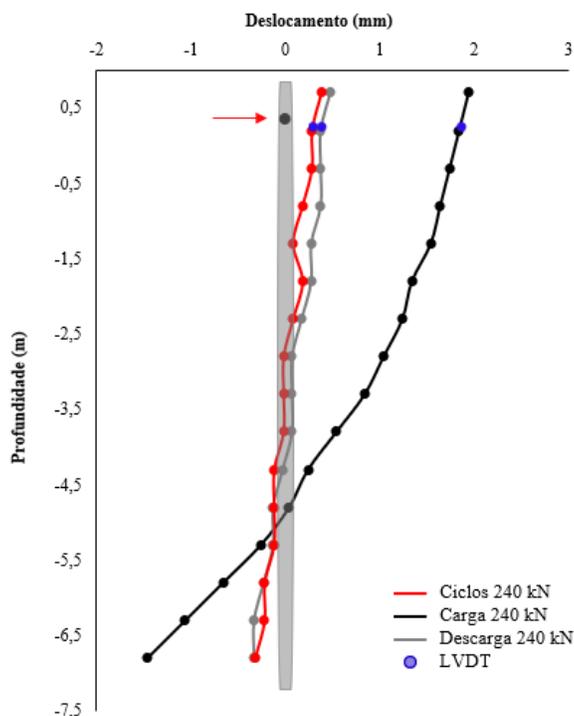


Figura 5.34: Carga de 240 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER

Para o carregamento em questão, o deslocamento no topo durante a aplicação da carga foi em torno de 2 mm, com um topo de giro a cerca de 5 metros de profundidade. Já as leituras obtidas durante a descarga do último ciclo e da carga monotônica, apresentaram valores próximas, mas ligeiramente superiores para o último deles. Na sequência são apresentados os incrementos de 320 kN (Figura 5.35) e 400 kN (Figura 5.36), respectivamente.

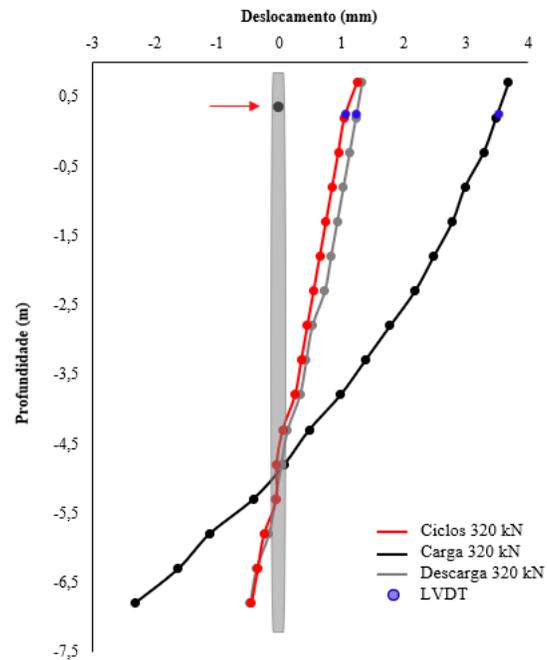


Figura 5.35: Carga de 320 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER

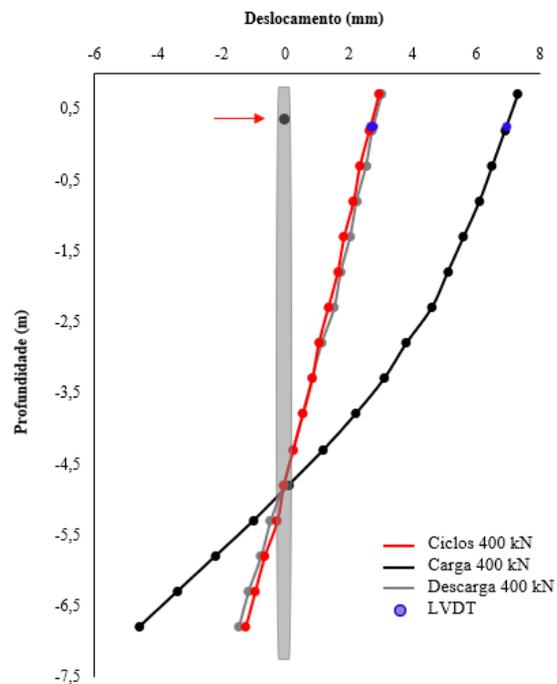


Figura 5.36: Carga de 400 kN – Deslocamento ao longo da profundidade da ER

Com a prosseguimento do ensaio, o comportamento da estaca segue a tendência a um movimento de rotação, girando em torno do eixo, seguido de um retorno com certo giro mais próximo da base. Os deslocamentos permanentes nas duas leituras feitas após a descarga, em cada um dos incrementos, mostra pouca diferença, assumindo valores bem similares. A taxa de recuperação continua a diminuir com o acréscimo de carga aplicada ao sistema.

A Figura 5.36 mostra o último incremento em que foram realizadas as leituras após a fase de ciclos. Nota-se que, assim como nos anteriores, os deslocamentos permanentes lidos nos dois estágios de descarga são similares tanto em comportamento, quanto nos valores obtidos. Com isso, entende-se que a estaca teve uma boa recuperação mesmo após o carregamento monotônico, onde a aplicação da carga persistia por mais tempo. Comparando os resultados apresentados com o estudo de Reginato (2019) para as estacas rígidas, a autora também obteve leituras com valores bem próximos, com uma tendência a se aproximarem cada vez mais com o aumento da carga imposta.

Por fim, a Figura 5.37 exhibe o comportamento da estaca de reação para a carga final aplicada.

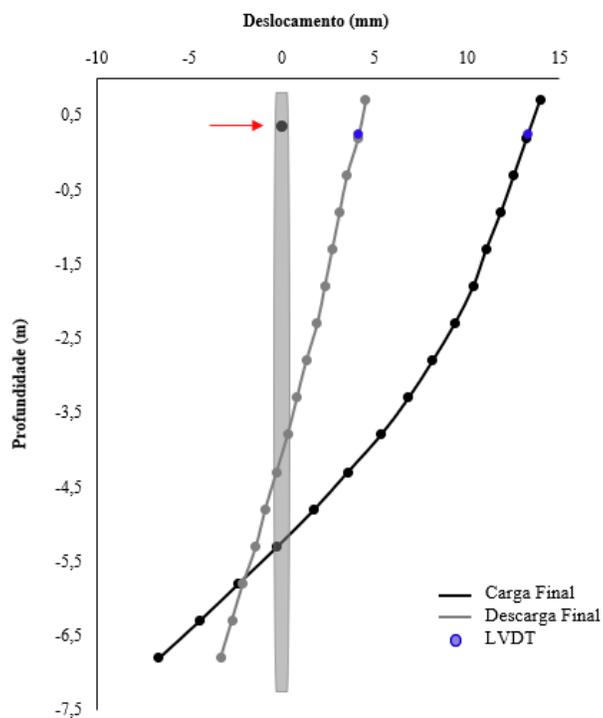


Figura 5.37: Carga Final – Deslocamento ao longo da profundidade da ER

A carga final aplicada foi responsável por movimentar a estaca de reação a aproximadamente 15 mm de distância em relação ao seu posicionamento inicial, considerando o ponto de leitura localizado acima do nível do terreno. Após a descarga final, o sistema revelou uma taxa de recuperação em torno de 70%, retornando cerca de 10 mm do deslocamento desenvolvido durante a aplicação da carga.

Com isso, considerando a taxa de recuperação ao final do ensaio de prova de carga lateral, percebe-se que a estaca isolada obteve um melhor desempenho em relação ao grupo de duas estacas, conseguindo recuperar maior parte dos seus deslocamentos após a descarga.

Ainda, comparando-a com os elementos isolados, de comportamento igualmente rígidos, ensaiados por Reginato (2019), tornaram-se notórias as melhorias em função da maior rigidez da estaca de reação avaliada pelo presente estudo. De acordo com Faro (2014), o diâmetro desse tipo de fundação profunda tem uma forte influência na sua capacidade de carga lateral, sendo diretamente proporcional a relação entre eles.

No presente estudo, é interessante observar que, apesar de se tratar de uma estaca com uma relação L/D maior que 4, o que levaria a considerá-la um elemento flexível pela sua rigidez relativa, esta mostrou um comportamento rígido ao longo de todo o ensaio. Isso mostra a importância dos ensaios de campo para a avaliação do real comportamento da interação solo-estrutura, que são capazes de revelar resultados singulares em função dessa combinação. Além disso, dados obtidos em ensaios de campo também são indispensáveis para o desenvolvimento de métodos numéricos de qualidade, capazes de prever o comportamento de tais estruturas e do solo em questão, sob diferentes condições de carregamento.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no que foi apresentado e comentado ao longo do presente estudo, neste capítulo são dadas as considerações finais a respeito do que foi exposto e sugestões para trabalhos futuros relacionados ao tema.

6.1 CONCLUSÕES

Das análises realizadas no capítulo anterior para o comportamento das estacas no que se refere sobre: carga *versus* deslocamento no topo, efeito dos ciclos de carga e descarga e deslocamento *versus* profundidade em função da carga, são dadas as seguintes conclusões:

6.1.1 Carga *versus* deslocamento no topo

As estacas foram submetidas a dez incrementos de carga com ciclos de carga-descarga e uma carga final monotônica. Em todas, foi possível perceber que, por menores que sejam, os ciclos intensificaram os deslocamentos permanentes no topo, resultando em uma degradação da resistência do solo quando submetido a carregamentos rápidos – em um intervalo igual, ou inferior, a um minuto – e lentos.

Por se tratarem de estacas de comportamento rígido, observou-se uma alta taxa de recuperação dos deslocamentos, principalmente, para os incrementos iniciais adotados pelo estudo, nos quais a influência dos carregamentos rápidos foi menor. Esse mesmo desempenho foi observado por Reginato (2019), que analisou estacas de igual geometria e armadura sendo isoladas (em relação ao grupo) e com menor rigidez (em relação à estaca de reação).

Ao trabalhar com estacas sob carregamento lateral em um solo residual, particularmente para o material do campo experimental em que as estacas foram executadas no presente estudo, é possível perceber que a cimentação natural das partículas, em consequência da sua formação,

é responsável por uma parcela importante da rigidez inicial observada nas curvas de carga *versus* deslocamento. Os resultados indicam uma alta recuperação para incrementos iniciais, que com o acréscimo de carga podem causar uma quebra dessas ligações cimentícias e um rearranjo dos grãos, ocasionando uma mudança do seu comportamento e, portanto, tornando a solução do problema mais complexa.

As estacas em grupo movimentaram-se 16,76 mm em relação à sua posição inicial sob a carga final aplicada de 493,76 kN. Após a descarga, o conjunto foi capaz de recuperar cerca de 33% dos deslocamentos experimentados, retornando parte do movimento, mas permanecendo a 11,15 mm de distância do eixo em que foram executadas. Já a estaca de reação obteve uma taxa de recuperação mais alta, próxima de 70%, visto que após a estabilização da descarga, a estaca retornou de 13,29 mm distância para 4,10 mm da posição inicial. Em ambas, foi possível visualizar em campo a formação do vazio entre o solo e a estaca causada pelo carregamento lateral no sentido contrário ao deslocamento.

6.1.2 Efeito dos ciclos de carga e descarga

A análise feita separando as medidas das duas diferentes etapas tornou possível notar de maneira mais clara a influência dos ciclos na atenuação dos deslocamentos pela aplicação dos carregamentos rápidos – com a aplicação de carga ocorrendo em um intervalo igual, ou inferior, a um minuto. Em todas as estacas, sejam elas em grupo, ou isoladas, e para a maioria dos incrementos aplicados, a etapa em que ocorreram os ciclos de carga e descarga foi responsável por uma parte significativa dos deslocamentos permanentes. Com isso, os resultados corroboram com aqueles obtidos por Reginato (2019), revelando que o intervalo de tempo para a aplicação da carga, mesmo ocorrendo em um intervalo de tempo curto, é pertinente ao avaliar o desempenho das estacas carregadas lateralmente em solos residuais.

O procedimento adotado no ensaio, em que era realizada a descarga total do sistema para toda carga que fosse aplicada, permitiu realizar uma aproximação da curva de carga *versus* deslocamento em que os ciclos de carga e descarga foram desconsiderados. Assim, para as estacas em grupo, essas apresentariam um movimento de 12,55 mm, cerca de 4 mm inferior ao que ocorreu em campo, com uma taxa de recuperação de 45%, sendo maior que a real.

Para o caso da estaca de reação, o deslocamento máximo experimentado seria de 11,33 mm, em torno de 2 mm mais próximo da posição da posição inicial. Após a descarga, a taxa de recuperação também seria maior para esse caso, sendo igual a, aproximadamente, 81%, logo, a estaca retornaria a um ponto localizado a 2,15 mm de distância em relação ao qual foi executada. Ao comparar com estacas de comportamento flexível de Reginato (2019), conclui-se que o efeito dos ciclos foi menos significativo em estacas rígidas, mostrando um melhor desempenho diante do acréscimo de carga.

6.1.3 Deslocamento *versus* profundidade em função da carga

As estacas em grupo apresentaram um comportamento semelhante, característico de elementos rígidos quando carregados lateralmente, em que ocorre uma rotação com a formação de um ponto de giro ao longo da profundidade. Ainda que houvesse um bloco no topo interligando as estacas, os resultados mostram que este não foi capaz de restringir a rotação dos elementos, o que ocasionaria uma translação de todo o sistema.

O ponto de rotação foi encontrado a uma profundidade correspondente a 4 vezes o valor do diâmetro, corroborando com as análises de Faro (2014) feitas para estacas de diferentes razões de forma (L/D) e executadas no mesmo campo experimental em estudo.

As leituras após a descarga do último ciclo de carga e descarga, assim como as realizadas após a descarga total do incremento, apresentaram resultados próximos, corroborando com as medições do LVDT, e variando em decimais.

A taxa de recuperação apresentou um decréscimo em função do aumento da carga aplicada, em que, ao final do ensaio, a estaca se manteve a uma distância de aproximadamente 13 mm em relação à posição inicial, para a leitura em um ponto a 0,7 m do nível do terreno. Acredita-se que, mesmo que o bloco não tenha sido capaz de restringir o movimento de rotação, a rigidez do grupo foi maior do que se os elementos fossem tratados de forma isolada e, com isso, resultando em uma redução dos deslocamentos.

A previsão feita para avaliar a proporção do efeito de grupo, a partir da equação proposta por Born (2015), resultou em uma eficiência de 82,28% do sistema, em decorrência da sobreposição de tensões quando aplicado o carregamento lateral.

Da mesma forma, a estaca de reação exibiu um movimento de rotação como um elemento rígido, com a formação de um ponto de giro localizado a profundidade em torno de 4 vezes ao diâmetro da estaca para os incrementos da primeira etapa do ensaio. Assim como foi observado nas estacas em grupo, os deslocamentos permanentes obtidos pelas leituras feitas após a descarga, após o último ciclo e o carregamento monotônico, assumiram valores próximos.

Após a estabilização dos deslocamentos da carga final aplicada, a estaca encontrava-se a uma distância de aproximadamente 15 mm em relação à sua posição inicial, considerando o ponto de leitura acima do nível do terreno de maior valor absoluto. Mesmo com a degradação da resistência, ao final do ensaio obteve-se uma taxa de recuperação em torno de 70%.

Avaliando o desempenho em função da sua capacidade de resistir ao acréscimo de cargas, retornando o mais próximo possível da sua condição inicial, foi possível ver uma melhor performance da estaca de reação em relação ao grupo de estacas, bem como em comparação às estacas do estudo de Reginato (2019), levando em consideração a recuperação dos deslocamentos após a descarga do sistema.

Considerando a classificação em função da rigidez relativa do elemento, a relação L/D maior que 4 levaria a classificação da estaca como flexível, portanto, diferente do que se observou em campo. Isso mostra a importância da execução de ensaios de campo na avaliação do comportamento da interação solo-estrutura, além da relevância desses resultados para o desenvolvimento de métodos numéricos com uma calibração adequada do modelo.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Buscando um melhor entendimento sobre o comportamento de estacas sob carregamento lateral e a possibilidade de correlacionar os resultados obtidos neste estudo, sugere-se:

- Avaliar o ganho de resistência com a restrição no topo para diferentes configurações de grupos de estacas, variando a quantidade e o espaçamento entre elas;

- Analisar o comportamento de estacas flexíveis em grupo, buscando compreender o seu comportamento em campo com a restrição no topo;
- Calibração de modelos numéricos com os resultados obtidos pelo presente estudo para previsão do comportamento de outras estacas em um solo residual, com uma instrumentação individual de cada elemento.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. A.; MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, S. H. C. Horizontal Bearing Capacity of Piles in a Lateritic Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 137, n. 1, p. 59-69, 2011.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 2 ed. São Paulo, Blucher, 1989.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3966**: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load. ASTM, Philadelphia: 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: 1995. 18 p.

_____. **NBR 7590**: Trilho Vignole – Requisitos. Rio de Janeiro: 2012. 37 p.

_____. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: 1998. 8 p.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: 2018. 9 p.

_____. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: 2015. 9 p.

_____. **NBR 7681-1**: Calda de cimento para injeção – Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro: 2013. 5 p.

_____. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro: 2006. 8 p.

AZEVEDO A.C.; BONUMÁ A.S. Partículas coloidais, dispersão e agregação em latossolos. **Ciência Rural**, v. 34, n. 2, mar-abr. 2004.

BORN, R. B. **Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual**. 2019. 140 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2019.

BORN, R. B. **Efeito de Grupo de Estacas Carregadas Transversalmente Associadas a solos melhorados**. 2015. 110 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

BROMS, B. B. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 90, p. 27-63, 1964a.

_____. Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 90, p. 123-156, 1964b.

BROWN, D. A.; SHIE, C. F. Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading. **Computers and Geotechnics**, v. 10, n. 3, p. 211–230, 1990a.

_____. Three-dimensional finite element model of laterally loaded piles. **Computers and Geotechnics**, v. 10, n. 3, p. 59–79, 1990b.

BROWN, D. A.; REESE, L. C.; O'NEILL, M. W. Cyclic lateral loading of a large-scale pile group. **Journal of geotechnical engineering**, v. 113, n. 11, p. 1326-1343, 1987.

BROWN, D. A.; MORRISON, C.; REESE, L. C. Lateral load behaviour of pile group in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 114, n. 11, p. 1261-1276, 1988.

CARRETTA, M. D. S. 2018. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

CHEN, L. T.; POULOS, H. G.; HULL, T. S. Model tests on pile groups subjected to lateral soil movement. **Soils and Foundations**, v. 37, n. 1, p. 1-12, mar. 1997.

CHOI, H. Y.; LEE S. R.; PARK. H. I.; KIM D. H. Evaluation of lateral load capacity of bored piles in weathered granite soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 139, n. 9, p. 1477-1489, set. 2013.

COMODROMOS, E. M; PAPADOPOULOU M. C., RENTZEPERIS I. K. Effect of cracking on the response of pile test under horizontal loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 9, p. 1275–84, set. 2009.

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID, F.; MAGHOUS, S.; BORN, R.B. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. **Géotechnique Letters**, v. 6, n. 3, p. 216-220, jul. 2016.

CONTE, E.; TRONCONE, A.; VENA, M. Nonlinear three-dimensional analysis of reinforced concrete piles subjected to horizontal loading. **Computers and Geotechnics**, v. 49, p. 123-133, 2013.

CORDEIRO, R. E. **Comportamento em Campo de Estacas Metálicas Submetidas a Carregamento Lateral Cíclico em Solo Coesivo-Friccional**. 2019. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2019.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUVER, C. A. **Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo – RS**. 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (GeoJovem), p. 1-6. São Carlos – SP: 2004.

DÉCOURT, L. Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. O.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA S. **Fundações: Teoria e Prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

EDLER, P.; THOMÉ, A.; SILVANI, C.; FREITAS, L. L. **Comportamento de Estacas Escavadas compostas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática**. Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Porto Alegre, 2012.

ELHAKIM, A. F.; KHOULY, M. A. A. E.; AWAD, R. Three dimensional modeling of laterally loaded pile groups resting in sand. **Housing and Building National Research Center Journal**. v. 12, p. 78-87, aug. 2016.

FARO, V. P.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. Field tests of laterally loaded flexible piles in soil with top cement-treated layers. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement**, v. 171, n. 3, p. 174–182, mai. 2018.

FARO, V.P.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; THOMÉ, A.; LOPES, L. S. Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 141, n. 6, p. 31-37, jun. 2015.

FARO, V. P. **Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto**. 2014. 349 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

FLEMING, K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. **Piling Engineering**. 3 ed. New York: Taylor and Francis, 2008.

GEOKON, Inc. **Instruction Manual: Model GK-604D**. 2019.

GERBER, T. M.; ROLLINS, K. M.; Behavior of a Nine-Pile Group With and Without a Pile Cap. **International Foundation Congress and Equipment Expo 2009**. Orlando, Florida, USA, mar. 2009.

GUO, F. **Lateral response of single piles in cemented sand and weak rock**. 2015. 281f. Tese (Doutorado) - School of Civil, Environmental and Mining Engineering, University of Western Australia, Perth, Australia, 2015.

HUANG, A. B., HSUEH, C. K., O'NEILL M. W., CHERN S., CHEN C. Effects of construction on laterally loaded pile groups. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 5, p. 385–97, 2001.

HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G. Introduction. In: HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A. **Hand book of tropical residual soils engineering**. London: Crc Press/Balkema, 2012.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. **Mecânica dos Solos**. 8ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2014.

LOPES JR, L. S.; THOMÉ, A. **Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul**. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS. Passo Fundo, 2005.

MARCHETTI, S. In Situ Tests by Flat Dilatometer. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 106(GT3), 1980.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behaviour**. New Jersey: John Wiley and Sons. 2005.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. **Piles Foundations Analysis and Design**. New York: John Wiley and Sons, 1980.

PRESSLEY, J. S.; POULOS, H. G. Finite element analysis of mechanisms of pile group behavior. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.**, v. 10, p. 213–221, 1986.

REESE, L. C. Analysis of laterally loaded piles in weak rock. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 11, p. 1010–7, 1997.

REESE, L. C.; IMPE, W. F. V. **Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading**. 2ª edição. Taylor & Francis Publishers, 463 p. Balkema, 2001.

REESE, L. C.; ISENHOWER, W. M.; WANG, S.-T. **Analysis and design of shallow and deep foundations**. Hoboken, N.J.: Chichester: Wiley, 2006.

REGINATO, N. C. **Concepção e análise de fundações profundas submetidas ao carregamento lateral em solo coesivo friccional**. 2019. 180 f. Dissertação (Mestrado). – Curso de Engenharia civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

RICHARDS, P. W.; ROLLINS, K. M.; STENLUND, T. E. Experimental testing of pile-to-cap connections for embedded pipe piles. *Journal of Bridge Engineering*, v. 16, n. 2, p. 286-294, mar-abr. 2011.

ROLLINS, K. M.; PETERSON, K. T.; WEAVER, T. J. Lateral load behavior of full-scale pile group in clay. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 6, p. 468-478, 1998.

RUVER, C. A. **Estudo do Arrançamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. 2011. 333f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. Boston: McGraw Hill, 2008.

SCHNAID, F.; HUAT, B. B. K. Sampling and testing of tropical residual soils. In: HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD A. **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. London: CRC Press/Balkema, 2012.

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

STRECK E.V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R.S.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P.C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2002.

TOMLINSON, M. J.; WOODWARD, J. **Pile design and construction practice**. 5 ed. London: Taylor & Francis, 2008.

TROCHANIS, A. M.; BIELAK, J.; CHRISTIANO, P. Threedimensional nonlinear study of piles. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, n. 3, p. 429–447, mar. 1991.

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

VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. **Piles and Pile Foundations**. New York: Spon Press, 2012.

WAKAI, A., GOSE, S.; UGAI, K. 3D elastoplastic finite element analysis of pile foundations subjected to lateral loading. **Soils and Foundations**, v. 39, n. 1, p. 97–111, feb. 1999.

WESLEY, L. D. Influence of structure and composition on residual soils. **Journal of Geotechnical Engineering**. v.116, n. 4, p. 589-603, 1990.

WINKLER, E. **Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit**. Praga: 1867. Disponível em: <<http://books.google.com/books?vid=BL:A0018337593> Google_Books >.

YANG, Z.; JEREMIĆ, B. Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic-plastic soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 26, n. 14, p. 1385-1406, 2002.