

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

**Concepção e análise de fundações profundas submetidas ao  
carregamento lateral em solo coesivo friccional**

**Naiara da Costa Reginato**

Porto Alegre  
2019

NAIARA DA COSTA REGINATO

**CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS  
SUBMETIDAS AO CARREGAMENTO LATERAL EM SOLO  
COESIVO FRICCIONAL**

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  
2019

**NAIARA DA COSTA REGINATO**

**CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS  
SUBMETIDAS AO CARREGAMENTO LATERAL EM SOLO  
COESIVO FRICCIONAL**

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, 27 de fevereiro de 2019

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

**Prof. Luizmar da Silva Lopes Júnior**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Coorientador

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Andrea Diambra**  
Ph.D. pela University of Bristol

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

**Prof. Karla Salvagni Heineck**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Vítor Pereira Faro**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha família, especialmente aos meus pais, Rogério e Nereide, que sempre me apoiaram e incentivaram na evolução dos meus conhecimentos, como forma de crescimento pessoal e profissional.

## AGRADECIMENTOS

Ao concluir esta dissertação de mestrado, gostaria de expressar meus agradecimentos àqueles que sempre estiveram ao meu lado e as instituições que contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço, primeiramente, ao meu orientador Professor Nilo Cesar Consoli, por aceitar-me como orientanda, pelos conhecimentos repassados, pelo sempre dispor em me orientar, pelas palavras de incentivo e conforto e, sobretudo, pela amizade. Exemplo de Professor, Engenheiro e Pesquisador. Meu muito obrigada.

Ao Professor Luizmar da Silva Lopes Júnior, coorientador deste trabalho, por guiar-me durante a pesquisa, pelas palavras de motivação e pelo conhecimento repassado. Agradeço também, de forma especial, ao Professor Francisco Dalla Rosa, por tudo que me ajudastes durante o período de estudo em Passo Fundo. Contribuíram de forma efetiva para a realização deste trabalho. Muito obrigada.

Aos amigos Vítor Pereira Faro e Ricardo Bergan Born, pela extrema dedicação, na qual desprenderam do próprio tempo para me ajudar. Muito obrigada.

Aos colegas Yohan casiraghi e João Paulo Santos, que dividiram comigo todas as angústias durante o período de ensaios em Passo Fundo. Pela disposição e dedicação em ajudar. Vocês foram de extrema importância para a realização desta pesquisa. Muito obrigada pela ajuda, e principalmente, pela amizade.

Às colegas de Mestrado e companheiras do dia a dia, Bruna Spricigo, Jamile e Lúcia Sangalli. Que dividiram comigo todas as angústias desses dois anos, contribuindo com palavras de motivação. Amizade que levarei para a vida. Desejo, igualmente, agradecer a todos meus colegas de Mestrado, cujo apoio e amizade estiveram presentes em todos os momentos.

Agradeço ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS e à todos os professores envolvidos, pelas contribuições e conhecimentos transmitidos. À CAPES e ao CNPq pelo auxílio financeiro prestado durante o desenvolvimento do trabalho.

Por último, quero agradecer aos meus pais Rogério e Nereide, por serem o alicerce, não só desta, mas de todas as minhas conquistas. Agradeço também aos meus irmãos Lucas e Nauana, pelo amor incondicional. Aos meus avós, por serem verdadeiros exemplos de vida.

Há muitas maneiras de avançar, mas só uma maneira de  
ficar parado.

*Franklin D. Roosevelt*

## RESUMO

REGINATO, N. C. **Concepção e análise de fundações profundas submetidas ao carregamento lateral em solo coesivo friccional**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil, UFRGS, Porto Alegre.

Devido a existência de inúmeras obras nas quais suas fundações ficam submetidas à esforços laterais significativos, torna-se importante levar em consideração o estudo do comportamento desse tipo de estrutura e seu dimensionamento. O cálculo de estacas carregadas transversalmente é feito utilizando modelos simplificados, geralmente para solos puramente coesivos ou puramente friccionais, sendo a complexidade do modelo real reduzida em análises de solo coesivo friccional, uma vez que o seu comportamento mecânico não é definido pelos métodos usuais da geotecnia. Com poucos estudos realizados sobre estacas carregadas lateralmente assentes em solos de comportamento coesivo friccional, julga-se apropriado e atrativo, para efeito de estudo, submeter fundações à prova de carga horizontais em um campo experimental de perfil geotécnico previamente caracterizado, para aferição das condições reais, bem como da interpretação das curvas carga *versus* deslocamento. Além disso, devido à existência de esforços provenientes do vento e de ondas marítimas, principalmente, em obras de grande porte, torna-se importante dar ênfase à análise desses efeitos no comportamento das fundações, para posterior verificação da influência na sua capacidade de carga. Para tanto, será dado destaque à análise da aplicação de estágios de carga-descarga na averiguação da degradação da rigidez da fundação. Por fim, será feita a verificação da influência da armadura no comportamento de estacas carregadas lateralmente, a partir da comparação dos resultados encontrados no presente estudo, considerando armadura convencional, com os valores obtidos em outro teste realizado na bibliografia, desconsiderando a inserção da armadura convencional.

**Palavras-chave:** *estacas carregadas transversalmente; solo coesivo friccional; provas de carga horizontais; estágios de carga-descarga.*

## ABSTRACT

REGINATO, N. C. **Design and analysis of deep foundations subjected to lateral loading in cohesive frictional soil.** 2019. Dissertation (Master in Civil Engineering) - Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Due to the existence of numerous works in which its foundations are subjected to significant lateral loadings, it is important to consider the study of the behavior of this type of structure and its design. The computation of transversely loaded piles is done by using simplified models, usually for purely cohesive or purely frictional soils, however the complexity of the real model are reduced in cohesive frictional soil analyzes, since its mechanical behavior is not defined by the usual geotechnics methods. With few studies carried out on laterally loaded piles in cohesive frictional soils, it would be appropriate and attractive, for study purposes, to perform field tests using horizontal loadings on foundations in an experimental field of geotechnical profile previously characterized for measuring the real conditions, as well as the interpretation of load versus displacement curves. In addition, due to wind loads and sea waves, mainly in large civil works, it is important to emphasize the analysis of these effects on the behavior of foundations, for later verification of the influence on their bearing capacity. In order to do so, it will be emphasized the analysis of the application of stages of charge-discharge in the investigation of the degradation of the foundation stiffness. Finally, the influence of the reinforcing steel on the behavior of laterally loaded piles shall be verified, comparing the results found in the present study, considering conventional armor, with the values obtained in another test carried out in the bibliography, disregarding the insertion of the conventional reinforcing steel.

**Key-words:** *laterally loaded piles; cohesive frictional soil; horizontal load tests; loading-unloading stages.*



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	21
1.2 OBJETIVOS .....	22
1.2.1 Objetivo Geral .....	22
1.2.2 Objetivos Específicos .....	22
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	23
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>24</b>
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE .....	24
2.2 DETERMINAÇÃO DA CARGA ÚLTIMA PARA ESTACA ISOLADA (MÉTODOS ANALÍTICOS).....	26
2.2.1 Método de Brinch Hansen .....	27
2.2.2 Método de Broms .....	29
2.3 COMPORTAMENTO CARGA-DEFLEXÃO PARA ESTACA ISOLADA.....	38
2.3.1 Modelos de análise baseados na Hipótese de Winkler .....	39
2.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O <i>SOFTWARE</i> LPILE V2018 PARA ANÁLISE DA ESTACA ISOLADA SOLICITADA LATERALMENTE ...	50
2.4.1 Análise típica do <i>software</i> comercial LPILE.....	52
2.4.2 Características estruturais .....	53
2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SOLO COESIVO FRICCIONAL DE PASSO FUNDO.....	53
2.5.1 Aspecto Geológico.....	54
2.5.2 Ensaios de Caracterização Geotécnica .....	54
2.5.3 Ensaios de campo .....	58
<b>3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS .....</b>	<b>61</b>
3.1.1 CAMPO EXPERIMENTAL .....	61
3.2 PROCEDIMENTOS DE CAMPO .....	62
3.2.1 Planejamento inicial.....	62
3.2.2 Fundações .....	64

3.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E DETERMINAÇÃO DAS ETAPAS DE CARREGAMENTO DO ENSAIO	78
3.3.1 Execução dos Ensaio de Carregamento Lateral	80
3.3.2 Sistema de Reação, Aplicação e Transmissão de Carga	81
3.3.3 Sistema de Aquisição de dados	82
3.3.4 Deformação ao longo da profundidade das estacas	84
<b>4 METODOLOGIA DE ANÁLISE CARGA VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL</b>	<b>87</b>
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	87
4.1.1 Estacas flexíveis D0,4_L8	87
4.1.2 Estacas rígidas D1_L5	89
4.1.3 Parâmetros do solo coesivo friccional	90
4.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA	92
4.2.1 CARGA VERSUS DESLOCAMENTO DAS ESTACAS FLEXÍVEIS	92
4.2.2 CARGA VERSUS DESLOCAMENTO DAS ESTACAS RÍGIDAS	99
4.3 INTERPRETAÇÃO DAS CURVAS CARGA VERSUS DESLOCAMENTO	106
4.3.1 Previsão <i>versus</i> medição da carga de ruptura da estaca isolada	107
4.3.2 Efeito da carga – descarga na curva carga <i>versus</i> deslocamento	108
4.4 ANÁLISE DA CARGA VERSUS DEFLEXÃO HORIZONTAL AO LONGO DA PROFUNDIDADE	111
4.4.1 Apresentação das medições realizadas na estaca flexível D0,4_L8	111
4.4.2 Efeito da carga – descarga na deflexão ao longo da profundidade da estaca	114
4.4.3 Apresentação das medições realizadas na estaca rígida D1_L5	117
4.5 RETROANÁLISE DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA REAL PARA OBTENÇÃO DE ALGUNS PARÂMETROS DO SOLO	121
4.5.1 Metodologia para resolução da equação diferencial através do <i>software</i>	122
4.5.2 Retroanálise das estacas flexíveis da configuração D0,4_L8	128
4.5.3 Verificação da hipótese inicial de ruptura da fundação de configuração D0,4_L8	136
4.5.4 Retroanálise das estacas rígidas da configuração D1_L5	140
4.5.5 Verificação da hipótese inicial de ruptura da fundação de configuração D1_L5	145
4.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA REAL	148
4.6.1 Descrição e retroanálise da estaca de comparação	148

4.6.2 Comparação das propriedades geométricas e de resistência das duas estacas flexíveis em análise .....	158
4.6.3 Comparação dos ensaios de prova de carga lateral .....	160
4.6.4 Comparação da carga <i>versus</i> deflexão horizontal .....	162
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>169</b>
5.1 CONCLUSÕES .....	169
5.1.1 Influência da carga-descarga na curva carga <i>versus</i> deslocamento.....	169
5.1.2 Análise carga <i>versus</i> deflexão ao longo da profundidade da estaca.....	171
5.1.3 Considerações quanto às retroanálises realizadas.....	172
5.1.4 Influência da rigidez das estacas nos deslocamentos horizontais.....	173
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	175

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Diferença entre estacas ativas e passivas (Fonte: ALONSO, 1989).....	25
Figura 2.2: Mecanismo de ruptura de estacas submetidas a carregamento lateral (Fonte: ABREU, 2014).....	26
Figura 2.3: Mecanismo de mobilização de resistência de uma estaca sob carregamento lateral (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010; adaptado de BRINCH HANSEN, 1961). ....	27
Figura 2.4: valores $K_q$ e $K_c$ em função da razão $z/B$ e ângulo de atrito interno do solo (Fonte: BRINCH HANSEN, 1961; <i>apud</i> POULOS; DAVIS, 1980).....	29
Figura 2.5: Mecanismo de ruptura de estacas sob carga lateral (Fonte: Adaptado de BROMS, 1964a). ....	30
Figura 2.6: Estacas longas em solo arenoso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).....	33
Figura 2.7: Estacas curtas em solo arenoso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).....	35
Figura 2.8: Estacas longas em solo argiloso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010). ....	36
Figura 2.9: Estacas curtas em solo argiloso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010). ....	37
Figura 2.10: Modelos para a estaca submetida a esforço horizontal. (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).....	39
Figura 2.11: Estaca submetida à ação horizontal: a) deformação e b) distribuição das tensões antes e após o carregamento (Fonte: SOUSA, 2006). ....	40
Figura 2.12: Linhas de estado propostas por Miche. (Fonte: VELLOSO E LOPES, 2010). ...	43
Figura 2.13: Esquema de aplicação de carga. (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010). ....	47
Figura 2.14: Método das diferenças finitas (Fonte: VAN IMPE E REESE, 2001).....	48
Figura 2.15: Subdivisão da estaca para solução em diferenças finitas (Fonte: SOUSA, 2006). ....	49
Figura 2.16: Diagrama momento-curvatura de seção submetida à flexão simples (Fonte: SILVA, 2012, <i>apud</i> ABREU, 2014).....	51
Figura 2.17: Variação da distribuição granulométrica com a profundidade (Fonte: DALLA ROSA <i>et al.</i> , 2004 <i>apud</i> FARO, 2014).....	56
Figura 2.18: Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais (Fonte: DONATO, 2005 adaptado por FARO, 2014). ....	56
Figura 2.19: Perfil de CPT do solo do campo experimental dos 5 ensaios realizados (Fonte: FARO, 2014). ....	58

Figura 2.20: Perfil de DMT do solo do campo experimental dos 2 ensaios realizados. (Fonte: FARO, 2014). .....	59
Figura 2.21: Perfil de SPT do solo do campo experimental (Fonte: LOPES JR.; THOMÉ, 2005 adaptado por LEDLER <i>et al.</i> , 2011). .....	60
Figura 3.1: Localização do campo experimental, com destaque a área de execução das estacas. (Fonte: Google Maps, acessado em 13/04/2018). .....	61
Figura 3.2: Campo experimental UPF. ....	62
Figura 3.3: Seção transversal das estacas executadas no campo experimental. ....	63
Figura 3.4: Planta baixa com a distribuição das estacas em campo experimental. ....	64
Figura 3.5: Armaduras utilizadas na execução das estacas em estudo. ....	65
Figura 3.6: Seção transversal das estacas executadas no campo experimental. ....	66
Figura 3.7: Execução da escavação das estacas escavadas com trado rotativo e inserção das armaduras. ....	67
Figura 3.8: Formas de madeira, armaduras e tubos de aço carbono utilizados nas estacas, inseridos primeira para posterior concretagem das estacas. ....	67
Figura 3.9: Estacas após a concretagem. ....	68
Figura 3.10: Campo experimental após a execução das estacas. ....	68
Figura 3.11: Procedimentos do ensaio de abatimento (caminhão 1 e caminhão 2). ....	69
Figura 3.12: Corpos de prova de concreto na forma e na câmara úmida após serem desmoldados. ....	70
Figura 3.13: Resistência à compressão axial do concreto proveniente de cada caminhão, em função dos dias de cura. ....	72
Figura 3.14: Resistência à compressão diametral do concreto proveniente de cada caminhão, em função dos dias de cura. ....	73
Figura 3.15: Representação esquemática do carregamento para determinação do módulo de elasticidade. (Fonte: NBR 8522, ABNT 2003). ....	74
Figura 3.16: Procedimentos para amostragem dos corpos de prova de calda de cimento. ....	76
Figura 3.17: Resultados da resistência à compressão simples da nata de cimento em função dos dias de cura. ....	77
Figura 3.18: Aspecto final do campo experimental. ....	77
Figura 3.19: Desenho esquemático do procedimento do ensaio e sistema de aplicação e transmissão de carga no ensaio de prova de carga real. ....	82

Figura 3.20: relógio comparador e transdutor de deslocamento. ....	83
Figura 3.21: Visão geral do sistema montado para leitura dos deslocamentos. ....	83
Figura 3.22: Componentes do modelo GK - 604D da marca Geokon (Fonte: Manual de instrução da GEOKON, 2018). ....	84
Figura 3.23: Detalhe da sonda inclinômetro e do tubo de inclinômetro (Fonte: Manual de instrução da GEOKON, 2018). ....	85
Figura 3.24: Utilização do inclinômetro em campo experimental. ....	86
Figura 4.1: Representação da seção transversal da Estaca 1 no <i>software</i> LPILE V2018 (Fonte: LPILE, 2018). ....	87
Figura 4.2: Representação da seção transversal da estaca rígida D1_L5, inserida no <i>software</i> LPILE V2018 (Fonte: LPILE, 2018). ....	89
Figura 4.3: Valores recomendados para o fator de resistência $\epsilon_{50}$ . (Fonte: ENSOFT, 2017)..	91
Figura 4.4: Dados das diferentes camadas do solo, inseridos no programa LPILE V2018, para as estacas flexíveis (estacas D0,4_L8). ....	92
Figura 4.5: Dados das diferentes camadas do solo, inseridos no programa LPILE V2018, para as estacas rígidas (estacas D1_L5). ....	92
Figura 4.6: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D0,4_L8. ....	93
Figura 4.7: Resultado do ensaio de carregamento lateral para D0,4_L8, Estaca A_dir. ....	94
Figura 4.8: Resultado do ensaio de carregamento lateral para D0,4_L8, Estaca B_esq. ....	94
Figura 4.9: Carga <i>versus</i> deslocamento para cada incremento de carga – Estaca A_dir. ....	95
Figura 4.10: Carga <i>versus</i> deslocamento para cada incremento de carga – Estaca B_esq. ....	95
Figura 4.11: Ciclos de carga-descarga (12 kN). ....	96
Figura 4.12: Ciclos de carga-descarga (24 kN). ....	96
Figura 4.13: Ciclos de carga-descarga (36 kN). ....	97
Figura 4.14: Ciclos de carga-descarga (48 kN). ....	97
Figura 4.15: Ciclos de carga-descarga (60 kN). ....	98
Figura 4.16: Etapa da fase final de carregamento. ....	98
Figura 4.17: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D1_L5. ....	100
Figura 4.18: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D1_L5, Estaca A_dir. ....	101
Figura 4.19: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D1_L5, Estaca B_esq. ....	101

Figura 4.20: Carga <i>versus</i> deslocamento para cada incremento de carga – Estaca A_dir. ....	102
Figura 4.21: Carga <i>versus</i> deslocamento para cada incremento de carga – Estaca B_esq....	102
Figura 4.22: Ciclos de carga-descarga ( $\approx 50$ kN).....	103
Figura 4.23: ciclos de carga-descarga ( $\approx 67.5$ kN).....	104
Figura 4.24: Ciclos de carga-descarga ( $\approx 150$ kN).....	104
Figura 4.25: Deslocamentos correspondentes a etapa de ciclos de carga-descarga e de estabilização do carregamento, desconsiderando a descarga.....	108
Figura 4.26: Comparação entre os deslocamentos correspondentes a etapa de ciclos de carga-descarga e de estabilização do carregamento, considerando a descarga total. ....	109
Figura 4.27: Comportamento carga $H_u$ <i>versus</i> deslocamento desconsiderando os efeitos dos ciclos de carga-descarga. ....	110
Figura 4.28: Comportamento carga $H_u$ <i>versus</i> deslocamento com e sem efeitos dos ciclos de carga-descarga. ....	110
Figura 4.29: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 12 kN). ....	111
Figura 4.30: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 24 kN). ....	112
Figura 4.31: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 60 kN). ....	113
Figura 4.32: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 86 kN). ....	113
Figura 4.33: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 125 kN). ....	114
Figura 4.34: Comparação dos deslocamentos horizontais, com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga (cargas de 12 kN e 24 kN). ....	115
Figura 4.35: Comparação dos deslocamentos horizontais, com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga (cargas de 36 kN e 48 kN). ....	116
Figura 4.36: Comparação entre os deslocamentos horizontais com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga, para cargas de 60 kN e 86 kN. ....	116
Figura 4.37: Comparação entre os deslocamentos horizontais com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga, para cargas de 125 kN. ....	117
Figura 4.38: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de $\approx 17,5$ kN). ....	118
Figura 4.39: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de $\approx 50$ kN). ....	118
Figura 4.40: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de $\approx 100$ kN). ....	119
Figura 4.41: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de $\approx 120$ kN). ....	119
Figura 4.42: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de $\approx 150$ kN). ....	120

Figura 4.43: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de $\approx 220$ kN).....	120
Figura 4.44: Diagrama momento-curvatura para a seção fissurada (Abreu, 2014 <i>adaptado</i> de Silva, 2012).....	122
Figura 4.45: Definição da curva p-y considerando a expressão analítica da parábola cúbica, proposta por Matlock (1970). ....	125
Figura 4.46: Valores recomendados para o fator de resistência $\epsilon_{50}$ . (Fonte: ENSOFT, 2017). ....	126
Figura 4.47: Relação típica entre a reação do solo e o deslocamento da estaca a uma dada profundidade (Abreu, 2014). ....	127
Figura 4.48: Diferença na geometria da estaca D0,4_L8 considerando o uso da forma de concreto.....	129
Figura 4.49: Condições de carregamento no topo da estaca, consideradas na retroanálise realizada no <i>software</i> LPILE V2018, para estaca D0,4_L8. ....	130
Figura 4.50: Condição de contorno representativa do presente estudo. ....	131
Figura 4.51: Comparação das curvas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas no <i>software</i> LPILE e no ensaio de prova de carga real. ....	132
Figura 4.52: Comparação dos deslocamentos em profundidade encontrados no <i>software</i> LPILE e aqueles obtidos através do inclinômetro (Estaca D0,4_L8). ....	133
Figura 4.53: Distribuição do momento fletor ao longo da profundidade para os seis casos analisados da estaca D0,4_L8. ....	134
Figura 4.54: Relação momento <i>versus</i> curvatura (estaca D0,4_L8).....	134
Figura 4.55: Variação da rigidez ao longo da profundidade da estaca D0,4_L8 para a carga final de 125 kN. ....	135
Figura 4.56: Mecanismo de ruptura das estacas carregadas lateralmente. ....	136
Figura 4.57: Posicionamento dos equipamentos para o ensaio de integridade. ....	138
Figura 4.58: Sinal médio de velocidade do ensaio de integridade da Estaca B_esq. ....	139
Figura 4.59: Sinal médio de velocidade do ensaio de integridade da Estaca A_dir.....	139
Figura 4.60: Diferença na geometria da estaca D1_L5 considerando o uso da forma de concreto.....	140
Figura 4.61: Condição de contorno considerada no <i>software</i> LPILE para a estaca da configuração D1_L5. ....	141
Figura 4.62: Comparação dos deslocamentos em profundidade encontrados no <i>software</i> LPILE e aqueles obtidos através do inclinômetro (Estaca D1_L5). ....	142



Figura 4.63: Distribuição do momento fletor ao longo da profundidade para os dez casos analisados da estaca D1_L5. ....	143
Figura 4.64: Relação momento <i>versus</i> curvatura (estaca D1_L5).....	143
Figura 4.65: Variação da rigidez ao longo da profundidade da estaca D1_L5 para a carga final de 220 kN.....	144
Figura 4.66: Mecanismo de ruptura das estacas carregadas lateralmente. ....	145
Figura 4.67: Posicionamento dos equipamentos para o ensaio de integridade. ....	146
Figura 4.68: Sinal médio de velocidade do ensaio de integridade da Estaca B_esq. ....	147
Figura 4.69: Sinal médio de velocidade ensaio de integridade da Estaca A_dir.....	147
Figura 4.70: Representação da seção transversal da estaca de Faro (2014) no <i>software</i> LPILE (Fonte: LPILE, 2018).....	149
Figura 4.71: Resultado do ensaio de carregamento lateral da estaca em comparação. ....	150
Figura 4.72: Condições de contorno consideradas na retroanálise realizada no <i>software</i> LPILE V2018, para a estaca em comparação. ....	151
Figura 4.73: Condição de contorno representativa da estaca de Faro (2014).....	152
Figura 4.74: Dados das diferentes camadas do solo, inseridos no programa LPILE V2018, para a estaca de Faro (2014). ....	153
Figura 4.75: Comparação entre as curvas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas no <i>software</i> LPILE e medidas por Faro (2014) no ensaio de prova de carga real.....	154
Figura 4.76: Comparação entre os deslocamentos encontrados no <i>software</i> LPILE e aqueles obtidos através do inclinômetro, para a estaca em comparação. ....	155
Figura 4.77: Distribuição do momento fletor ao longo da profundidade para os três casos analisados da estaca em comparação. ....	155
Figura 4.78: Relação momento <i>versus</i> curvatura da estaca de comparação.....	156
Figura 4.79: Variação da rigidez ao longo da profundidade da estaca de comparação para a carga final de 52 kN.....	157
Figura 4.80: Seção transversal das duas estacas em comparação.....	158
Figura 4.81: Relação momento <i>versus</i> curvatura da estaca de comparação.....	159
Figura 4.82: Resultados dos ensaios de carregamento lateral das estacas em comparação. ..	160
Figura 4.83: Comparação dos resultados dos ensaios de carregamento lateral das duas estacas analisadas. ....	161

Figura 4.84: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para as cargas iniciais. ....	162
Figura 4.85: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 20 kN e 24 kN.....	163
Figura 4.86: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 36 kN e 40 kN.....	164
Figura 4.87: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 40 kN e 48 kN.....	164
Figura 4.88: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade, da Estaca 1 e da Estaca 2, para a carga de 60 kN. ....	165
Figura 4.89: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 60 kN e 86 kN.....	166
Figura 4.90: Comparação entre os momentos fletores máximos atuantes nas estacas em comparação. ....	167
Figura 4.91: Comparação do sinal médio de velocidade do ensaio de integridade: a) Estaca 1 e b) Estaca 2.....	168

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais.....	57
Tabela 2.2: Parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios triaxiais realizados por Donato (2005).....	57
Tabela 3.1: Notação e geometria de cada configuração L/D de estaca a ser executada no campo experimental.....	62
Tabela 3.2: Área e volume de concreto do par de estacas de cada configuração L/D.....	63
Tabela 3.3: Armadura longitudinal para cada estaca da configuração L/D.....	65
Tabela 3.4: Armadura transversal para cada estaca da configuração L/D.....	65
Tabela 3.5: Resultados do ensaio de abatimento (slump-test).....	69
Tabela 3.6: Cronograma para realização dos ensaios de compressão simples.....	71
Tabela 3.7: Resultados dos ensaios de resistência à compressão axial.....	72
Tabela 3.8: Resultados dos ensaios de resistência à compressão diametral.....	72
Tabela 3.9: Corpos de prova utilizados para os ensaios de determinação do Módulo de Elasticidade.....	73
Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de Módulo de Elasticidade.....	75
Tabela 3.11: Resultados da resistência à compressão simples da calda de cimento.....	76
Tabela 3.12: Notação e geometria de cada configuração L/D das estacas executadas no campo experimental.....	78
Tabela 3.13: Dados de resistência média do concreto das estacas executadas no campo experimental.....	78
Tabela 3.14: Propriedades geométricas das estacas executadas no campo experimental.....	79
Tabela 3.15: Dados do ensaio de sondagem à percussão.....	79
Tabela 3.16: Propriedades do solo em estudo.....	80
Tabela 3.18: Estimativa da carga através do LPILE V2018.....	80
Tabela 4.1: Propriedades geométricas e de resistência do concreto (estacas D0,4_L8).....	88
Tabela 4.2: Propriedades geométricas e de resistência do aço (estacas D0,4_L8).....	88
Tabela 4.3: Dados de resistência total (estacas D0,4_L8).....	88

Tabela 4.4: Propriedades geométricas e de resistência do concreto (estacas D1_L5). .....	89
Tabela 4.5: Propriedades geométricas e de resistência do aço (estacas D1_L5).....	90
Tabela 4.6: Dados de resistência total das estacas em comparação. ....	90
Tabela 4.7: Deslocamentos obtidos nas diferentes fases do ensaio, para cada incremento considerado. ....	99
Tabela 4.8: Deslocamentos obtidos nas diferentes fases do ensaio, para cada incremento considerado. ....	105
Tabela 4.9: Deslocamentos obtidos na etapa de carregamento até a ruptura. ....	106
Tabela 4.10: Características específicas das provas de carga horizontal. ....	107
Tabela 4.11: Previsão da carga de ruptura da estaca isolada.....	107
Tabela 4.12: Comparação deslocamentos horizontais extensômetro x inclinômetro.....	129
Tabela 4.13: Diferentes casos analisados para a condição de contorno estabelecida.....	131
Tabela 4.14: Carga <i>versus</i> deslocamento computada pelo LPILE e obtida no ensaio de prova de carga. ....	132
Tabela 4.15: Comparação deslocamentos horizontais extensômetro x inclinômetro.....	140
Tabela 4.16: Diferentes casos analisados para a condição de contorno estabelecida.....	141
Tabela 4.17: Propriedades geométricas e de resistência do concreto da estaca de Faro (2014). ....	149
Tabela 4.18: Propriedades geométricas e de resistência do aço da estaca de Faro (2014)....	149
Tabela 4.19: Dados de resistência total da estaca de Faro (2014). ....	150
Tabela 4.20: Características específicas das provas de carga horizontal. ....	151
Tabela 4.21: Comparação deslocamentos horizontais extensômetro x inclinômetro.....	151
Tabela 4.22: Diferentes casos analisados na condição de contorno estabelecida para a estaca de comparação. ....	153
Tabela 4.23: Dados referentes ao concreto das estacas em comparação.....	158
Tabela 4.24: Dados referentes ao aço das estacas em comparação. ....	159
Tabela 4.25: Dados de resistência total das estacas em comparação. ....	159

# 1 INTRODUÇÃO

Inúmeras são as obras nas quais suas fundações ficam submetidas à esforços laterais significativos, que conduzem a momentos fletores capazes de influenciar a análise do problema. Entre as estruturas podemos citar estruturas portuárias, como píeres; estruturas *offshore* (afastado da costa), *nearshore* (próximo da costa) e *onshore* (em terra), sujeitas aos esforços da água; estruturas de contenção, sujeitas ao empuxo do solo; torres de linhas de transmissão e aerogeradores, sujeitas aos esforços do vento; pontes, sujeitas aos esforços de correntes d'água.

Em suma a revisão bibliográfica realizada nesta pesquisa, instrui-se que em obras sob a ação de um esforço vertical, a estrutura da estaca é submetida a um nível de tensão inferior a resistência da própria estaca, desta forma, a ruptura ocorre na interface da estaca e do solo. Já para o caso de estacas carregadas lateralmente, os momentos fletores na qual a estaca é submetida, em razão dos esforços cisalhantes resultantes, torna-se um importante fator no dimensionamento desse tipo de estrutura.

Ainda que estas situações em que a estrutura está submetida a cargas laterais expressivas ocorram com frequência, caracterizam-se por um comportamento não-linear, sendo pouco estudadas. Na maioria dos casos, adotam-se parâmetros disponíveis na literatura, os quais desprezam a heterogeneidade e o comportamento particular de cada tipo de solo.

Geralmente, o cálculo de estacas carregadas lateralmente é feito utilizando modelos simplificados, que acabam por reduzir a complexidade do modelo real, principalmente, quando analisados em solo coesivo friccional. De acordo com a geologia, este tipo de solo possui estrutura formada por cimentação natural a partir do intemperismo da rocha mãe. Devido a essa formação geológica peculiar, solos coesivos friccionalis produzem características de comportamento mecânico não definidas pelos métodos usuais da geotecnia. Em razão disso, existem poucos estudos realizados na bibliografia em relação ao mecanismo de transferência de carga de estacas carregadas lateralmente (BORN, 2015).

Para tanto, julga-se conveniente e atrativo, para efeito de estudo, submeter fundações a provas de cargas horizontais, executadas em algum campo experimental, cujo perfil geotécnico do local seja objetivo de estudo, e tenha, se possível, uma caracterização geotécnica preliminar.

Logo, torna-se verídico afirmar que o mecanismo de transferência de carga de estacas carregadas lateralmente é um assunto de reconhecida importância no contexto da Geotecnia de Fundações. E de fato, existem distintas metodologias disponíveis para estas avaliações, as quais apresentam disparidade nos seus resultados, quando analisadas, principalmente, em solo coesivo friccional. Deste modo, a realização de ensaios de prova de carga em estacas de concreto armado, bem instrumentadas, revela-se uma ferramenta de grande utilidade para aferição das condições geomecânicas reais, e respectiva calibração de métodos de cálculo, visto que, a determinação da capacidade de carga de estacas é diretamente dependente da interpretação das curvas carga *versus* deslocamento.

## 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Visando o estudo do comportamento de fundações submetidas ao carregamento lateral no seu topo, originou-se a ideia da realização de provas de carga horizontais em estacas de concreto armado, com ênfase à análise dos efeitos devido à aplicação de estágios sucessivos de carga e descarga, para averiguação do comportamento das curvas carga *versus* deslocamento, buscando condições de análise extrema, visto que, efeitos oriundos do vento ou ondas marítimas, por menor que sejam, podem influenciar diretamente na capacidade de carga das fundações.

Vale ressaltar ainda, que, de maneira geral, devido ao aumento das dimensões dos elementos estruturais, como torres e plataformas, os esforços nas estruturas e fundações crescem substancialmente. Logo, à medida que os esforços aumentam de intensidade, surge a necessidade do emprego de cálculos que proporcionem não só uma segurança aceitável, como também otimizem os elevados custos envolvidos nos empreendimentos. É importante que se diga, ainda, que, mesmo de posse de todos esses argumentos técnicos fundamentados, poucas são as empresas que realizam ensaios de provas de carga horizontais em estacas, por constituir-se em um processo oneroso e demorado.

Na busca pelo entendimento e análise do mecanismo de transferência de carga de estacas carregadas transversalmente, considerando rigidezes e geometrias diferentes, em solo de comportamento desconhecido (coesivo friccional), a realização de provas de carga laterais torna-se uma ferramenta de grande importância e utilidade na análise das características geomecânicas específicas do elemento estrutural em estudo e no comportamento do solo circundante à estaca, principalmente quando submetidos, à estágios de carga e descarga, que

acarretam na degradação da rigidez do sistema da fundação. Com as análises deste estudo, buscar-se-á contribuir, efetivamente, na ampliação do conhecimento acerca de problemas de interação solo-estrutura, quando avaliados em diferentes estágios de carga.

## 1.2 OBJETIVOS

O presente estudo é fundamentado com base em um objetivo geral, conforme apresentado na sequência.

### 1.2.1 Objetivo Geral

A presente dissertação, tem por objetivo apresentar e analisar os resultados de provas de carga horizontais realizadas em estacas de concreto armado em tamanho real, com a finalidade de verificação da capacidade de carga dessas fundações, bem como do comportamento carga *versus* deflexão, de estacas rígidas e flexíveis, assentes em solo coesivo friccional. Destaque especial será dado aos efeitos da aplicação de estágios consecutivos de carga-descarga e a retroanálise dos resultados das provas de carga horizontais realizadas.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

De modo a alcançar o objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Ênfase ao estudo do mecanismo de transferência de carga de estacas carregadas lateralmente, através da elaboração de uma revisão bibliográfica consistente;
- b) Levantamento dos parâmetros geotécnicos do solo coesivo friccional do campo experimental em estudo, onde serão executadas as estacas;
- c) Execução em tamanho real de estacas que apresentem comportamento mecânico distinto, em função da sua rigidez, para posterior realização das provas de carga horizontais, a partir da imposição de carregamento controlado e de estágios sucessivos de carga e descarga no topo da estaca;
- d) Apresentação, interpretação e retroanálise dos resultados encontrados de carga *versus* deslocamento e carga *versus* deflexão horizontal das estacas. Comparação dos resultados dos ensaios reais realizados com os resultados obtidos através das formulações analíticas propostas na literatura por Broms

(1964), e com outro teste de prova de carga horizontal real realizado na bibliografia para verificação da influência da armadura nos deslocamentos.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho será estruturado em 5 capítulos, descritos da seguinte forma:

Capítulo 1: Contém uma breve introdução ao assunto abordado na dissertação, na qual são apresentados o problema e relevância da pesquisa, os objetivos gerais e específicos também são definidos.

Capítulo 2: Contém a revisão bibliográfica dos principais assuntos abordados nesta dissertação, proporcionando uma melhor compreensão sobre os métodos de previsão de carga de estacas carregadas lateralmente, assim como dos métodos de previsão dos deslocamentos. Apresenta-se também, a caracterização do solo do campo experimental em estudo, a partir do levantamento de ensaios de laboratório, ensaios *in situ* e sondagens à percussão, obtidos por Autores distintos.

Capítulo 3: A pesquisa em campo experimental é apresentada neste capítulo, bem como a descrição do programa de campo adotado e os dados referentes as estacas executadas. É apresentada também, a previsão da capacidade de carga das estacas em estudo, através da utilização do *software* comercial LPILE V2018. A metodologia utilizada na execução das provas de cargas horizontais e, a concepção de um sistema de aquisição de dados, utilizado para leitura e análise dos resultados coletados em campo.

Capítulo 4: Nesta seção são apresentados e retroanalizados os resultados obtidos nos ensaios de carregamento lateral das estacas em estudo. É feita também a comparação dos resultados do ensaio real executado com os resultados da prova de carga realizada por Faro, em 2014.

Capítulo 5: Por fim, são apresentadas as conclusões mais relevantes acerca dos ensaios e da respectiva retroanálise realizada.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados alguns conceitos principais sobre estacas carregadas transversalmente, alguns dos métodos para previsão da capacidade destas estacas, assim como métodos para previsão dos seus deslocamentos.

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

Uma fundação, nada mais é, que um elemento de transição entre a estrutura e o solo, resultado da necessidade de transmissão de cargas ao solo devido a construção de uma estrutura, onde seu comportamento está intimamente ligado ao que acontece com o solo quando submetido a carregamento através dos elementos estruturais das fundações (MILITITSKY *et al.*, 2015). De fato, quando as camadas superficiais do solo não tiverem resistência suficiente para receber as cargas provenientes da estrutura, deve-se buscar nas camadas mais profundas a capacidade de suporte necessária para fazê-lo, que na prática é realizado por meio de fundações profundas (SANTOS, 2017). Em se tratando de capacidade de carga, entende-se como o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema, solo e estaca, pode oferecer em termos geotécnicos (ALONSO, 1989). Segundo Cintra e Aoki (2010), a palavra ruptura não possui qualquer relação com despedaçar ou quebrar a fundação. O que ocorre é o recalque incessante da estaca, o qual só é interrompido se diminuída a carga aplicada. Entretanto, em determinados casos, é possível que a capacidade de carga seja superior à resistência da estaca. Se isso ocorrer, deve prevalecer como valor limite a resistência da própria estaca, pois, como princípio de projeto, considera-se sempre o menor dos dois valores.

Em se tratando de esforços, em muitos casos, a magnitude da carga horizontal em relação à vertical é pequena, como por exemplo no sistema de estaqueamento de um edifício de altura moderada, em torno de quatro pavimentos. Nesse caso, será fácil resistir ao pequeno esforço horizontal desenvolvido pela ação do vento, na qual cálculos adicionais não são necessários. Em outros casos, vários são os tipos de obras em que as fundações estão sob elevado nível de carregamento transversal, como por exemplo, pontes, edifícios altos, píeres, estrutura “offshore”, torres de linha de transmissão, estruturas em regiões susceptíveis a sismicidade, bem como estacas em situações em que ocorre movimento lateral do solo. Nas fundações

dessas obras, o carregamento horizontal será uma ação crítica a ser considerada no desenvolvimento do projeto (FLEMING *et al.*, 2008).

O comportamento de estacas sob cargas transversais é mais complexo do que sob cargas axiais, pois no primeiro caso, a ruptura comumente se dá por colapso da estaca à flexão. Desta maneira, a resistência da fundação é influenciada tanto pelas propriedades da estaca, quanto pelas propriedades do solo adjacente (ABREU, 2014).

As estacas carregadas transversalmente podem ser divididas em dois grupos: as ativas e as passivas. As estacas ativas são as que, sob a ação de cargas externas, transmitem ao solo esforços horizontais. Ao contrário, as estacas passivas são as em que os esforços horizontais ao longo do fuste, decorrem do movimento do solo que as envolve. No primeiro caso, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal, o efeito. No segundo caso, o deslocamento horizontal é a causa e o carregamento ao longo do fuste, o efeito (ALONSO, 1989). A Figura 2.1 apresenta as diferenças fundamentais entre as duas estacas, ativas e passivas.

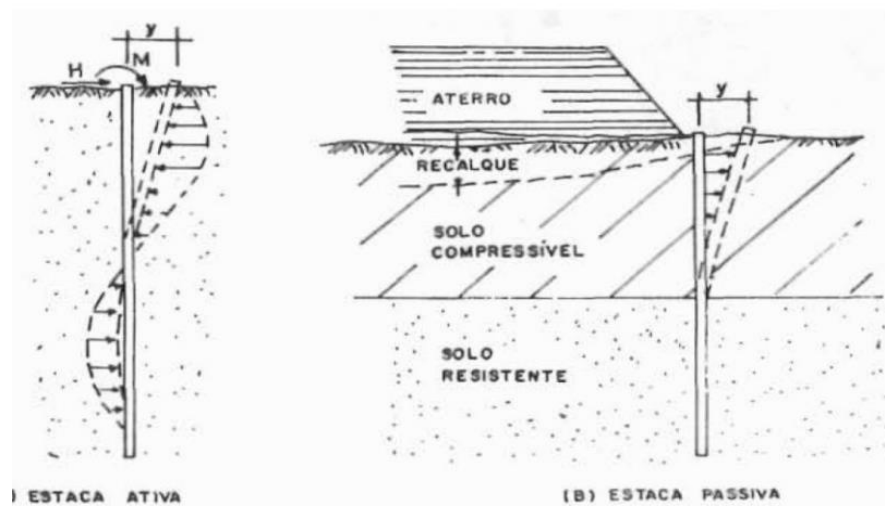


Figura 2.1: Diferença entre estacas ativas e passivas (Fonte: ALONSO, 1989).

De acordo com Fleming *et al.* (2008), o comportamento de estacas carregadas lateralmente depende essencialmente do seu comprimento. Estacas curtas, sofrem uma rotação quando submetidas a cargas verticais. Já em estacas longas, uma rótula se desenvolverá ao longo de seu comprimento, fazendo com que deslocamentos significativos só ocorram na parte superior

a essa rótula. Em geral, para estacas “curtas”, o problema passa a ser a ruptura no solo ou a excessiva deflexão no topo da estaca; para estacas “longas”, pode ocorrer ruptura estrutural do elemento da estaca ou, igualmente, excessiva deflexão horizontal da mesma. A Figura 2.2 ilustra essa diferença no mecanismo de ruptura de estacas sob carga horizontal.

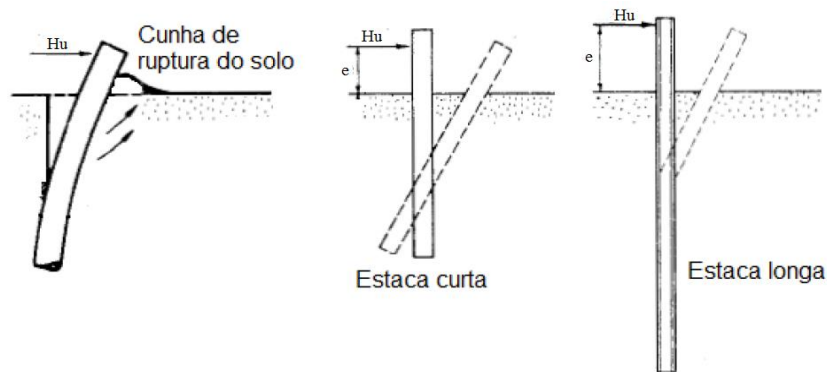


Figura 2.2: Mecanismo de ruptura de estacas submetidas a carregamento lateral (Fonte: ABREU, 2014).

Para cada tipo de fundação, existem diversos métodos de dimensionamento referenciados na literatura, variando de acordo com o tipo de solicitação e com as condições do solo onde serão executadas as fundações. De tal modo, no projeto de estacas sob carregamentos laterais, os três critérios, como resistência última do solo, carga última do elemento estrutural e a deflexão máxima, devem ser avaliados de forma conjunta, pois a falha de um deles irá provocar o colapso do sistema (FARO, 2014).

O problema de estacas sujeitas a carregamento horizontal ativo é abordado tradicionalmente pela literatura em dois tópicos. O primeiro é a capacidade de carga do sistema solo-estaca, e o segundo é a deformação horizontal da estaca.

## 2.2 DETERMINAÇÃO DA CARGA ÚLTIMA PARA ESTACA ISOLADA (MÉTODOS ANALÍTICOS)

Serão apresentados métodos para estimativa da capacidade de carga lateral de estacas, através de equações simplificadas, que utilizam o modelo de equilíbrio limite, tratando o solo com comportamento rígido-plástico e considerando diferentes mecanismos de ruptura solo-estaca.

### 2.2.1 Método de Brinch Hansen

O método analítico de Brinch Hansen (1961) *apud* Velloso e Lopes (2010), baseado na teoria do empuxo de terra, assume a hipótese de que a estaca é um elemento rígido de topo livre, e que o solo mobilizado ao seu redor pela aplicação do carregamento lateral gera um empuxo passivo sobre a estaca. Na Figura 2.3 é apresentado o mecanismo de mobilização de resistência de uma estaca sob carregamento lateral, considerando uma estaca de dimensão transversal  $B$  e comprimento enterrado  $L$ , submetida a uma força horizontal  $H$  aplicada a uma certa altura da superfície do terreno.

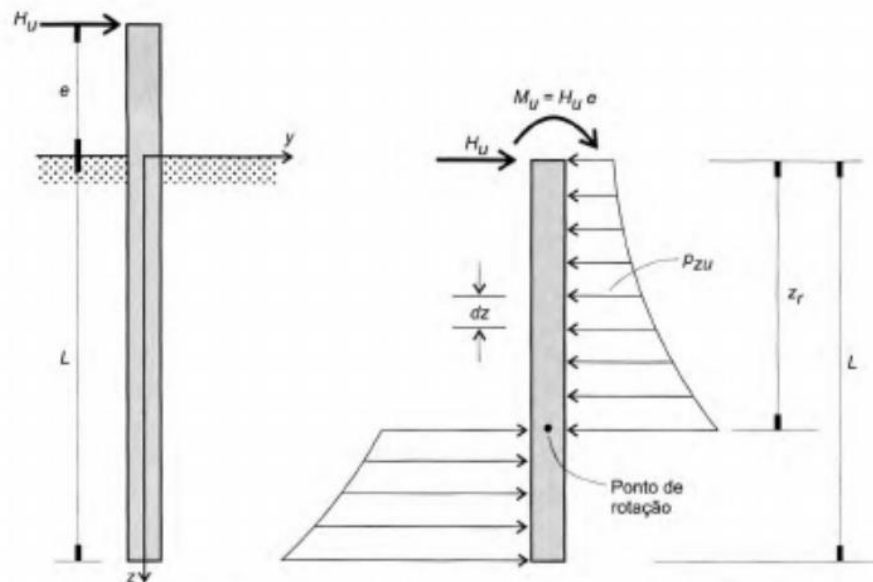


Figura 2.3: Mecanismo de mobilização de resistência de uma estaca sob carregamento lateral (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010; adaptado de BRINCH HANSEN, 1961).

O valor da força horizontal aplicada  $H$ , pode aumentar até o valor  $H_u$ , quando a reação do terreno atinge o seu valor máximo, correspondente ao empuxo passivo ( $p_u$ ). As Equações de equilíbrio são descritas abaixo (Equações 2.1 e 2.2).

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow H_u - \left( \int_0^{z_r} p_u B dz + \int_{z_r}^L p_u B dz \right) = 0 \quad (2.1)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow H_u e + \left( \int_0^{z_r} p_u B z dz - \int_{z_r}^L p_u B z dz \right) = 0 \quad (2.2)$$

Onde:

$p_u$  = função que define o empuxo passivo ao longo da estaca;

$B$  = diâmetro da estaca (L);

$L$  = comprimento da estaca;

$H_u$  = carga horizontal aplicada no topo da estaca (F);

$M_u$  =  $H_u \cdot e$  momento causado pelo carregamento e pela excentricidade (F.L);

$Z_r$  = profundidade do ponto de rotação (L).

Brinch Hansen (1961) fornece:

$$p_u = \sigma'_{vz} K_q + c K_c \quad (2.3)$$

Onde:

$p_u$  = função que define o empuxo passivo ao longo da estaca;

$\sigma'_{vz}$  = tensão vertical efetiva na profundidade  $z$  (F/L<sup>2</sup>);

$c$  = coesão do solo (F/L<sup>2</sup>);

$K_c$  e  $K_q$  = coeficientes de empuxo que dependem de  $\phi$  e de  $z/B$  (Figura 2.4).

Este método oferece como vantagem: aplicabilidade aos solos com resistência ao cisalhamento expressa pela coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ). Entretanto, como desvantagens: aplicação restrita às estacas curtas, pois não se considera a formação de rótulas plásticas no elemento estrutural, somente a rotação. E a solução se dá por tentativas.

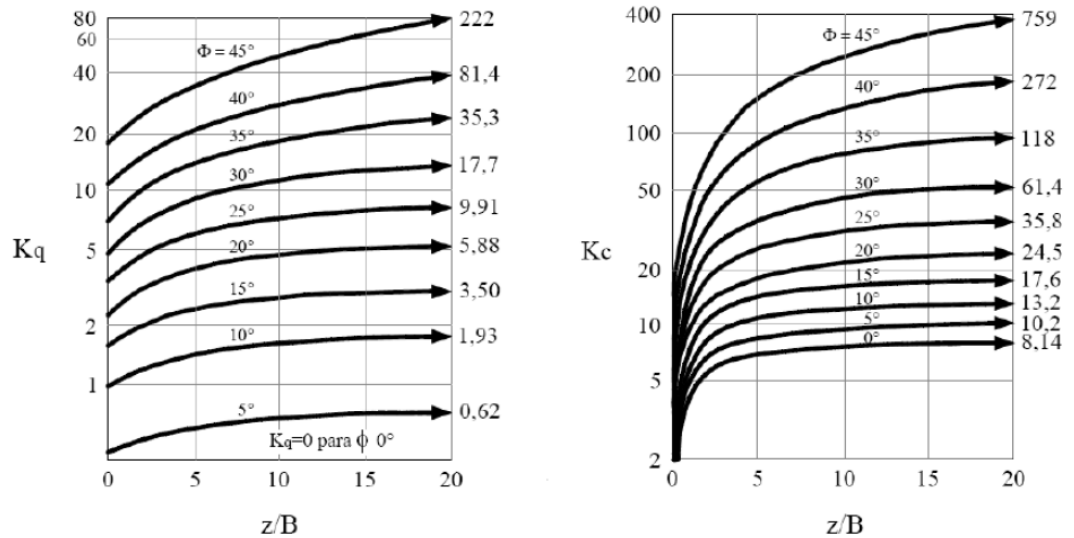


Figura 2.4: valores  $K_q$  e  $K_c$  em função da razão  $z/B$  e ângulo de atrito interno do solo (Fonte: BRINCH HANSEN, 1961; *apud* POULOS; DAVIS, 1980).

## 2.2.2 Método de Broms

Em 1964, Broms apresentou dois artigos, designados “a” e “b”. O primeiro refere-se a estacas em solo argiloso, e o segundo aborda estacas em solo arenoso. Em seguida, em um terceiro artigo, Broms (1965) resumiu suas conclusões em relação aos critérios para dimensionamento de estacas carregadas lateralmente (VELLOSO; LOPES, 2010).

O método foi desenvolvido a partir de diagramas de distribuição de resistência ao longo de estacas curtas, longas e intermediárias, na condição de topo livre e engastado. Segundo o método, a ruptura ocorre a partir da formação de um mecanismo de ruptura, apresentando diversas condições de comportamento. Estacas curtas, tem seu mecanismo de ruptura governado exclusivamente pela ruptura do solo ao seu redor devido a rotação do elemento estrutural. As estacas longas estão sujeitas à ruptura não somente devido à força horizontal que causa a ruptura do solo acima da seção do momento fletor máximo, mas também em função da força horizontal máxima que produz um momento fletor capaz de plastificar o material da estaca. No caso de estacas intermediárias, ocorre a simultânea rotação a determinada profundidade, e a plastificação na base do bloco de coroamento. Para estacas curtas com topo engastado, ocorre a translação de todo o sistema. A Figura 2.5 apresenta esses mecanismos.

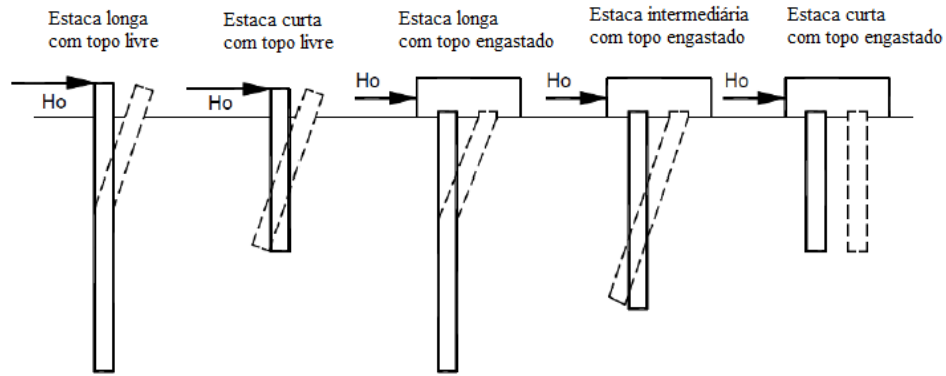


Figura 2.5: Mecanismo de ruptura de estacas sob carga lateral (Fonte: Adaptado de BROMS, 1964a).

Em análise aos mecanismos de ruptura de estacas carregadas lateralmente propostos por Broms (1964), para o caso de estacas curtas com o topo restringido, em que ocorre a translação da estaca quando da aplicação de uma carga transversal no topo do bloco de coroamento, a prescrição desta condição pode ser considerada improvável, uma vez que dificilmente o conjunto estaca-bloco apresentará rigidez suficiente para permitir essa translação.

Para a classificação das estacas, Broms (1964) adotou o pressuposto por Matlock e Reese (1960) *apud* Alonso (1989). Considerando o comprimento da estaca ( $L$ ), a rigidez relativa estaca-solo coesivo ( $R$ ) e a rigidez relativa estaca-solo arenoso ( $T$ ), conforme Equações 2.4, 2.5 e 2.6:

$$\frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{R} \leq 2 \rightarrow \text{Estacas curtas} \quad (2.4)$$

$$4 < \frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{R} \leq 4 \rightarrow \text{Estacas intermediárias} \quad (2.5)$$

$$2 < \frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{R} \rightarrow \text{Estacas longas} \quad (2.6)$$

Em que  $R$  e  $T$  são determinados através das relações 2.7 e 2.8:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_h}} \quad (2.7)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}} \quad (2.8)$$

Sendo:

$K_h$  = módulo de reação horizontal do solo ( $F/L^3$ );

$\eta_h$  = constante do coeficiente de reação do solo ( $F/L^3$ );

$E_p$  = módulo de Young da estaca ( $F/L^2$ );

$I_p$  = momento de inércia da estaca ( $L^4$ ).

Para **estacas longas com o topo livre (solo arenoso)**, os valores para momento máximo e  $Z_0$  podem ser obtidos através das Equações:

$$Z_0 = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}} \quad (2.9)$$

$$M_{\text{máx}} = H_u (e + 0,67 Z_0) \quad (2.10)$$

Sendo:

$\gamma$  = peso específico do solo ( $F/L^3$ );

$K_p = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$  é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo;

$B$  = diâmetro da estaca ( $L$ );

$H_u$  = carga horizontal última ou carga de ruptura ( $F$ );

$e$  = distância da aplicação de carga a superfície do terreno ( $L$ ).



Visto que a ruptura de estacas longas se dá a partir da formação de rótulas plásticas, ao se igualar o momento fletor máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ ) ao momento de ruptura ( $M_u$ ), ou de plastificação, obtém-se  $H_u$  através da Equação 2.11:

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma' B K_p}}} \quad (2.11)$$

O valor adimensional  $\frac{H_u}{\gamma' B^3 K_p}$  pode ser obtido através da Figura 2.6, em função de  $\frac{M_u}{\gamma' B^4 K_p}$  e de  $e/B$ .

No caso de **estacas longas com o topo impedido (solo arenoso)**, se a seção da estaca tiver momento de ruptura positivo ( $M_u^+$ ) diferente do negativo ( $M_u^-$ ), a carga de ruptura  $H_u$  será dada pela expressão 2.12:

$$H_u = \frac{M_u^+ + M_u^-}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma' B K_p}}} \quad (2.12)$$

Caso os dois momentos de ruptura forem iguais, o valor de  $H_u$  pode ser obtido pela Equação 2.13:

$$H_u = \frac{2M_u}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma' B K_p}}} \quad (2.13)$$

Os valores de  $H_u$  podem ser obtidos através da Figura 2.6, através das relações  $\frac{H_u}{\gamma' B^3 K_p}$  e

$$\frac{M_u}{\gamma' B^4 K_p}.$$

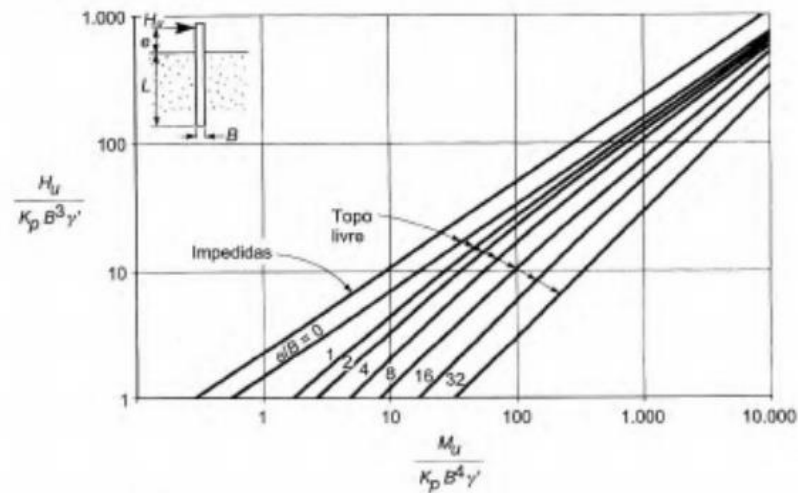


Figura 2.6: Estacas longas em solo arenoso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).

Para o caso de **estacas curtas em solo arenoso**, considerando topo livre, a carga de ruptura é dada pela Expressão 2.14:

$$H_u = \frac{0,5\gamma BL^3 K_p}{(e + L)} \quad (2.14)$$

Sendo:

$\gamma$  = peso específico do solo ( $F/L^3$ );

$K_p = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$  é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine;

$B$  = diâmetro da estaca ( $L$ );

$H_u$  = carga horizontal última ou carga de ruptura ( $F$ );

$e$  = distância da aplicação da carga à superfície do terreno ( $L$ ).

Desde que o momento fletor máximo que solicita a estaca seja menor que o momento de

ruptura (ou plastificação), o valor adimensional  $\frac{H_u}{\gamma B^3 K_p}$  pode ser obtido através da Figura 2.7, em função da relação L/B.

No caso de **estacas curtas com o topo impedido**, desde que o momento fletor negativo máximo, que ocorre na ligação da estaca com o bloco, for menor que o momento fletor de ruptura (ou plastificação) da estaca, a carga de ruptura é dada pela Equação 2.15:

$$H_u = 1,5L^2 B \gamma K_p \quad (2.15)$$

Sendo:

$\gamma$  = peso específico do solo (F/L<sup>3</sup>) ;

$K_p = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$  é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine;

B = diâmetro da estaca (L);

O momento máximo para estacas curtas em solo arenoso pode ser obtido através da Equação 2.16:

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

Sendo:

L = profundidade da estaca (L);

$H_u$  = carga horizontal última ou carga de ruptura (F);

A Figura 2.7 apresenta a relação  $\frac{H_u}{\gamma B^3 K_p}$  em função de L/B.

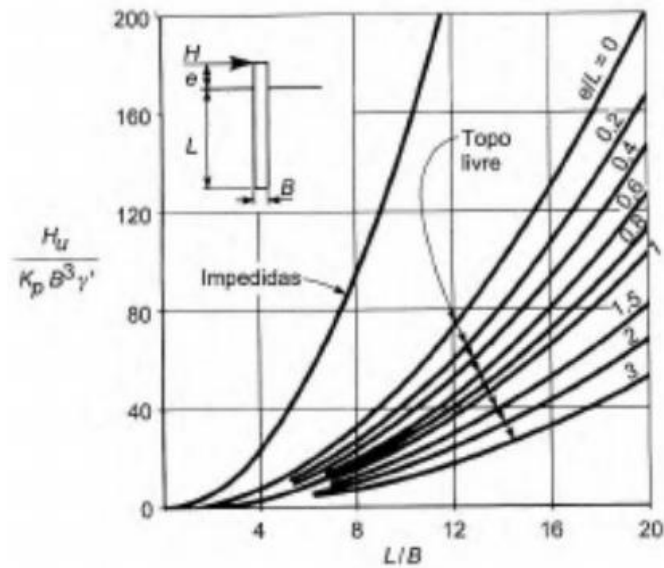


Figura 2.7: Estacas curtas em solo arenoso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).

Para estacas **longas com o topo livre (solo argiloso)**, admite-se que os deslocamentos laterais são suficientemente pequenos abaixo da profundidade que ocorre o momento fletor máximo, desta forma, não ocorre a mobilização plena da resistência passiva do solo. A ruptura ocorre quando o momento fletor calculado pela Equação 2.17, se iguala o momento de ruptura da estaca.

$$M_{\text{máx}} = 2,25BSu(L - 1,5B - Z_0)^2 \quad (2.17)$$

Desta forma, determinado o momento de plastificação da estaca ( $M_u$ ), através da Figura 2.8 pode-se obter o valor da carga de ruptura da estaca ( $H_u$ ), em função de  $\frac{H_u}{S_u B^2}$  e  $\frac{M_u}{S_u B^3}$ .

Para estacas longas com topo impedido, a Figura 2.8 permite calcular a carga de ruptura  $H_u$  a partir de  $M_u$ .

A Figura 2.8 apresenta a relação  $\frac{H_u}{S_u B^2}$  em função de  $\frac{M_u}{S_u B^3}$ .

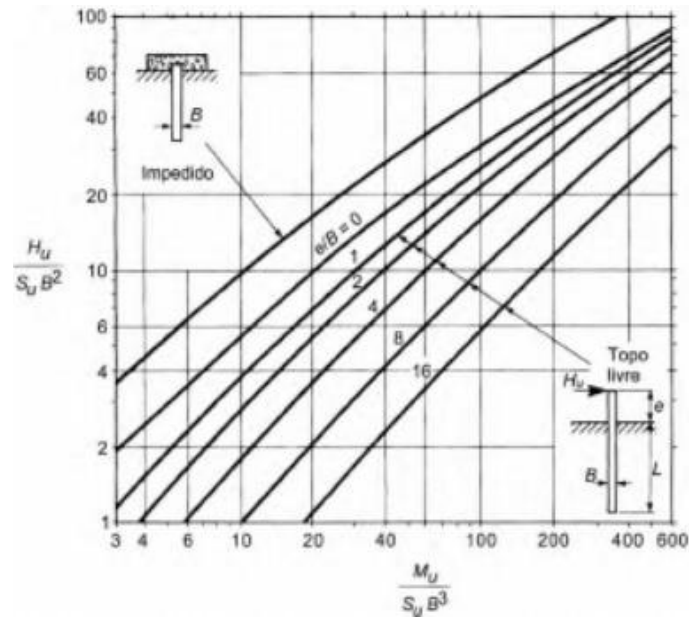


Figura 2.8: Estacas longas em solo argiloso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).

Para determinação do momento máximo em **estacas curtas livres em argila**, têm-se as duas Equações 2.18 e 2.19. O valor da carga de ruptura  $H_u$  pode ser obtido a partir da Figura 2.9.

$$M_{\text{máx}} = H_u(e + 1,5B + 0,5Z_0) \quad (2.18)$$

$$M_{\text{máx}} = 2,25BS_u(L - 1,5B - Z_0)^2 \quad (2.19)$$

Onde:

$$Z_0 = \frac{H_u}{9S_u B} \quad (2.20)$$

$S_u$  = Resistência não drenada do solo ( $F/L^2$ );

$B$  = diâmetro da estaca ( $L$ );

$L$  = Profundidade da estaca ( $L$ ).

As Equações 2.21 e 2.22, juntamente com o gráfico da Figura 2.9, permitem determinar a carga de ruptura para o caso de **estacas curtas engastadas**.

$$H_u = 9S_u B(L - 1,5B) \quad (2.21)$$

Sendo:

$S_u$  = Resistência não drenada do solo ( $F/L^2$ );

$B$  = diâmetro da estaca ( $L$ );

$L$  = Profundidade da estaca ( $L$ ).

Para que o mecanismo de ruptura aconteça, é necessário que o momento fletor negativo máximo seja menor ou igual ao momento de ruptura da estaca.

$$M_{\text{máx}} = H_u(0,5L + 0,75B) < M_u \quad (2.22)$$

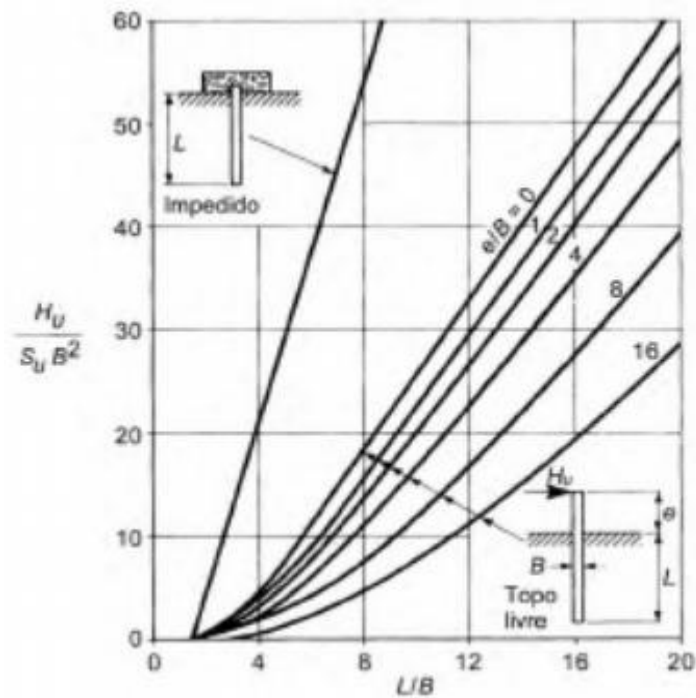


Figura 2.9: Estacas curtas em solo argiloso (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).

## 2.3 COMPORTAMENTO CARGA-DEFLEXÃO PARA ESTACA ISOLADA

Um aspecto fundamental no estudo de estacas carregadas transversalmente é a reação do solo, ou seja, como o terreno resiste à ação da estaca. Entretanto, trata-se de um problema complexo, pois sabe-se que essa reação depende da natureza do solo e do nível do carregamento (uma vez que o solo é um material não linear), do tipo de solicitação (estática, cíclica, etc.) e da forma e dimensão da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010). Assim, nas últimas décadas, foram desenvolvidos vários métodos para a previsão do comportamento de estaca sujeita à ação horizontal, de forma a avaliar os deslocamentos a que estes elementos de fundação estão sujeitos. Praticamente, na grande maioria dos métodos, a estaca é assimilada a uma peça linear com determinada rigidez à flexão, residindo a sua principal diferença na modelação do comportamento do solo envolvente (ABREU, 2014).

Abordando o conceito de viga sobre base elástica, carregada transversalmente, Hetenyi (1946) formulou a Equação diferencial (2.23), admitindo uma estaca longa imersa em meio elástico, submetida a uma força horizontal no topo e a uma carga distribuída ( $p$ ) ao longo do seu fuste. Ao se admitir a hipótese dos pequenos deslocamentos, a resposta da estaca pode ser analisada pela equação diferencial 2.23:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + P_x \frac{d^2 y}{dz^2} - p(y, z) = 0 \quad (2.23)$$

Onde:

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca ( $F.L^2$ );

$P_x$  = carregamento vertical atuante no topo da estaca (F);

$p$  = reação do solo ao longo da profundidade da estaca ( $F/L^2$ );

$y$  = deflexão horizontal da estaca (L);

$z$  = profundidade (L).

Conforme citado por Faro (2014), existem duas maneiras de se considerar o solo:

- a) Considerando-o como um meio elástico, caracterizado por um módulo de Young ( $E$ ) e um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) (Figura 2.10a);
- b) Através da hipótese de Winkler (1967, *apud* Velloso, 2002), onde o solo é representado por molas independentes entre si (Figura 2.10b).

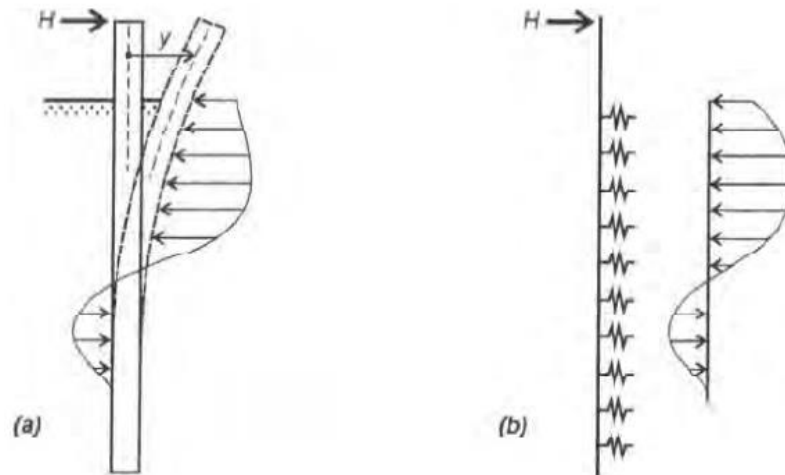


Figura 2.10: Modelos para a estaca submetida a esforço horizontal. (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).

### 2.3.1 Modelos de análise baseados na Hipótese de Winkler

Um dos modelos mais usuais para cálculo de uma estaca carregada lateralmente foi o proposto por Winkler. Este modelo considera vigas sobre apoio elástico, pelo qual o deslocamento  $y$  é independente da carga aplicada e dos deslocamentos dos elementos adjacentes. Desta forma, o solo pode ser substituído por uma série de molas independentes as quais se impõe um comportamento dado pelas curvas  $p - y$ , cuja relação tensão-deformação é conhecida. Assim, a reação do solo é suposta uma tensão normal (geralmente chamada de  $p$ ), atuando numa faixa de largura  $B$  (ALONSO, 1989).

Enquanto a estaca não é solicitada, as tensões no terreno envolvente à estaca estão equilibradas. À medida que o seu topo é solicitado por uma força horizontal, causa-se alterações no estado de tensão do solo envolvente, conforme pode ser visualizado na Figura 2.11. Qualquer que seja a forma da seção transversal, num ponto situado à frente da estaca, a tensão aumenta, ao contrário do que acontece num ponto situado na sua face posterior. A



integração das pressões no solo, em torno da seção da estaca num comprimento infinitesimal, conduz a uma força de reação  $p$  por unidade de comprimento longitudinal.

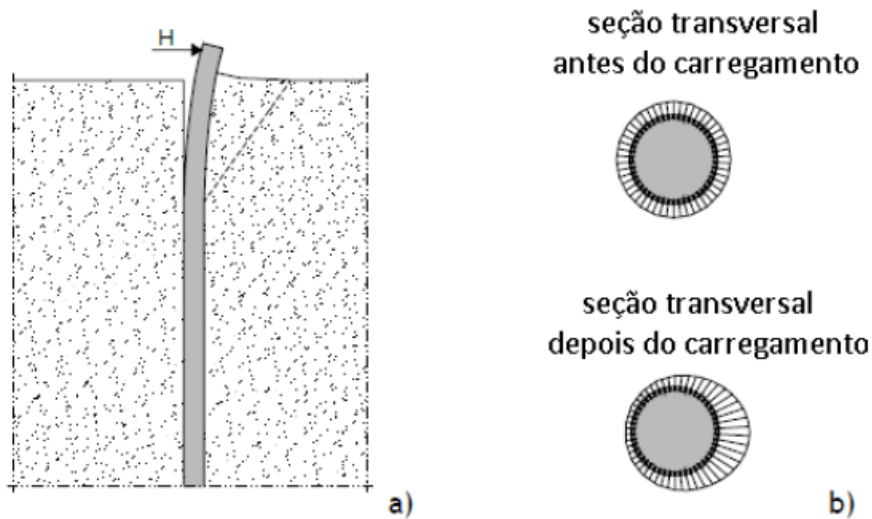


Figura 2.11: Estaca submetida à ação horizontal: a) deformação e b) distribuição das tensões antes e após o carregamento (Fonte: SOUSA, 2006).

Pela hipótese de Winkler, pode-se escrever a tensão normal horizontal através da Equação 2.24:

$$p = K_h(z).y \quad (2.24)$$

Onde:

$p$  = tensão normal horizontal atuando na frente da estaca, na faixa de largura da estaca ( $F/L^2$ );

$K_h$  = coeficiente de reação horizontal do solo ( $F/L^3$ );

$y$  = deslocamento horizontal da estaca (L);

$z$  = profundidade (L).

Então, substituindo a Equação 2.24 na Equação 2.23, obtém-se a Expressão 2.25:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + K_{h(z)} y = 0 \quad (2.25)$$

A força vertical compressiva  $P_x$  foi desconsiderada, já que a sua ação pouco afeta o deslocamento horizontal.

O coeficiente de reação horizontal  $K_{h(z)}$ , de um solo na profundidade  $z$  é definido pela relação entre a pressão unitária  $\sigma_z$  atuante nessa profundidade e o deslocamento  $y$  sofrido pelo solo, conforme Equação 2.26 (ALONSO, 1989).

$$K_{h(z)} = \frac{\sigma_z}{y} \quad (2.26)$$

Sendo que o coeficiente de reação horizontal do solo pode ser constante ou variar com a profundidade  $z$ , conforme equações 2.27 e 2.28.

$$K_h = \text{cte} \quad (2.27)$$

$$K_h = m_h \cdot z \quad (2.28)$$

Onde:

$K_h$  = coeficiente de reação horizontal do solo ( $F/L^3$ );

$m_h$  = taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal ( $F/L^4$ );

$z$  = a profundidade em relação à superfície do terreno (L);

Incorporando a dimensão da estaca ( $B$ ), a Equação 2.29 define a variação do coeficiente de reação horizontal com a profundidade.

$$K_h = \eta_h \left( \frac{z}{B} \right) \quad (2.29)$$

Onde:

$K_h$  = coeficiente de reação horizontal do solo ( $F/L^3$ );

$\eta_h = m_h \cdot B$  é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal, incluindo a dimensão transversal  $B$  ( $F/L^3$ );

$m_h$  = taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal ( $F/L^4$ );

- **Soluções analíticas de Hetenyi (1946) e Miche (1930)**

As primeiras soluções de estacas longas imersas em meio elástico têm como base o conceito do coeficiente de reação horizontal em vez do módulo de reação horizontal. As soluções clássicas devem-se a Miche (1930), no qual o coeficiente de reação horizontal varia linearmente com a profundidade, e a Hetenyi (1946), no qual esse coeficiente é constante com a profundidade (ALONSO, 1989).

Miche (1930) foi o pioneiro em integrar a equação diferencial de uma estaca longa imersa num meio elástico com módulo de reação horizontal variando linearmente com a profundidade, solicitada por uma força horizontal  $H_u$ , aplicada ao nível do terreno ( $K_h = \eta_h \cdot z$ ) (SOUSA, 2006).

Deslocamento horizontal do topo da estaca é obtido através da Equação 2.30:

$$y_0 = 2,4 \frac{T^3 H_u}{E_p I_p} \quad (2.30)$$

Sendo:

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca ( $F \cdot L^2$ );

$H_u$  = Força transversal aplicada no nível do terreno ( $F$ );

Em que:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}}$$

Sendo:

$\eta_h = m_n \cdot B$  é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal, incluindo a dimensão transversal  $B$  ( $F/L^3$ );

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca ( $F \cdot L^2$ ).

Momento Fletor máximo (ocorre na profundidade de  $z = 1,32T$ ) pode ser obtido através da Equação 2.31:

$$M_{\text{máx}} = 0,79H_u T \quad (2.31)$$

As linhas de estado ao longo da estaca, propostas por Miche (1930) estão indicadas na Figura 2.12.

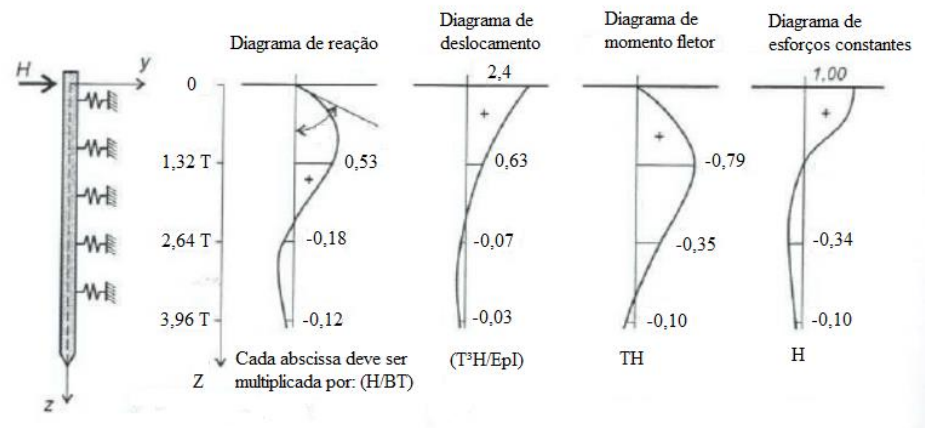


Figura 2.12: Linhas de estado propostas por Miche. (Fonte: VELLOSO E LOPES, 2010).

De acordo com o descrito por Poulos e Davis (1980), Hetenyi (1946) resolveu o caso de uma viga horizontal infinita apoiada em meio elástico, desta forma, sua solução pode ser aplicada às estacas longas imersas em solos com módulo

de reação horizontal constante com a profundidade. Segundo Hetenyi (1946) a solução pode ser aplicada quando respeitada a relação da Equação 2.32:

$$\lambda L > 4 \quad (2.32)$$

Sendo:

$L$  = comprimento da estaca.

Onde:

$\lambda$  = rigidez relativa solo-estaca, dada pela Expressão 2.33:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_h}{4E_p I_p}} \quad (2.33)$$

Sendo:

$K_h$  = coeficiente de reação horizontal do solo ( $F/L^3$ );

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca ( $F.L^2$ ).

Para este tipo de estacas, sujeitas a uma força horizontal  $H$  e um momento  $M$  aplicados à estaca no nível do terreno, têm-se, respectivamente, para o deslocamento ( $y$ ), o momento ( $M$ ), cortante ( $Q$ ) e giro, as Equações 2.34, 2.35, 2.36 e 2.37:

$$y_i = \frac{2H\lambda}{K_h B} K_{yH} \quad (2.34)$$

$$M_i = \frac{H}{\lambda} K_{MH} \quad (2.35)$$

$$Q_i = H K_{QH} \quad (2.36)$$

$$\theta_i = \frac{2H\lambda^2}{K_h B} K_{\theta H} \quad (2.37)$$

Os valores dos coeficientes adimensionais  $K_{yH}$ ,  $K_{MH}$ ,  $K_{QH}$  e  $K_{\theta H}$  podem ser encontrados no trabalho de Poulos e Davis (1980).

- **Método dos parâmetros adimensionais de Matlock e Reese (1961)**

Matlock e Reese (1961) desenvolveram, através de coeficientes adimensionais, um método simples de calcular os esforços ao longo da profundidade da estaca para o caso do módulo de reação horizontal variar linearmente com a profundidade ( $K_h = \eta_h \cdot z$ ). Resolvendo, com a ajuda de computadores, a equação diferencial básica para qualquer variação das curvas  $p - y$  (VELLOSO; LOPES, 2010).

Para o caso particular de  $K = \eta_h \cdot z$ , o deslocamento no topo da estaca com o topo livre ( $y$ ) pode ser obtido através da Equação 2.38:

$$y = 2,435H \frac{T^3}{E_p I_p} + 1,623He \frac{T^2}{E_p I_p} \quad (2.38)$$

Onde:

$H$  = carga horizontal aplicada no topo da estaca (F);

$E_p$  = módulo de elasticidade da estaca (F/L<sup>2</sup>);

$I_p$  = momento de inércia da estaca (L<sup>4</sup>);

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca (F.L<sup>2</sup>);

$e$  = distância de aplicação da carga ao fundo da cava (L).

Sendo:

$T$  = rigidez relativa entre a estaca e o solo, definido anteriormente por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}} \quad (2.39)$$

Onde:

$\eta_h = m_h \cdot B$  é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal, incluindo a dimensão transversal  $B$  (F/L<sup>3</sup>);

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca (F.L<sup>2</sup>).

Para o cálculo do deslocamento considerando o topo engastado, Alonso (1989) apresenta o método de Matlock e Reese (1961) através das Equações 2.40 e 2.41:

$$y_0 = \frac{1}{E_p I_p} (2,435HT^3 + 1,623HeT^2 - 1,623MT^2) \quad (2.40)$$

$$y_t = y_0 + \frac{1}{E_p I_p} (1,623HeT^2 + 1,75(He^2T - MeT) + \frac{He^3}{3} - \frac{Me^2}{2}) \quad (2.41)$$

Onde:

$e$  = distância de aplicação da carga ao fundo da cava (L);

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca (F.L<sup>2</sup>).

Sendo:

$$M = \frac{1,623HeT^2 + 1,75HeT - He^2}{1,75T + e} \quad (2.42)$$

Onde:

$T$  = rigidez relativa entre a estaca e o solo.

Para o caso de uma carga horizontal aplicada a uma certa distância acima da superfície do terreno, Cintra (1982) generalizou uma expressão para correlacionar o deslocamento horizontal nesse ponto, ou seja,  $y_0$  com  $y_t$  das Equações 2.40 e 2.41. A relação é a apresentada na Equação 2.43.

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (2.43)$$

Onde:

$y_0$  = deflexão horizontal na superfície do terreno (L);

$y_1$  = parcela da deflexão horizontal do seguimento de estaca sem solo adjacente (L);

$y_2$  = parcela da deflexão horizontal decorrente da rotação da estaca (L);

$y_3$  = parcela da deflexão horizontal referente ao ponto de leitura (L);

A Figura 2.13 demonstra o esquema de aplicação da carga, com os respectivos deslocamentos.

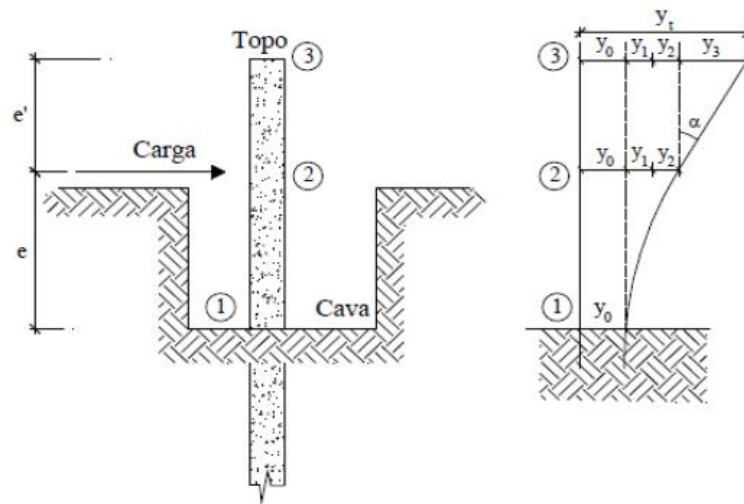


Figura 2.13: Esquema de aplicação de carga. (Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010).

Em que o deslocamento  $y_1$  é obtido através da Equação 2.44:

$$y_1 = S_0 e \quad (2.44)$$

Onde:

$e$  = distância de aplicação da carga ao fundo da cava (L);

$S_0$  é a rotação da estaca na superfície do terreno, dada pela Expressão 2.45:

$$S_0 = 1,623H \frac{T^2}{E_p I_p} + 1,750He \frac{T}{E_p I_p} \quad (2.45)$$



O deslocamento  $y_2$  é obtido através da Equação 2.46:

$$y_2 = \frac{H.e^3}{3E_p I_p} \quad (2.46)$$

E o deslocamento  $y_3$  obtido através da Equação 2.47:

$$y_3 = \frac{H.e^2 e'}{3E_p I_p} \quad (2.47)$$

- **Método das curvas  $p$ - $y$  e solução numérica através do método das diferenças finitas**

Desenvolvida por Matlock e Reese (1961), a teoria das curvas  $p$ - $y$  é vastamente usada para descrever a interação não-linear entre a estaca e o solo circundante, em estacas carregadas lateralmente. A sua essência está na modificação do modelo básico de Winkler, no qual  $p$  é a pressão do solo por unidade de comprimento da estaca, e  $y$  é a deflexão da estaca. Desta forma, o solo é representado por uma série de curvas  $p$ - $y$  que variam de acordo com a profundidade e tipo de solo. Uma ilustração hipotética das curvas  $p$ - $y$  é apresentada na Figura 2.14 (VAN IMPE e REESE, 2001).

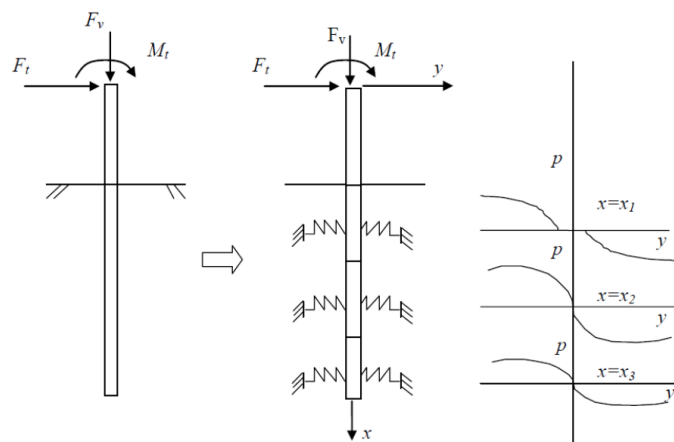


Figura 2.14: Método das diferenças finitas (Fonte: VAN IMPE E REESE, 2001).

Apesar de certas limitações na consideração das curvas  $p$ - $y$ , como: a proporcionalidade entre o deslocamento e resistência do solo, sendo que o solo apresenta comportamento não-linear; o solo não é considerado contínuo, e, portanto, cada mola atua independentemente e só quando deslocada absorvem carga; a rigidez do solo depende das propriedades deste e das dimensões da fundação. Essas limitações fazem com que a interação entre as estacas não seja levada em consideração, desta forma, fica restrita a extensão das curvas  $p$ - $y$  para o caso de grupo de estacas (SOUSA, 2006).

Para a resolução da Equação 2.23, o método numérico das diferenças finitas, apresentado na Figura 2.15, obtém resultados melhores do que os obtidos por métodos analíticos simplificados e se torna possível o desenvolvimento de *software*, que permite:

- a) O efeito da carga axial sobre a deflexão e momento fletor podem ser considerados, e problemas de flambagem em estacas podem ser resolvidos;
- b) A rigidez à flexão ( $E_p I_p$ ) da estaca pode variar ao longo de seu comprimento;
- c) O coeficiente de reação horizontal do solo ( $K_h$ ) pode variar com a deflexão da estaca e com a distância ao longo da mesma.

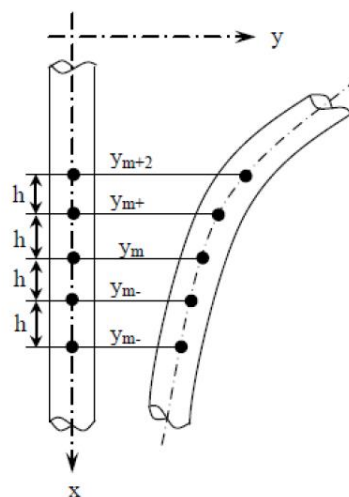


Figura 2.15: Subdivisão da estaca para solução em diferenças finitas (Fonte: SOUSA, 2006).

No método das diferenças finitas, a estaca é subdividida em  $n$  incrementos de comprimento  $h$ , o que resulta em  $n+1$  equações, conforme apresentado na Figura 2.15. Esta abordagem constitui a base teórica do *software* comercial LPILE V2018.

## 2.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O *SOFTWARE* LPILE V2018 PARA ANÁLISE DA ESTACA ISOLADA SOLICITADA LATERALMENTE

LPILE V2018 é um *software* comercial que resolve a equação diferencial 2.23, considerando uma viga apoiada sobre uma base elástica em que são usadas curvas de transferência de carga não lineares  $p-y$ . O programa calcula a deflexão lateral da estaca, o momento fletor, a força de cisalhamento e a resposta do solo ao longo do comprimento da estaca, disponibilizando gráficos da deflexão da estaca por vários comprimentos, a fim de auxiliar o projetista na escolha de um comprimento ótimo.

A reação lateral não linear do solo é modelada pelas curvas  $p-y$ , geradas internamente pelo *software*, a partir de teorias de publicações recomendadas para vários tipos de solos. Como alternativa, o usuário pode inserir manualmente qualquer outra curva  $p-y$  gerada externamente.

Existem cinco condições de contorno para o topo da estaca. Com base nas dimensões e especificações do material da estaca, LPILE calcula o momento fletor e relaciona com a capacidade estrutural da estaca.

Vale ressaltar que, de acordo com Abreu (2014), a variação da rigidez flexional das estacas longas de concreto, resultado da sua fissuração, realmente desempenha influência significativa sobre o comportamento de estacas de concreto armado. Até que não ocorra a plastificação do solo, essa influência é bastante acentuada. Desta forma, a participação do solo no comportamento das estacas, se mostra importante à medida que se aumentam as solicitações.

Del Pino Júnior (2003) averiguou a influência da rigidez flexional em ensaios de prova de carga. Segundo ele, esta rigidez se mostrou expressiva para o nível de carga máxima analisada. Almeida (2008), através da retroanálise de provas de carga, obteve para o valor retroanalisado de  $\eta_h$ , cerca de 50% a mais quando considerada rigidez flexional variável em

relação a rigidez flexional constante. Nas simulações de Gonzáles (2014), utilizando o Método dos Elementos Finitos (M.E.F.), para o caso de estacas flexíveis, a fissuração do concreto acaba por afetar significativamente o comportamento da estaca.

De acordo com Abreu (2014), com a progressão do carregamento transversal, gerando aumento do momento fletor na estaca, a tensão de tração atuante aumenta gradativamente, atingindo valores não suportados pelo concreto. Desta forma, se inicia a formação de fissuras espaçadas no concreto, acarretando na redução do momento de inércia da seção fissurada. Logo, a redução da rigidez flexional  $E_p I_p$  com o aumento do momento fletor torna-se fundamental para um cálculo mais preciso, especialmente quando análise em condições de serviço, em que a deflexão controla o dimensionamento.

A Figura 2.16 apresenta o diagrama peculiar momento-curvatura de uma seção de concreto armado, quando submetida à flexão simples. Este diagrama caracteriza o nível de fissuração das peças de concreto armado em 3 estágios. Considerando estágio I, tensões na fase elástica, estágio II, tensões de tração maiores que a suportada pelo concreto, entretanto, menores que a tensão de escoamento do aço, e por fim, estágio III, em que a tensão atuante alcança a tensão de escoamento do aço. A partir da Figura 2.16, é possível observar o desenvolvimento gradativo da fissuração do concreto e da plastificação dos materiais com a intensidade das solicitações.

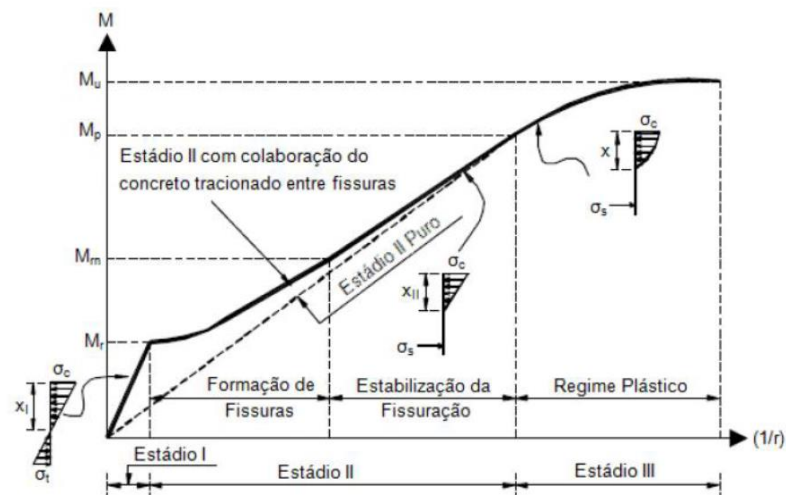


Figura 2.16: Diagrama momento-curvatura de seção submetida à flexão simples (Fonte: SILVA, 2012, *apud* ABREU, 2014).

### 2.4.1 Análise típica do *software* comercial LPILE

A análise típica de carregamento lateral em estacas no LPILE requer certos dados de entrada, como: tipo de análise, propriedades da estaca, escolha do tipo de carregamento, seleção das condições de contorno e das camadas de solo. Fica a critério do usuário definir a resposta momento-curvatura da estaca, permitindo maior acurácia na resposta dos resultados.

Cinco condições de contorno estão disponíveis, sendo elas:

- a) Estaca não restringida à rotação, tendo duas opções para consideração: a) haste: estaca que se estende acima do nível do terreno; b) cabeça livre: estaca na superfície do terreno;
- b) Carga vertical axial aplicada na cabeça da estaca (condição de carregamento de topo);
- c) Cabeça da estaca parcialmente restringida à rotação, quando a estaca se estende para a superestrutura (condições de topo parcialmente restringido);
- d) Cabeça da estaca restrita contra rotação, ou seja, rotação nula (condições de contorno de topo “cabeça fixa”).

Em função da condição de contorno selecionada, o carregamento do topo da estaca pode versar de uma carga transversal, um momento fletor, deflexão lateral prescrita ou rotação prescrita. Ao selecionar a condição de contorno e o carregamento, dez diferentes deslocamentos incrementais podem ser aplicados na cabeça da estaca para uma única etapa de cálculo, possibilitando a observação do comportamento da estaca para uma faixa de deslocamento e para um determinado conjunto de condições de contorno, em outras palavras, a partir da inserção dos deslocamentos, é possível simular uma prova de carga horizontal.

Após o fornecimento das propriedades do solo, as curvas p-y podem ser internamente geradas pelo *software*, considerando 11 diferentes tipos de solo: argila mole (Matlock, 1970); argila rija com água livre (Reese, 1975); argila rija sem água livre (Reese, 1975), areia (Reese *et. al*, 1974), calcário (rocha dura), silte ( $c'$  e  $\phi'$ ), API areia (API, 1997), rocha fraca (Reese, 1997), areia com efeito de liquefação (Rollins, 2003) e argila rija com módulo de reação horizontal especificada  $K_h$ .

Se as condições do solo em análise não correspondem as especificadas no item anterior, para os 11 tipos de solo considerados, o usuário pode especificar fatores que modificam as curvas p-y, ou inserir curvas calculadas externamente.

#### 2.4.2 Características estruturais

Como características, o *software* é capaz de gerar diferentes análises:

1. Interpolação linear de rigidez à flexão para estacas com seções transversais diferentes;
2. Se solicitado pelo usuário, o programa pode gerar internamente valores não lineares de rigidez à flexão ( $E_p I_p$ ), com base nos seguintes dados:
  - a. Comportamento do concreto não fissurado;
  - b. Dimensões da estaca;
  - c. Propriedades do concreto e do aço, especificados pelo usuário.
3. Geração de gráficos:
  - a. Rigidez flexional ( $E_p I_p$ ) *versus* Momento Fletor (M);
  - b. Momento Fletor (M) *versus* curvatura;
  - c. Diagrama de Interação.

### 2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SOLO COESIVO FRICCIONAL DE PASSO FUNDO

Regiões tropicais e subtropicais, onde grande área do solo possui estrutura particular devido a cimentação natural, resultante do intemperismo da rocha mãe, na qual produz características de comportamento mecânico particular, são de interesse para estudo na engenharia geotécnica. Uma vez que a falta de conhecimento de alguns aspectos fundamentais gera dificuldades de compreensão do comportamento desse tipo de solo.

Sendo comuns no sul do Brasil, solos coesivos friccionais de basalto, produtos dos processos de intemperismo, o qual diminuem a densidade, aumentam a porosidade e a condutividade hidráulica. Este tipo de solo apresenta características geotécnicas diferentes de solos de origem sedimentar de mesma densidade, entre algumas razões pode-se citar a sua complexa

formação geológica. Desta forma, modelos constitutivos clássicos não oferecem uma boa aproximação, além disso, o efeito da sucção e seu efeito na permeabilidade e resistência deve ser levado em conta.

Na sequência serão apresentadas as principais informações referentes aos aspectos geológicos e geotécnicos do campo experimental, que se fez necessário para a realização da pesquisa.

### 2.5.1 Aspecto Geológico

Segundo a Geologia do Rio Grande do Sul, o solo proveniente de Passo Fundo – RS, é um material Residual de Basalto pertencente à província geológica do planalto rio-grandense, que recebeu derrames vulcânicos de Basalto no período Mesozóico sobre um pacote de rochas sedimentares (BERTORELLI; HARALYI, 1998). Conforme descrito por Ruver (2011), o solo residual do campo experimental é do tipo residual homogêneo, originário da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar).

De acordo com Streck *et al.* (2008), a classificação pedológica do solo de Passo Fundo é de um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico. Estes subgrupos conferem as seguintes características principais para este tipo de solo: profundo, fortemente intemperizado, bem drenado e homogêneo. Apresenta uma sequência de horizontes A – B – C, exibindo transição gradual entre eles. Trata-se de um solo com predominância de caulinita e óxido de ferro (que confere a cor avermelhada).

### 2.5.2 Ensaio de Caracterização Geotécnica

Para aprofundar o conhecimento acerca do solo de Passo Fundo – RS, sobretudo do solo do campo experimental, recorreu-se a análise de alguns resultados de ensaios realizados por diversos Autores.

Dalla Rosa *et al.* (2004) *apud* Faro (2014), realizaram uma investigação geotécnica no campo experimental, com amostras coletadas com o auxílio de um trado manual até 5 metros de profundidade. Ruver (2011) realizou ensaios de análise granulométrica, massa específica dos grãos, limites de consistência (limite de liquidez e plasticidade) no solo do campo experimental. Edler *et al.* (2012) coletaram amostras deformadas no campo experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, a uma profundidade de 1,50 metros, para caracterização física do solo em estudo. Donato (2005) *apud* Faro (2014) realizou ensaios triaxiais do tipo consolidados drenados (CD), considerando diferentes tensões confinantes

( $\sigma_3$ ), de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa, para determinação dos parâmetros mecânicos do mesmo solo deste estudo. Para caracterização do solo do campo experimental da UPF, Cecchin (2014) coletou amostras a 1,2 metros de profundidade (horizonte B) em uma trincheira aberta no campo. As amostras foram recolhidas em estado deformado, e posteriormente utilizadas, para a realização das análises de granulometria, limites de Atterberg (liquidez e plasticidade), massa específica, curva característica de sucção, condutividade hidráulica, densidade dos grãos e porosidade.

- **Análise granulométrica**

Na análise granulométrica realizada por diferentes Autores, os resultados evidenciam a predominância da fração argilosa, seguida de silte e areia. Utilizando duas amostras de solo natural, provenientes do campo experimental, sendo uma lavada após a sedimentação (com uso de defloculante) e a outra logo após a secagem em estufa (sem uso de defloculante), Ruver (2011) obteve como resultado as seguintes porcentagens de material constituintes do solo: de 0,5% de areia grossa, 2,0% de areia média, 18,6% de areia fina e 78,9% de material pulverulento (argila e silte). Por meio da sedimentação, o solo é composto por 59% de argila e 19,9% de silte.

Dalla Rosa *et al.* (2004) *apud* Faro (2014), realizaram a análise granulométrica do solo do campo experimental ao longo de 5 metros de profundidade. A Figura 2.17 mostra a variação da distribuição granulométrica com a profundidade.



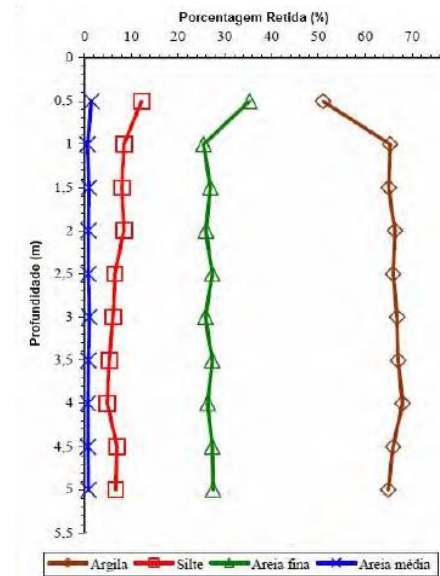


Figura 2.17: Variação da distribuição granulométrica com a profundidade (Fonte: DALLA ROSA *et al.*, 2004 *apud* FARO, 2014).

- **Peso específico**

De acordo com os ensaios realizados por Cecchin (2014), o valor de peso específico real dos grãos ( $\gamma_r$ ) encontrado foi de 26,7 kN/m<sup>3</sup> (Figura 3.3). Similar a esse valor, Donato (2005) *apud* Faro (2014) obteve para peso específico real dos grãos ( $\gamma_r$ ), através de ensaios triaxiais do tipo consolidados drenados (CD), considerando diferentes tensões confinantes ( $\sigma_3$ ), de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa, os valores de 27 kN/m<sup>3</sup>, 26,7 kN/m<sup>3</sup> e 26,7 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. O Autor utilizou amostras de solo indeformadas, extraídas do campo experimental em estudo. Os demais índices físicos encontrados por Donato (2005) são apresentados na Figura 2.18.

$\sigma_3$ (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_r$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w$ (%)
20	50,4	100,13	1,26	11,94	15,77	27,00	32,07
60	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

Figura 2.18: Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais (Fonte: DONATO, 2005 adaptado por FARO, 2014).

- **Ensaio triaxiais**

Donato (2005) *apud* Faro (2014) caracterizou o solo do campo experimental, através de ensaios triaxiais do tipo consolidados drenados (CD). Amostras indeformadas, obtidas no primeiro metro de profundidade, foram submetidas a tensões confinantes ( $\sigma_3$ ) de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa. Os resultados dos índices físicos iniciais dos corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas, são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais.

$\sigma_3$ (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w$ (%)
20	50,4	100,13	1,26	11,94	15,77	27	32,07
60	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

(Fonte: Donato, 2005; adaptado por Faro, 2014).

Sendo:

$\sigma_3$ : Tensões confinantes dos ensaios triaxiais;

$e$ : índice de vazios do solo;

$\gamma_d$ : peso específico aparente seco;

$\gamma_n$ : peso específico natural do solo;

$\gamma_s$ : peso específico dos grãos;

$w$ : umidade do solo.

Verifica-se que o solo sofre compressão maior quanto maior a tensão confinante, devido a redução do índice de vazios.

Através da envoltória de ruptura, os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios triaxiais executados por Donato (2005), são: coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), conforme resultados apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios triaxiais realizados por Donato (2005).

Coesão efetiva $c'$ (kPa)	23,8
Ângulo de atrito $\phi'$ (graus)	31,84

(Fonte: Donato, 2005; adaptado por Faro, 2014).

### 2.5.3 Ensaios de campo

A investigação geotécnica constitui-se um pré-requisito para projetos seguros e econômicos, permitindo uma melhor compreensão do solo na condição *in situ*. Lopes Jr. e Thomé (2005) *apud* Faro (2014) realizaram ensaios de sondagem à percussão no campo experimental. Para complementar a caracterização geotécnica, Faro (2014) realizou ensaios de CPT (Cone Penetration Test) e ensaios dilatométricos (DMT).

- **Cone Penetration Test – SPT**

Para uma melhor caracterização do Campo Experimental em Geotecnia, Faro (2014) realizou ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT), seguindo as prescrições da NBR 12069/MB-3406 (ABNT, 1991). Foram executados 5 ensaios em diversos pontos do campo experimental. Os resultados obtidos para resistência da ponta ( $q_t$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ), dos cinco ensaios realizados, são apresentados na Figura 2.19.

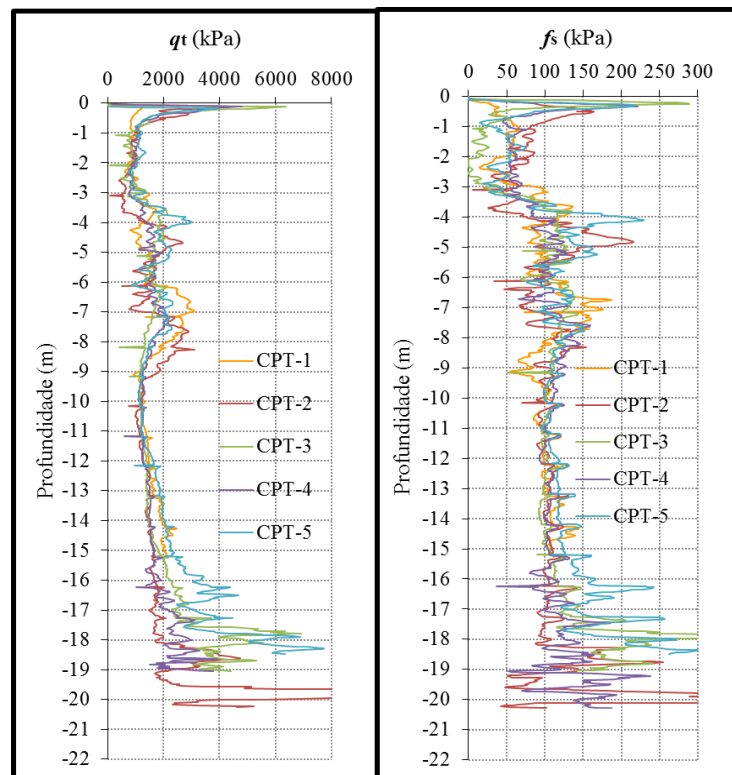


Figura 2.19: Perfil de CPT do solo do campo experimental dos 5 ensaios realizados (Fonte: FARO, 2014).

Observa-se, a partir dos ensaios realizados, que o solo do campo experimental apresenta um perfil relativamente homogêneo, até uma profundidade de 15 metros. Visto que a variação dos 5 ensaios é muito baixa, conclui-se que o solo do campo experimental é bastante homogêneo (FARO, 2014).

- **Flat Dilatometer Test – DMT**

Análogo aos ensaios de CPT, Faro (2014) realizou dois ensaios de DMT, de acordo com a ASTM D6635 (2007). Os resultados encontrados das pressões do solo sobre a membrana ( $P_0$  e  $P_1$ ), poropressão *in situ* ( $u_0$ ) e índice de tensão dilatométrica horizontal ( $K_D$ ) são apresentados na Figura 2.20.

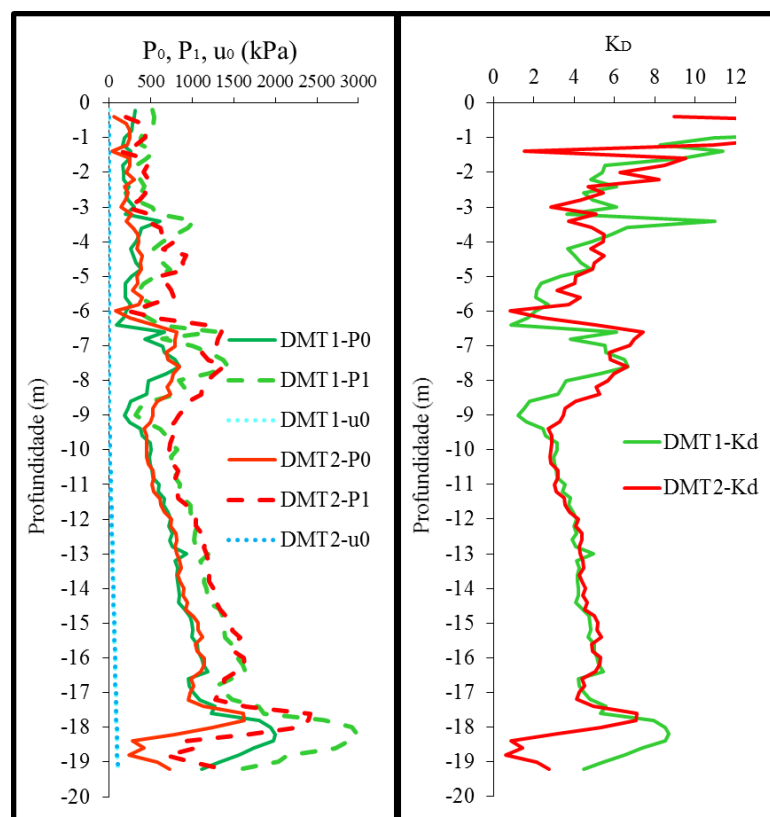


Figura 2.20: Perfil de DMT do solo do campo experimental dos 2 ensaios realizados. (Fonte: FARO, 2014).

Nota-se que a variação entre os dois ensaios de DMT é muito baixa, podendo ser considerada nula. Deste modo, pode-se concluir, mais uma vez, que o solo do campo experimental é bastante homogêneo (FARO, 2014).

- **Standard Penetration Test – SPT**

De modo a caracterizar o solo coesivo-friccional do campo experimental da UPF, Lopes Jr. e Thomé (2005) *apud* Faro (2014) realizaram sondagens à percussão. O perfil de sondagem é apresentado na Figura 2.21. Observa-se que o solo em estudo possui um perfil homogêneo com a profundidade, para os 15 primeiros metros.

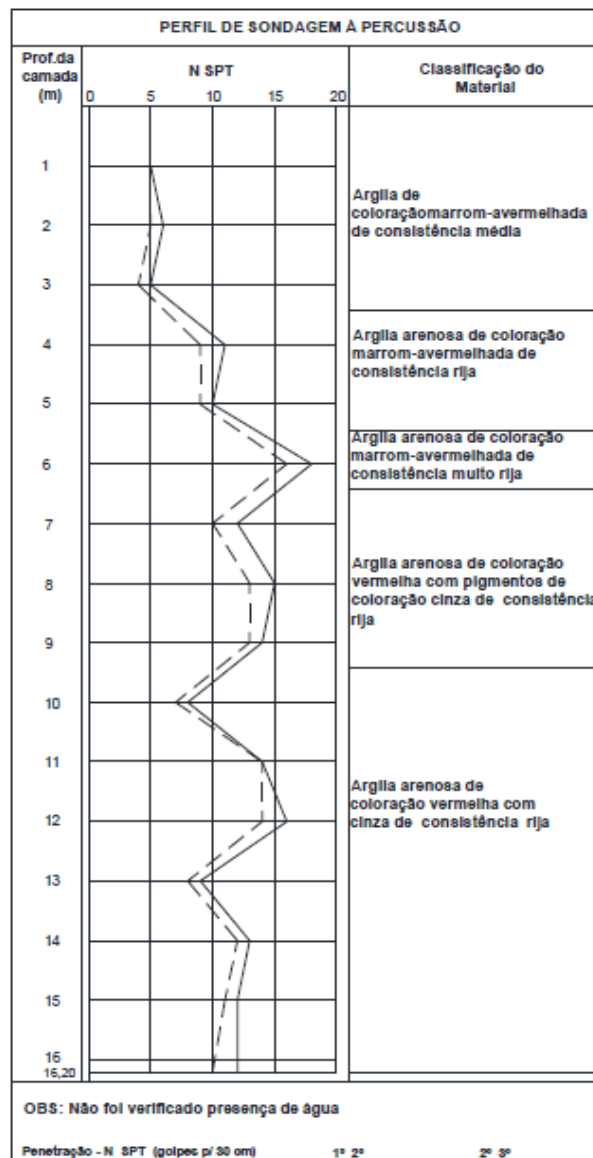


Figura 2.21: Perfil de SPT do solo do campo experimental (Fonte: LOPES JR.; THOMÉ, 2005 adaptado por LEDLER *et al.*, 2011).

### 3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste capítulo, será apresentada a metodologia utilizada na execução das estacas e nas provas de cargas horizontais e, a descrição dos equipamentos utilizados no sistema de aquisição de dados, utilizado na leitura para análise dos resultados coletados em campo.

#### 3.1.1 CAMPO EXPERIMENTAL

As provas de cargas horizontais foram executadas no Campo Experimental da Universidade de Passo Fundo, no centro de tecnologia (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR), na cidade de Passo Fundo, região Norte do estado do Rio Grande do Sul, no bairro São José, junto à Rodovia Federal BR-285, Km – 171, cuja posição geográfica é determinada pelas coordenadas 28° 13' 35,7" de Latitude, e 52° 23' 14,46" de Longitude.

Na Figura 3.1 encontra-se uma imagem de satélite com a localização do campo experimental, e com a indicação do local onde foram executadas as estacas.



Figura 3.1: Localização do campo experimental, com destaque a área de execução das estacas. (Fonte: [Google Maps](#), acessado em 13/04/2018).

A Figura 3.2 apresenta a imagem do campo experimental, horas antes da execução das estacas.



Figura 3.2: Campo experimental UPF.

## 3.2 PROCEDIMENTOS DE CAMPO

A execução das estacas em campo experimental foi planejada da melhor forma possível, de modo a otimizar o orçamento e os objetivos em estudo.

### 3.2.1 Planejamento inicial

Sendo  $D$  o diâmetro da estaca, e  $L$  a profundidade, foram definidas duas razões  $L/D$ , buscando representar o comportamento de uma estaca rígida (curta) e outra flexível (longa). Na Tabela 3.1 é apresentada a notação e os dados geométricos, referentes às duas configurações de  $L/D$  adotada.

Tabela 3.1: Notação e geometria de cada configuração  $L/D$  de estaca a ser executada no campo experimental.

Notação	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Profundidade L (m)	L/D	Ac (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
D0,4_L8	0,40	8,00	7,50	18,75	0,126	1,005
D1_L5	1,00	5,00	4,50	4,50	0,785	3,927

Na definição das dimensões  $L/D$ , a finalidade era estudar o comportamento mecânico de estacas extremamente rígidas e flexíveis. Em razão do volume máximo de concreto permitido em função dos recursos financeiros, definiu-se para a estaca rígida 1 metro de diâmetro. Já

para as estacas flexíveis, optou-se pela razão L/D de 18,75, possibilitando a comparação com os resultados da prova de carga realizada nas estacas de Faro (2014).

Os valores referentes ao par de estacas, para cada configuração L/D, são apresentados na Tabela 3.2, bem como a quantidade total de concreto necessária à execução das quatro estacas em estudo. Nota-se que, o volume de concreto das estacas com 100 cm de diâmetro e 5 metros de comprimento, é quase 4 vezes superior ao das estacas de 40 cm de diâmetro e 8 metros de comprimento.

Tabela 3.2: Área e volume de concreto do par de estacas de cada configuração L/D.

Notação	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
D0,4_L8	0,251	2,011
D1_L5	1,571	7,854
Total	1,822	9,865

No entanto, após a execução das estacas, notou-se variação nas medidas propostas no planejamento inicial. Na Figura 3.3 são apresentadas as medidas reais das estacas executadas no campo experimental.

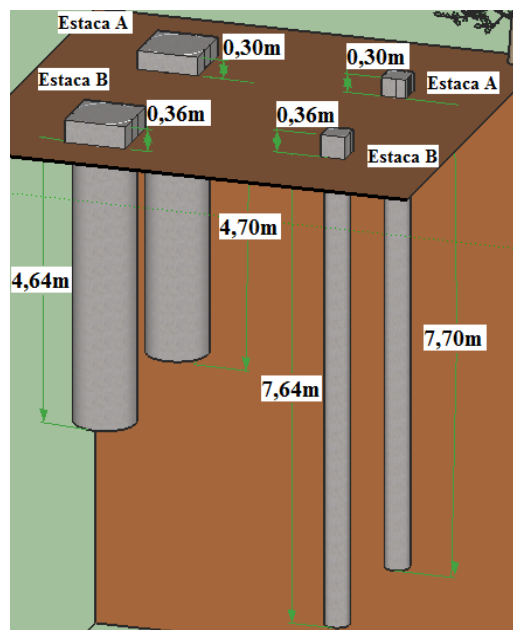


Figura 3.3: Seção transversal das estacas executadas no campo experimental.



Para cada configuração de estaca, foram executadas duas estacas idênticas, atuando uma como reação da outra. A planta baixa contendo a distribuição das estacas executadas em campo experimental, é apresentada na Figura 3.4. Respeitou-se o espaçamento mínimo de  $3\phi$  da estaca de maior diâmetro, de forma a evitar qualquer influência na etapa de execução das estacas.

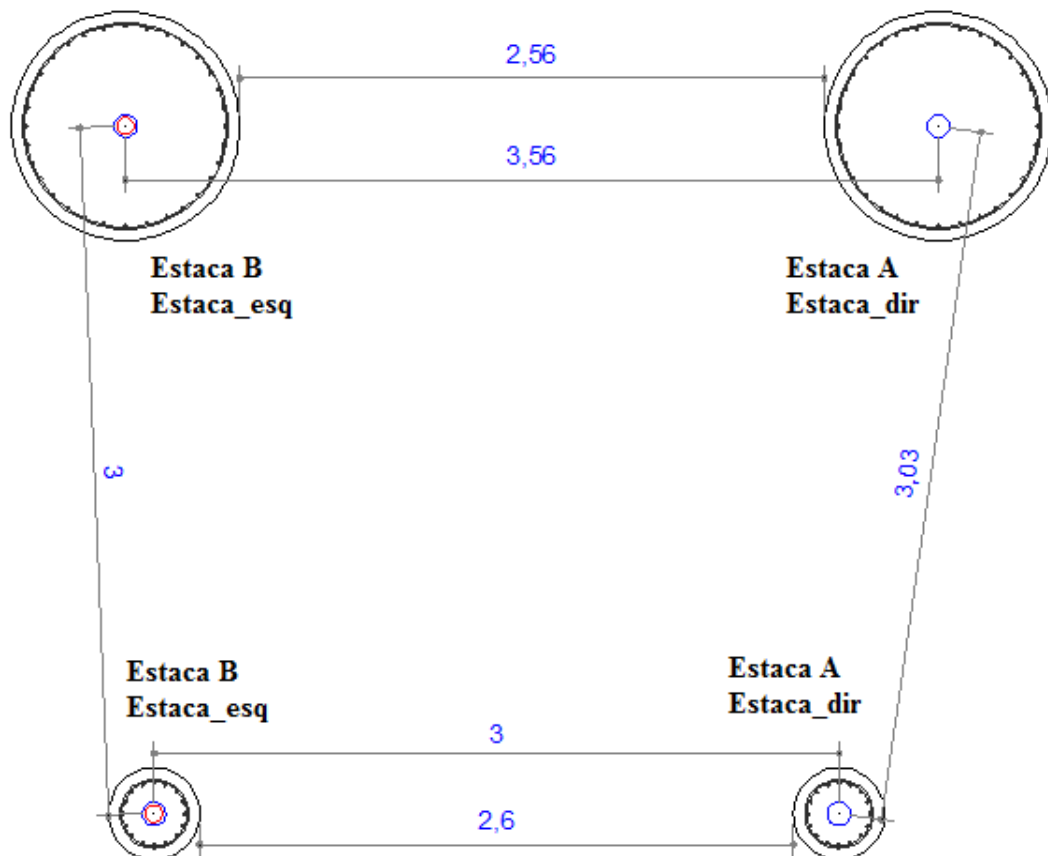


Figura 3.4: Planta baixa com a distribuição das estacas em campo experimental.

### 3.2.2 Fundações

As Fundações profundas utilizadas foram do tipo escavadas, de concreto armado, armadas ao longo de todo o seu comprimento, de modo a manter a integridade estrutural da estaca, evitando assim a plastificação destas, quando da aplicação do carregamento lateral imposto.

De maneira a evitar a plastificação estrutural das estacas, utilizaram-se bitolas de  $\phi$  12,5 mm de aço CA-50 ao longo de todo comprimento destas. A quantidade de barras e a respectiva área de aço de cada estaca, conforme diâmetro adotado, são apresentadas na Tabela 3.3. Nota-se que, a taxa de armadura das estacas D0,4\_L8 é três vezes superior a das estacas D1\_L5.

Tabela 3.3: Armadura longitudinal para cada estaca da configuração L/D.

Notação	Ø bitola (mm)	barras (un.)	A <sub>s</sub> long. (m <sup>2</sup> )	Taxa de aço
D0,4_L8	12,50	16	0,00196	2,07%
D1_L5	12,50	32	0,00393	0,566%

Ao longo de toda armadura longitudinal, fez-se uso de estribos de Ø 8 mm de aço CA-50, espaçados a cada 20 centímetros. Os dados da quantidade e geometria da armadura transversal, considerando um cobrimento de 5 cm e transpasse de 25 cm, são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Armadura transversal para cada estaca da configuração L/D.

Notação	Ø estribos (mm)	Ø armadura (m)	Comprimento (m)
D0,4_L8	8,00	0,30	1,20
D1_L5	8,00	0,90	3,10

Notação	Espaçamento (m)	Estribos (un.)	As trans. (m <sup>2</sup> )
D0,4_L8	0,20	40,00	0,00242
D1_L5	0,20	25,00	0,00390

A Figura 3.5 apresenta as armaduras que, posteriormente, foram inseridas nas estacas.



Figura 3.5: Armaduras utilizadas na execução das estacas em estudo.

Para todas as estacas, além da armadura citada acima, foi inserido um tubo de aço carbono (NBR 5580, ABNT 2002), com  $D_{ext} = 101,6$  mm e 1,5 mm de espessura, que serviu de

revestimento e proteção para a posterior colocação de um tubo de inclinômetro, de PVC, com  $D_{ext} = 75 \text{ mm}$  e  $D_{int} = 64 \text{ mm}$ , em apenas uma estaca do par. A seção transversal das estacas executadas no campo experimental é apresentada na Figura 3.6.

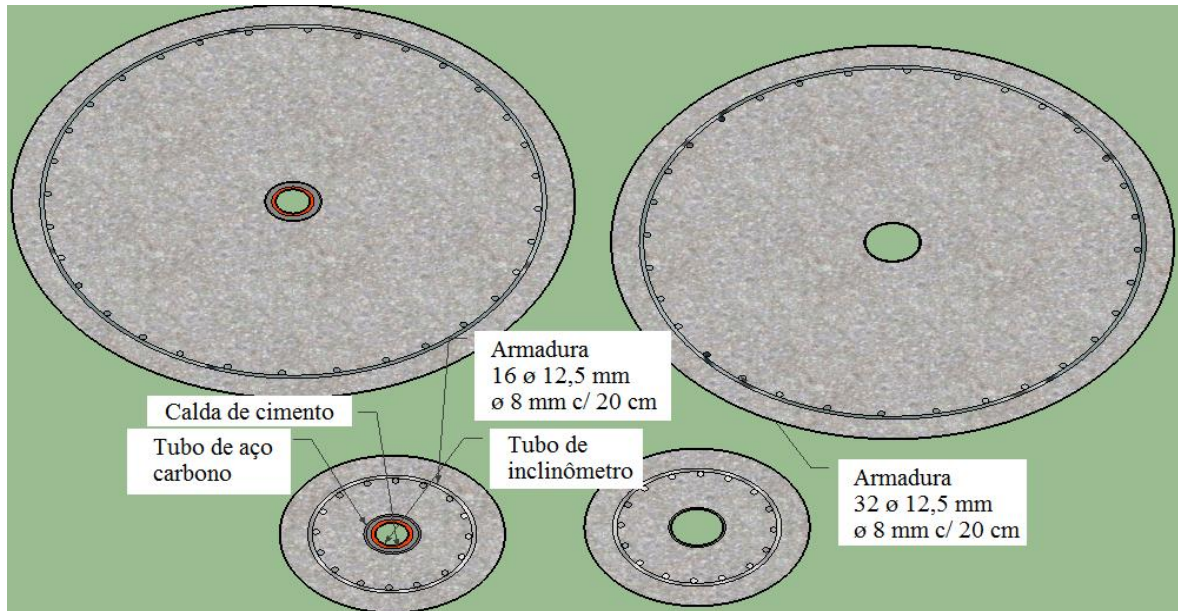


Figura 3.6: Seção transversal das estacas executadas no campo experimental.

A finalidade da utilização dos tubos de aço carbono foi para a proteção dos tubos de inclinômetro, evitando assim possíveis danos nos tubos de PVC, quando da aplicação do carregamento.

Tornou-se possível a execução das quatro estacas, no dia 19 de janeiro de 2018, devido à cortesia da Multisolos Engenharia Geotécnica Ltda. Em função das características e propriedades do solo local, optou-se pela execução de fundações profundas.

Após a escavação, as armaduras foram inseridas dentro dos furos (Figura 3.7), assim como os tubos de aço carbono (Figura 3.8). Para a aplicação do carregamento na cabeça da estaca, criou-se uma forma de madeira (Figura 3.8), contendo uma superfície plana, com 0,5 metros de altura acima do nível do terreno, na qual será posicionada uma chapa metálica, destinada a distribuir o carregamento evitando o esmagamento do concreto.

Na sequência, procedeu-se a concretagem das estacas (Figura 3.8), com  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ , concreto convencional, brita 0 (pedrisco) e abatimento (slump-test) de  $120 \pm 20 \text{ mm}$ .



Figura 3.7: Execução da escavação das estacas escavadas com trado rotativo e inserção das armaduras.



Figura 3.8: Formas de madeira, armaduras e tubos de aço carbono utilizados nas estacas, inseridos primeira para posterior concretagem das estacas.

Na Figura 3.9 é possível visualizar as estacas após a concretagem.

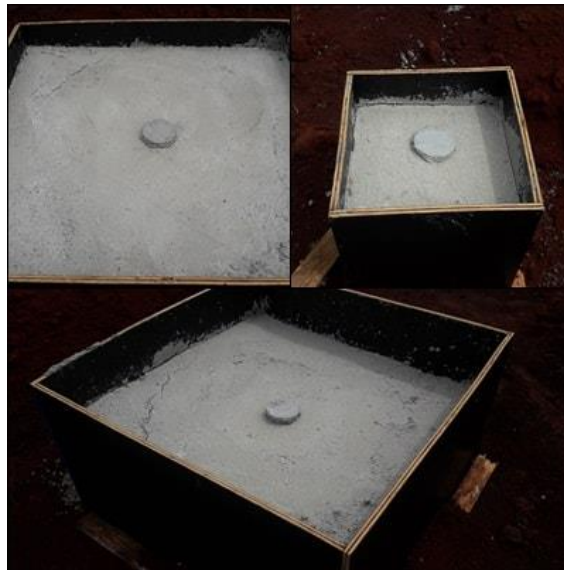


Figura 3.9: Estacas após a concretagem.

A Figura 3.10 mostra o aspecto do campo experimental após a execução das estacas.



Figura 3.10: Campo experimental após a execução das estacas.

Foi feito o controle tecnológico do concreto dos dois caminhões que chegaram no campo experimental, cada um contendo 5 m<sup>3</sup> de concreto. Antes da descarga de cada caminhão,

decorreu-se à avaliação da quantidade de água existente no concreto, por meio do ensaio de abatimento (slump-test), conforme as especificações da NBR 10342 (ABNT, 2012). Descarregou-se a quantidade necessária de concreto do caminhão, cerca de 0,5 m<sup>3</sup>, em seguida, alocou-se um cone metálico sobre uma placa metálica bem nivelada. Apoiando os pés nas extremidades do cone, preencheu-se este em três camadas iguais, de 25 golpes uniformemente distribuídos. Após a compactação da última camada, retirou-se o concreto excedente alisando a superfície com uma espátula. Por fim, o cone metálico foi cuidadosamente retirado na direção vertical. A determinação do abatimento foi feita medindo-se a distância entre a haste (apoiada sobre o cone invertido) e o ponto médio do concreto, conforme Figura 3.11.



Figura 3.11: Procedimentos do ensaio de abatimento (caminhão 1 e caminhão 2).

O resultado de abatimento obtido para o caminhão 1 foi de 130 mm, e para o caminhão 2 foi de 110 mm. Os resultados dos ensaios de abatimento são apresentados na Tabela 3.5. Observa-se que os valores obtidos estão dentro da faixa solicitada, podendo, o concreto proveniente dos dois caminhões, ser aceito.

Tabela 3.5: Resultados do ensaio de abatimento (slump-test).

Dia da concretagem	Caminhão	Abatimento (mm)
19/01/2018	1	130
	2	110

Com o concreto aceito, coletaram-se amostras, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003) para a realização de ensaios de compressão simples, seguindo as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 2007). Para este tipo de ensaio, as amostras não devem ser retiradas no princípio nem no final da descarga da betoneira. Desta forma, após uma descarga inicial do concreto, parou-se o fluxo, e para cada caminhão, retiraram-se amostras de concreto necessárias à confecção de 9 corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm), totalizando 18 corpos de prova.

Seguindo as prescrições da NBR 5738 (ABNT, 2003), que prescreve os procedimentos para moldagem dos corpos de prova, foram elaboradas duas camadas iguais e sucessivas, aplicando-se 12 golpes uniformemente distribuídos em cada camada. Após a moldagem, os corpos de prova permaneceram nos moldes à temperatura ambiente, por aproximadamente 24 horas (Figura 3.12). Respeitado esse período, estes foram desmoldados, identificados, pesados, medidos e transferidos para a câmara úmida, permanecendo a curar até o dia do ensaio.



Figura 3.12: Corpos de prova de concreto na forma e na câmara úmida após serem desmoldados.

Para as três idades de cura consideradas, 7, 28 e 60 dias, foram realizados ensaios de compressão axial e diametral. Realizaram-se também ensaios para determinação do Módulo de Elasticidade do concreto, em 28 e 60 dias de cura.

A Tabela 3.6 apresenta a nomenclatura, o número de identificação dos corpos de prova, a idade de ruptura, o caminhão na qual a amostra foi retirada e o tipo de ensaio em que cada corpo de prova foi submetido.

Tabela 3.6: Cronograma para realização dos ensaios de compressão simples.

Nomenclatura	Número	Cura	Caminhão	Estaca	Ensaio
CP1_7d1	1	7 dias	1	Estaca B (Est_esq)	Compressão axial
CP2_7d1	2	7 dias	1	Estaca B (Est_esq)	Compressão diametral
CP1_7d2	3	7 dias	2	Estaca A (Est_dir)	Compressão axial
CP2_7d2	4	7 dias	2	Estaca A (Est_dir)	Compressão diametral
CP1_28d1	5	28 dias	1	Estaca B (Est_esq)	Compressão axial
CP2_28d1	6	28 dias	1	Estaca B (Est_esq)	Compressão diametral
CP1_28d2	7	28 dias	2	Estaca A (Est_dir)	Compressão axial
CP2_28d2	8	28 dias	2	Estaca A (Est_dir)	Compressão diametral
CP1_60d1	9	60 dias	1	Estaca B (Est_esq)	Compressão axial
CP2_60d1	10	60 dias	1	Estaca B (Est_esq)	Compressão diametral
CP1_60d2	11	60 dias	2	Estaca A (Est_dir)	Compressão axial
CP2_60d2	12	60 dias	2	Estaca A (Est_dir)	Compressão diametral

A Tabela 3.7 apresenta os resultados de resistência à compressão simples, obtidos nas três idades de cura analisadas.



Tabela 3.7: Resultados dos ensaios de resistência à compressão axial.

Nomenclatura	Cura (dias)	Caminhão	Ensaio	Resistência à compressão axial (MPa)
CP1_7d1	7	1	26/01/2018	23,28
CP1_28d1	28	1	16/02/2018	28,75
CP1_60d1	60	1	20/03/2018	31,24
CP1_7d2	7	2	26/01/2018	18,57
CP1_28d2	28	2	16/02/2018	26,08
CP1_60d2	60	2	20/03/2018	29,22

Na Figura 3.13 é apresentada a comparação dos valores obtidos de resistência à compressão axial, provenientes de cada caminhão, para os diferentes dias de cura analisados.

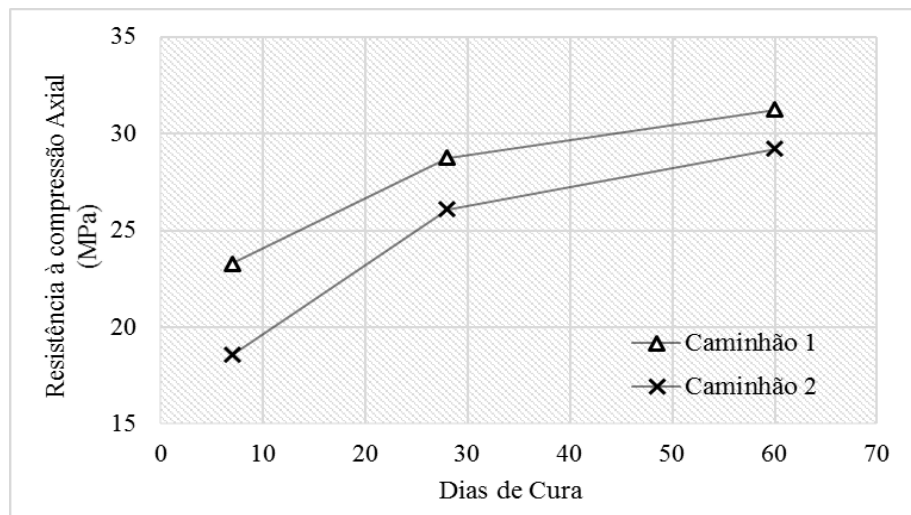


Figura 3.13: Resistência à compressão axial do concreto proveniente de cada caminhão, em função dos dias de cura.

Os resultados de resistência à compressão diametral obtidos são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Resultados dos ensaios de resistência à compressão diametral.

Nomenclatura	Cura (dias)	Caminhão	Ensaio	Resistência à compressão diametral (MPa)
CP2_7d1	7	1	26/01/2018	8,8
CP2_28d1	28	1	16/02/2018	13,06
CP2_60d1	60	1	20/03/2018	13,33
CP2_7d2	7	2	26/01/2018	6,26
CP2_28d2	28	2	16/02/2018	8,56
CP2_60d2	60	2	20/03/2018	12,23

A Figura 3.14 apresenta a comparação dos valores obtidos de resistência à compressão diametral, provenientes de cada caminhão, para os diferentes dias de cura analisados.

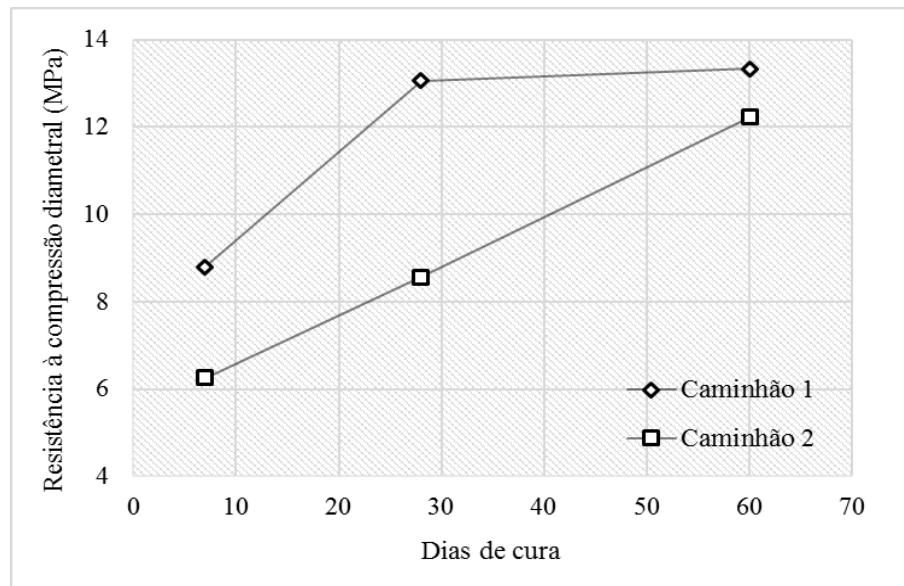


Figura 3.14: Resistência à compressão diametral do concreto proveniente de cada caminhão, em função dos dias de cura.

Observa-se, a partir das Figuras 3.13 e 3.14, que os valores de resistência referentes ao caminhão 1, obtiveram valores superiores aos do caminhão 2, tanto para compressão axial quanto diametral, quando analisados nos mesmos dias de cura considerados.

Para caracterizar a deformabilidade do concreto, realizaram-se ensaios de determinação do módulo de elasticidade em quatro corpos de prova, com tempo de cura de 28 e 60 dias, conforme Tabela 3.9.

Tabela 3.9: Corpos de prova utilizados para os ensaios de determinação do Módulo de Elasticidade.

Nomenclatura	Número	Cura	Caminhão	Estaca	Resistência à compressão simples
<b>CP3_28d1</b>	13	28 dias	1	Estaca B	CP1_28d1 - 28,75 MPa
<b>CP3_28d2</b>	14	28 dias	2	Estaca A	CP1_28d2 - 26,08 MPa
<b>CP3_60d1</b>	15	60 dias	1	Estaca B	CP1_60d1 - 31,24 MPa
<b>CP3_60d2</b>	16	60 dias	2	Estaca A	CP1_60d2 - 29,22 MPa

De acordo com a NBR 8522 (ABNT,2003), precede-se a realização do ensaio de compressão simples, de pelo menos dois corpos de prova, provenientes da mesma betonada, preparados e

curados sob as mesmas condições, para a posterior determinação do Módulo de Elasticidade do concreto, a partir do valor médio da resistência à compressão simples obtida.

Posicionado o corpo de prova na prensa para realização do ensaio, aplicou-se o carregamento, aumentando-se a deformação específica até ser alcançada uma tensão de aproximadamente 30% da resistência à compressão simples ( $\sigma_b$ ), na qual foi mantido pelo período de 60 segundos. Em seguida, reduziu-se a carga até o nível de tensão básica ( $\sigma_a$ ), de 0,5 MPa, mantendo-a por 60 segundos. Realizaram-se mais dois ciclos de carga e descarga, mantendo-se as tensões extremas ( $\sigma_b$  e  $\sigma_a$ ), alternadamente, durante períodos de 60 segundos cada. Depois do terceiro e último ciclo de carga, descarregou-se até a tensão básica  $\sigma_a$  (0,5MPa) e após os 60 segundos registraram-se as deformações específicas lidas  $\epsilon_a$ , tomadas em no máximo 30 segundos. Carregou-se novamente o corpo de prova até atingir a tensão  $\sigma_b$ , e registraram-se as deformações lidas  $\epsilon_b$ , em no máximo 30 segundos, após uma espera de 60 segundos, como mostra a Figura 3.15. Por fim, quando todas a leituras de deformação foram efetuadas, aumentou-se a carga até atingir a ruptura do corpo de prova.

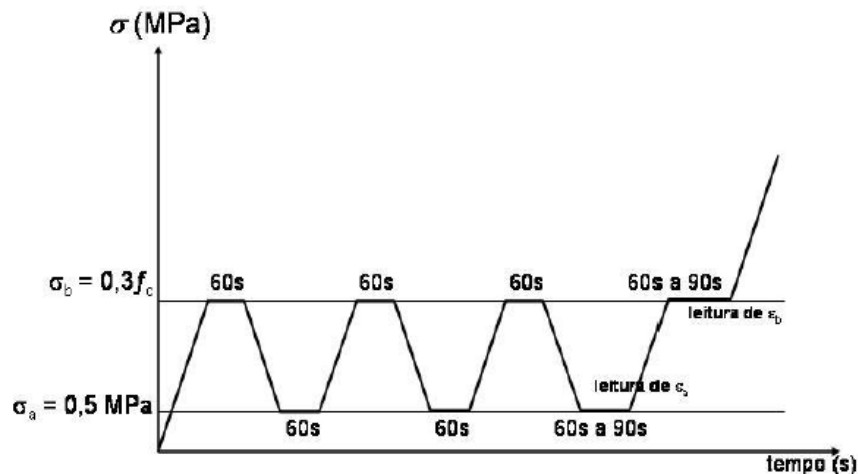


Figura 3.15: Representação esquemática do carregamento para determinação do módulo de elasticidade. (Fonte: NBR 8522, ABNT 2003).

De acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2003), o módulo de elasticidade, em gigapascals, é dado pela fórmula:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} 10^{-3} \quad (3.1)$$

Os resultados encontrados para o módulo de elasticidade, para as diferentes idades, são apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de Módulo de Elasticidade.

Nomenclatura	Cura (dias)	Ensaio	Caminhão	Módulo de Elasticidade (GPa)
CP3_28d1	28	16/02/2018	1	30,75
CP3_28d2	28	16/02/2018	2	26,83
CP3_60d1	60	20/03/2018	1	35,14
CP3_60d2	60	20/03/2018	2	28,15

Completados sete dias da concretagem das estacas, as mesmas foram desformadas, e na sequência inseriu-se os tubos de inclinômetro dentro dos tubos de aço carbono. Sendo os tubos de inclinômetro de 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. O encaixe é feito com o auxílio da cola de PVC, acrescentando 1,5 m ao comprimento total da tubulação.

Considerando que os tubos de aço carbono possuem um diâmetro externo de 101,6 mm, preparou-se uma calda de cimento, destinada em preencher o espaço entre o tubo de inclinômetro e o tubo de aço carbono, tornando o tubo de inclinômetro solidário ao movimento da estaca.

Para mistura da calda de cimento, seguiram-se os procedimentos da NBR 7681 (ABNT, 2013), com razão água/cimento de 0,42. Após a realização da mistura da água e do cimento nas devidas proporções, inseriu-se a mesma entre os tubos. Paralelo a isso, foram elaborados 9 corpos de prova, em moldes prismáticos de 4x4x16 cm, para posterior submissão a ensaios de resistência à compressão simples, em 7, 28 e 60 dias. Após o período de 24 horas de moldagem dos corpos de prova, os mesmos foram desmoldados e levados para a câmara úmida, ficando a curar até o dia do ensaio. A Figura 3.16 mostra os procedimentos para amostragem dos corpos de provas.



Figura 3.16: Procedimentos para amostragem dos corpos de prova de calda de cimento.

Na Tabela 3.11 são apresentados os resultados obtidos de resistência à compressão simples.

Tabela 3.11: Resultados da resistência à compressão simples da calda de cimento.

Número	Nomenclatura	Cura	Ruptura	Resistência à compressão simples (MPa)
1	CP1_1	7	02/02/2018	13,24
	CP2_1	7	02/02/2018	13,54
	CP3_1	7	02/02/2018	13
2	CP1_2	28	23/02/2018	25,5
	CP2_2	28	23/02/2018	25,8
	CP3_2	28	23/02/2018	25,25
3	CP1_3	60	26/03/2018	33,28
	CP2_3	60	26/03/2018	31,87
	CP3_3	60	26/03/2018	30,7

A Figura 3.17 mostra o resultado da resistência à compressão simples para cada dia de cura considerado, e a respectiva resistência média considerando os três dias de cura. Observa-se que a nata de cimento atingiu valores de aproximadamente 30 MPa, visto que a resistência

aumenta com os dias de cura. A estabilização é esperada após os 60 dias, uma vez que o cimento Portland utilizado foi o CP II Z 32, normalizado pela NBR 11578 (ABNT, 1991).

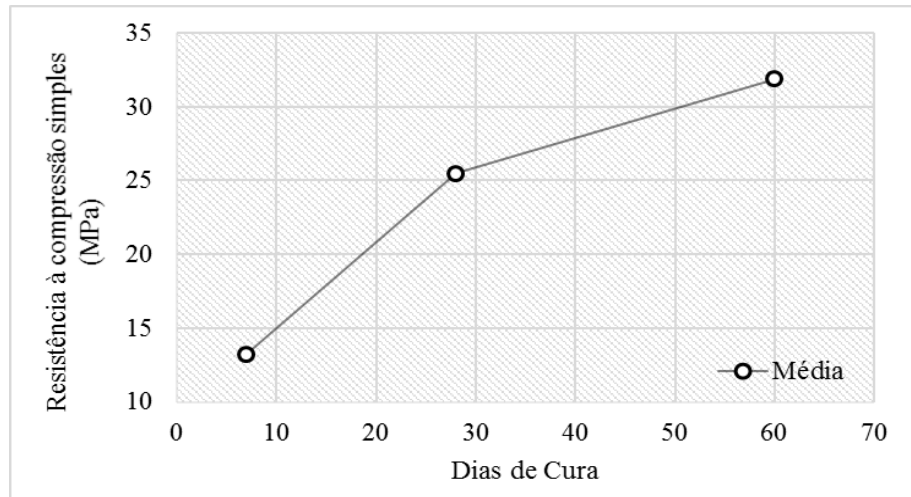


Figura 3.17: Resultados da resistência à compressão simples da nata de cimento em função dos dias de cura.

A Figura 3.18 apresenta o aspecto final do campo experimental, com os tubos de inclinômetro (implantados em apenas uma estaca do par) devidamente inseridos dentro dos tubos de aço carbono.



Figura 3.18: Aspecto final do campo experimental.

### 3.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E DETERMINAÇÃO DAS ETAPAS DE CARREGAMENTO DO ENSAIO

Para realização do ensaio, primeiramente foi estimada a capacidade de carga das fundações executadas, através do *software* LPILE V2018. Os valores considerados para geometria das estacas estão apresentados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12: Notação e geometria de cada configuração L/D das estacas executadas no campo experimental.

Notação	Estaca	Diâmetro	Elevação	Comprimento	Profundidade	
		(m)	$e_y$ (m)	(m)	L (m)	L/D
D0,4_L8	Estaca B	0,40	0,36	8,00	7,64	19,1
D0,4_L8	Estaca A	0,40	0,30	8,00	7,70	19,25
D1_L5	Estaca B	1,00	0,36	5,00	4,64	4,64
D1_L5	Estaca A	1,00	0,30	5,00	4,70	4,70

Como a rigidez do tubo de aço carbono ( $e = 1,5$  mm) não foi suficiente para suprir o vazio de concreto deixado pela inserção dos tubos, considerou-se essa redução na determinação da rigidez das estacas. Sendo essa redução calculada através da determinação da rigidez retirada da estaca, em função do vazio central necessário a colocação do tubo de aço carbono, somado ao valor da rigidez do aço do tubo. Não compensando a diferença entre os dois valores de rigidezes obtidos. Na Tabela 3.13 são apresentados os valores de resistência referentes ao concreto utilizado, obtidos através dos ensaios realizados.

Tabela 3.13: Dados de resistência média do concreto das estacas executadas no campo experimental.

Caminhão	Estaca	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cd}$ (MPa)	$E_{ci}$ (MPa)	$E_{cs}$ (MPa)
1	Estaca B_esq	31,24	22,31	35150	30865,215
2	Estaca A_dir	29,22	20,87	28150	24576,3575

Para cálculo do módulo de deformação secante do concreto ( $E_{cs}$ ), utilizou-se a Expressão

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}, \text{ da NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo } \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0.$$

A Tabela 3.14 contém as propriedades geométricas das estacas executadas no campo experimental.

Tabela 3.14: Propriedades geométricas das estacas executadas no campo experimental.

$D_{int}$ (mm)	$D_{ext}$ (mm)	Área (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	EI (kN.m <sup>2</sup> )
101,6	400	0,117556386	0,94	0,001251407	43986,94
101,6	1000	0,7772908437	3,886454219	0,04908215469	1725237,74

Como já mencionado, as estacas foram armadas ao longo de todo seu comprimento, com aço CA-50. A quantidade de aço utilizada já mencionada foi na Tabela 3.3.

Conforme NSPT, os valores aproximados são apresentados na Tabela 3.15.

Tabela 3.15: Dados do ensaio de sondagem à percussão.

Camada	Profundidade (m)	N <sub>SPT</sub>	
		Mínimo	Máximo
0 - 1 m	1	5	5
1 - 2 m	2	5	6
2 - 3 m	3	4	5
3 - 4 m	4	8	11
4 - 5 m	5	8	10
5 - 6 m	6	15	17,5
6 - 7 m	7	10	12,5
7 - 8 m	8	12,5	15
8 - 9 m	9	12,5	14
9 - 10 m	10	7,5	8
10 - 11 m	11	13,5	13,5
11 - 12 m	12	13,5	16
12 - 13 m	13	8	9
13 - 14 m	14	12	13
14 - 15 m	15	11,5	12,5
15 - 16 m	16	11	12,5

Para as propriedades do solo, os valores indicativos do ângulo de atrito  $\phi'$  e coesão  $c'$ , se basearam nos valores retirados do ensaio triaxial realizado por Donato (2005) *apud* Faro (2014). Para o valor de módulo de elasticidade do solo, optou-se pela escolha do valor determinado por Faro (2014), em função dos valores do ensaio DMT. Os dados referentes ao solo coesivo friccional em estudo, utilizado nas análises, são apresentados na Tabela 3.16.



Tabela 3.16: Propriedades do solo em estudo.

Coesão efetiva $c'$ (kPa)	23,8
Módulo de Young $E_s$ (MPa)	21
Ângulo de atrito $\phi'$ (graus)	31,84
Peso específico natural $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16
Coef. de Poisson $\nu$	0,25
Dilatância $\Psi$	0

Seguindo o mesmo procedimento de Faro (2014) e Born (2015), atribui-se uma única camada, devido a homogeneidade ao longo da profundidade. Ao considerar apenas a ruptura geotécnica, com as estacas trabalhando na faixa de comportamento elástico, baseadas em um deslocamento induzido de 3% do diâmetro, os resultados obtidos através do *software* LPILE 2018, para as duas estacas em estudo, são apresentados na Tabela 3.18.

Tabela 3.17: Estimativa da carga através do LPILE V2018.

Estaca	Diâmetro (mm)	Desloc.		
		máximo (mm)	$H_u$ (kN)	$M_u$ (kN.m)
Flexível	400	12	67,76	82,86
Rígida	100	30	195,83	623,65

### 3.3.1 Execução dos Ensaios de Carregamento Lateral

Considerando que a execução das estacas foi feita no dia 19/01/2018, os ensaios de carregamento lateral foram realizados somente 95 dias após a execução das estacas, nos dias 25 e 26 de abril de 2018, baseados na metodologia proposta pela ASTM D3966 (2007). Devido a inexistência de uma norma brasileira que prescreve os procedimentos para o ensaio de carregamento horizontal.

Nas provas de carga, foi aplicado carregamento controlado na cabeça da estaca. Para cada incremento de carga, determinado antes da execução dos ensaios, realizaram-se 5 ciclos de carga-descarga, seguida da estabilização de cada estágio de carga, ou seja, esperava-se o tempo necessário para consolidação dos deslocamentos.

Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006), que dita o procedimento para provas de carga verticais, cada incremento de carga deve ser mantido por no mínimo 30 minutos, até a

estabilização dos deslocamentos, quando os deslocamentos analisados num mesmo estágio, são inferiores a 5% do deslocamento total obtido no decorrer do início do ensaio, conforme Equação 3.2.

$$L_n - L_{(n-1)} \leq 0,05(L_n - L_1) \quad (3.2)$$

Onde:

$L_n$  = média da leitura dos transdutores de deslocamento em um determinado intervalo de tempo  $t$ ;

$L_{(n-1)}$  = média leitura dos transdutores de deslocamento imediatamente antes de  $L_n$  ;

$L_1$  = primeira leitura da fase de carregamento, obtida logo após o início do estágio de carregamento.

Para cada ciclo de incremento de carga aplicado, efetuava-se a descarga total, e após o quinto ciclo, mantinha-se a carga, até estabilização dos deslocamentos. Logo após, efetuava-se novamente a descarga total, até a estabilização dos deslocamentos também da etapa de descarregamento.

Para cada ciclo de carga e descarga e, após a estabilização de cada incremento de carga, tanto na fase de carregamento quanto de descarregamento, decorria-se o lançamento da sonda torpedo (inclinômetro), para obtenção da deformação da estaca em profundidade.

Para as estacas flexíveis, com 40 centímetros de diâmetro e comprimento de 8 metros, foram realizados pelo menos 5 incrementos de carga. Já para as estacas rígidas, com 100 centímetros de diâmetro e 5 metros de comprimento, foram executados no mínimo 10 incrementos. O acréscimo de carga foi efetuado até a ruptura geotécnica, ou seja, quando a tentativa de estabilização de carga traduzia-se em deslocamentos ainda maiores.

### 3.3.2 Sistema de Reação, Aplicação e Transmissão de Carga

Como foram executadas duas estacas idênticas, o sistema de reação se dava em função de uma estaca reagir contra a outra. A aplicação da carga era efetuada através de um macaco hidráulico, e controlada por meio da bomba hidráulica manual, que continha uma válvula de retenção. Aplicada a carga, a sua transmissão para as estacas se dava por meio de dois tubos mecânicos, em um ponto logo acima da superfície do terreno. Estes tubos, com rótula em uma das extremidades, foram devidamente dimensionados por Faro (2014), de modo a suportar até

123 toneladas de carga axial sem flambagem. O sistema continha também chapas de aço de diferentes espessuras e duas células de carga. Todos os materiais eram rígidos o suficiente, e se mostraram adequados para transmissão do nível de carga requerido.

A Figura 3.19 mostra uma visão geral do ensaio de carregamento horizontal em estacas.

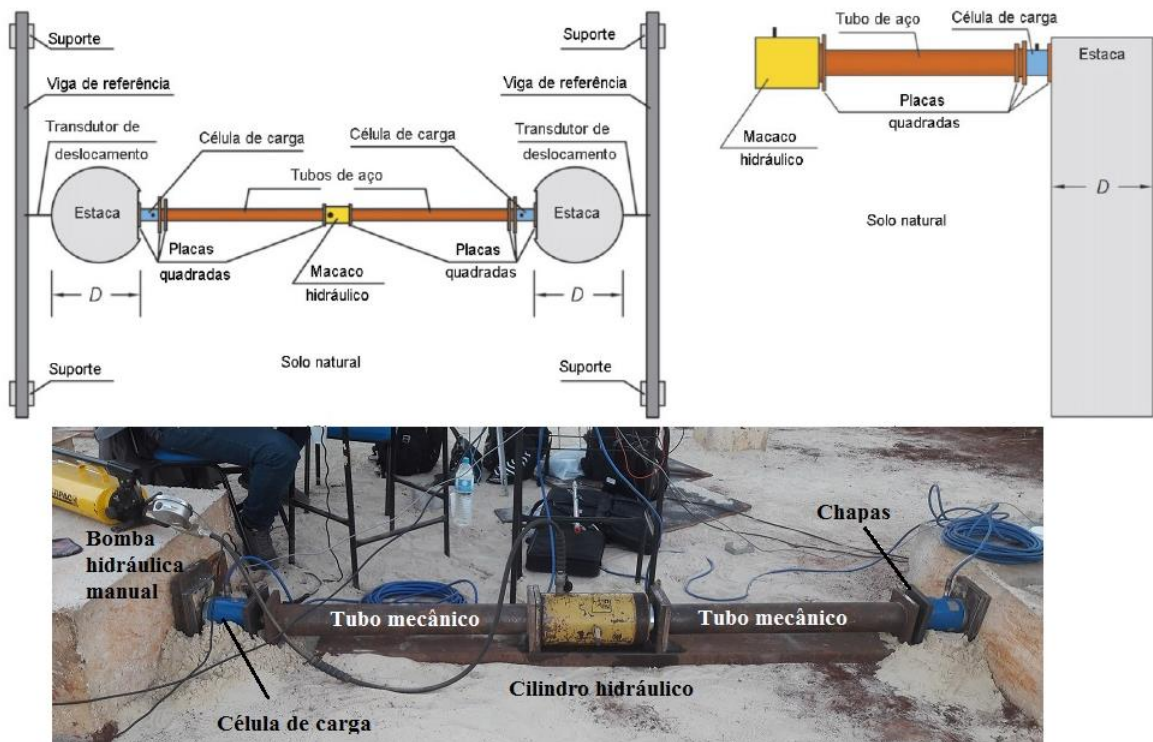


Figura 3.19: Desenho esquemático do procedimento do ensaio e sistema de aplicação e transmissão de carga no ensaio de prova de carga real.

### 3.3.3 Sistema de instrumentação das estacas

Cada estaca foi devidamente monitorada através de um sistema de aquisição de dados composto por: um transdutor de deslocamento, com curso máximo de 50 mm, um relógio comparador, curso máximo de 25,4 mm, e uma célula de carga, com capacidade para 100 toneladas. Sendo os equipamentos, para leitura dos deslocamentos e nível de carga aplicado, devidamente calibrados antes do início da realização dos ensaios.

Conforme demonstrado na Figura 3.21, as células de carga foram posicionadas entre as estacas, transmitindo e lendo a carga imposta. Os transdutores e relógios comparadores foram

posicionados no lado oposta da estaca, fixados acerca de 150 mm da superfície do terreno em uma viga metálica com 3 metros de comprimento, assente sobre pavers de concreto, de modo que ficassem acima do nível do terreno, imóvel e fora da área de influência do ensaio. O posicionamento dos relógios comparadores e transdutores pode ser observado nas Figuras 3.20 e 3.21.



Figura 3.20: relógio comparador e transdutor de deslocamento.



Figura 3.21: Visão geral do sistema montado para leitura dos deslocamentos.

Tanto as células de carga (excitadas por condicionadores de sinal) quanto os transdutores de deslocamentos eram conectados a um *data logger*, da marca MEASUREMENT COMPUTING, modelo LGR – 5320, com 16 entradas analógicas com resolução de 16 bits. Sendo este *data logger* conectado a um computador que, por meio de uma rotina criada no *software* labVIEW, lia e apresentava os resultados em tempo real, através de gráficos. Além

de armazenar os dados a cada 1 segundo, tais medições se mostraram de extrema importância no decorrer do ensaio.

### 3.3.4 Deformação ao longo da profundidade das estacas

Para se obter com elevada precisão a deformação das estacas ao longo da profundidade, utilizou-se um inclinômetro, da marca Geokon, modelo GK - 604D, nos tubos de inclinômetro previamente instalados em uma das estacas de cada par. De acordo com Faro (2014), o uso de um inclinômetro para medição dos deslocamentos horizontais é um processo pioneiro e inovador. Comumente é usado para medida dos deslocamentos horizontais de aterros, encostas, taludes, barragens, escavações, nunca os deslocamentos horizontais de estacas sujeitas a carregamentos laterais FARO (2014).

O modelo GK - 604D é composto por quatro componentes: uma sonda inclinômetro (sensor torpedo); uma unidade de leitura, para leitura e armazenamento dos dados; um módulo remoto, na qual contém um cabo (com marcações a cada 0,5 metros) conectado diretamente na sonda. A unidade de leitura e o módulo remoto se comunicam de forma *wireless* por bluetooth. O quarto componente é uma polia, responsável pelo travamento do cabo, fundamental na execução das medições. Os quatro componentes do sistema podem ser visualizados na Figura 3.22.



Figura 3.22: Componentes do modelo GK - 604D da marca Geokon (Fonte: Manual de instrução da GEOKON, 2018).

A sonda inclinômetro, ou sensor torpedo, usualmente possui dois acelerômetros no seu interior, responsável pelas medidas no eixo A+ e A-, e no eixo ortogonal, B+ e B-. Possibilitando a determinação das medidas de deslocamentos em 360° em torno da estaca (Figura 3.23).

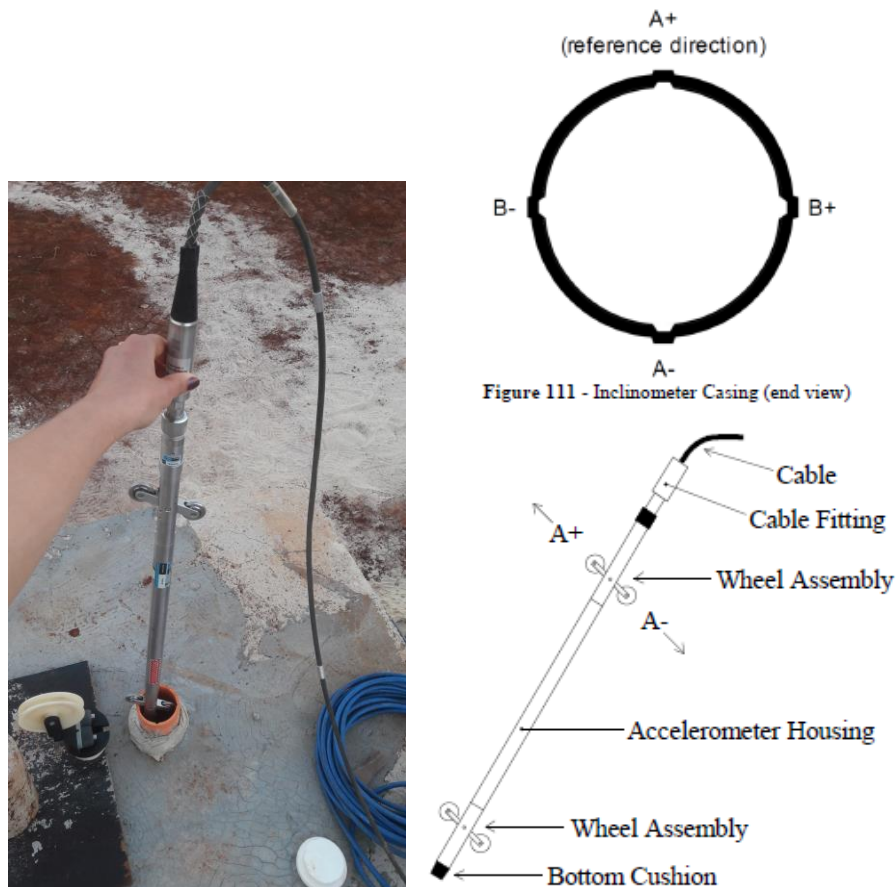


Figura 3.23: Detalhe da sonda inclinômetro e do tubo de inclinômetro (Fonte: Manual de instrução da GEOKON, 2018).

Durante a operação, o torpedo (sonda inclinômetro) foi lançado até à base da tubulação e erguido lentamente, efetuando-se leituras a cada 0,5 metros, através da detecção das mudanças na inclinação causadas pelo movimento do solo. Com o deslocamento angular, a inclinação do torpedo é convertida em deslocamento horizontal pelo próprio software do GK - 604D.

Antes de qualquer aplicação de carga, efetuou-se uma leitura inicial, denominada leitura de calibração. Tendo por base essa leitura, os torpedos foram lançados após a realização dos ciclos de carga-descarga, estabilização dos incrementos de carregamento e também, após a

estabilização dos deslocamentos no descarregamento. A Figura 3.24 apresenta a sua utilização em campo experimental.



Figura 3.24: Utilização do inclinômetro em campo experimental.

## 4 METODOLOGIA DE ANÁLISE CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Nesta seção, são apresentados os resultados das provas de carga que se resumem nas curvas carga *versus* deflexão da estaca isolada, em condição de umidade natural. Esta pesquisa foi retroanalisada exclusivamente pelo método das curvas p-y, com resolução numérica pelo método das diferenças finitas, através do *software* LPILE V2018. Como já mencionado, antes da realização de cada ensaio, foi feita a previsão da capacidade de carga *versus* deslocamento para cada estaca. Entretanto, os valores estimados apresentaram diferenças significativas da carga máxima de ruptura obtida no ensaio, como será mostrado na sequência.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

#### 4.1.1 Estacas flexíveis D0,4\_L8

Na definição das dimensões para análise, seguiram-se estritamente as medidas executadas em campo experimental (Tabela 3.12). A seção transversal das estacas flexíveis executadas, e posteriormente inseridas no *software*, é apresentada na Figura 4.1.

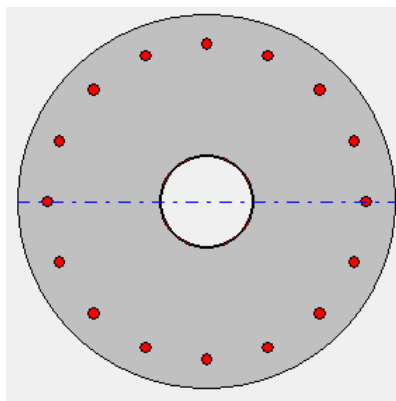


Figura 4.1: Representação da seção transversal da Estaca 1 no *software* LPILE V2018 (Fonte: LPILE, 2018).

Como a estaca foi analisada como uma peça linear caracterizada por dada rigidez à flexão, a relação do comportamento estrutural dos materiais é dada pelo módulo de elasticidade. Desta forma, os dados geométricos da estaca e propriedades do concreto, inseridos no programa, são aqueles apresentados na Tabela 4.1.



Tabela 4.1: Propriedades geométricas e de resistência do concreto (estacas D0,4\_L8).

<b>Dados Concreto</b>	<b>Estaca D0,4_L8</b>
Área (m <sup>2</sup> )	0,117556386
Volume (m <sup>3</sup> )	0,94
I (m <sup>4</sup> )	0,001251407
$f_{ck}$ (MPa)	25
$f_{cd}$ (MPa)	17,85
$E_{ci}$ (MPa)	35150
$E_{cs}$ (MPa)	30316,87
EI (kN.m <sup>2</sup> )	43986,94
EA (kN)	4132106,98

Com aço CA-50, módulo de elasticidade de 210 GPa, as propriedades e quantidade de aço da armadura das estacas flexíveis são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Propriedades geométricas e de resistência do aço (estacas D0,4\_L8).

<b>Dados aço CA-50</b>	<b>Estaca D0,4_L8</b>
$f_{yk}$ (MPa)	500
$f_{yd}$ (MPa)	357,14
Área tubo (m <sup>2</sup> )	0,00047171
Área bitolas (m <sup>2</sup> )	0,001963495
$I_{aço}$ (m <sup>4</sup> )	2,3175E-05
$EI_{aço}$ (kN.m <sup>2</sup> )	4866,74
$EA_{aço}$ (kN)	511393,16
Taxa de aço	2,07 %

As propriedades totais, somando os valores do aço e do concreto, são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Dados de resistência total (estacas D0,4\_L8).

<b>Dados de resistência</b>	<b>Estaca D0,4_L8</b>
$EI_{total}$ (kN.m <sup>2</sup> )	48739,65
$EA_{total}$ (kN)	4643500,14
$A_{Stotal}$ (m <sup>2</sup> )	0,002435

#### 4.1.2 Estacas rígidas D1\_L5

Seguiram-se também, para o caso das estacas rígidas, as medidas executadas em campo experimental (Tabela 3.12). A seção transversal das estacas da configuração D1\_L5, é apresentada na Figura 4.2.

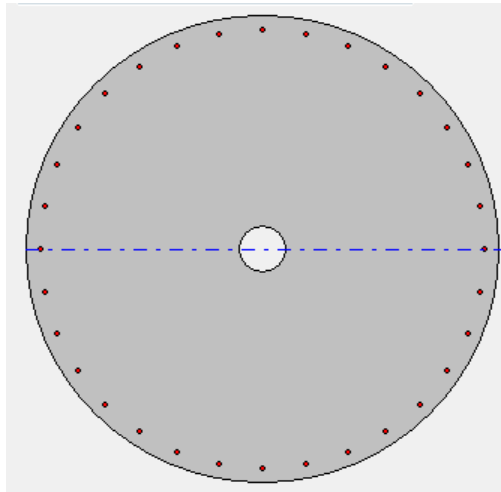


Figura 4.2: Representação da seção transversal da estaca rígida D1\_L5, inserida no *software* LPILE V2018 (Fonte: LPILE, 2018).

Dados geométricos da estaca e propriedades do concreto, que posteriormente foram inseridos no programa, são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Propriedades geométricas e de resistência do concreto (estacas D1\_L5).

<b>Dados Concreto</b>	<b>Estaca D1_L5</b>
Área (m <sup>2</sup> )	0,7772908437
Volume (m <sup>3</sup> )	3,89
I (m <sup>4</sup> )	0,04908215469
$f_{ck}$ (MPa)	25
$f_{cd}$ (MPa)	17,85
$E_{ci}$ (MPa)	35150
$E_{cs}$ (MPa)	30316,87
EI (kN.m <sup>2</sup> )	1725237,7
EA (kN)	27321743,5

Com aço CA-50, contendo módulo de elasticidade de 210 GPa, as propriedades e quantidade de aço da armadura das estacas rígidas são apresentadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Propriedades geométricas e de resistência do aço (estacas D1\_L5).

<b>Dados aço CA-50</b>	<b>Estaca D1_L5</b>
$f_{yk}$ (MPa)	500
$f_{yd}$ (MPa)	357,14
Área tubo (m <sup>2</sup> )	0,000472
Área bitolas (m <sup>2</sup> )	0,00393
$I_{aço}$ (m <sup>4</sup> )	3,8376E-05
$EI_{aço}$ (kN.m <sup>2</sup> )	80589,6
$EA_{aço}$ (kN)	923601
Taxa de aço	0,566 %

As propriedades geométricas e de resistência totais, considerando os valores do aço e do concreto das estacas rígidas, são apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Dados de resistência total das estacas em comparação.

<b>Dados de resistência</b>	<b>Estaca D1_L5</b>
$EI_{total}$ (kN.m <sup>2</sup> )	1805827,3
$EA_{total}$ (kN)	28245344,5
$A_{Stotal}$ (m <sup>2</sup> )	0,004398

#### 4.1.3 Parâmetros do solo coesivo friccional

A reação lateral do solo foi analisada através de curvas de transferência de carga chamadas de curvas  $p-y$ . O método das curvas  $p-y$  nada mais é que um refinamento da hipótese de Winkler, na qual modela o comportamento do solo considerando um coeficiente de reação horizontal. O comportamento não contínuo do solo é definido substituindo-o por molas que conferem comportamento não-linear, variando conforme o tipo do solo, profundidade e solicitação lateral.

Por se tratar de um solo com parâmetros de coesão e ângulo de atrito, a determinação das curvas  $p-y$  foi feita internamente pelo programa seguindo as formulações de Mokwa *et. al* (1999), na qual avalia a resposta lateral em solos coesivos friccionalis. Desta forma, para definição das propriedades do solo, considerando as diversas classificações disponíveis no *software* LPILE V2018, optou-se por aquela em que os seguintes dados como peso específico ( $\gamma$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ), coesão efetiva ( $c'$ ), fator de resistência ( $\epsilon_{50}$ ) e coeficiente de reação horizontal do solo ( $K_h$ ), pudessem ser inseridos.

Para o valor de  $\varepsilon_{50}$  adotou-se o recomendado pelo manual técnico da Ensoft (Figura 4.3), considerando uma argila mole.

Consistency of Clay	$\varepsilon_{50}$
Soft	0.020
Medium	0.010
Stiff	0.005

Figura 4.3: Valores recomendados para o fator de resistência  $\varepsilon_{50}$ .  
(Fonte: ENSOFT, 2017).

Com base nos ensaios de placa horizontal de Silva (2018), realizados no campo experimental em estudo, para definição do coeficiente de reação horizontal do solo ( $K_h$ ), foi averiguado inconsistência em relação a sua distribuição ao longo da profundidade. O Autor realizou ensaios em profundidades de 50, 100, 150 e 200 centímetros, constatando inconsistência e indefinição da distribuição desse coeficiente ao longo da profundidade. Em análise aos dados obtidos por Silva (2018), este resultado indesejado pode ter sido em decorrência de algum erro ligado a execução do ensaio, por constituir-se em um processo oneroso e delicado, onde qualquer erro pode afetar significativamente os resultados. Silva (2018), explica que essa inconsistência pode ser devido a heterogeneidade do solo, descoberta pelo Autor durante os ensaios, quando identificada a presença de um solo arenoso, de baixa coesão e resistência, a profundidades entre 150 e 200 cm. Entretanto, essa afirmação contraria a hipótese de que esse coeficiente seria constante ao longo da profundidade, como demonstrado nos ensaios SPT, CPT e DMT, citados nesse trabalho. Com base nas verificações apontadas, devido a indefinição deste coeficiente de reação horizontal do solo ( $K_h$ ), o seu valor foi estimado por retroanálise, através de tentativa e erro, até que os valores dos deslocamentos obtidos pelo *software* resultassem em valores muito próximos aos deslocamentos obtidos no ensaio de prova de carga real, medidos com o auxílio do inclinômetro.

Os valores correspondentes aos parâmetros do solo, baseados inicialmente nos ensaios de Donato (2005), definidos para cada camada considerada, na retroanálise das estacas flexíveis, são apresentados na Figura 4.4.

Profundidade	$K_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	$K_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	Ângulo de atrito $\phi$	Strain Factor $\epsilon_{50}$
0 - 0.6	10	10000	17	23.80	31.84	0.02
0.6 - 1.0	12.5	12500	17	23.80	31.84	0.02
1 - 1.2	15	15000	17.5	23.80	31.84	0.02
1.2 - 1.4	17.5	17500	17.5	23.80	31.84	0.02
1.4 - 1.6	20	20000	17.5	23.80	31.84	0.02
1.6 - 1.8	22.5	22500	17.5	23.80	31.84	0.02
1.8 - 3.0	25	25000	17.5	23.80	31.84	0.02
3.0 - 5.0	25.5	25500	18	23.80	31.84	0.02
5.0 - 9.0	50	50000	18	23.80	31.84	0.02
9.0 - 16	25	25000	17	23.80	31.84	0.02

Figura 4.4: Dados das diferentes camadas do solo, inseridos no programa LPILE V2018, para as estacas flexíveis (estacas D0,4\_L8).

O valor de  $K_h$ , de acordo com a hipótese de Winkler, se dá em função de uma suposta tensão normal atuante na área frontal da estrutura, perpendicularmente ao seu deslocamento. Na retroanálise das estacas rígidas de grande diâmetro, o coeficiente de reação horizontal do solo ( $K_h$ ) adotado, é cerca de 40% do valor estimado na retroanálise das estacas flexíveis.

Os valores correspondentes as propriedades do solo inseridas no *software*, definidos para cada camada considerada, na retroanálise das estacas rígidas, são apresentados na Figura 4.5.

Profundidade	$K_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	Ângulo de atrito $\phi$	Strain Factor $\epsilon_{50}$
0 - 0.6	5.5	17	23.80	31.84	0.02
0.6 - 1.2	6	17.5	23.80	31.84	0.02
1.2 - 1.4	6.5	17.5	23.80	31.84	0.02
1.4 - 1.6	7	17.5	23.80	31.84	0.02
1.6 - 1.8	7.5	17.5	23.80	31.84	0.02
1.8 - 3.0	8	18	23.80	31.84	0.02
3.0 - 15.0	8.5	17	23.80	31.84	0.02

Figura 4.5: Dados das diferentes camadas do solo, inseridos no programa LPILE V2018, para as estacas rígidas (estacas D1\_L5).

## 4.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios de prova de carga que se resumem nas curvas carga *versus* deslocamento das estacas rígidas e flexíveis.

### 4.2.1 CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO DAS ESTACAS FLEXÍVEIS

Na Figura 4.6 são apresentados os resultados de carregamento lateral, carga *versus* deslocamento, efetuado no par de estacas flexíveis, com diâmetro de 40 centímetros e comprimento de 8 metros.

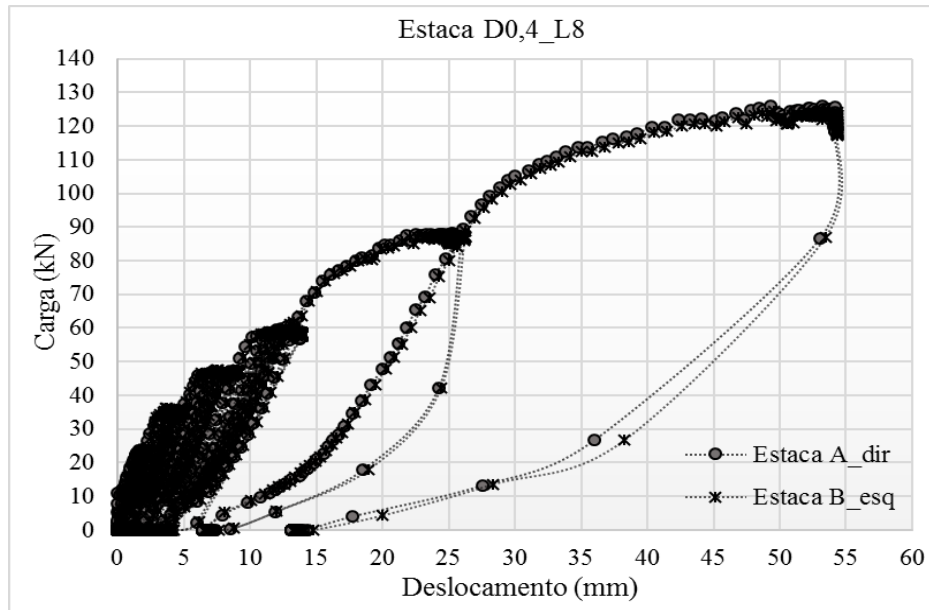


Figura 4.6: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D0,4\_L8.

Verifica-se boa similaridade entre as curvas carga *versus* deslocamento das duas estacas idênticas, obtidas no ensaio de prova de carga real. Observa-se a parte inicial, até 60 kN, correspondente a etapa em que foram realizados ciclos de carga-descarga, e a parte final, em que se aplicou carga até a percepção da ruptura geotécnica da fundação. Conforme pode ser observado na Figura 4.6, cargas de aproximadamente 120 kN evidenciaram a ruptura do sistema solo-estaca flexível, em deslocamentos de aproximadamente 40 mm.

Conforme Tabela 3.18, a carga última estimada para ruptura geotécnica foi de 68 kN, em um deslocamento de 12 mm, correspondente a 3% do diâmetro da estaca. Na prova de carga real, considerando os ciclos de carga-descarga, para essa mesma carga, os deslocamentos atingiram valores de aproximadamente 15 mm (Figura 4.6). Diferença esta, que pode ser atribuída a fluência resultante da realização dos ciclos de carga-descarga.

No ensaio real aplicou-se carga até a obtenção da ruptura geotécnica. Ou seja, quando a aplicação de certo carregamento resultou no recalque incessante do solo circundante à estaca, o qual só foi interrompido quando reduzida a carga aplicada. A ruptura do elemento estrutural não pôde ser observada em campo, desta forma, a realização do ensaio complementar PIT (Pile Integrity Test) revelou-se essencial para posterior averiguação da integridade da estaca.

Nas Figuras 4.7 e 4.8 são apresentados os gráficos para cada estaca da configuração D0,4\_L8 separadamente. Como forma de identificação, foram denominadas como “Estaca A\_dir”, estaca da direita e, “Estaca B\_esq”, estaca da esquerda.

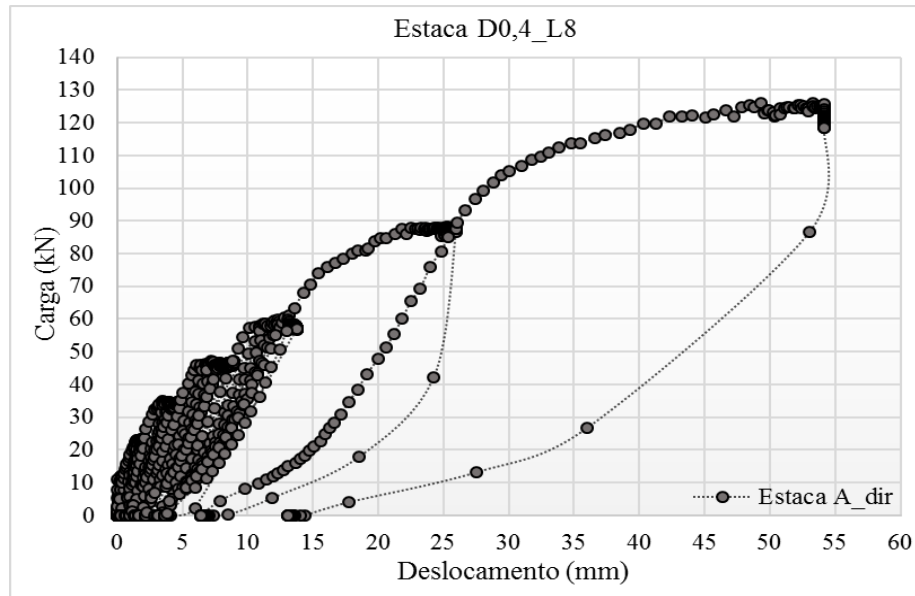


Figura 4.7: Resultado do ensaio de carregamento lateral para D0,4\_L8, Estaca A\_dir.

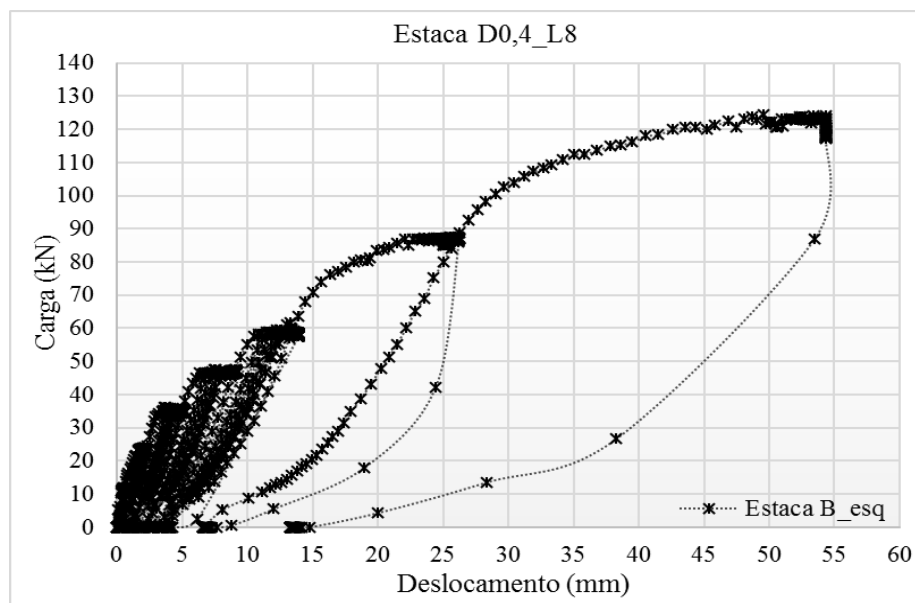


Figura 4.8: Resultado do ensaio de carregamento lateral para D0,4\_L8, Estaca B\_esq.

Plotou-se também, de forma separada, a etapa de carga-descarga, seguida de carregamento e descarregamento, nos incrementos de carga de até 60 kN. A Figura 4.9 apresenta o comportamento carga *versus* deslocamento obtido na etapa de carga-descarga para a estaca A, da direita, e a Figura 4.10 para a estaca B, da esquerda.

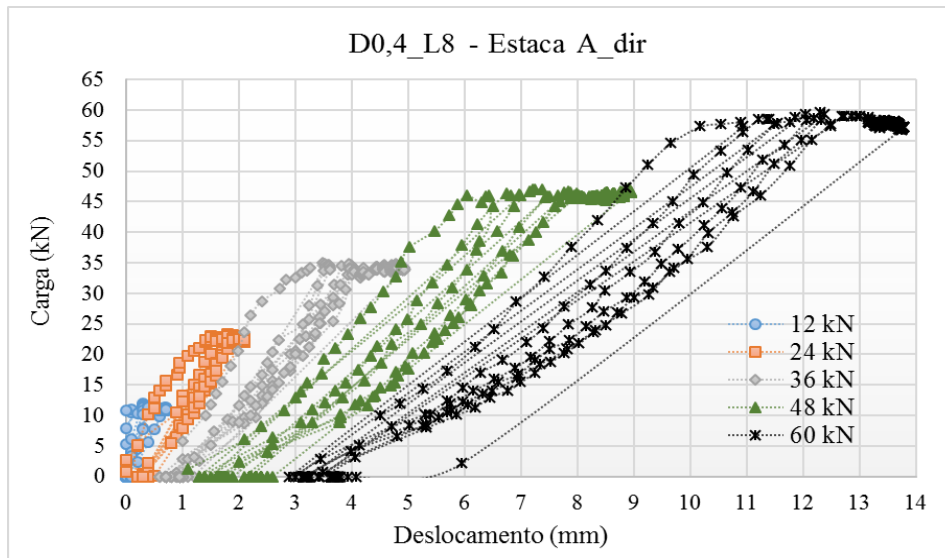


Figura 4.9: Carga *versus* deslocamento para cada incremento de carga – Estaca A\_dir.

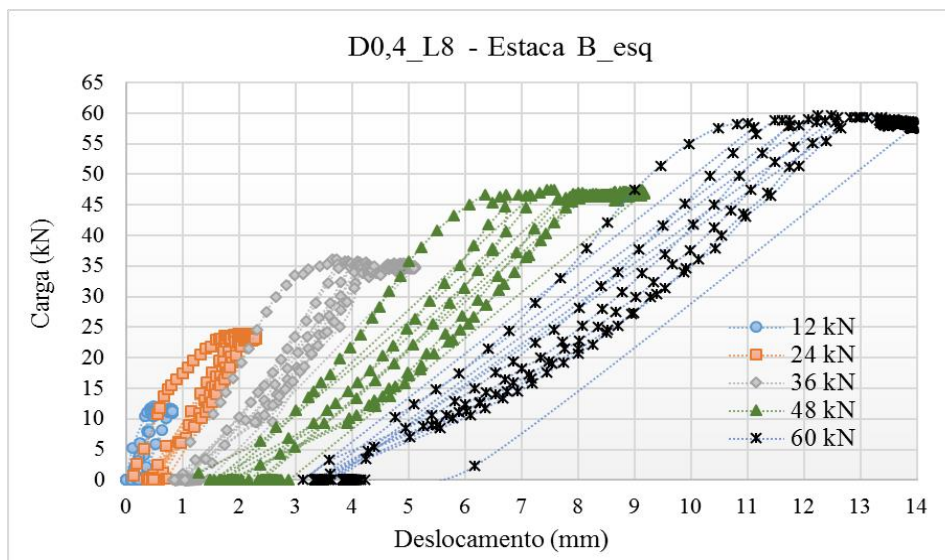


Figura 4.10: Carga *versus* deslocamento para cada incremento de carga – Estaca B\_esq.



Plotou-se também, cada incremento de forma separada de forma a destacar os cinco ciclos de carga-descarga executados, para a estaca B, da esquerda, sendo que nesta estaca foram realizadas as medidas de deflexão lateral efetuadas com o uso do inclinômetro.

A Figura 4.11 apresenta os resultados obtidos no ensaio de prova de carga realizado para cargas de aproximadamente 12 kN. E na Figura 4.12 para cargas de aproximadamente 24 kN.

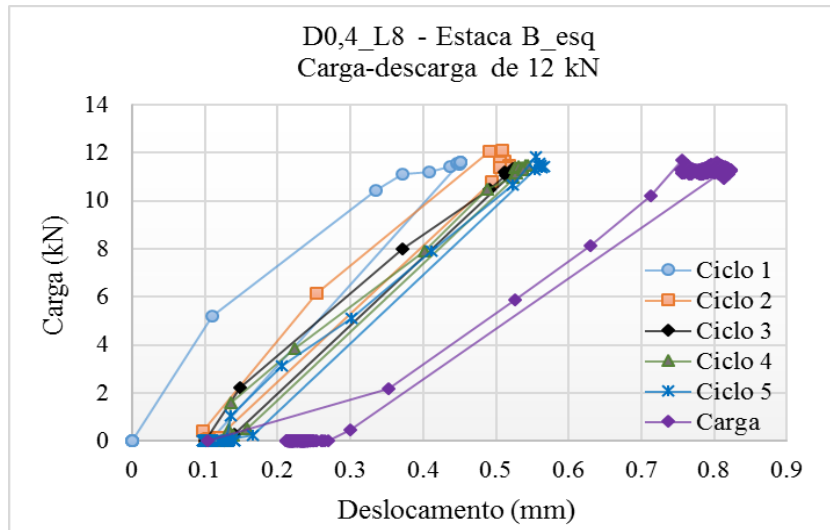


Figura 4.11: Ciclos de carga-descarga (12 kN).

Nota-se uma não-linearidade nos deslocamentos, o que pode estar associada a fissuração do concreto devido a degradação inicial da rigidez.

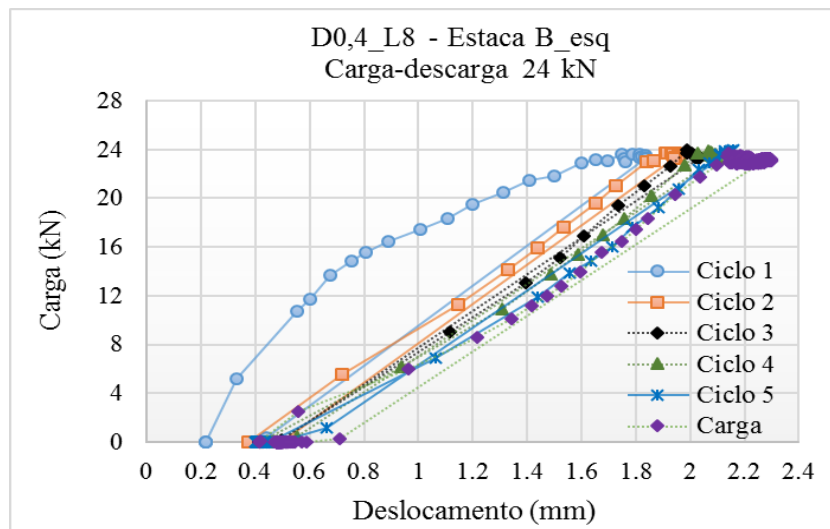


Figura 4.12: Ciclos de carga-descarga (24 kN).

Mesmo para aplicação de cargas em instantes relativamente curtos, em termos de segundos, no caso dos ciclos de carga-descarga citados, a fundação apresenta deslocamentos que, por menor que sejam, são permanentes.

A Figura 4.13 apresenta os resultados para cargas de aproximadamente 36 kN.

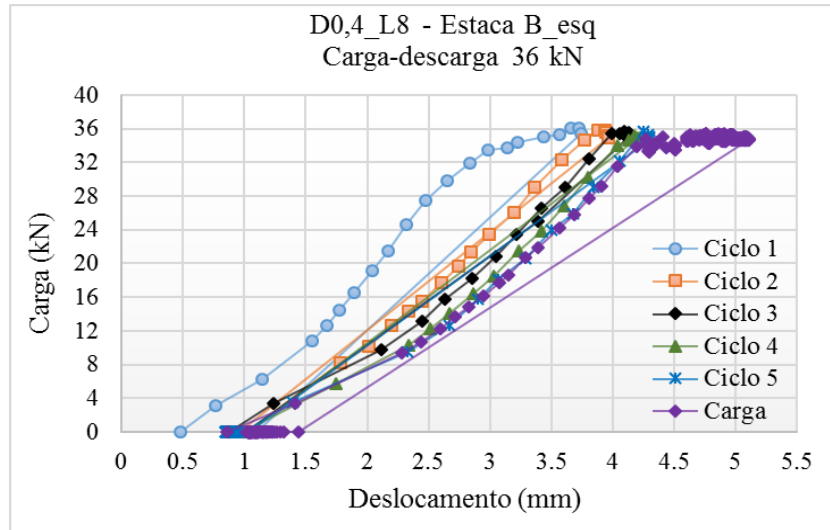


Figura 4.13: Ciclos de carga-descarga (36 kN).

Na Figura 4.14 os resultados para cargas de aproximadamente 48 kN.

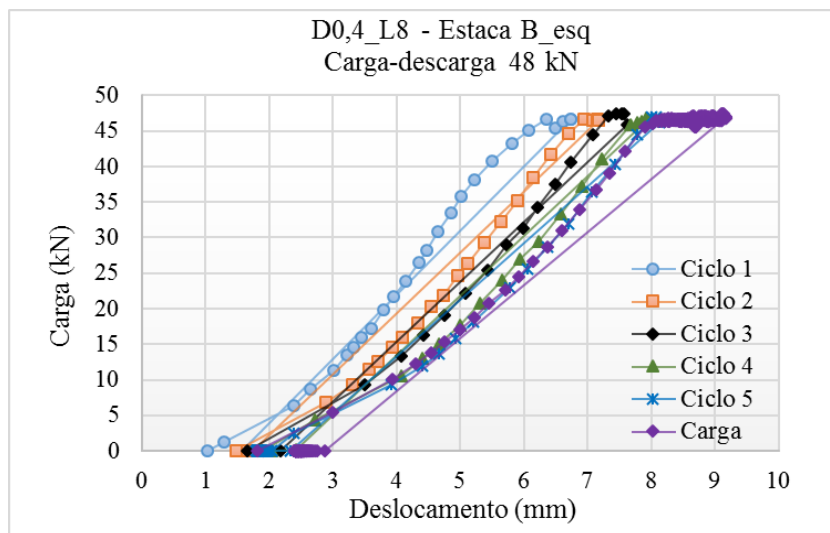


Figura 4.14: Ciclos de carga-descarga (48 kN).

Por fim, a Figura 4.15 mostra os resultados para cargas de aproximadamente 60 kN, referentes ao último carregamento em que foram realizados ciclos de carga-descarga.

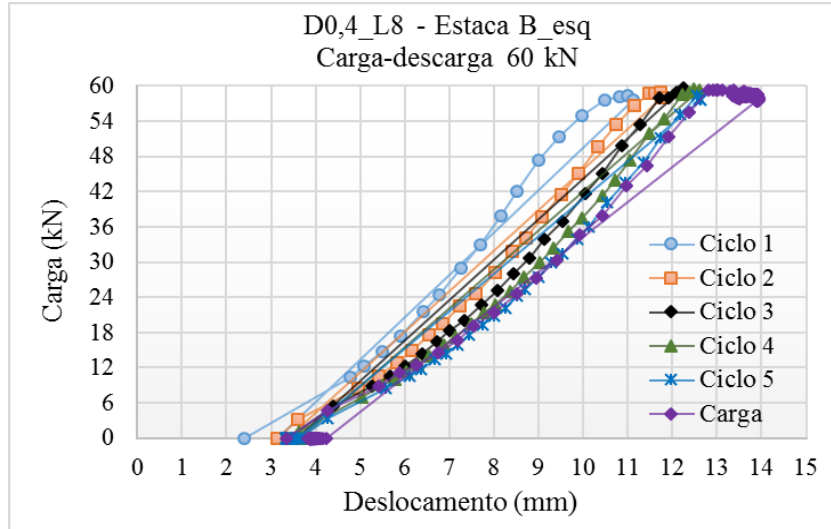


Figura 4.15: Ciclos de carga-descarga (60 kN).

A Figura 4.16 apresenta os valores correspondentes ao carregamento final, dada a etapa de ciclos de carga-descarga, na qual aplicou-se carga até 86 kN, permanecendo o tempo necessário para estabilização dos deslocamentos. Na sequência aplicou-se carregamento gradativo até evidenciar a ruptura da fundação, notada em aproximadamente 120 kN.

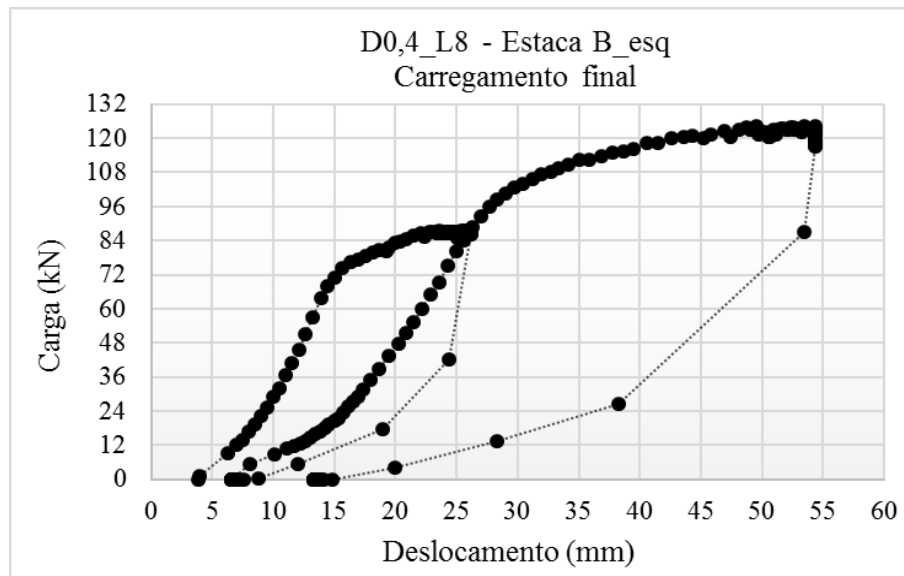


Figura 4.16: Etapa da fase final de carregamento.

A Tabela 4.7, contém, de forma resumida, o deslocamento máximo resultante de cada etapa da fase de ciclo carga-descarga, estabilização do carregamento e descarregamento total. Vale ressaltar, que, durante o ensaio, após o quinto ciclo, esperava-se em torno de 15 minutos para

a devida estabilização dos deslocamentos, na descarga. Desta forma, o valor correspondente a essa etapa, é inferior ao obtido no quarto ciclo, devido a parcela de recuperação do solo.

Tabela 4.7: Deslocamentos obtidos nas diferentes fases do ensaio, para cada incremento considerado.

<b>Carregamento de 12 kN</b>			<b>Carregamento de 24 kN</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Ciclo	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1	0,45	0,1	1	1,83	0,37
2	0,51	0,11	2	1,94	0,48
3	0,53	0,13	3	2,03	0,41
4	0,54	0,13	4	2,1	0,45
5	0,55	0,1	5	2,15	0,41
Carga	0,82	0,22	Carga	2,29	0,48
<b>Carregamento de 36 kN</b>			<b>Carregamento de 48 kN</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Ciclo	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1	3,73	0,8	1	6,61	1,48
2	3,96	0,87	2	7,16	1,66
3	4,12	0,98	3	7,62	1,9
4	4,2	1,04	4	7,95	2,03
5	4,29	0,86	5	8,13	1,81
Carga	5,1	1,03	Carga	9,17	2,04
<b>Carregamento de 60 kN</b>			<b>Carregamento até Ruptura</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Carga (kN)	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga			
1	11	3,13	70.85	15.06	
2	11,77	3,37	76.24	16.31	
3	12,23	3,57	86.61	26.13	
4	12,59	3,64	98.26	28.28	
5	12,64	3,35	124.23	53.40	
Carga	13,91	3,84	Desc.Final	13,3	

Conforme pode ser observado na Tabela 4.7, quanto menor o incremento de carga, maior a capacidade de recuperação dos deslocamentos, tanto na fase de ciclos de carga-descarga, quanto na fase de carregamento.

#### 4.2.2 CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO DAS ESTACAS RÍGIDAS

Na Figura 4.17 são apresentados os resultados de carregamento lateral efetuado no par de estacas rígidas, com diâmetro de 100 centímetros e comprimento de 5 metros.

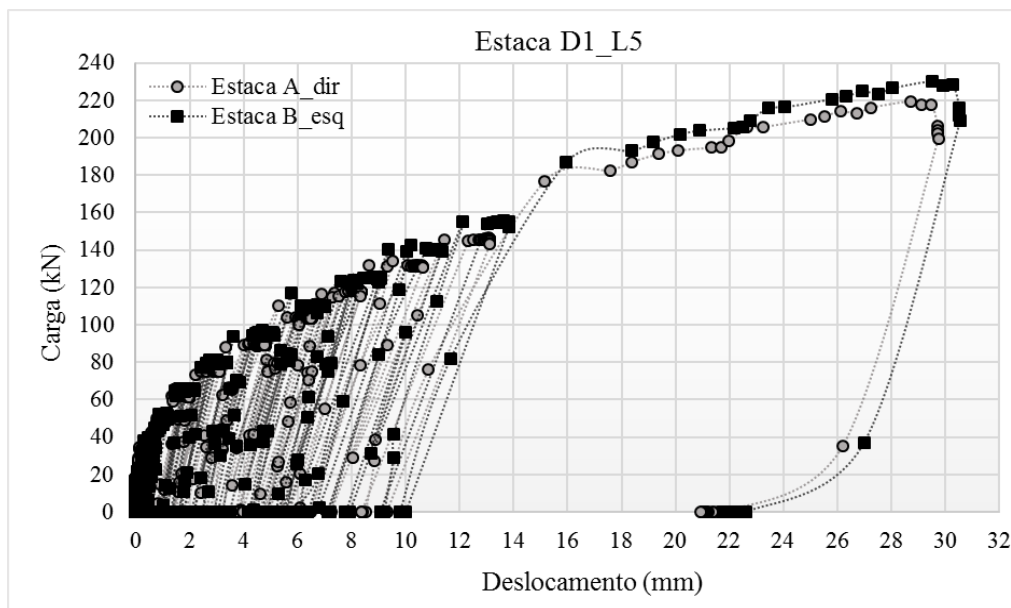


Figura 4.17: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D1\_L5.

Da mesma forma que nas estacas flexíveis, nota-se boa similaridade entre as curvas das duas estacas idênticas. A carga última estimada foi de 196 kN, para um deslocamento de 30 mm, correspondente a 3% do diâmetro da estaca, conforme Tabela 3.18. No ensaio de prova de carga real, considerando ciclos de carga-descarga, para essa mesma carga conseguiu-se deslocamentos de aproximadamente 22,5 mm. Para um carregamento de aproximadamente 220 kN, atingiu-se a ruptura do sistema solo-estaca, diante de deslocamentos de 30 mm. A aceção especial do termo ruptura é restrita à conceituação de capacidade de carga em termos geotécnicos para o caso de estacas curtas, no qual o material da estaca é considerado suficientemente resistente para que não haja ruptura da própria estaca.

A diferença encontrada entre a previsão e o resultado real obtido no ensaio foi mais acentuada no caso das estacas flexíveis. Diferença esta, que pode estar vinculada ao fato de que na estaca rígida os incrementos de carga foram adotados a 10% da carga estimada, enquanto que para a estaca flexível, em torno de 20% da carga máxima de ruptura estipulada. No intuito de detalhar melhor o comportamento de estacas extremamente rígidas, uma vez que na bibliografia dificilmente encontram-se estudos para esta situação de análise. Desta forma, o número de ciclos de carga-descarga realizados na estaca rígida foi o dobro dos realizados na estaca flexível. Logo, como demonstrado anteriormente, os ciclos por menor que sejam, acabam por intensificar os deslocamentos permanentes. Isto leva a crer que, quanto maior a

frequência de ocorrência das cargas-descargas, antecipar-se-á a ruptura geotécnica da fundação.

Nas Figuras 4.18 e 4.19 são apresentados os gráficos para cada estaca da configuração D1\_L5 separadamente.

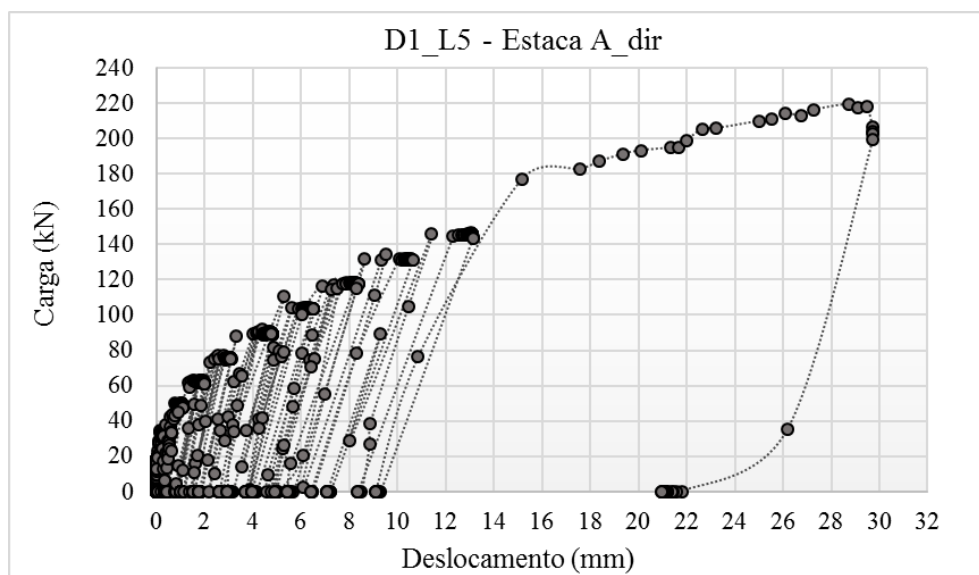


Figura 4.18: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D1\_L5, Estaca A\_dir.

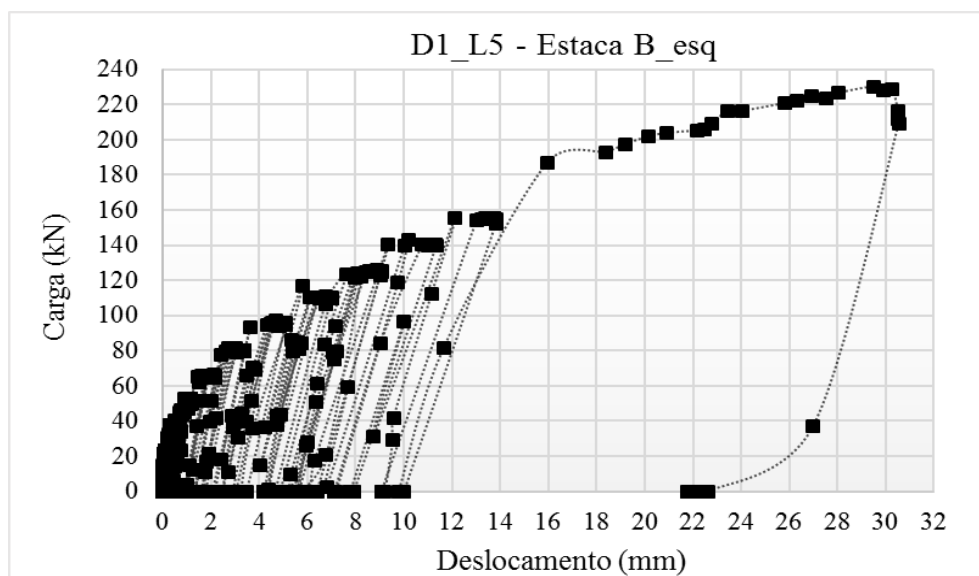


Figura 4.19: Resultados do ensaio de carregamento lateral para D1\_L5, Estaca B\_esq.

Plotou-se também, de forma separada, a etapa de ciclos carga-descarga, seguida de carregamento e descarregamento, para cada incremento, até 150 kN. A Figura 4.20 apresenta o comportamento carga *versus* deslocamento obtido na etapa de carga-descarga para a estaca A, da direita, e a Figura 4.21 para a estaca B, da esquerda.

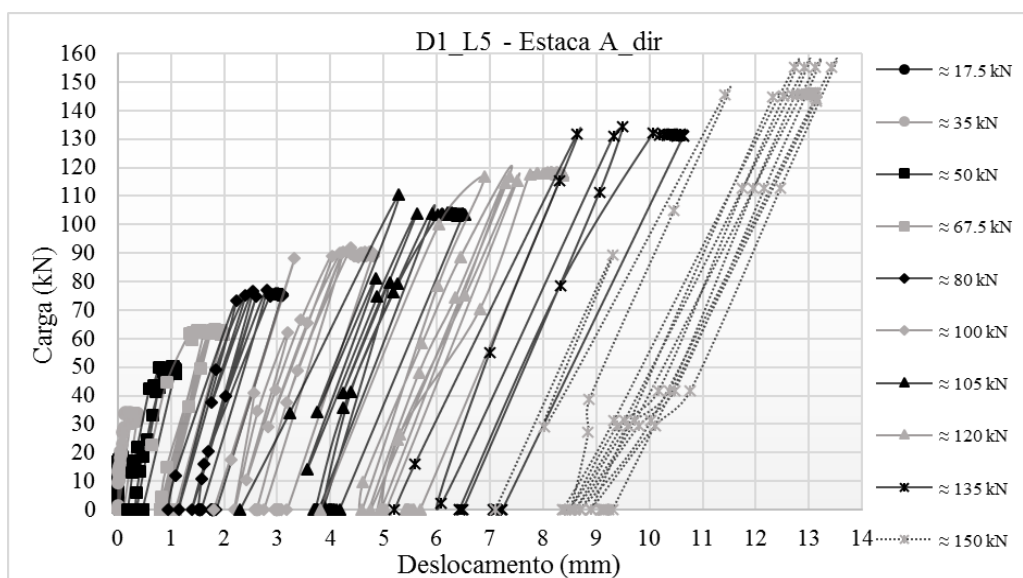


Figura 4.20: Carga *versus* deslocamento para cada incremento de carga – Estaca A\_dir.

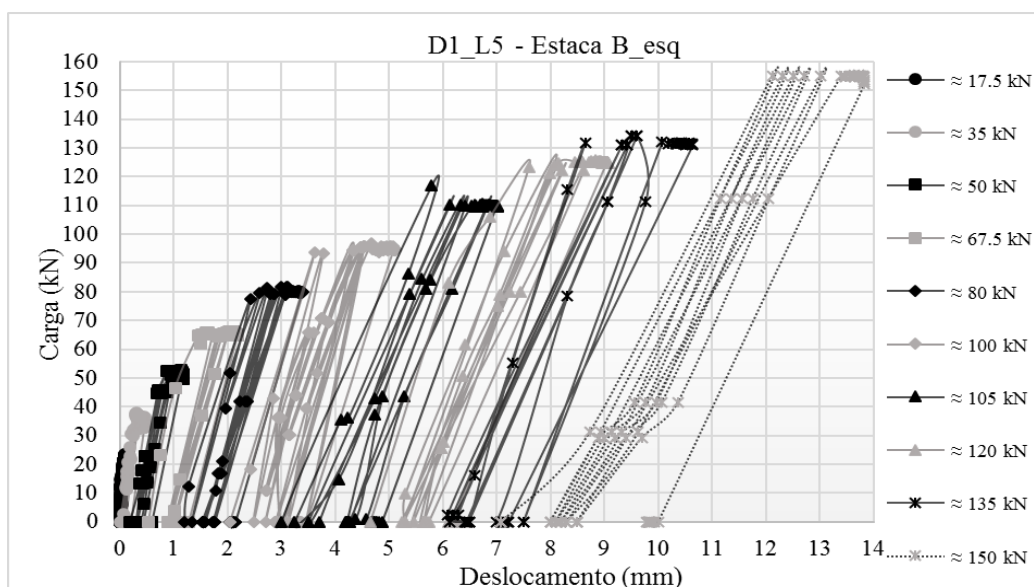


Figura 4.21: Carga *versus* deslocamento para cada incremento de carga – Estaca B\_esq.

De maneira a visualizar melhor o comportamento do sistema na etapa de ciclos de carga-descarga, plotou-se apenas para alguns incrementos separadamente, de forma a destacar os cinco ciclos de carga-descarga executados. Da mesma forma que para a estaca flexível, optou-se pela demonstração do comportamento para a estaca B, da esquerda, na qual foram realizadas medidas de deflexão lateral efetuadas com o uso do inclinômetro.

A Figura 4.22 apresenta os resultados obtidos no ensaio para cargas de aproximadamente 50 kN.

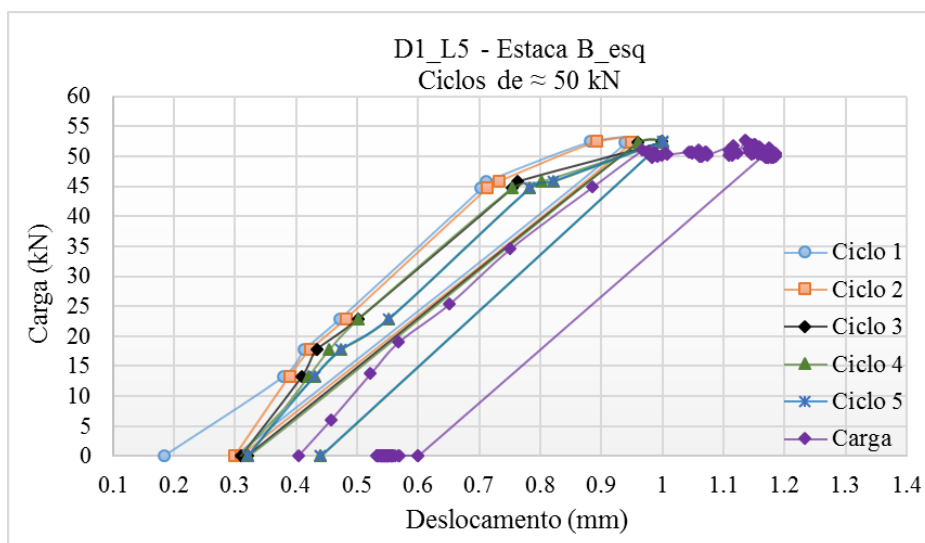


Figura 4.22: Ciclos de carga-descarga ( $\approx$  50 kN).

Nota-se que, mesmo com a aplicação da carga em instantes relativamente curtos, em termos de segundos, apesar de elevada rigidez a fundação apresenta deslocamentos que, por menor que sejam, são permanentes.

A Figura 4.23 apresenta os resultados para cargas de aproximadamente 67.5 kN.



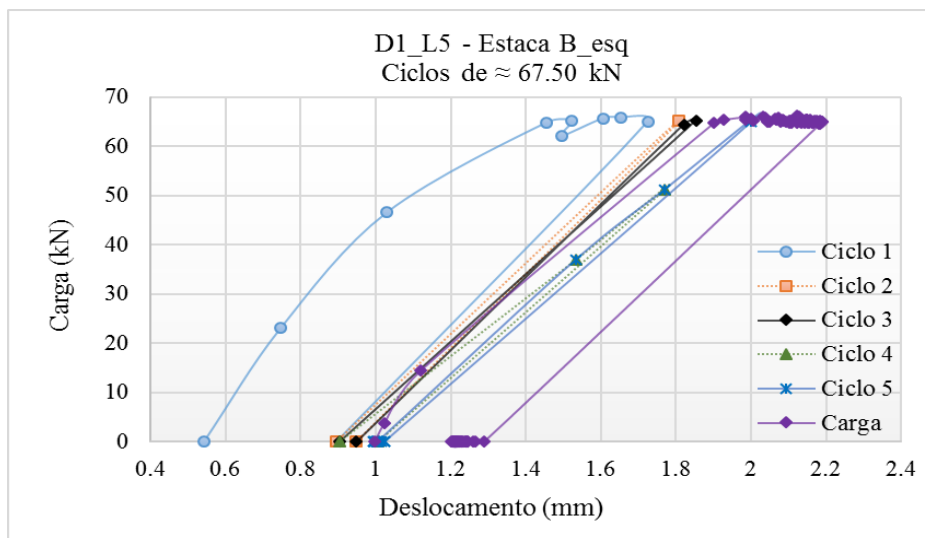


Figura 4.23: ciclos de carga-descarga ( $\approx 67.5$  kN).

Na Figura 4.24 são apresentados os resultados para cargas de aproximadamente 150 kN.

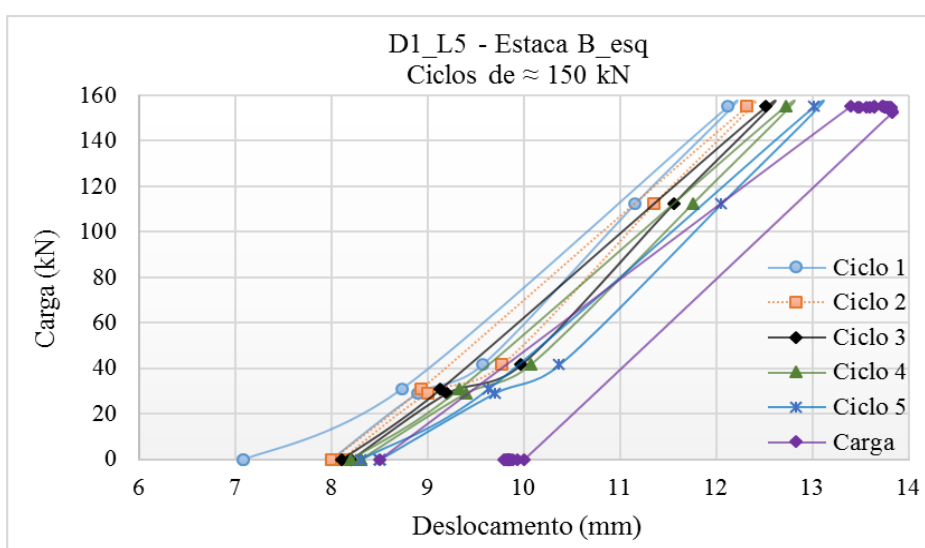


Figura 4.24: Ciclos de carga-descarga ( $\approx 150$  kN).

A Tabela 4.8 contém, de forma resumida, o deslocamento máximo resultante de cada etapa do ensaio, correspondentes a fase de ciclos carga-descarga, estabilização do carregamento e descarregamento total.

Tabela 4.8: Deslocamentos obtidos nas diferentes fases do ensaio, para cada incremento considerado.

<b>Carregamento de <math>\approx 15</math> kN</b>			<b>Carregamento de <math>\approx 35</math> kN</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Ciclo	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1	0	0	1	0,31	0,06
2	0	0	2	0,31	0,06
3	0,01	0	3	0,32	0,08
4	0,02	0	4	0,32	0,08
5	0,03	0	5	0,33	0,08
Carga	0,08	0	Carga	0,47	0,18
<b>Carregamento de <math>\approx 50</math> kN</b>			<b>Carregamento de <math>\approx 67,5</math> kN</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Ciclo	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1	0,94	0,3	1	1,73	0,89
2	0,95	0,31	2	1,81	0,95
3	1	0,32	3	1,85	0,9
4	1	0,33	4	1,85	1
5	1	0,4	5	2	1
Carga	1,18	0,54	Carga	2,19	1,2
<b>Carregamento de <math>\approx 80</math> kN</b>			<b>Carregamento de <math>\approx 100</math> kN</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Ciclo	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1	2,43	1,34	1	2,86	2,49
2	2,74	1,59	2	3,78	2,71
3	3	1,75	3	4,33	3,13
4	3,1	1,75	4	5,51	3,46
5	3,11	1,53	5	4,53	2,96
Carga	3,38	2,05	Carga	5,09	3,24
<b>Carregamento de <math>\approx 105</math> kN</b>			<b>Carregamento de <math>\approx 120</math> kN</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Ciclo	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1	5,78	3	1	7,6	5,29
2	6,12	3,5	2	8,06	5,45
3	6,32	3,7	3	7,98	5,65
4	6,41	4,28	4	8,21	5,24
5	6,81	4,21	5	8,62	5,65
Carga	7	4,66	Carga	9,05	6,14
<b>Carregamento de <math>\approx 135</math> kN</b>			<b>Carregamento de <math>\approx 150</math> kN</b>		
Ciclo	Deslocamento (mm)		Ciclo	Deslocamento (mm)	
	Carga	Descarga		Carga	Descarga
1	8,65	5,7	1	12,11	8
2	9,5	6,46	2	12,32	8,1
3	9,6	6,41	3	12,53	8,2
4	9,6	7	4	12,71	8,3
5	9,76	7,5	5	13	8,5
Carga	10,63	7,03	Carga	13,83	9,8

Com base nos valores apresentados na Tabela 4.8, é possível afirmar que a estaca, mesmo dotada de elevada rigidez, sofre deslocamentos permanentes entre cada ciclo de carga-

descarga. Nota-se também, a alta taxa de recuperação dos deslocamentos para cargas de até 80 kN, demonstrando pouca influência dos ciclos nestas etapas.

Na Tabela 4.9 são apresentados os valores de carga  $H_u$  e deslocamentos obtidos na etapa de carregamento até a ruptura, realizada após a fase de ciclos de carga-descarga.

Tabela 4.9: Deslocamentos obtidos na etapa de carregamento até a ruptura.

<b>Carregamento até Ruptura</b>	
Carga (kN)	Deslocamento (mm)
186,90	15,958
201,81	20,17
209,23	22,78
220,68	25,82
226,51	28,05
228,40	30,27
Descarga. Final	21,8

Ao atingir a carga última do ensaio, procedeu-se a descarga total, que após 15 minutos apontou fluência de 21,8 mm. Isto demonstra a baixa taxa de recuperação dos deslocamentos, quando atingida a ruptura geotécnica, para o caso da fundação rígida em estudo.

### 4.3 INTERPRETAÇÃO DAS CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO

No ensaio realizado evidenciou-se nitidamente a ruptura da fundação. No entanto, quando não é possível a sua plena determinação, a NBR 6122 (ABNT, 2010) indica a extrapolação da curva para estimar a carga última de ruptura. Segundo Albuquerque (2010), a extrapolação convencional considera o critério de ruptura para um deslocamento horizontal de 25 mm, embora seja um valor arbitrado, é muito usado para ensaios de prova de carga lateral.

Após analisar diversas provas de carga executadas no UnB, Cunha (2011) recomenda um valor correspondente a metade da carga de ruptura para a carga de trabalho, ao concluir que os deslocamentos relativos equivalentes à condição de carga de trabalho não ultrapassaram a um valor aproximado de 3% do diâmetro da estaca.

A Tabela 4.10 mostra a carga máxima aplicada no ensaio, a carga de ruptura observada na prova de carga real executada e a carga de trabalho resultante da divisão da carga máxima

pelo fator de segurança 2,0. Onde  $y_{\text{máx}}$  corresponde ao deslocamento máximo na carga máxima de ruptura especificada e  $y_{\text{trab}}$  ao deslocamento correspondente a carga de trabalho.

Tabela 4.10: Características específicas das provas de carga horizontal.

Estaca	Carga máxima (kN)	$y_{\text{máx}}/D$ (%)	Carga de ruptura (kN)	Carga de trabalho (kN)	$y_{\text{trab}}/D$ (%)
D0,4_L8	124,23	13,35	120	60	3,48
D1_L5	228,40	3,03	220	110	0,70

Com base na Tabela 4.10 verificou-se que os deslocamentos relativos à carga de trabalho não ultrapassaram 3,5% do diâmetro da estaca.

#### 4.3.1 Previsão *versus* medição da carga de ruptura da estaca isolada

Pelo critério de rigidez de Broms (1964) classificou-se as estacas desta pesquisa, constatando que as mesmas tendem a apresentar comportamento flexível e rígido. O momento de plastificação das estacas foi calculado utilizando-se o diagrama de iteração apresentado por Alonso (1989), a partir de parâmetros de resistência e de geometria das estacas.

Considerando excentricidade de 0,36 metros acima do nível do terreno, o momento de plastificação calculado para as estacas flexíveis foi de 145,73 kN.m e de 759 kN.m para as estacas rígidas. No caso do método de Broms para solos puramente friccionais (1964b), a divisão por um fator de segurança de 3 resultou em valores de carga próximos às cargas de trabalho determinadas para o caso da estaca flexível (4.10). No método para solos coesivos (1964a), os valores obtidos aproximaram-se da carga de ruptura quando comparados aos valores encontrados para solos friccionais. Na Tabela 4.11, são apresentados os parâmetros e os resultados da previsão da carga de ruptura calculada pelo método de Broms (1964a,b) considerando a estaca com topo livre embutida em solo coesivo friccional.

Tabela 4.11: Previsão da carga de ruptura da estaca isolada.

Estaca	e (m)	D (m)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$M_{\text{yield}}$ (kNm)	Broms (1964a) kN	Broms (1964b) kN	Carga de ruptura (kN)
D0,4_L8	0,36	0,40	23,80	31,84	17,5	145,73	90	62	120
D1_L5	0,36	1				759	180	157,5	220

Onde:

$D$  = diâmetro da estaca;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$\gamma$  = peso específico natural do solo;

$M_{\text{yield}}$  = momento de plastificação da estaca;

Broms (1964a) = método para solo puramente coesivo;

Broms (1964b) = método para solo puramente friccional.

#### 4.3.2 Efeito da carga – descarga na curva carga *versus* deslocamento

Nesta seção será apresentado o estudo do efeito da influência da carga-estaca nas estacas flexíveis, para posterior comparação com outro par de estacas ensaiadas por Faro (2014).

Com base nas medidas de deslocamento externo das estacas, obtidas com o uso do transdutor, foi possível identificar os deslocamentos correspondentes a etapa de ciclos de carga-descarga (inicial e final), e estabilização do carregamento (aplicação e descarga final), para cada incremento de carga. Como procedeu-se a descarga total, foi possível determinar a fluência resultante da aplicação de carga de cada etapa. A Figura 4.25 contém os deslocamentos resultantes da etapa de aplicação da carga-descarga, em cinza, e na etapa de aplicação do carregamento, em preto.

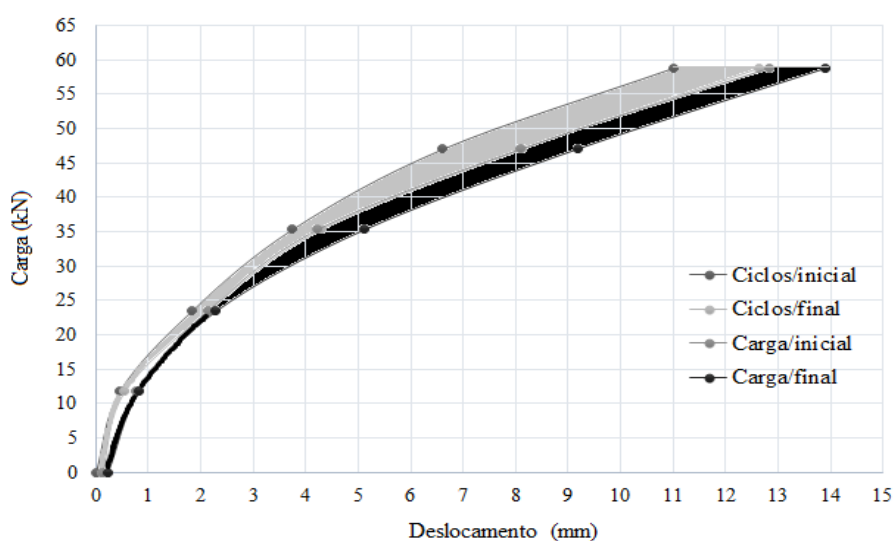


Figura 4.25: Deslocamentos correspondentes a etapa de ciclos de carga-descarga e de estabilização do carregamento, desconsiderando a descarga.

Observa-se que, os deslocamentos aumentam gradativamente conforme o aumento do carregamento. Nota-se também que, entre a etapa de ciclos os deslocamentos demonstraram ser superiores aos da etapa de estabilização do carregamento. Isto evidencia o fato de que o tempo de aplicação da carga, ou seja, quando se mantém a carga aplicada na estaca com a mesma intensidade, menor é a influência nos deslocamentos horizontais sofridos, quando comparados aos deslocamentos resultantes das sucessivas aplicações de ciclos de carga-descarga, com variação da carga em instantes.

Na Figura 4.26 é apresentada a mesma análise da Figura 4.25, entretanto, considerou-se o descarregamento de cada fase do ensaio, correspondente aos cinco incrementos de carga. Da mesma forma que na Figura 4.25, com carga-descarga, em cinza, e aplicação do carregamento, em preto.

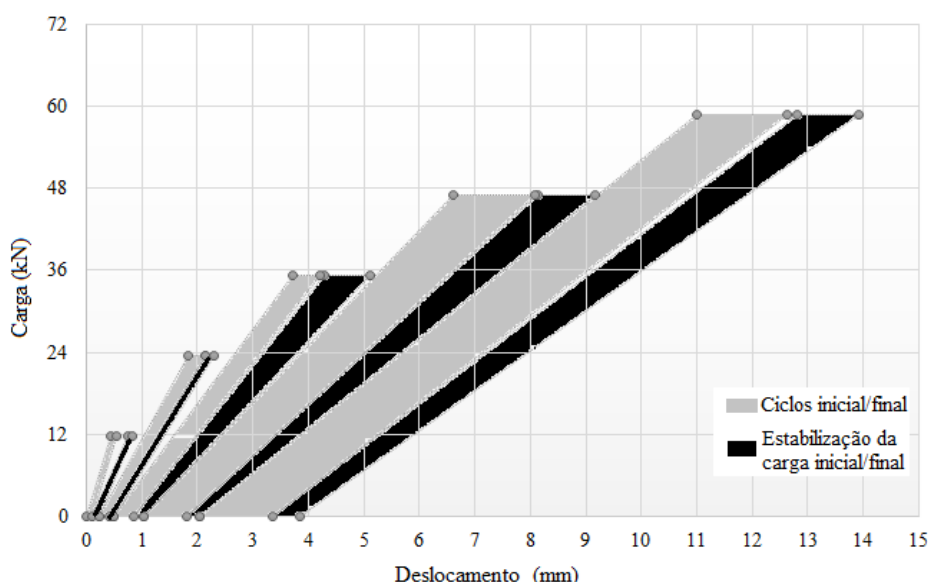


Figura 4.26: Comparação entre os deslocamentos correspondentes a etapa de ciclos de carga-descarga e de estabilização do carregamento, considerando a descarga total.

Nota-se que, após a descarga total da fase de carregamento, a fluência obtida na etapa de aplicação/estabilização da carga foi a mesma, ou muito próxima, daquela resultante da etapa de ciclos de carga-descarga. A partir das análises realizadas acima, ao identificar os deslocamentos resultantes de cada fase do ensaio, tornou-se possível a obtenção da relação carga  $H_u$  versus deslocamento desconsiderando os efeitos dos ciclos de carga-descarga, conforme apresentado na Figura 4.27.

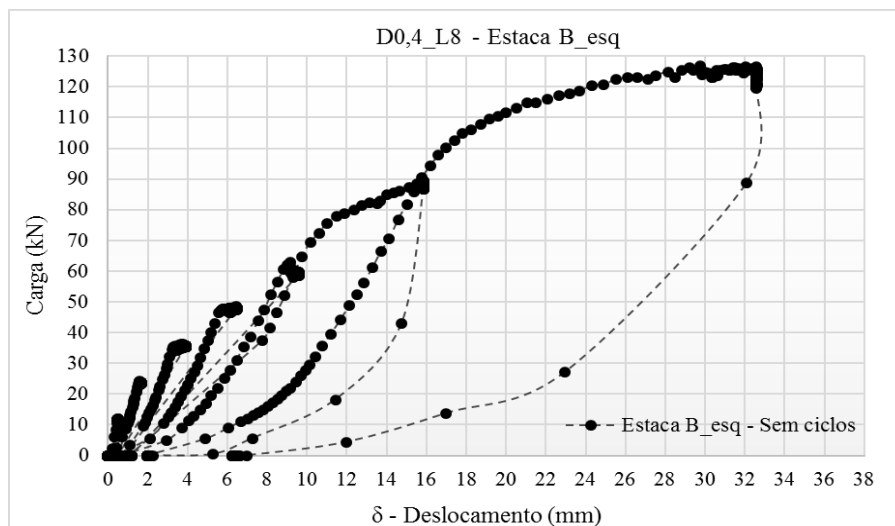


Figura 4.27: Comportamento carga  $H_u$  *versus* deslocamento desconsiderando os efeitos dos ciclos de carga-descarga.

A Figura 4.28 apresenta uma breve comparação do comportamento das curvas carga *versus* deslocamento, com e sem os efeitos dos estágios de carga-descarga, permitindo identificar a influência dos ciclos de carga-descarga nos deslocamentos sofridos pela fundação quando submetida a carregamentos transversais. Para tanto, torna-se verídico afirmar que, para o caso das estacas flexíveis executadas, quando da aplicação de ciclos de carga-descarga nos cinco incrementos realizados, que antecedem a ruptura do sistema, a diferença nos deslocamentos finais sofridos pela fundação pode chegar a 20 mm.

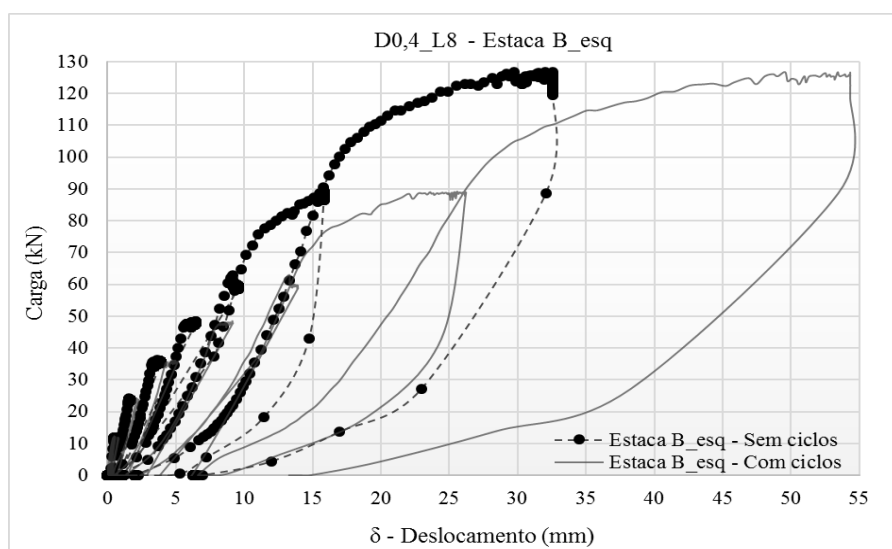


Figura 4.28: Comportamento carga  $H_u$  *versus* deslocamento com e sem efeitos dos ciclos de carga-descarga.

#### 4.4 ANÁLISE DA CARGA *VERSUS* DEFLEXÃO HORIZONTAL AO LONGO DA PROFUNDIDADE

Na sequência serão apresentados os deslocamentos horizontais em profundidade das duas configurações de estacas do presente estudo. As medições foram realizadas com o uso do inclinômetro, nas fases de ciclos de carga-descarga, de estabilização do carregamento e após a descarga total, para cada incremento analisado.

##### 4.4.1 Apresentação das medições realizadas na estaca flexível D0,4\_L8

As medições da deflexão horizontal foram executadas em apenas uma estaca do par, denominada estaca B. Na Figura 4.29 são apresentados os deslocamentos ao longo da profundidade para o incremento inicial de 12 kN. Vale ressaltar que, a fluência resultante dos ciclos de carga-descarga não foi desconsiderada nos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade para a etapa de carga, conforme demonstrado na sequência.

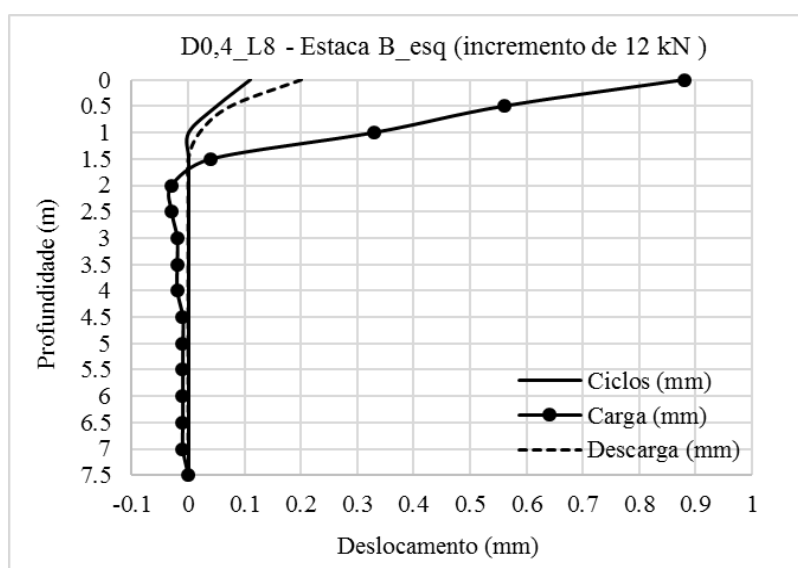


Figura 4.29: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 12 kN).

Nota-se que, para o carregamento inicial de 12 kN, a estaca apresenta deslocamentos horizontais relativamente pequenos, de no máximo 1 mm. Com a descarga total, os deslocamentos permanentes apresentam valores aproximados daqueles obtidos na etapa de



ciclos de carga-descarga. Na Figura 4.30 são demonstrados os deslocamentos ao longo da profundidade da estaca, correspondentes a um carregamento de 24 kN.

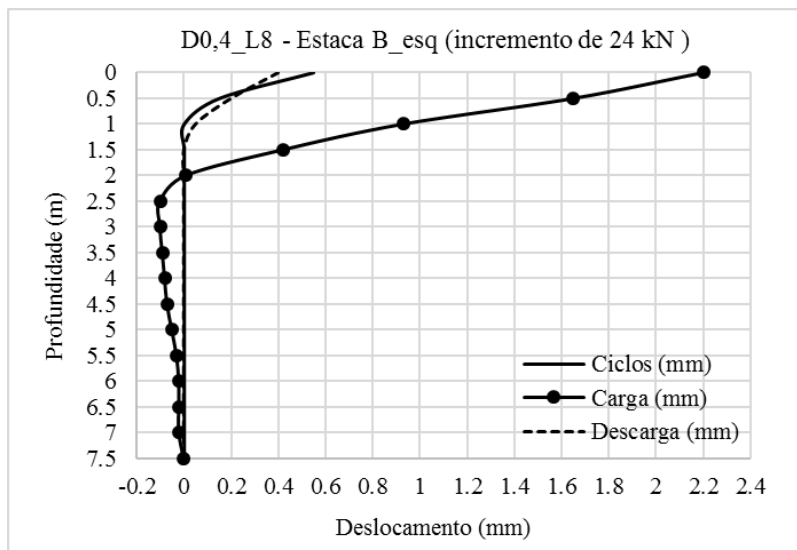


Figura 4.30: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 24 kN).

Com o aumento da carga de 12 kN para 24 kN, os deslocamentos horizontais são observados até a profundidade de 2 metros, com valores duas vezes superiores aos notados para a carga de 12 kN, atingindo até 2 mm no topo da estaca. Após a descarga total, assumem valores muito próximos dos deslocamentos resultantes da etapa de ciclos de carga-descarga. O mesmo comportamento foi observado para cargas de 48 kN e 60 kN. Para a carga de 48 kN, observaram-se deslocamentos de até 9 mm no topo da estaca. Da mesma forma que nos outros carregamentos, dada a descarga total, a fluência final aproxima-se dos valores de deslocamento resultantes da etapa de ciclos de carga-descarga.

Na Figura 4.31 são demonstrados os deslocamentos ao longo da profundidade da estaca, resultantes da carga de aproximadamente 60 kN.

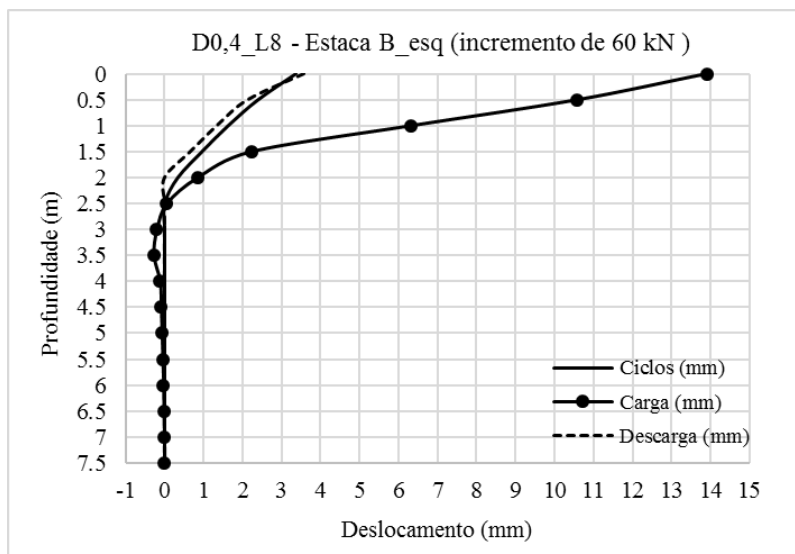


Figura 4.31: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 60 kN).

Para a carga de 60 kN, os deslocamentos ocorrem até a profundidade de 2,5 metros, semelhante ao observado na carga de 48 kN, aproximando-se na descarga total dos valores de deslocamento resultantes da etapa de ciclos de carga-descarga.

Na Figura 4.32 são apresentados os deslocamentos ao longo da profundidade, correspondentes a carga de 86 kN.

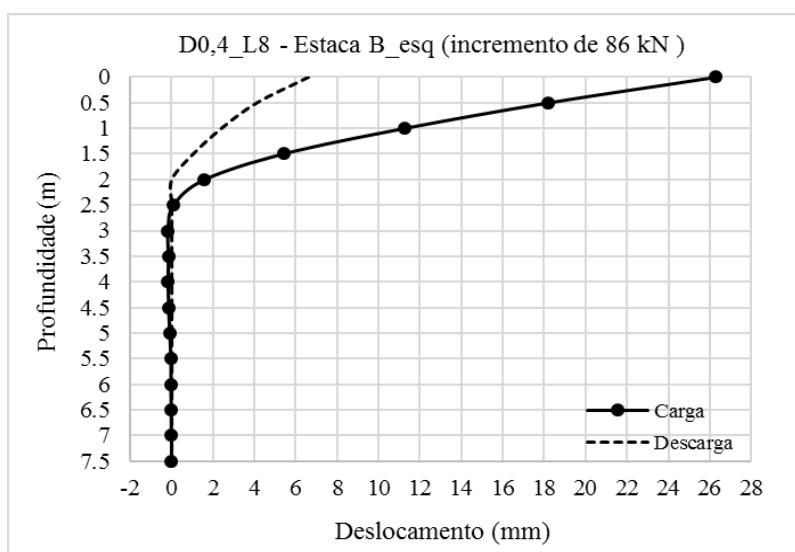


Figura 4.32: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 86 kN).

Como já mencionado anteriormente, para a carga de 86 kN não foram realizados ciclos de carga-descarga. Nota-se, a partir da Figura 4.32, que o deslocamento horizontal atinge o valor de 26,3 mm no topo da estaca, com deslocamentos observados até a profundidade de 2,5 metros. Dada a descarga final, a taxa de recuperação dos deslocamentos é maior que 50%.

A Figura 4.33 apresenta os deslocamentos ao longo da profundidade correspondente a carga de 125 kN, responsável pela ruptura do sistema de fundação.

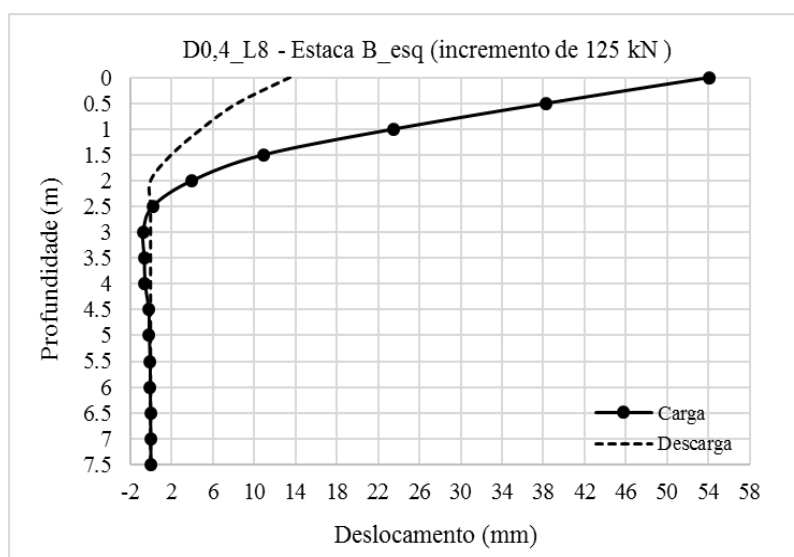


Figura 4.33: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de 125 kN).

Os deslocamentos horizontais atingem o valor máximo de 54 mm no topo da estaca, com deslocamentos até a profundidade de 2,5 metros, tornando-se nulos após essa profundidade. Com a descarga total, mantém-se até 2 metros de profundidade.

#### 4.4.2 Efeito da carga – descarga na deflexão ao longo da profundidade da estaca

A partir das análises apresentadas acima, foi possível a comparação dos deslocamentos horizontais da estaca, nas diferentes fases do ensaio real de prova de carga lateral. Percebe-se que, na etapa de carregamento, em que se manteve a carga por no mínimo 30 minutos, os deslocamentos são relativamente superiores daqueles da etapa de ciclos de carga-descarga. Uma vez que, nesta etapa de carga, a fluência resultante da fase de ciclos de carga-descarga não foi desconsiderada. Além disso, nota-se que, após a descarga total da fase de carregamento, a parcela de recuperação dos deslocamentos é consideravelmente alta (mais de

50%), ficando estes, muito próximos dos obtidos na etapa de ciclos de carga-descarga, demonstrando com clareza o comportamento flexível da estaca em estudo.

Como forma de comparação e na tentativa de entender a influência dos ciclos de carga-descarga, serão apresentados os deslocamentos correspondentes a cada incremento, com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga. A Figura 4.34 apresenta essa comparação para as cargas iniciais de 12 kN e 24 kN.

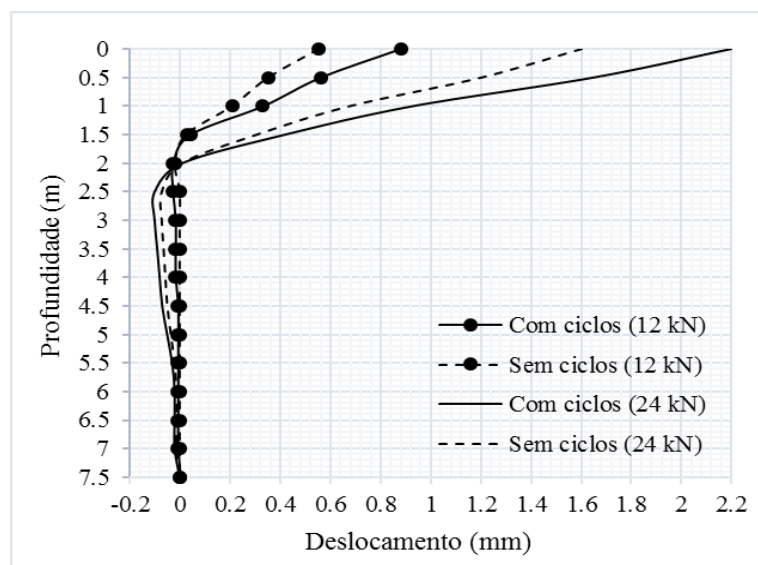


Figura 4.34: Comparação dos deslocamentos horizontais, com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga (cargas de 12 kN e 24 kN).

Com base na Figura 4.34, torna-se visível a diferença nos deslocamentos considerando a parcela de fluência obtida com os ciclos de carga-descarga realizados. Na Figura 4.35 é apresentada essa comparação para as cargas intermediárias de 36 kN e 48 kN.

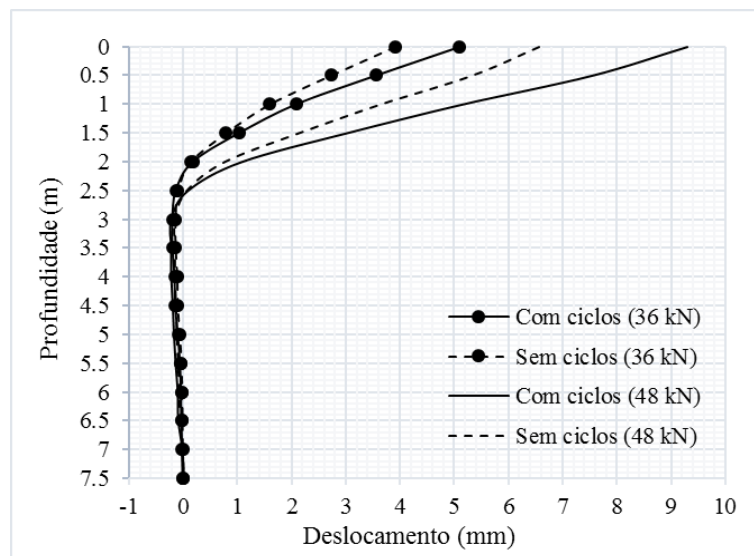


Figura 4.35: Comparação dos deslocamentos horizontais, com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga (cargas de 36 kN e 48 kN).

Percebe-se que, quanto maior a carga aplicada, maior a diferença entre os deslocamentos, com e sem o efeito dos ciclos de carga-descarga. A mesma comparação para cargas de 60 kN e 86 kN é apresentada na Figura 4.36.

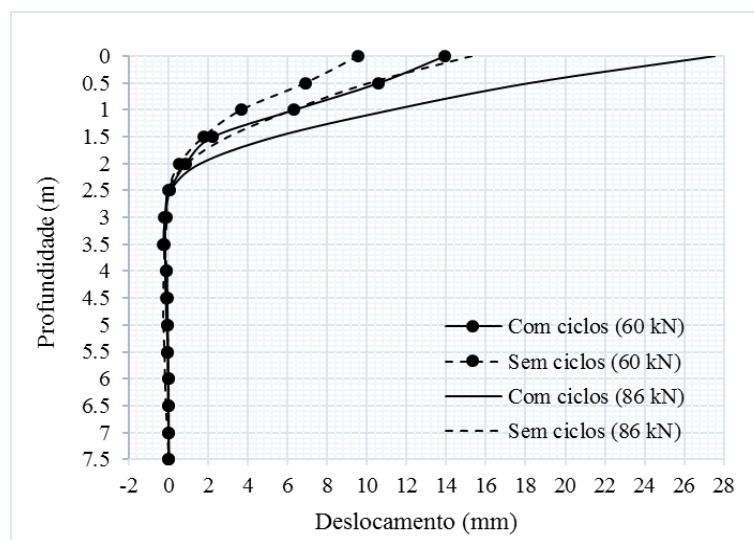


Figura 4.36: Comparação entre os deslocamentos horizontais com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga, para cargas de 60 kN e 86 kN.

Mesmo que não tenham sido realizados ciclos de carga-descarga para o incremento de 86 kN, deve-se desconsiderar as fluências acumuladas desta fase, resultantes dos seis incrementos de carga anteriores. Desta forma, nota-se que, para os valores em que se desconsiderou os efeitos dos ciclos, no carregamento de 86 kN, os deslocamentos são aproximadamente 12 mm menores daqueles em que se considerou a fluência de cada ciclo anterior. A mesma análise foi realizada para a carga final de aproximadamente 125 kN, em que também não foram realizados ciclos. A comparação para essa etapa final de carregamento é apresentada na Figura 4.37.

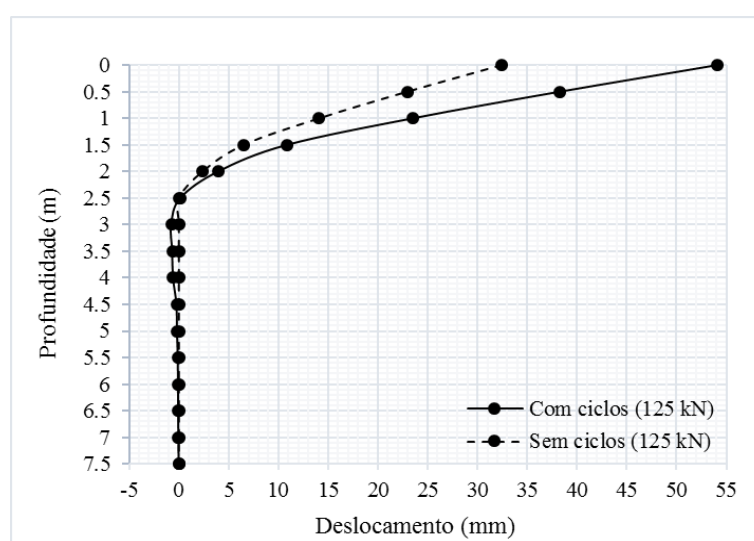


Figura 4.37: Comparação entre os deslocamentos horizontais com e sem os efeitos dos ciclos de carga-descarga, para cargas de 125 kN.

Percebe-se, com base na Figura 4.37, que na etapa final de carregamento, os valores dos deslocamentos, considerando as fluências dos ciclos de carga-descarga, são aproximadamente 60% superiores aos valores em que se desconsiderou os efeitos dos ciclos.

#### 4.4.3 Apresentação das medições realizadas na estaca rígida D1\_L5

Assim como para as estacas flexíveis, serão apresentados os deslocamentos horizontais da estaca rígida D1\_L5 em profundidade, correspondentes as fases de ciclos de carga-descarga, de estabilização do carregamento e após a descarga total, para os incrementos de carga mais relevantes. Do mesmo modo que para as estacas rígidas, vale ressaltar que, a fluência resultante dos ciclos de carga-descarga não foi desconsiderada nos deslocamentos horizontais.

Na Figura 4.38 é apresentado o comportamento da estaca rígida para um carregamento de aproximadamente 17,5 kN.

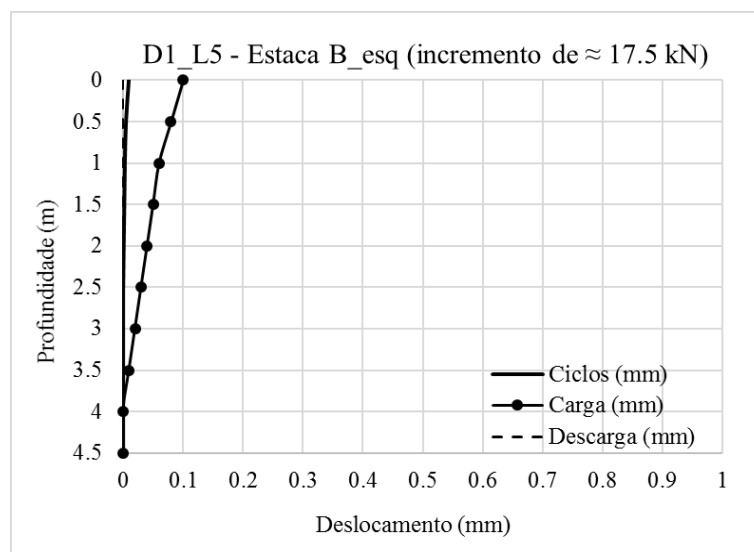


Figura 4.38: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de  $\approx 17,5$  kN).

Nota-se que, para a carga inicial de  $\approx 17,5$  kN na fundação, os deslocamentos são totalmente recuperáveis quando cessada a carga. A Figura 4.39 apresenta o comportamento para um carregamento de  $\approx 50$  kN.

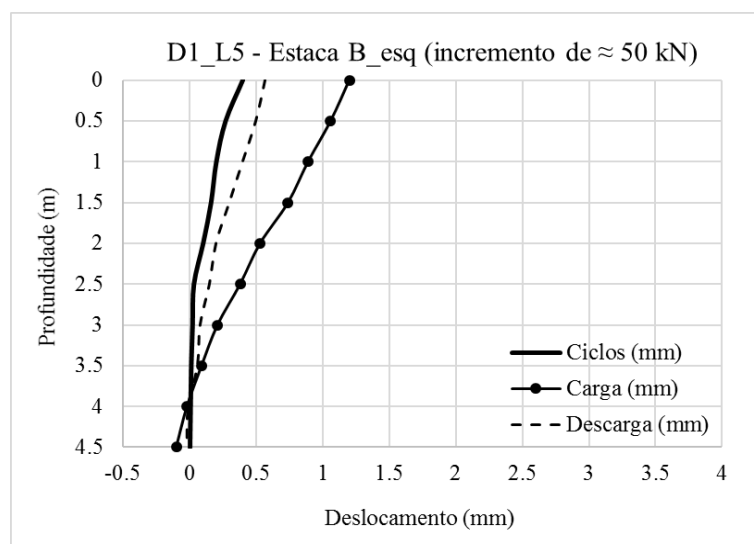


Figura 4.39: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de  $\approx 50$  kN).

Da mesma forma que no carregamento anterior, a estaca apresenta deslocamentos permanentes considerando o carregamento de  $\approx 50$  kN. Os deslocamentos horizontais para a carga de  $\approx 100$  kN são apresentados na Figura 4.40.

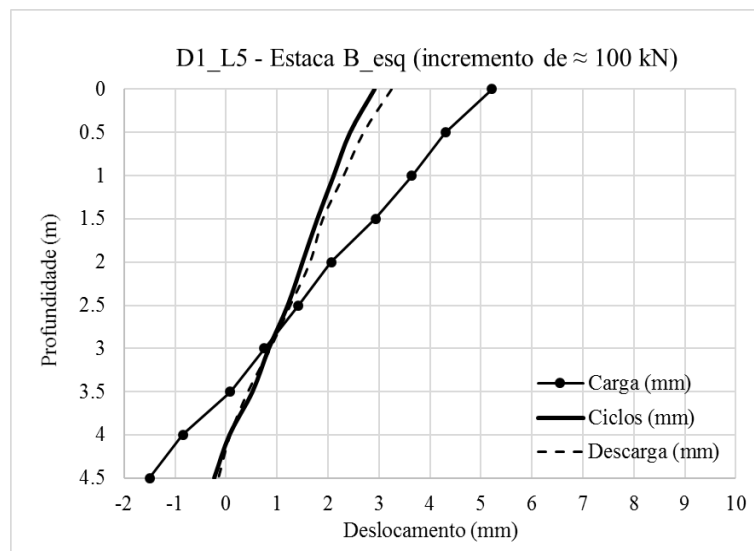


Figura 4.40: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de  $\approx 100$  kN).

É possível perceber que, com o aumento da intensidade da carga aplicada, a tendência dos deslocamentos permanentes é de se aproximar dos deslocamentos da fase de ciclos. A Figura 4.41 demonstra os deslocamentos horizontais para a carga de aproximadamente 120 kN.

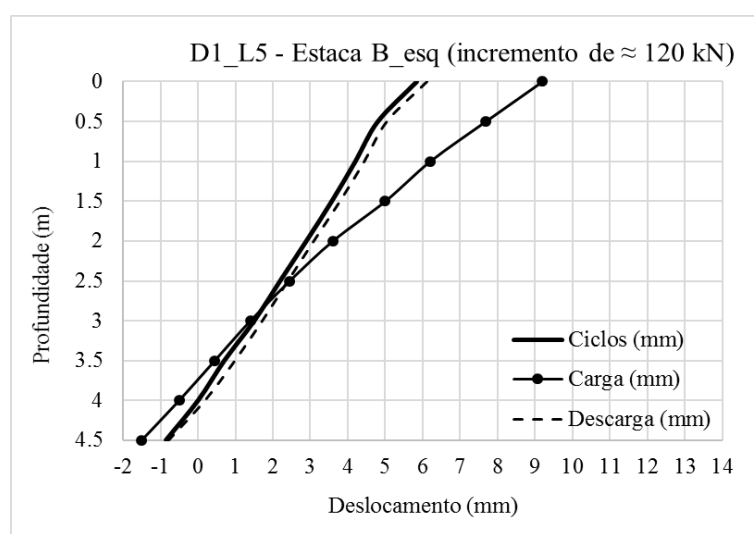


Figura 4.41: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de  $\approx 120$  kN).



Da mesma forma que para os estágios de cargas anteriores, no carregamento de  $\approx 120$  kN, após a descarga final, a estaca apresenta parcela de recuperação dos deslocamentos, ficando estes muito próximos da etapa de ciclos. A Figura 4.42 apresenta o comportamento da estaca para um carregamento de  $\approx 150$  kN.

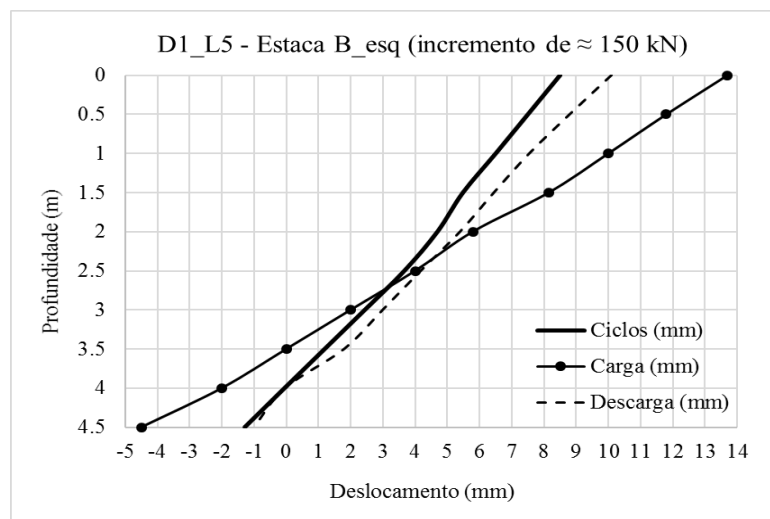


Figura 4.42: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de  $\approx 150$  kN).

Para a carga de  $\approx 150$  kN, nota-se que, dada a descarga final, a taxa de recuperação dos deslocamentos da estaca rígida é inferior a da estaca flexível. A avaliação final, correspondente ao carregamento de  $\approx 220$  kN, é demonstrada na Figura 4.43.

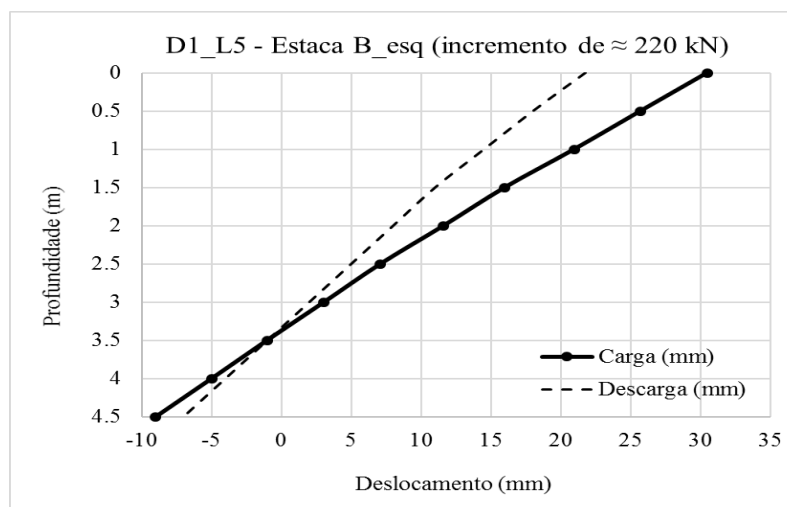


Figura 4.43: Deslocamentos horizontais em profundidade (carga de  $\approx 220$  kN).

Nota-se, a partir da Figura 4.43, que os deslocamentos horizontais atingem o valor máximo de 30,5 mm no topo da estaca, com deslocamentos até a profundidade de 4,5 metros, tornando-se nulos em 3,5 metros de profundidade.

Apresentadas as comparações do comportamento da fundação nas diferentes fases do ensaio de prova de carga lateral real da estaca rígida. Verifica-se que, na etapa de carregamento, em que se manteve a carga por no mínimo 30 minutos, os deslocamentos são relativamente superiores daqueles da etapa de ciclos de carga-descarga. Uma vez que, nesta etapa de carga, a fluência resultante da fase de ciclos de carga-descarga não foi desconsiderada. Conforme análises realizadas anteriormente, os ciclos não levam a ruptura, mas produzem danos acumulados na estrutura, que resultam na degradação da rigidez do elemento estrutural. Além disso, nota-se também que, mesmo dotada de elevada rigidez, a estaca rígida apresenta, por menor que sejam, deslocamentos permanentes na etapa de ciclos de carga-descarga. Percebe-se também, através das medições realizadas com o uso do inclinômetro que, com a imposição da carga, a estaca tende a girar como um elemento rígido, a partir de um ponto situado a 3,5 metros de profundidade, denominado ponto de giro. Dada a descarga final, ocorre recuperação dos deslocamentos, ficando estes muito próximos dos encontrados na fase de ciclos carga-descarga.

#### 4.5 RETROANÁLISE DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA REAL PARA OBTENÇÃO DE ALGUNS PARÂMETROS DO SOLO

Entre os distintos métodos para cálculo de estacas submetidas ao carregamento lateral, a maioria deles considera a estaca como uma peça linear, diferenciando a forma de modelar o solo circundante. Sendo a retroanálise das estacas do presente trabalho realizadas no *software* LPILE V2018, a sistemática do problema é analisada por curvas de transferência de carga, chamadas de curvas  $p-y$ . O método das curvas  $p-y$  nada mais é que um refinamento da hipótese de Winkler, na qual modela o comportamento do solo considerando um coeficiente de reação horizontal. O comportamento não contínuo do solo é definido substituindo-o por molas que conferem comportamento não-linear, variando conforme o tipo do solo, profundidade e solicitação lateral.

Como já mencionado no item 2.4, LPILE é um *software* comercial que resolve a equação diferencial 2.22, na qual analisa uma viga apoiada sobre uma base elástica, desta forma a

estaca é estudada como uma peça linear caracterizada por dada rigidez à flexão e, a reação lateral do solo é modelada através de curvas de transferência de carga. Os procedimentos descritos na sequência constituem os passos necessários para resolução do método das curvas  $p-y$ , constituído por formulações numéricas resolvidas através do método das diferenças finitas.

#### 4.5.1 Metodologia para resolução da equação diferencial através do *software*

Na análise do tipo linear com redistribuição dos esforços, executada pelo LPILE, os materiais são considerados com comportamento elástico-linear com relação dada pelo módulo de elasticidade, caracterizados por dada rigidez à flexão ( $E_p I_p$ ).

A rigidez à flexão  $E_p I_p$  é necessária para cálculo do momento fletor e da força cisalhante ao longo da profundidade da estaca. No entanto, a rigidez varia de acordo com o estado de deformação em cada elemento, incluindo um efeito não-linear sobre a estaca. LPILE usa uma relação momento ( $M_t$ ) - curvatura específica, apresentada na Figura 4.44.

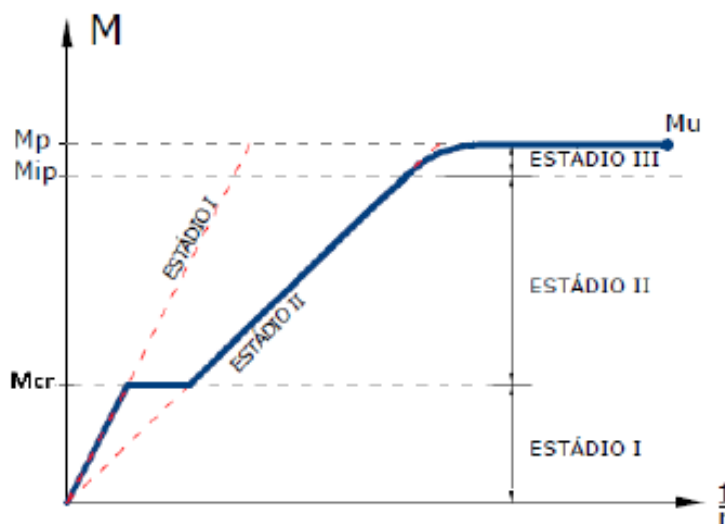


Figura 4.44: Diagrama momento-curvatura para a seção fissurada (Abreu, 2014 adaptado de Silva, 2012).

Através do diagrama obtém-se o conjunto ( $M_t, E_p I_p$ ), o qual interpreta  $E_p I_p$  em função de  $M_t$ . LPILE verifica o momento fletor atuante e relaciona com a capacidade nominal da estaca, calculado com base nas dimensões e propriedades dos materiais da estaca.

Para resolução da equação diferencial 2.23, o *software* usa o método das diferenças finitas, dividindo a estaca em vários segmentos com igual comprimento, conforme demonstrado na Figura 2.14. Das vantagens do uso desse método, podemos citar de forma enfática:

- A carga axial e o momento fletor podem ser considerados;
- A rigidez à flexão  $E_p I_p$  pode variar de acordo com a deformação e;
- O coeficiente de reação horizontal pode variar com a deflexão da estaca.

Sendo a estaca subdividida em  $n$  incrementos, são obtidas  $n+1$  equações, +1 devido ao ponto situado na cabeça da estaca. A resolução da equação diferencial, correspondente a cada incremento  $h$ , é inscrita da seguinte forma pelo método das diferenças finitas:

$$Y_{(m-2)}R_{m-1} + Y_{m-1}(-2R_{m-1} - 2R_m + P_x h^2) + Y_m(R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} - 2P_x h^2 + K_m h^4) + Y_{m+1}(-2R_m - 2R_{m+1} + P_x h^2) = 0 \quad (4.1)$$

Onde:

$R_m = E_p I_p$  rigidez à flexão da estaca no ponto  $m$  (F.L<sup>2</sup>);

$K_m =$  coeficiente de reação horizontal do solo no ponto  $m$  (F/L<sup>3</sup>).

Como forma de resolução, o método considera mais dois pontos imaginários na cabeça e na ponta da estaca, resultando em  $n+5$  incógnitas. Desta forma, considerando uma estaca longa, as incógnitas correspondentes aos pontos imaginários são substituídas pelas seguintes condições de contorno da estaca:

a) 2 pontos imaginários na base:

- CASO 1: Força cisalhante e momento fletor nulos.

$$M_t \rightarrow Y_{m-1} - 2Y_m + Y_{m+1} = 0 \quad (4.2)$$

$$F_t \rightarrow \frac{R_0}{2h^3} (Y_{m-2} - 2Y_{m-1} - Y_{m+2}) + \frac{P_x}{2h} (Y_{m-1} - Y_{m+1}) = 0 \quad (4.3)$$

b) 2 pontos imaginários no topo:

- CASO 1: Força cisalhante e momento fletor conhecidos.

$$M_t = Y_{m-1} - 2Y_m + Y_{m+1} \quad (4.4)$$

$$F_t = \frac{R_0}{2h^3} (Y_{m-2} - 2Y_{m-1} - Y_{m+2} + \frac{P_x}{2h} (Y_{m-1} - Y_{m+1})) \quad (4.5)$$

- CASO 2: Força cisalhante e rotação conhecidos;

$$\frac{Y_{m-1} - Y_{m+1}}{2h} = S_t \quad (4.6)$$

- CASO 3: Força cisalhante e rigidez flexional conhecidos.

$$\frac{M_t}{S_t} = \frac{\frac{R_t}{h^2} (Y_{m-1} - 2Y_t + Y_{m+1})}{\frac{(Y_{m-1} - Y_{m+1})}{2h}} \quad (4.7)$$

- CASO 4: Momento e deflexão no topo da estaca conhecidos.

$$Y_t = Y_t \quad (4.8)$$

Em suma, LPILE usa os seguintes passos para o processo de solução da equação diferencial 2.23, considerando uma carga lateral prescrita ou deslocamento lateral prescrita:

### 1) Inserção dos dados de entrada correspondentes aos parâmetros do solo local e as características estruturais da estaca

Ao fornecer os parâmetros básicos de resistência do solo, as curvas p-y são internamente geradas pelo *software* para 11 diferentes tipos de solo: argila mole (Matlock, 1970), argila rija com água livre (Reese, 1975), argila rija sem água livre (Reese, 1975), areia (Reese et. al, 1974), calcário (rocha dura), solo com coesão e ângulo de atrito (Mokwa et. al, 1999), API areia (recomendado pela API, 1997), areia com efeito de liquefação (Rollins, 2003) e argila rija sem água livre (Reese, 1975). Desta forma, selecionou-se a opção para inserção dos parâmetros correspondentes ao solo coesivo friccional, como peso específico ( $\gamma$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ), coesão efetiva ( $c'$ ), fator de resistência ( $E_{50}$ ) e coeficiente de reação horizontal do solo ( $K_h$ ). Sendo a resolução baseada na teoria de Mokwa *et. al* (1999), na qual avalia a resposta lateral em solos argilosos friccionalis propondo o uso da parábola cúbica, obtida através da Equação 4.9:

$$\frac{P}{P_{ult}} = 0,5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (4.9)$$

Onde:

$P_{ult}$  = resistência última por unidade de comprimento da estaca (F/L);

$P$  = carga lateral aplicada na cabeça da estaca (F);

$y_{50}$  = deflexão da estaca para metade da resistência última (L);

$y$  = deflexão da estaca correspondente a resistência última pu (L);

A curva  $p$ - $y$ , usando a expressão analítica da parábola cúbica, é apresentada na Figura 4.45.

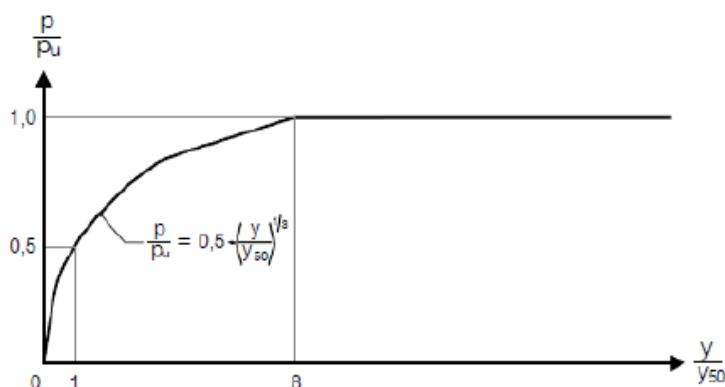


Figura 4.45: Definição da curva  $p$ - $y$  considerando a expressão analítica da parábola cúbica, proposta por Matlock (1970).

Com o valor do fator  $\epsilon_{50}$ , especificado inicialmente pelo usuário, o *software* usa a seguinte relação para converter as medidas de ensaios triaxiais para medidas de deflexão da estaca (Equação 4.10):

$$y_{50} = A\epsilon_{50}D \quad (4.10)$$

Onde:

$\epsilon_{50}$  = deformação correspondente a metade da máxima tensão desvio;

$A$  = constante de Reese (1980), que varia de 0,35 a 3;

$D$  = diâmetro da estaca (L).

Para valor de  $\epsilon_{50}$  adotou-se o recomendado pelo manual técnico da Ensoft (Figura 4.46), considerando uma argila mole.

Consistency of Clay	$\epsilon_{50}$
Soft	0.020
Medium	0.010
Stiff	0.005

Figura 4.46: Valores recomendados para o fator de resistência  $\epsilon_{50}$ . (Fonte: ENSOFT, 2017).

Seguindo os procedimentos propostos por Mokwa *et. al* (1999), o valor da carga última para solos coesivos friccionais é calculada pela teoria de Brinch Hansen (1961), através da Equação 4.11:

$$p_u = (\gamma z K_q + c K_c) M D \quad (4.11)$$

Onde:

$P_u$  = função que define o empuxo passivo ao longo da estaca;

$M$  = Fator empírico de modificação igual a 0,85 (adimensional);

$D$  = diâmetro da estaca (L);

$\gamma$  = peso unitário do solo de fundação (F/L<sup>3</sup>);

$z$  = profundidade medida da superfície do terreno (L);

$c$  = coesão do solo (F/L<sup>2</sup>);

$K_c$  e  $K_q$  = coeficientes de empuxo que dependem de  $\phi$  e de  $z/B$  (Figura 2.4).

## 2) Geração das curvas $p$ - $y$ e cálculo do módulo de reação horizontal do solo $\eta_h$

Após o fornecimento das propriedades do solo, uma série de curvas  $p$ - $y$  é internamente gerada ao longo do comprimento da estaca, de acordo com as características prescritas do solo. A partir do traçado das curvas  $p$ - $y$ , partindo de um valor inicial de  $K_h$  especificado pelo usuário, o *software* calcula internamente os valores para o módulo de reação horizontal do solo  $\eta_h$ , estabelecendo uma relação linear entre a resistência

do solo ( $p$ ) e o deslocamento da estaca ( $y$ ). Talvez a maior vantagem do uso do LPILE seja a consideração da variação do coeficiente de reação horizontal com a deflexão da estaca. A relação é demonstrada na Figura 4.47, na qual o ponto A corresponde a deflexão para metade da resistência última obtida e, B a deflexão quando atingida a resistência última ( $p_u$ ).

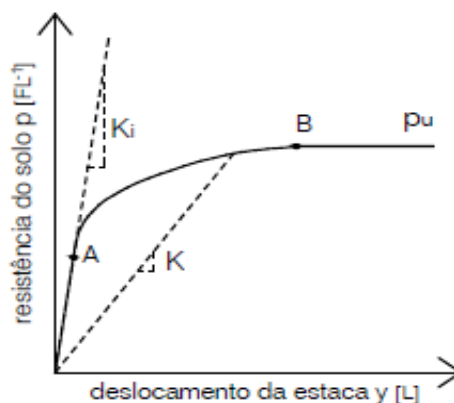


Figura 4.47: Relação típica entre a reação do solo e o deslocamento da estaca a uma dada profundidade (Abreu, 2014).

### 3) Cálculo da deflexão da estaca

Para completar, LPILE usa os valores de  $K_h$  determinados com base nas curvas  $p-y$  para o cálculo da deflexão da estaca, utilizando a Expressão 4.1, inscrita pelo método das diferenças finitas para cada profundidade analisada. A resolução torna-se viável somente com o uso do *software*, uma vez que se considerou a subdivisão da estaca em 500 incrementos de igual altura. O sistema de equações inscritos em diferenças finitas é resolvido internamente pelo *software* através do método da eliminação gaussiana. O cálculo é feito iterativamente até que a diferença entre a deflexão calculada e o valor de deslocamento  $y$  da curva  $p-y$  seja menor que a tolerância especificada, que no presente caso foi de  $2.54 \times 10^{-7}$  metros.

### 4) Cálculo do momento fletor, da força cisalhante e da reação do solo

Uma vez calculada a deflexão, a derivada da equação da deflexão pode ser utilizada para calcular a rotação (Equação 4.12), o momento fletor (Equação 4.13), a força



cisalhante (Equação 4.14) e a reação do solo (Equação 4.15), conforme as expressões apresentadas na sequência:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y^{(m-1)} + y^{(m+1)}}{2h} \quad (4.12)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{R_m(y^{(m-1)} - 2y_m + y^{(m+1)})}{h^2} \quad (4.13)$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{R_m(y^{(m-2)} - 2y^{(m-1)} + 2y^{(m+1)} - y^{(m+2)})}{2h^3} \quad (4.14)$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{(y^{(m-2)} - 4y^{(m-1)} + 6y_m - 4y^{(m+1)} + y^{(m+2)})}{h^4} \quad (4.15)$$

Sendo:

$y$  = deslocamento  $y$ , da curva  $p$ - $y$  (L);

$h$  = segmento da estaca considerado (L);

$R_m = (EpIp)_m$  rigidez à flexão da estaca no ponto  $m$  (F.L<sup>2</sup>).

#### 4.5.2 Retroanálise das estacas flexíveis da configuração D0,4\_L8

Como já mencionado, a estaca é analisada como uma peça linear caracterizada por dada rigidez à flexão. A configuração estrutural do elemento no *software* foi avaliada considerando a seção do tipo “*Round Shaft with casing and core/insert*”, na qual permitiu a inserção do vazio deixado pela inclusão dos tubos de aço carbono. Na definição das dimensões da estaca, seguiram-se estritamente as medidas da seção transversal executada em campo. Todos os dados de geometria, propriedades do aço e concreto foram apresentados no item 4.1.1.

Na retroanálise foram realizadas algumas simulações no *software*, de modo a definir a condição de contorno mais realista, que refletisse as reais condições de carregamento aplicadas em campo. Como mencionado anteriormente, na execução das estacas utilizou-se uma forma de madeira quadrada para obtenção de uma superfície plana acima da superfície do terreno, que posteriormente facilitou na execução dos ensaios. No entanto, o uso dessa forma resultou na variação das propriedades geométricas da estaca acima da superfície do terreno em relação a parte enterrada, conforme apresentado na Figura 4.48.

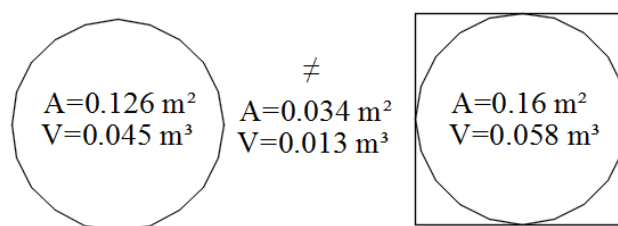


Figura 4.48: Diferença na geometria da estaca D0,4\_L8 considerando o uso da forma de concreto.

Ao confrontar as medidas extraídas dos extensômetros, obtidas aproximadamente a 30 centímetros da superfície do terreno, com as realizadas com o inclinômetro na superfície do terreno, notou-se pouca diferença entre os valores, como pode ser visualizado na Tabela 4.12.

Tabela 4.12: Comparação deslocamentos horizontais extensômetro x inclinômetro.

Carregamento (kN)	Deslocamento (mm)	
	Extensômetro	Inclinômetro
24	1,67	1,604
36	3,927	3,919
48	6,76	6,562
60	9,604	9,563
84	15,873	15,29
125	32,59	32,39

Com base na comparação apresentada na Tabela 4.12, torna-se possível considerar o deslocamento resultante na cabeça e na superfície do terreno, exercido pela mesma carga transversal aplicada a 15 centímetros da superfície do terreno.

Desta forma, foram verificados diferentes casos para a condição de contorno, ou seja, a situação de carregamento que resultasse no mesmo comportamento mecânico encontrado em campo, na tentativa de encaixar com os valores de carga *versus* deslocamento e deformada *versus* profundidade medidos no ensaio real, representando assim a real condição encontrada em campo. As três condições de contorno analisadas, referentes à estaca flexível, são apresentadas na Figura 4.49.

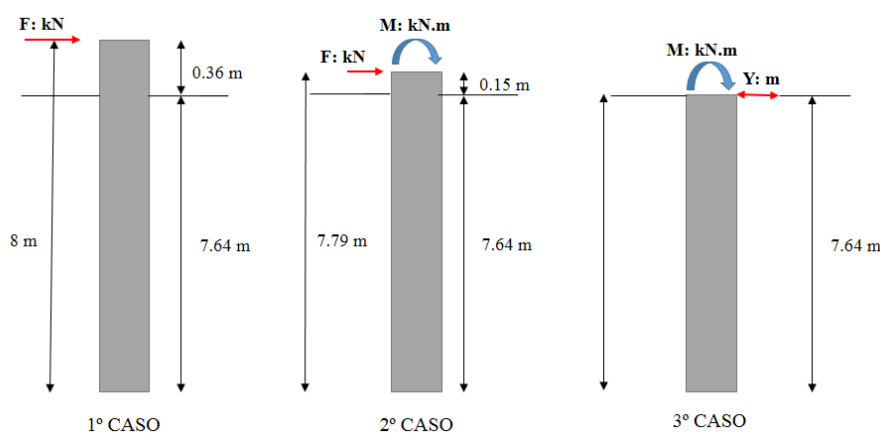


Figura 4.49: Condições de carregamento no topo da estaca, consideradas na retroanálise realizada no *software* LPILE V2018, para estaca D0,4\_L8.

No primeiro caso, considerou-se para o comprimento da estaca a real condição executada em campo, com 7,64 metros de profundidade e 0,36 metros acima do nível do terreno.

Para o segundo caso, considerou-se o comprimento total de 7,79 metros, com 7,64 metros de profundidade e 0,15 metros acima do nível do terreno. Deste modo, a condição de contorno possibilitou a aplicação da carga transversal na extremidade de 0,15 metros acima do nível do terreno, conforme condição real averiguada em campo (Figura 4.22). Além da carga, considerou-se na cabeça da estaca um momento fletor com o intuito de simular o esforço de travamento causado por um bloco de 0,21 metros de altura, completando a altura restante de 0,36 metros acima do nível do terreno.

No terceiro caso manteve-se a cabeça da estaca no nível do terreno, com comprimento total de 7,64 metros, sendo os 7,64 metros de profundidade. Desta forma, para a condição de contorno, considerou-se um deslocamento prescrito na superfície do terreno, baseado nas medidas realizadas em campo com o auxílio do inclinômetro, além disso, um momento fletor correspondente a carga transversal multiplicada pela distância de 0,15 metros da aplicação da carga.

Dentre os três casos analisados, obteve-se resultados melhores no terceiro. A Figura 4.50 ilustra a condição de contorno representativa da estaca flexível do presente estudo, na qual comporta os resultados apresentados na sequência.

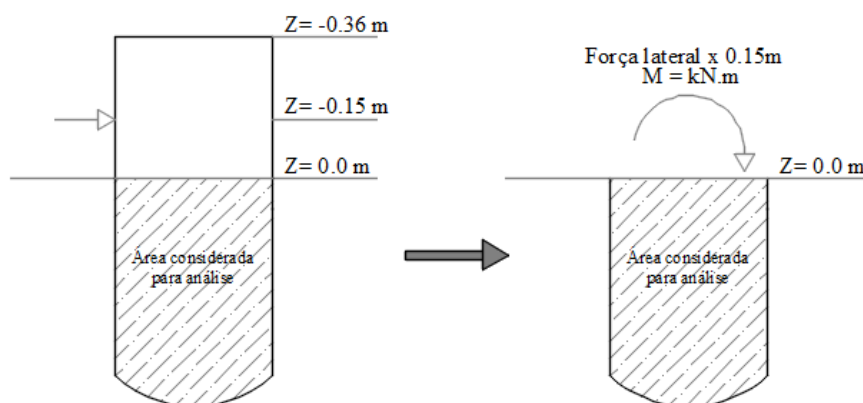


Figura 4.50: Condição de contorno representativa do presente estudo.

Dentro do terceiro caso, no qual considera uma força horizontal e um momento fletor aplicados na superfície do terreno, foram inseridas 6 condições de contorno, intituladas pelo *software* como “load case”. No método convencional o LPILE permite a inserção de apenas 6 diferentes casos, desta forma, foram inclusos seis casos baseados nos incrementos de carga realizados no ensaio de prova de carga real. A Tabela 4.13 apresenta os valores correspondentes ao deslocamento horizontal na cabeça da estaca, e o momento fletor resultante da carga lateral aplicada a uma distância de 0,15 metros acima do nível do terreno.

Tabela 4.13: Diferentes casos analisados para a condição de contorno estabelecida.

Carga lateral (kN)	Case	Deslocamento (m)	Momento (kN.m)
24	1	0,0016038	-3,60
36	2	0,00391986	-5,40
48	3	0,00656208	-7,20
60	4	0,0095632	-9,00
84	5	0,01529	-12,60
125	6	0,032	-18,75

A partir dessas considerações, e visando sempre a simplificação necessária para atingir os mesmos deslocamentos encontrados experimentalmente, a retroanálise foi realizada por tentativa e erro, variando os parâmetros do solo até que se encontrasse uma curva de deslocamentos equivalente à encontrada em campo. Os valores correspondentes as propriedades do solo, definidos nas simulações realizadas, para cada camada considerada, foram apresentados na Figura 4.4.

Para que os dados do LPILE tenham mais consistência, e de fato, possam ser implantados no trabalho de forma mais enfática, foi inserida a curva carga *versus* deslocamento, medida no ensaio de prova de carga real, como forma de calibração do modelo analisado. O resultado da calibração é apresentado na Figura 4.51.

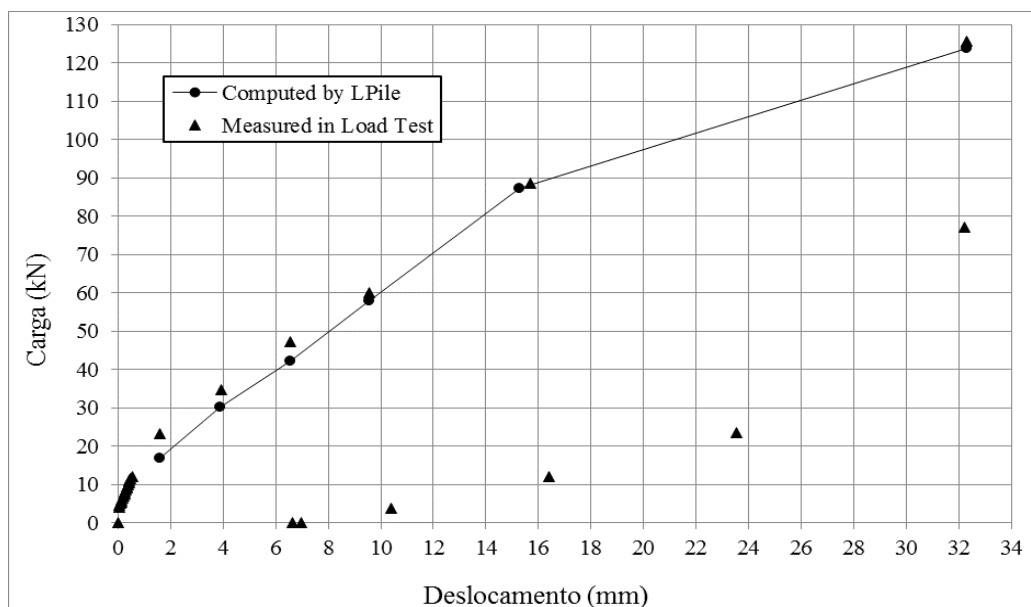


Figura 4.51: Comparação das curvas carga *versus* deslocamento obtidas no *software* LPILE e no ensaio de prova de carga real.

Nota-se que, para as três primeiras cargas, os valores computados pelo *software* foram inferiores aos medidos no ensaio de prova de carga. Com o aumento da carga, nos três últimos incrementos, os resultados se aproximam dos obtidos no ensaio prova de carga real. A Tabela 4.14 apresenta uma comparação entre os resultados retirados do LPILE e os medidos no ensaio em campo.

Tabela 4.14: Carga *versus* deslocamento computada pelo LPILE e obtida no ensaio de prova de carga.

Carga Lateral (kN)		Deslocamento (mm)
Ensaio	LPILE	Ensaio/LPILE
24	16,81	0,00160
36	30,1	0,00392
48	42,2	0,00656
60	59	0,00956
86	87	0,01529
125	124	0,03223

Realizou-se também a calibração confrontando os valores de deformada *versus* profundidade. Os resultados da calibração são apresentados na Figura 4.52.

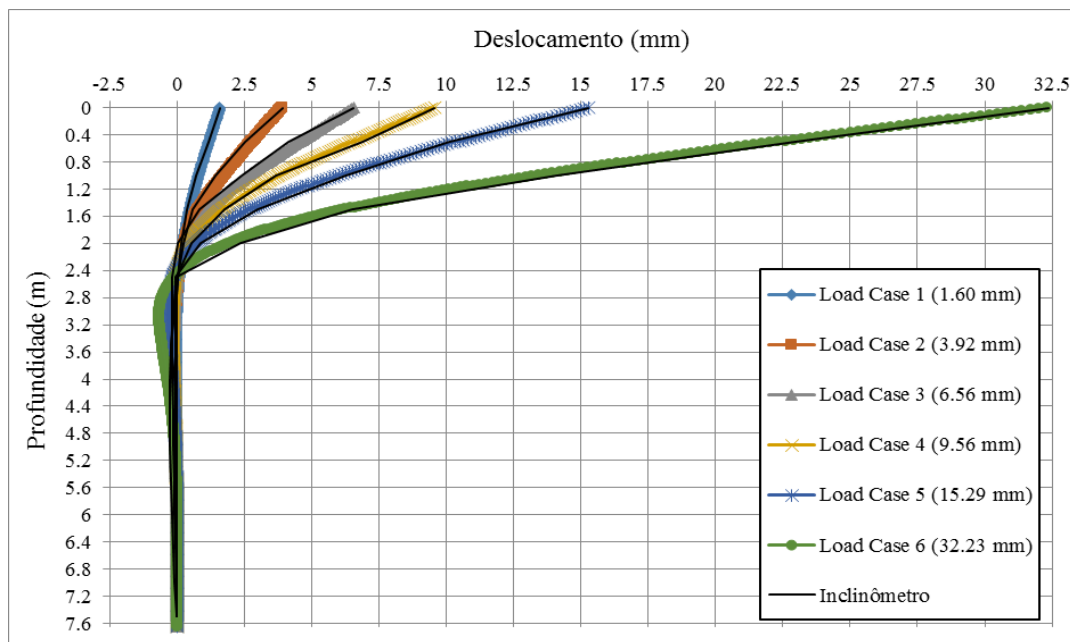


Figura 4.52: Comparação dos deslocamentos em profundidade encontrados no *software* LPILE e aqueles obtidos através do inclinômetro (Estaca D0,4\_L8).

Nota-se a semelhança entre as curvas de deslocamento obtidas no LPILE e as do ensaio de prova de carga real, validando os valores encontrados. Calibrados os resultados no *software*, de carga *versus* deslocamento e deformada *versus* profundidade, foi possível a determinação do momento fletor ao longo da profundidade para cada carga considerada. A Figura 4.53 apresenta a distribuição do momento fletor ao longo da profundidade da estaca D0,4\_L8.

Conforme apresentado na Tabela 4.11, o momento de plastificação calculado utilizando o diagrama de iteração apresentado por Alonso (1989), supostamente ocorre para um valor igual ou superior a 145,73 kN.m. Como forma de verificação, o LPILE prevê o comportamento estrutural da estaca, disponibilizando a relação momento *versus* curvatura. A Figura 4.54 apresenta a relação momento *versus* curvatura obtida através do *software* para a estaca D0,4\_L8.

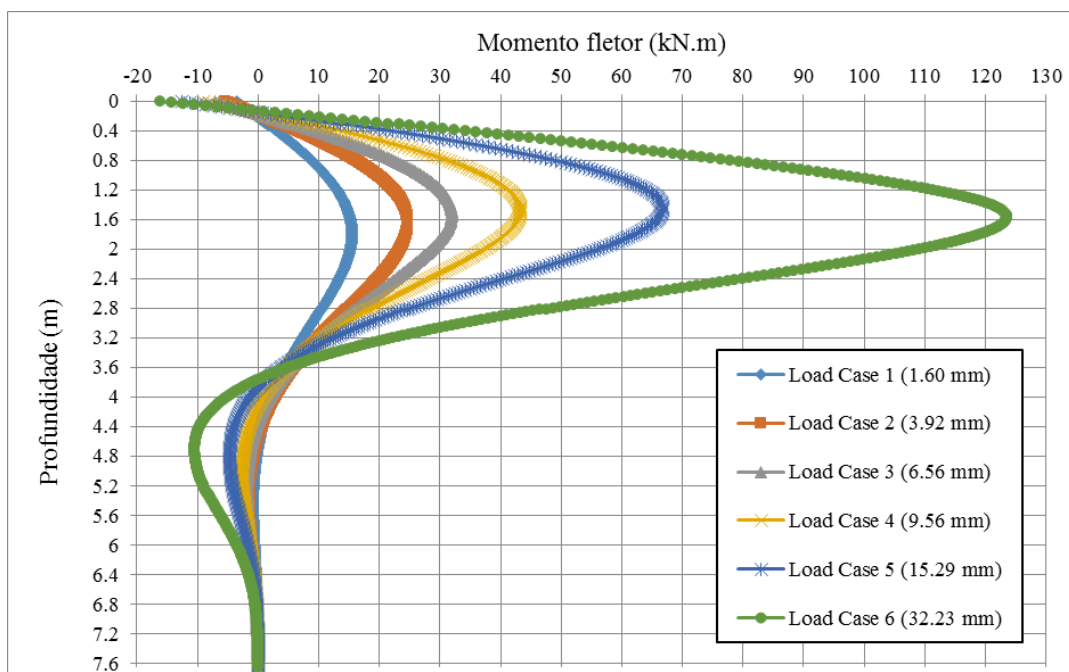


Figura 4.53: Distribuição do momento fletor ao longo da profundidade para os seis casos analisados da estaca D0,4\_L8.

Em análise ao carregamento máximo aplicado, correspondente ao último incremento de carga de 125 kN, nota-se que a profundidade de momento fletor máximo, correspondente ao ponto de força cisalhante nula, está entre 1,58 e 1,60 metros, com valor de 123,5 kN.m.

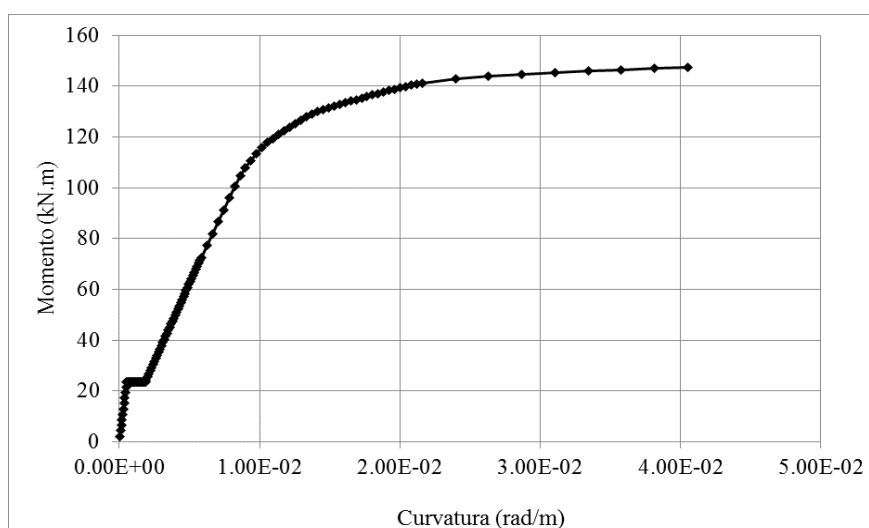


Figura 4.54: Relação momento *versus* curvatura (estaca D0,4\_L8).

Da análise estrutural momento *versus* curvatura retirada do *software* LPILE, calculada através da geometria, propriedades do concreto e aço inseridos no programa, o momento de

plastificação da estaca resultou no valor de 145 kN.m, semelhante ao obtido através do diagrama de iteração apresentado por Alonso (1989). Nota-se também, que inicialmente a resistência da estaca é governada pela resistência do concreto, e após atingir um momento de aproximadamente 23,53 kN.m ocorre a mobilização da resistência dada pela armadura.

Vale ressaltar que, a progressão do carregamento transversal gera aumento do momento fletor, e a tensão de tração atuante aumenta gradativamente na estaca, atingindo valores não suportados pelo concreto. Desta forma, se inicia a formação de fissuras espaçadas, acarretando na redução do momento de inércia da seção fissurada. Logo, a verificação da redução da rigidez flexional  $E_p I_p$  com o aumento do momento fletor torna-se fundamental para um cálculo mais preciso, especialmente em análise nas condições de serviço, em que a deflexão controla o dimensionamento. Como mencionado anteriormente, o *software* LPILE V2018 tem como vantagem a consideração da variação da rigidez à flexão ( $E_p I_p$ ) da estaca ao longo do seu comprimento. Na Figura 4.55 é demonstrada essa variação para o carregamento de 125 kN.

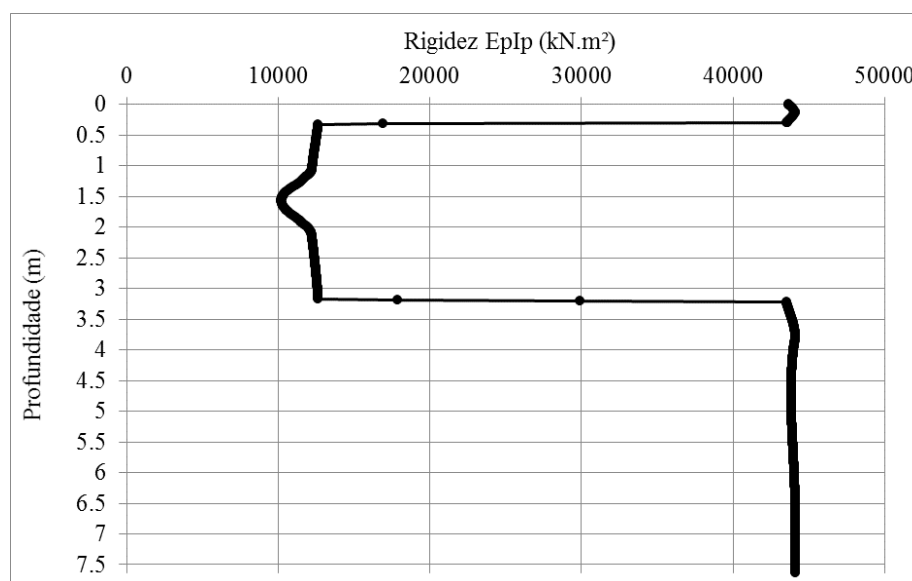


Figura 4.55: Variação da rigidez ao longo da profundidade da estaca D0,4\_L8 para a carga final de 125 kN.

Com base na análise apresentada na Figura 4.55, nota-se que os esforços de tração acarretam na redução significativa da rigidez flexional do elemento estrutural. Desta forma, torna-se possível afirmar que para o caso de estacas flexíveis, a fissuração do concreto acaba por afetar significativamente o comportamento da estaca, desempenhando influência expressiva sobre o



comportamento de estacas longas de concreto armado, até que não ocorra a plastificação do elemento estrutural. Com a ruptura do elemento estrutural, a rigidez flexional da estaca passa a ser praticamente nula na profundidade da rótula de plastificação.

#### 4.5.3 Verificação da hipótese inicial de ruptura da fundação de configuração D0,4\_L8

Realizou-se em campo a análise do mecanismo de ruptura das estacas, através da observação da propagação das fissuras no solo, nos diferentes estágios de aplicação do carregamento até a ruptura geotécnica do sistema de fundação (Figura 4.56). Da mesma forma que ressaltado por Faro (2014), as fissuras surgiram em aproximadamente  $45^\circ$  da direção do carregamento, próximas aos cantos da estaca, sendo superiores nos cantos próximos à aplicação do carregamento. Além disso, na estaca que sofre a reação advinda da outra estaca, abre-se uma fenda resultante do deslocamento da estaca sem o acompanhamento do solo. Com o aumento da carga, tem-se o agravamento das fissuras existentes e surgimento de pequenas outras.



Figura 4.56: Mecanismo de ruptura das estacas carregadas lateralmente.

A ruptura geotécnica em campo foi comprovada quando da ocorrência do deslocamento incessante do solo, o qual só foi interrompido quando diminuída a carga aplicada. Essa aceção especial do termo ruptura é restrita à conceituação de capacidade de carga em termos geotécnicos, na qual o material da estaca é considerado suficientemente resistente para que não haja ruptura da própria estaca.

A verificação da plastificação do elemento estrutural baseou-se inicialmente na comparação do momento fletor máximo atuante ao longo da profundidade da estaca, de 123,5 kN.m, com o momento de plastificação determinado, de aproximadamente 145 kN.m. Esta hipótese inicial confere comportamento plástico ao solo e comportamento elástico à estaca, evidenciando apenas a ruptura geotécnica da fundação.

De acordo com a teoria clássica da Plasticidade, na região elástica todas as deformações são recuperáveis, retornando o material à sua condição inicial após o descarregamento. Uma vez atingido o Critério de Plastificação (145 kN.m), as deformações não são totalmente recuperáveis, existindo uma parcela de deformações permanentes. Como forma de comprovação da integridade da estaca, realizou-se o ensaio PIT (Pile Integrity Test), na qual tem como objetivo principal a verificação da variação da qualidade do concreto, dano ou falha estrutural ao longo da profundidade da estaca, bem como da comprovação do seu comprimento.

O ensaio de integridade é do tipo não destrutivo, na qual é feita a aplicação de uma excitação mecânica no topo da estaca através de um golpe com um martelo de mão aplicado axialmente. O martelo induz um pulso de compressão de pequena duração sem causar dano à estaca. Após o impacto do martelo o pulso de compressão resultante se propaga ao longo da estaca, refletindo quando alcança a ponta do elemento.

O ensaio foi executado mediante a fixação de um acelerômetro de alta sensibilidade na cabeça da estaca, conforme Figura 4.57. Após a fixação do acelerômetro foram aplicados golpes consecutivos com um martelo de mão instrumentado. O sinal do acelerômetro é enviado à unidade eletrônica portátil, onde é integrado para obtenção da velocidade em função do tempo. O sinal da força é obtido por meio de um martelo instrumentado, cujo sinal é enviado a uma unidade eletrônica, onde é multiplicado pela massa do martelo para obtenção da força aplicada em função do tempo.



Figura 4.57: Posicionamento dos equipamentos para o ensaio de integridade.

O uso do sinal de força combinado com o de velocidade no método *Pulso-Eco* fornece informações adicionais sobre a integridade da estaca, baseada nos efeitos que são verificados nos sinais de velocidade e força, das reflexões causadas por variações de impedância, definida pela Expressão abaixo:

$$Z = \frac{EA}{C} \quad (4.16)$$

Sendo:

Z = Impedância;

E = módulo de elasticidade dinâmico do material;

A = área da seção transversal;

C = velocidade de propagação da onda, sendo os valores usuais para concreto armado de 3000 a 3400 m/s.

O sinal de velocidade do ensaio apresenta reflexões sempre que há variações na impedância da estaca. A redução de impedância pode ser devido a heterogeneidade da qualidade do concreto ou estreitamento efetivo da seção da estaca. O aumento da impedância ocorre devido o alargamento da seção da estaca.

Dos 50 golpes aplicados, o registro do sinal médio foi feito através de um equipamento responsável pela coleta dos dados. A Figura 4.58 apresenta o sinal médio de velocidade da estaca B da configuração D0,4\_L8. No eixo horizontal apresenta-se a escala de comprimento,

obtida através da multiplicação dos tempos pela velocidade de propagação da onda. A origem de cada gráfico corresponde ao ponto onde foi instalado o acelerômetro.

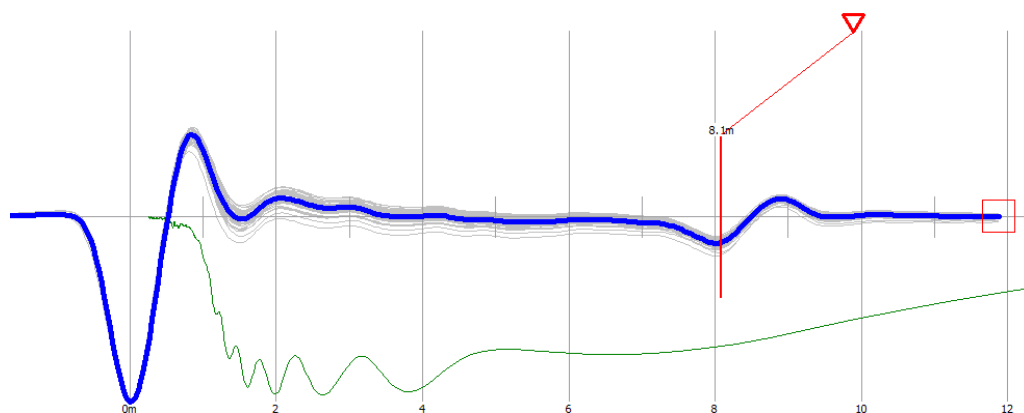


Figura 4.58: Sinal médio de velocidade do ensaio de integridade da Estaca B\_esq.

Através da Figura 4.58, é possível afirmar que a estaca apresenta fuste homogêneo/íntegro, com sinal de ponta visível, velocidade de onda calculada em 3850 m/s, sem interferência no sinal.

A Figura 4.59 apresenta o sinal médio de velocidade da estaca A da configuração da D0,4\_L8.

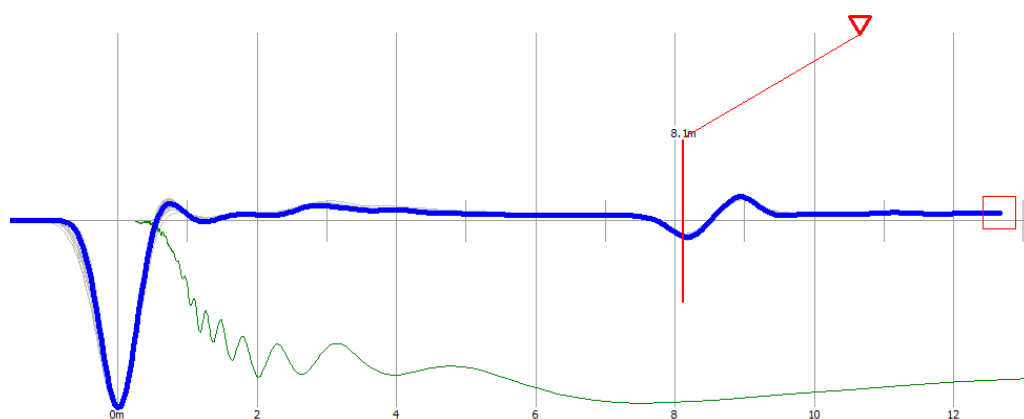


Figura 4.59: Sinal médio de velocidade do ensaio de integridade da Estaca A\_dir.

Da mesma forma que para a estaca B, a estaca A apresenta fuste homogêneo/íntegro, com sinal de ponta visível, velocidade de onda calculada em 3850 m/s.

#### 4.5.4 Retroanálise das estacas rígidas da configuração D1\_L5

Assim como para as estacas flexíveis, a retroanálise das estacas rígidas foi realizada no *software* LPILE V2018, através de uma análise não linear de cada segmento da estaca, variando a sua rigidez flexional  $E_p I_p$  de acordo com a fissuração do elemento estrutural. A configuração estrutural do elemento no *software* foi avaliada considerando a seção do tipo “*Round Shaft with casing and core/insert*”. Todos os dados de geometria, propriedades do aço e concreto inseridos no *software* foram apresentados no item 4.1.1.

A utilização da forma de madeira quadrada para execução de uma superfície plana acima da superfície do terreno, resultou na variação das propriedades geométricas da estaca acima da superfície do terreno em relação a parte enterrada, conforme apresentado na Figura 4.60.

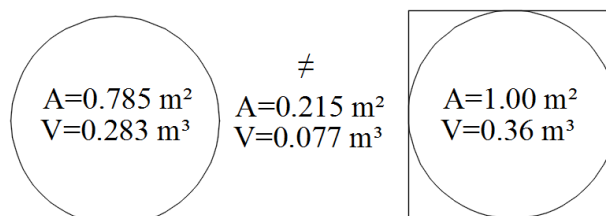


Figura 4.60: Diferença na geometria da estaca D1\_L5 considerando o uso da forma de concreto.

Confrontando as medidas extraídas dos extensômetros, obtidas aproximadamente a 30 centímetros da superfície do terreno, com as medidas realizadas com o inclinômetro na superfície do terreno, nota-se pouca diferença entre os valores, como pode ser visualizado na Tabela 4.15.

Tabela 4.15: Comparação deslocamentos horizontais extensômetro x inclinômetro.

Carregamento (kN)	Deslocamento (mm)	
	Extensômetro	Inclinômetro
15	0,081	0
45	1,179	1,156
75	3,383	3,25
105	7,25	7,21
135	11,339	10,5
220	30,54	30,50

Com base na comparação apresentada, torna-se possível considerar que o deslocamento resultante na cabeça da estaca e na superfície do terreno é exercido pela mesma carga transversal, aplicada a 15 centímetros da superfície do terreno. Desta forma, para a configuração da estaca consideraram-se as medidas reais executadas em campo, com 4,64 metros de profundidade e 0,36 metros acima do nível do terreno. Para tanto, considerou-se um deslocamento prescrito na cabeça da estaca. A Figura 4.61 apresenta a condição de contorno avaliada no *software* para a estaca rígida do presente estudo.

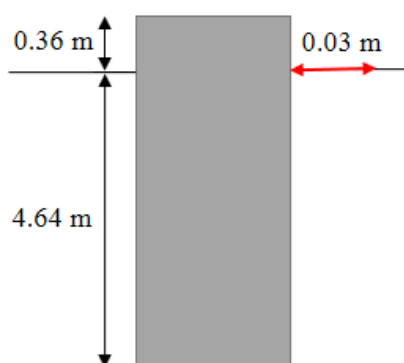


Figura 4.61: Condição de contorno considerada no *software* LPILE para a estaca da configuração D1\_L5.

Além disso, dentro da condição de contorno definida, foram inseridos mais 10 casos baseados nos incrementos de carga realizados no ensaio de prova de carga real, sendo analisados 5 casos de cada vez. A Tabela 4.16 apresenta os valores correspondentes ao deslocamento horizontal prescrito na cabeça da estaca.

Tabela 4.16: Diferentes casos analisados para a condição de contorno estabelecida.

Carga lateral (kN)	Case	Deslocamento (m)
30	1	0,0005
45	2	0,0015
60	3	0,0025
75	4	0,0035
90	5	0,0055
105	6	0,008
120	7	0,01
135	8	0,011
150	9	0,016
220	10	0,035

Assim como na primeira retroanálise das estacas dos casos anteriores, fez-se a variação dos parâmetros do solo, principalmente do coeficiente de reação horizontal ( $K_h$ ), de modo a obter uma curva de deslocamentos idêntica, ou muito similar àquela obtida em campo. Os valores correspondentes as propriedades do solo, definidos nas simulações realizadas, para cada camada considerada, foram apresentados na Figura 4.5.

Realizou-se também a calibração confrontando os valores de deformada *versus* profundidade. Os resultados da calibração são apresentados na Figura 4.62.

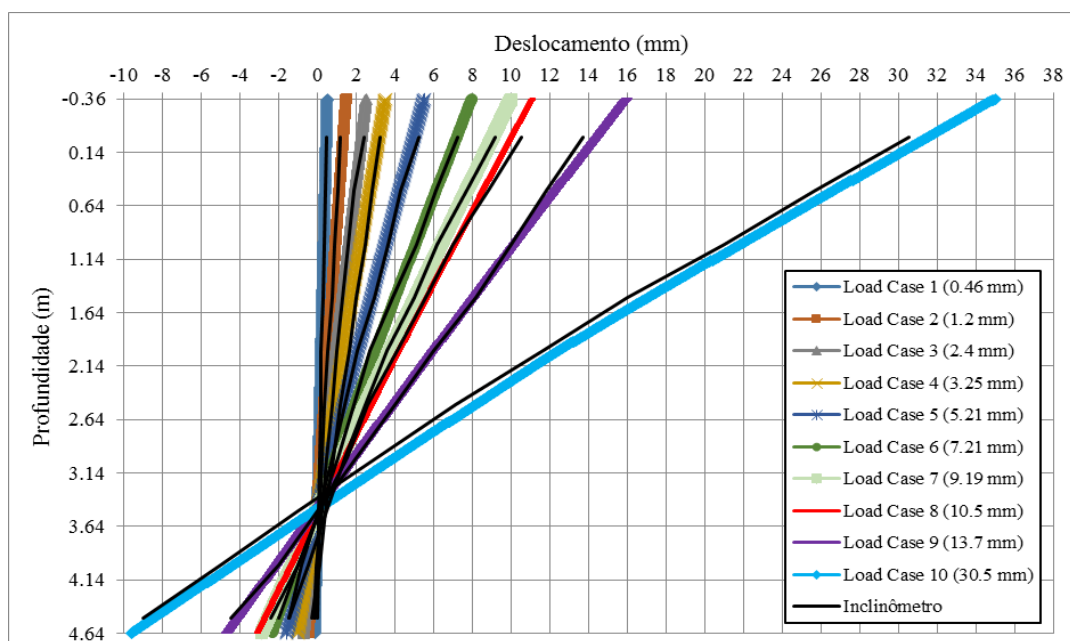


Figura 4.62: Comparação dos deslocamentos em profundidade encontrados no *software* LPILE e aqueles obtidos através do inclinômetro (Estaca D1\_L5).

A semelhança significativa entre as duas curvas analisadas, comprova que a condição de contorno se aproxima da real situação encontrada em campo.

Calibrados os resultados no *software*, de deformada *versus* profundidade, foi possível a determinação do momento fletor ao longo da profundidade para cada carga considerada. A Figura 4.63 apresenta a distribuição do momento fletor ao longo da profundidade da estaca D1\_L5.

Conforme apresentado na Tabela 4.11, o momento de plastificação calculado utilizando o diagrama de iteração apresentado por Alonso (1989), supostamente ocorre para um valor igual

ou superior a 759 kN.m. A relação momento *versus* curvatura obtida através do *software* para a estaca D1\_L5, como forma de verificação do valor calculado, é apresentada na Figura 4.64.

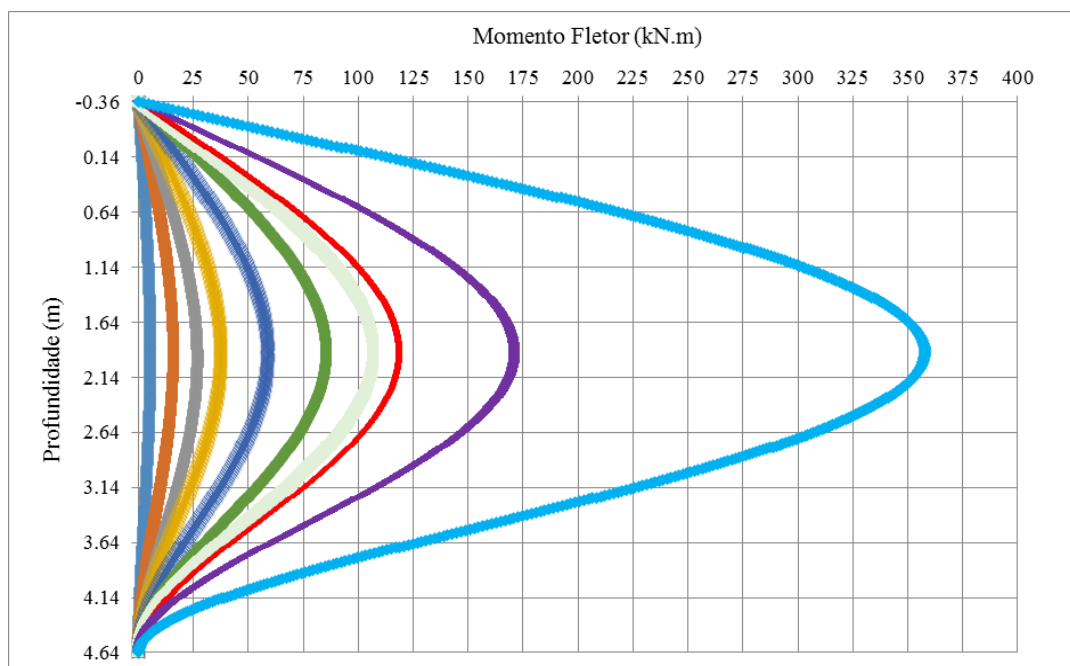


Figura 4.63: Distribuição do momento fletor ao longo da profundidade para os dez casos analisados da estaca D1\_L5.

Em análise ao momento máximo aplicado, correspondente ao último incremento de carga de 220 kN, nota-se que a profundidade de momento fletor máximo, correspondente ao ponto de força cisalhante nula, está em 1,91 metros, com valor de 357,74 kN.m.

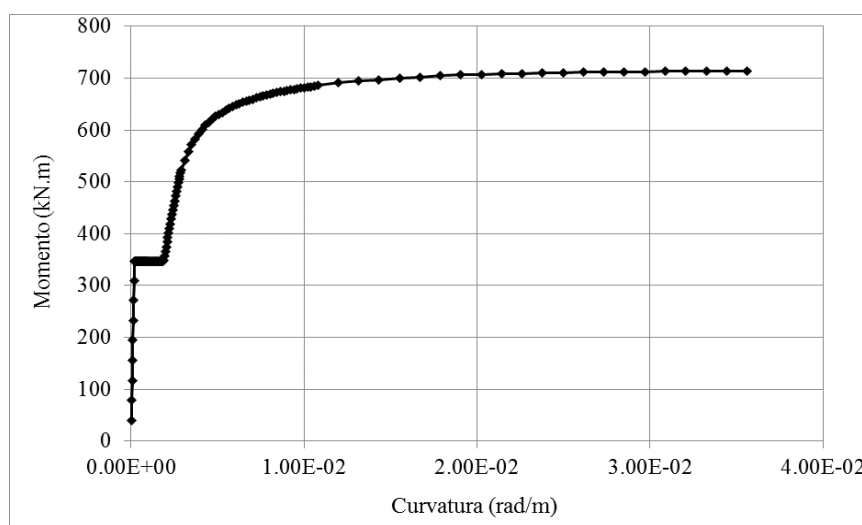


Figura 4.64: Relação momento *versus* curvatura (estaca D1\_L5).



Da análise estrutural momento *versus* curvatura retirada do *software* LPILE, calculada através da geometria, propriedades do concreto e do aço inseridos no programa, o momento de plastificação da estaca rígida resultou no valor de aproximadamente 715 kN.m, próximo do valor obtido através do diagrama de iteração apresentado por Alonso (1989). Nota-se também que, inicialmente, a resistência da estaca é governada pela resistência do concreto, e após atingir um momento de aproximadamente 350 kN.m ocorre a mobilização da resistência dada pela armadura.

Como mencionado anteriormente, o *software* LPILE V2018 tem como vantagem a consideração da variação da rigidez à flexão ( $E_p I_p$ ) da estaca ao longo do seu comprimento, para cada carregamento imposto. Na Figura 4.65 é demonstrada a verificação da redução da rigidez flexional  $E_p I_p$  com o aumento do momento fletor para o carregamento de 220 kN.

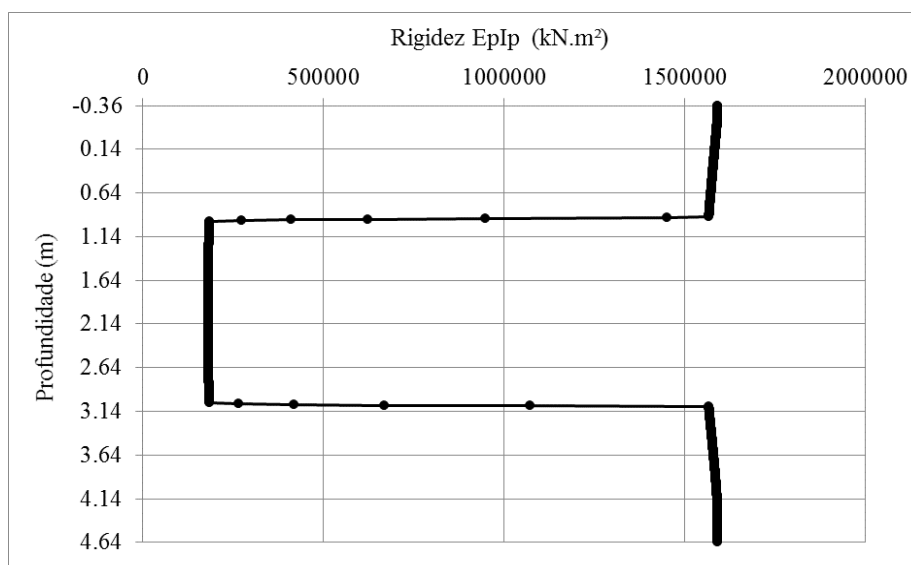


Figura 4.65: Variação da rigidez ao longo da profundidade da estaca D1\_L5 para a carga final de 220 kN.

Com base na análise apresentada na Figura 4.65, torna-se possível afirmar que para o caso das estacas rígidas do presente estudo, a fissuração do concreto devido aos esforços de tração afeta significativamente a resistência do elemento estrutural, quando da redução significativa da rigidez flexional da estaca.

#### 4.5.5 Verificação da hipótese inicial de ruptura da fundação de configuração D1\_L5

Da mesma forma que nas estacas flexíveis, realizou-se em campo a análise do mecanismo de ruptura das estacas rígidas, por meio da observação da propagação das fissuras no solo, nos diferentes estágios de aplicação do carregamento até a ruptura geotécnica do sistema de fundação (Figura 4.66).



Figura 4.66: Mecanismo de ruptura das estacas carregadas lateralmente.

Observa-se que as fissuras surgem em aproximadamente  $45^\circ$  da direção do carregamento, próximas aos cantos da estaca, sendo superiores nos cantos próximos à aplicação do carregamento. Nota-se também a abertura de uma fenda na estaca que sofre a reação. Com o aumento da carga tem-se o agravamento das fissuras existentes e surgimento de pequenas outras.

No ensaio de prova de carga real, observou-se a ruptura geotécnica quando da ocorrência do recalque incessante do solo, interrompido somente após a descarga. Neste caso, o material da estaca foi considerado suficientemente resistente para que não ocorresse a ruptura da própria estaca. Afirmção esta evidenciada a partir da comparação do momento fletor máximo atuante ao longo da profundidade da estaca, de 357,74 kN.m, com o momento de plastificação da

estaca, estimado em aproximadamente 715 kN.m. Conferindo a hipótese inicial de comportamento plástico ao solo e comportamento elástico à estaca.

Uma vez atingido o Critério de Plastificação, para momentos iguais ou superiores a 715 kN.m, as deformações não são totalmente recuperáveis, havendo uma parcela de deformações permanentes. Este critério induz a ideia da não existência de fissuras no concreto, para o caso das estacas rígidas do presente estudo. Como forma de comprovação da integridade da estaca, realizou-se o ensaio PIT (Pile Integrity Test), com o intuito de verificação da variação da qualidade do concreto, dano ou falha estrutural ao longo da profundidade da estaca, bem como da comprovação do seu comprimento.

A Figura 4.67 mostra o posicionamento dos equipamentos necessários a execução do ensaio na cabeça da estaca.



Figura 4.67: Posicionamento dos equipamentos para o ensaio de integridade.

Após a aplicação de 50 golpes com o martelo de mão na cabeça da estaca, o registro médio do sinal foi feito através de um equipamento portátil responsável pela coleta dos dados. A Figura 4.68 apresenta o sinal médio de velocidade da estaca B da configuração D1\_L5. No eixo horizontal apresenta-se a escala de comprimento, com origem de cada gráfico na cabeça da estaca, corresponde ao ponto onde foi instalado o acelerômetro.

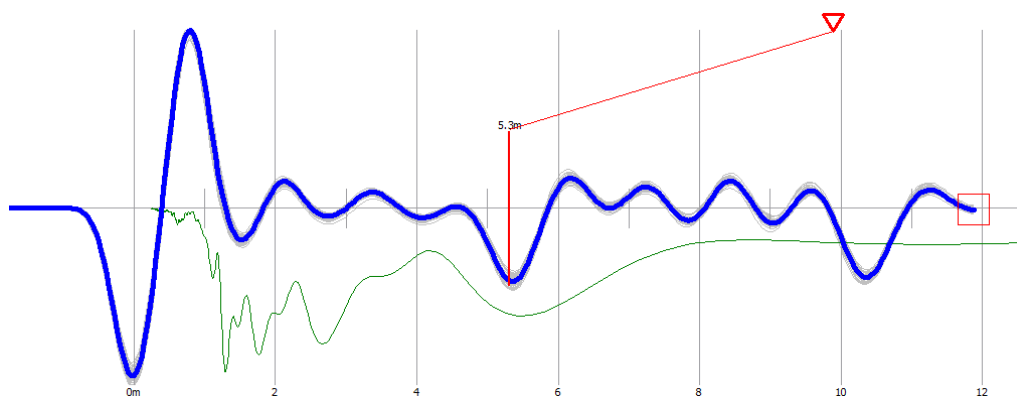


Figura 4.68: Sinal médio de velocidade do ensaio de integridade da Estaca B\_esq.

A estaca B\_esq apresenta fuste homogêneo/íntegro, sinal de ponta visível, velocidade de onda calculada em 3850 m/s, sem interferência no sinal e sem registro de aumento ou redução de impedância.

A Figura 4.69 apresenta o sinal médio de velocidade da estaca A da configuração da D1\_L5.

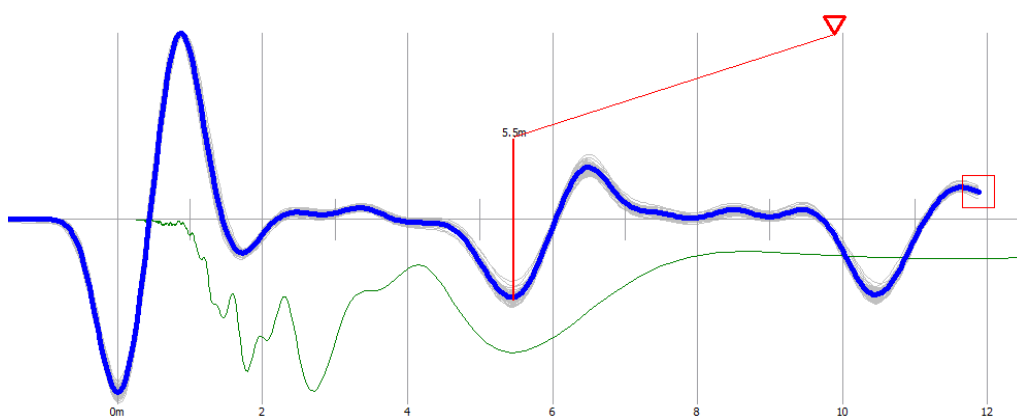


Figura 4.69: Sinal médio de velocidade ensaio de integridade da Estaca A\_dir.

Da mesma forma que para a estaca B, a estaca A apresenta fuste homogêneo/íntegro, com sinal de ponta visível, velocidade de onda calculada em 3850 m/s, e sem registro de aumento ou redução da impedância.

Com base nas análises realizadas, torna-se possível afirmar que, ambas as estacas do presente estudo, das configurações D0,4\_L8 e D1\_L5, apresentaram resistência suficiente para

suportar o carregamento lateral imposto, responsável pela ruptura geotécnica do sistema de fundação.

## 4.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA REAL

Para verificação da influência da rigidez da estaca no carregamento lateral de fundações profundas, será feita a comparação dos resultados do ensaio de prova de carga lateral da estaca de configuração D0,4\_L8, obtidos no presente estudo, com os resultados encontrados no ensaio de prova de carga lateral de Faro (2014). O intuito é avaliar estacas de mesma geometria, mas com rigidez diferentes, caracterizadas por dada taxa de aço e resistência característica do concreto distintas, sendo o teste real realizado no mesmo campo experimental.

### 4.6.1 Descrição e retroanálise da estaca de comparação

Faro (2014) realizou diversas provas de carga no campo experimental em estudo. Dentre as estacas executadas, uma contendo diâmetro de 40 centímetros e 8 metros de profundidade, possibilitou a comparação com os resultados obtidos na prova de carga realizada nas estacas flexíveis do presente estudo.

Dispensando o uso de barras e estribos de aço, Faro (2014) utilizou apenas tubos de aço carbono, com as mesmas especificações dos utilizados nas estacas deste estudo, no entanto, com espessura de 2,65 mm, enquanto que no presente trabalho, a espessura dos tubos foi de 1,5 mm. Em relação ao concreto, o  $f_{ck}$  adotado para as estacas de Faro foi de 15 MPa, enquanto que para as estacas executadas neste trabalho empregou-se concreto com 25 MPa.

Considerando módulo de elasticidade de 21688,70 MPa, referente a um concreto de  $f_{ck}$  de 15 MPa, a seção transversal da estaca de Faro (2014), delineada no LPILE, é demonstrada na Figura 4.70.

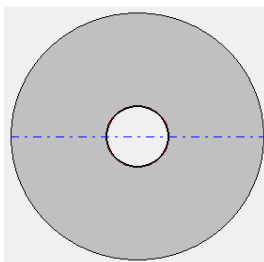


Figura 4.70: Representação da seção transversal da estaca de Faro (2014) no *software* LPILE (Fonte: LPILE, 2018).

Os dados implantados no programa para posterior retroanálise, indicativos das propriedades geométricas, propriedades do concreto e do aço, são mostrados na Tabela 4.17.

Tabela 4.17: Propriedades geométricas e de resistência do concreto da estaca de Faro (2014).

<b>Dados Concreto</b>	<b>Estaca</b>
Área (m <sup>2</sup> )	0,117556386
Volume (m <sup>3</sup> )	0,99
I (m <sup>4</sup> )	0,001251407
$f_{ck}$ (MPa)	15,00
$f_{cd}$ (MPa)	10,71
$E_{ci}$ (MPa)	21688,71
$E_{cs}$ (MPa)	18164,29
EI (kN.m <sup>2</sup> )	27141,39
EA (kN)	2549646,37

Com aço CA-50, módulo de elasticidade de 210 GPa, as propriedades e quantidade de aço da armadura das estacas flexíveis são apresentadas na Tabela 4.18.

Tabela 4.18: Propriedades geométricas e de resistência do aço da estaca de Faro (2014).

<b>Dados aço CA-50</b>	<b>Estaca</b>
$f_{yk}$ (MPa)	500
$f_{yd}$ (MPa)	357,14
Área tubo (m <sup>2</sup> )	0,000823781
Área bitolas (m <sup>2</sup> )	0
$I_{aço}$ (m <sup>4</sup> )	1.01E-06
$EI_{aço}$ (kN.m <sup>2</sup> )	211,88
$EA_{aço}$ (kN)	172993,9
Taxa de aço	0,70 %

As propriedades totais, somando os valores do aço e do concreto, são apresentadas na Tabela 4.19.

Tabela 4.19: Dados de resistência total da estaca de Faro (2014).

Dados de resistência	Estaca
$EI_{total}$ (kN.m <sup>2</sup> )	27353,27
$EA_{total}$ (kN)	2722640,27
$A_{Stotal}$ (m <sup>2</sup> )	0,00082378

Na Figura 4.71 é apresentado o resultado de carregamento lateral, carga *versus* deslocamento, efetuado por Faro, em 2014, no par de estacas flexíveis.

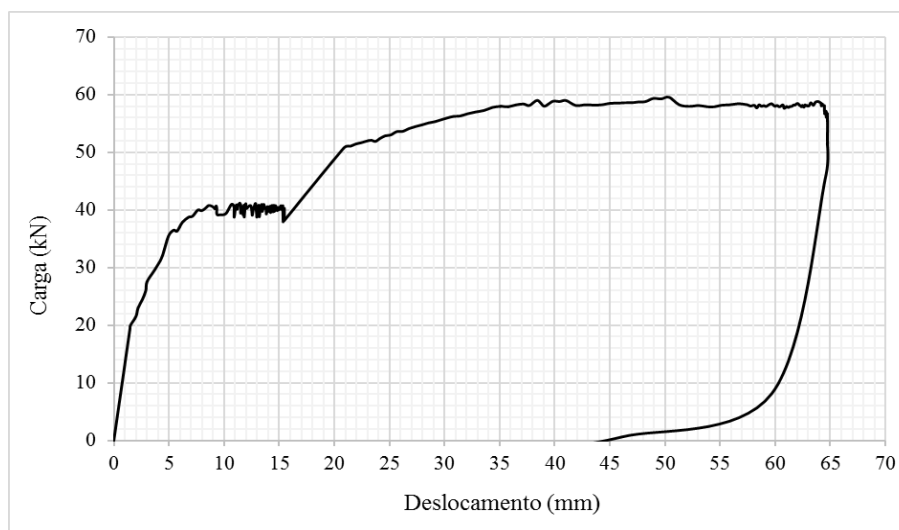


Figura 4.71: Resultado do ensaio de carregamento lateral da estaca em comparação.

De acordo com Faro (2014), realizaram-se três incrementos de carga no ensaio real, 20, 40 e 60 kN. Conforme pode ser observado na Figura 4.71, cargas de 60 kN evidenciaram a ruptura geotécnica da fundação, em deslocamentos de aproximadamente 35 mm.

A Tabela 4.20 apresenta a carga máxima aplicada no ensaio, a carga de ruptura observada na prova de carga real executada e a carga de trabalho resultante da divisão da carga máxima pelo fator de segurança 2,0. Onde  $y_{m\acute{a}x}$  corresponde ao deslocamento máximo na carga máxima de ruptura especificada e  $y_{trab}$  ao deslocamento correspondente a carga de trabalho.

Tabela 4.20: Características específicas das provas de carga horizontal.

Carga máxima (kN)	$y_{\text{máx}}/D$ (%)	Carga de ruptura (kN)	Carga de trabalho (kN)	$y_{\text{trab}}/D$ (%)
60	10	60	30	1,10

Assim como nas estacas do presente trabalho, ao confrontar as medidas extraídas dos extensômetros, obtidas aproximadamente a 30 centímetros da superfície do terreno, com as medidas realizadas com o inclinômetro, na superfície do terreno, notou-se pouca diferença entre os valores resultantes para a estaca de Faro (2014), como apresentado na Tabela 4.21.

Tabela 4.21: Comparação deslocamentos horizontais extensômetro x inclinômetro.

Carregamento (kN)	Deslocamento (mm)	
	Extensômetro	Inclinômetro
20	1,52	1,51
40	15,46	14,3
60	64,69	64,7

A partir dessa comparação apresentada, torna-se possível considerar que o deslocamento resultante na cabeça e na superfície do terreno da estaca em comparação, também é exercido pela mesma carga transversal aplicada a aproximadamente 15 centímetros da superfície do terreno, sendo que o ensaio executado por Faro, em 2014, seguiu o mesmo procedimento do realizado no presente trabalho, além da utilização dos mesmos equipamentos. Desta forma, assim como para as estacas D0,4\_L8 do presente estudo, as condições de contorno referentes à estaca de Faro (2014), foram analisadas em três distintos casos, apresentadas na Figura 4.72.

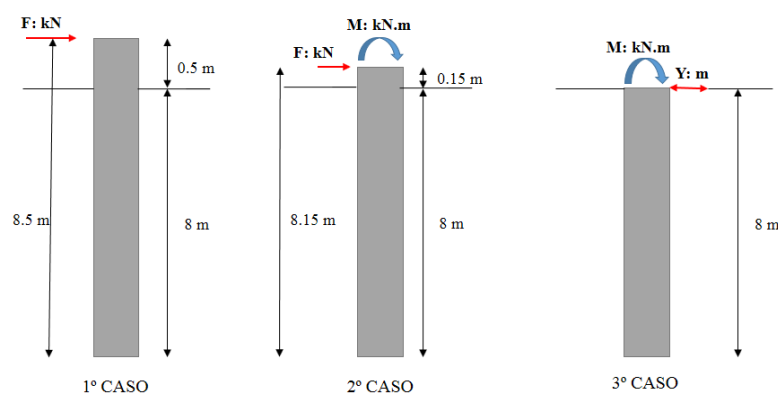


Figura 4.72: Condições de contorno consideradas na retroanálise realizada no *software* LPILE V2018, para a estaca em comparação.



No 1º caso adotou-se as medidas reais das estacas executadas em campo, com 8 metros de profundidade e 0,5 metros acima do nível do terreno. Para o 2º caso, adotou-se como comprimento total 8,15 metros, sendo 8 metros de profundidade e 0,15 metros acima do nível do terreno, na qual considera a aplicação da carga transversal a 0,15 metros acima do nível do terreno, conforme condição real averiguada em campo. Já para o 3º caso, manteve-se a cabeça da estaca no nível do terreno, com comprimento total de 8 metros, sendo os 8 metros de profundidade, na qual considerou-se além de um deslocamento na superfície do terreno, baseado nas medidas realizadas em campo com o inclinômetro, um momento fletor resultante da carga transversal multiplicada pela distância de 0,15 metros da aplicação da carga.

É importante que se diga que, todas as análises de condições de contorno foram realizadas na tentativa de encontrar aquela que melhor ajustasse com os resultados de deslocamentos medidos em campo. Dentre os três casos analisados, assim como na estaca D0,4\_L8 deste trabalho, obteve-se melhor resultado 3º caso. Uma vez que, para as estacas de Faro (2014) utilizou-se também formas de madeira quadradas para comportar a cabeça da estaca acima do nível do terreno. Na Figura 4.73 é ilustrada a condição de contorno representativa da estaca de comparação.

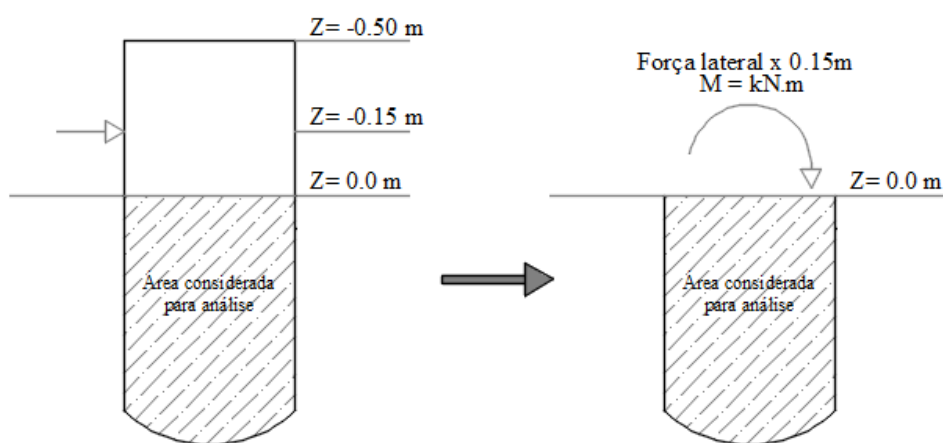


Figura 4.73: Condição de contorno representativa da estaca de Faro (2014).

Dentro do 3º caso apresentado, foram inseridas mais três condições de contorno, denominadas pelo LPILE de “Case”. Os valores fixados são correspondentes aos três incrementos de carga aplicados por Faro (2014), no teste real. A Tabela 4.22 contém esses valores, sendo o deslocamento horizontal obtido através do inclinômetro, e o momento fletor correspondente a carga lateral aplicada a uma distância de 0,15 metros da superfície.

Tabela 4.22: Diferentes casos analisados na condição de contorno estabelecida para a estaca de comparação.

Carga lateral (kN)	Case	Deslocamento (m)	Momento (kN.m)
20	1	0,00151	- 3,00
40	2	0,0143	- 6,00
60	3	0,0647	- 9,00

A partir dessas considerações, e visando sempre a simplificação necessária para atingir os mesmos deslocamentos encontrados experimentalmente, a retroanálise foi realizada, seguindo os mesmos passos listados anteriormente, por tentativa e erro, variando os parâmetros do solo até que se encontrasse uma curva de deslocamentos equivalente, ou mais aproximada possível da encontrada no ensaio de prova de carga real. Os parâmetros referentes ao solo, inseridos e calibrados no *software*, para o caso da estaca de Faro (2014), são apresentados na Figura 4.74.

Profundidade	$K_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	$K_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	Ângulo de atrito $\phi$	Strain Factor $\epsilon_{50}$
0 - 0.6	6.67	6666.67	17	23.80	31.84	0.02
0.6 - 1.0	8.33	8333.33	17	23.80	31.84	0.02
1 - 1.2	10.00	10000.00	17.5	23.80	31.84	0.02
1.2 - 1.4	11.67	11666.67	17.5	23.80	31.84	0.02
1.4 - 1.6	13.33	13333.33	17.5	23.80	31.84	0.02
1.6 - 1.8	15.00	15000.00	17.5	23.80	31.84	0.02
1.8 - 3.0	16.67	16666.67	17.5	23.80	31.84	0.02
3.0 - 5.0	17.00	17000.00	18	23.80	31.84	0.02
5.0 - 9.0	33.33	33333.33	18	23.80	31.84	0.02
9.0 - 16	16.67	16666.67	17	23.80	31.84	0.02

Figura 4.74: Dados das diferentes camadas do solo, inseridos no programa LPILE V2018, para a estaca de Faro (2014).

Nota-se que, os valores do coeficiente de reação horizontal do solo ( $K_h$ ) na análise da estaca de Faro (2014) resultaram em cerca de 66% dos valores determinados na retroanálise da estaca D0,4\_L8 do presente estudo. Resultado este esperado, uma vez que a tensão aplicada no solo pela estaca de Faro (2014) foi inferior à aplicada pela estaca D0,4\_L8 no ensaio de prova de carga real realizado neste trabalho, em que se obteve deslocamentos de até 50% dos obtidos por Faro.

Para que os dados do LPILE tenham mais consistência, como forma de validação dos resultados obtidos no *software*, foi inserida a curva carga *versus* deslocamento da cabeça da estaca, medida por Faro no ensaio de prova de carga real. Os resultados da calibração são apresentados na Figura 4.75.

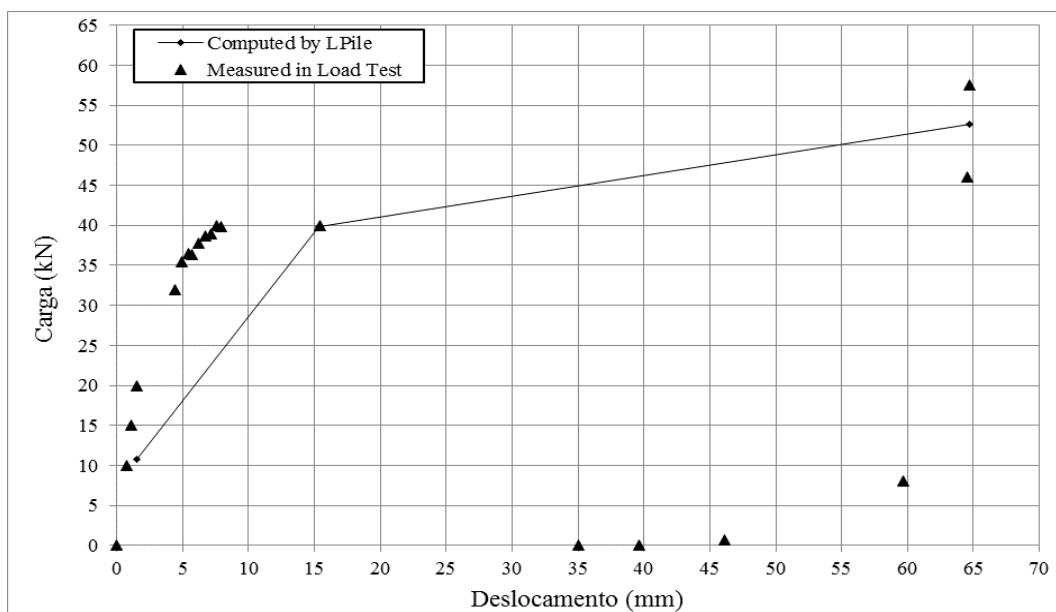


Figura 4.75: Comparação entre as curvas carga *versus* deslocamento obtidas no *software* LPILE e medidas por Faro (2014) no ensaio de prova de carga real.

Observa-se comportamento um tanto quanto distinto da carga *versus* deslocamento obtida no *software* LPILE daquela resultante do ensaio de Faro (2014). Ao considerar os mesmos deslocamentos medidos em campo com o uso do inclinômetro, para as cargas iniciais o valor resultante no *software* LPILE foi inferior ao do ensaio real. Já para a carga de 40 kN obteve-se resultado semelhante ao do teste de prova de carga. Na carga final de 60 kN, o valor determinado pelo *software* foi inferior ao do ensaio de prova de carga real, uma vez que o LPILE acusa a ruptura da estaca para cargas superiores a 40 kN.

Como a ruptura da estaca ocorre antes da terceira condição de contorno, o sistema alerta o usuário de um possível erro ao inserir incrementos na estaca de numeração superior a 45, não gerando uma maior discretização dos resultados, como foi realizado na análise anterior para a estaca D0,4\_L8 do presente estudo.

Os resultados da calibração confrontando os valores de deformada *versus* profundidade, para os três incrementos de carga da estaca de Faro (2014), são apresentados na Figura 4.76.

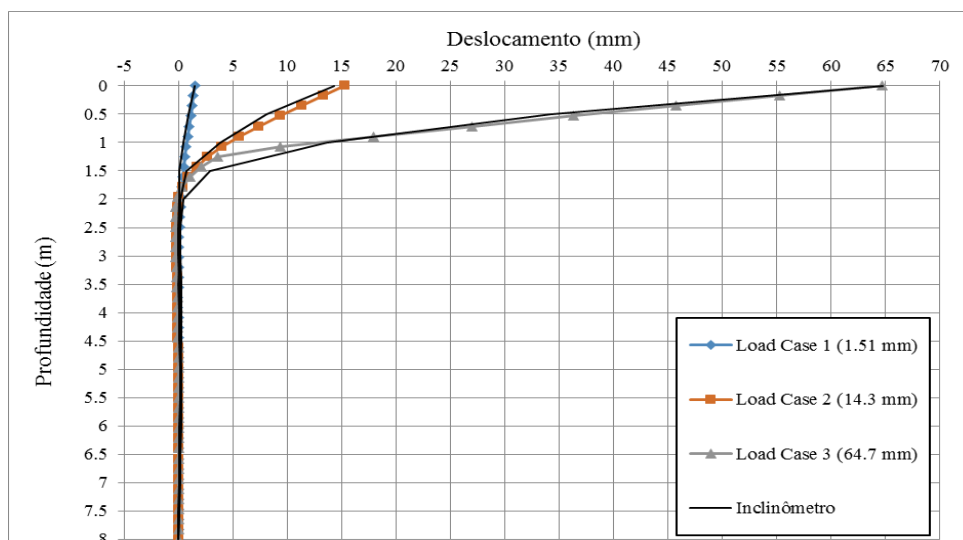


Figura 4.76: Comparação entre os deslocamentos encontrados no *software* LPILE e aqueles obtidos através do inclinômetro, para a estaca em comparação.

Nota-se a semelhança entre as curvas de deslocamento *versus* profundidade encontradas no *software* LPILE, e aquelas obtidas através do inclinômetro no ensaio real, validando os valores encontrados para o 3º caso da estaca de Faro (2014). Calibrados os deslocamentos no *software*, foi possível a determinação do momento fletor para cada carregamento considerado, conforme apresentado na Figura 4.77.

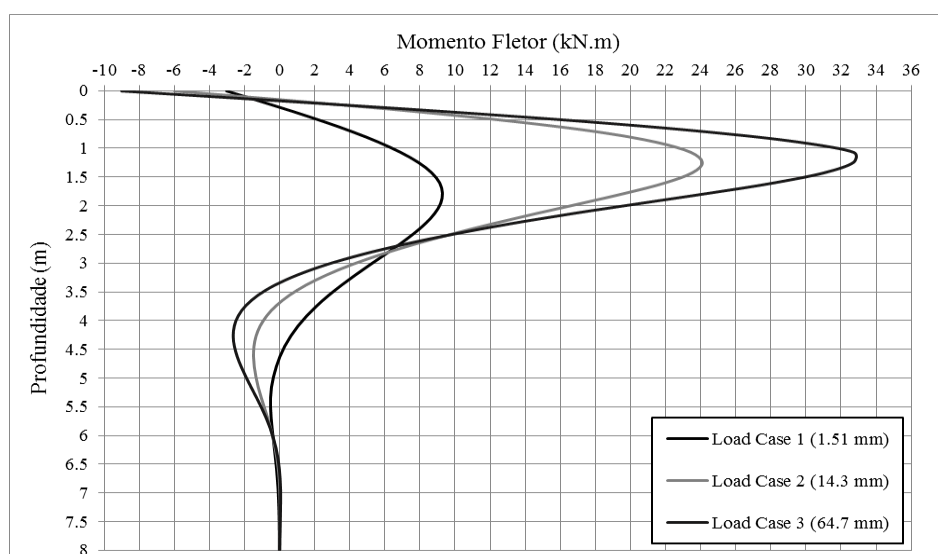


Figura 4.77: Distribuição do momento fletor ao longo da profundidade para os três casos analisados da estaca em comparação.



Logo, evidencia-se que o momento máximo atuante na estaca, resultante do carregamento último aplicado, superou o de plastificação do elemento estrutural. Desta forma, torna-se verídico afirmar que a ruptura da fundação ocorreu devido a ruptura geotécnica aliada a estrutural, por meio da formação de uma rótula de plastificação ao longo da profundidade da estaca.

A variação da rigidez à flexão ( $E_p I_p$ ) da estaca ao longo do seu comprimento, retirada do *software* LPILE V2018 para o carregamento máximo imposto de 52,6 kN, é apresentada na Figura 4.79.

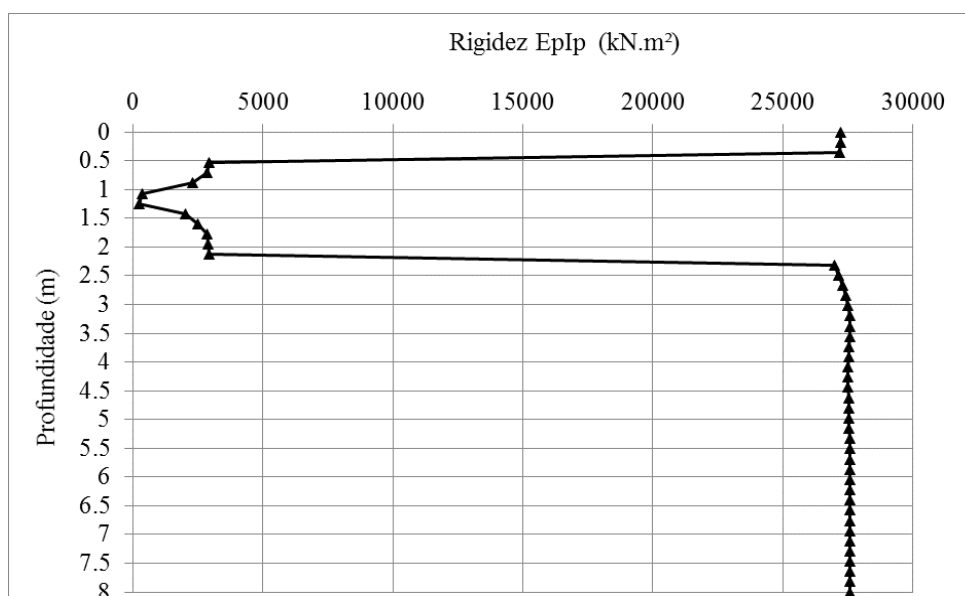


Figura 4.79: Variação da rigidez ao longo da profundidade da estaca de comparação para a carga final de 52 kN.

Com base na análise apresentada na Figura 4.79, torna-se possível afirmar que a fissuração do concreto devido aos esforços de tração afeta significativamente a resistência do elemento estrutural, quando a rigidez flexional da estaca reduz totalmente até a ruptura, no ponto onde está situada a rótula de plastificação.

#### 4.6.2 Comparação das propriedades geométricas e de resistência das duas estacas flexíveis em análise

Como forma de comparação, a Figura 4.80 apresenta a seção transversal das estacas executadas no presente trabalho, denominada “Estaca 1”, e das estacas executadas por Faro (2014), denominada “Estaca 2”.

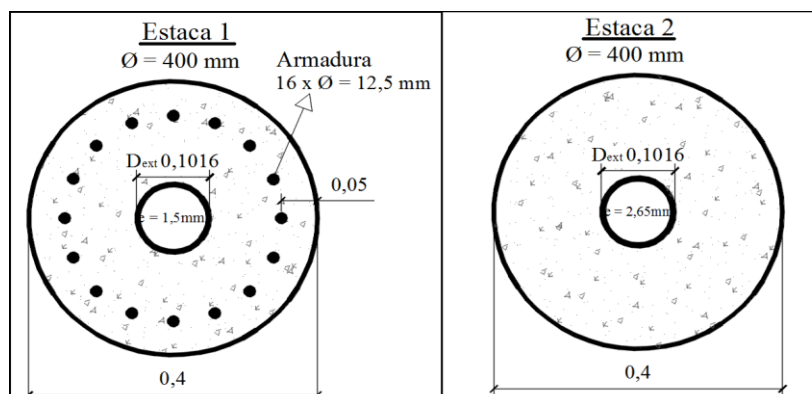


Figura 4.80: Seção transversal das duas estacas em comparação.

Na Tabela 4.23 são apresentados os dados referentes as propriedades geométricas e do concreto, das duas estacas em comparação, seguida da determinação das propriedades de resistência do concreto.

Tabela 4.23: Dados referentes ao concreto das estacas em comparação.

Dados Concreto	Estaca 1	Estaca 2
Área (m <sup>2</sup> )	0,117556386	0,117556386
Volume (m <sup>3</sup> )	0,94	0,99
I (m <sup>4</sup> )	0,001251407	0,001251407
$f_{ck}$ (MPa)	25	15,00
$f_{cd}$ (MPa)	17,85	10,71
$E_{ci}$ (MPa)	35150	21688,71
$E_{cs}$ (MPa)	30316,87	18164,29
EI (kN.m <sup>2</sup> )	43986,94	27141,39
EA (kN)	4132106,98	2549646,37

A Tabela 4.24 contém os dados referentes as propriedades e a quantidade de armadura presente em cada estaca.

Tabela 4.24: Dados referentes ao aço das estacas em comparação.

Dados aço CA-50	Estaca 1	Estaca 2
$f_{ck}$ (MPa)	500	500
$f_{cd}$ (MPa)	357,14	357,14
Área tubo (m <sup>2</sup> )	0,00047171	0,000823781
Área bitolas (m <sup>2</sup> )	0,001963495	0
$I_{aço}$ (m <sup>4</sup> )	2,3175E-05	1.01E-06
EI (kN.m <sup>2</sup> )	4866,74	211,88
EA (kN)	511393,16	172993,9
Taxa de aço	2,07 %	0,70 %

Na Tabela 4.25 são apresentados os valores de resistência total das duas estacas em comparação, com a diferença entre os valores de ambas.

Tabela 4.25: Dados de resistência total das estacas em comparação.

Dados de resistência	Estaca 1	Estaca 2	Diferença
$EI_{total}$ (kN.m <sup>2</sup> )	48739,65	27353,27	56,12 %
$EA_{total}$ (kN)	4643500,14	2722640,27	58,63 %
$A_{aço}$ (m <sup>2</sup> )	0,002435	0,00082378	33,83 %

A comparação da resistência estrutural das duas estacas em análise é apresentada através da relação momento *versus* curvatura, obtidas através do *software* LPILE, conforme Figura 4.81.

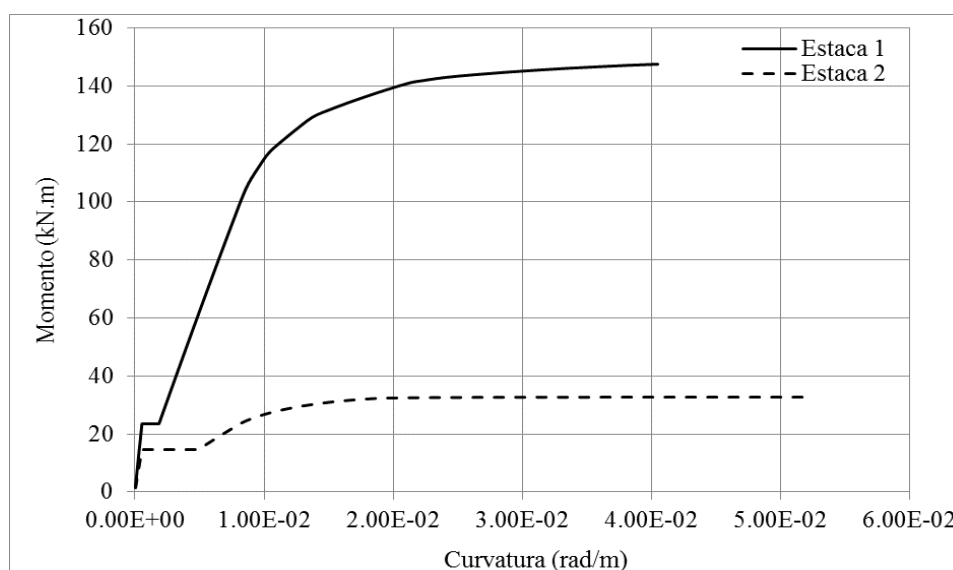


Figura 4.81: Relação momento *versus* curvatura da estaca de comparação.



É nítida a diferença da resistência estrutural das duas estacas. Nota-se que inicialmente a resistência do elemento estrutural é governada pela resistência do concreto até o seu valor limite. Após esse ponto ocorre a mobilização da armadura, governando a resistência até atingir o escoamento do aço.

#### 4.6.3 Comparação dos ensaios de prova de carga lateral

A Figura 4.82 apresenta a comparação entre os resultados do ensaio de prova de carga lateral das estacas de Faro (2014) e as do presente estudo. Os valores de carga *versus* deslocamento foram baseados nas medidas de deslocamento horizontal obtidas com o uso do inclinômetro.

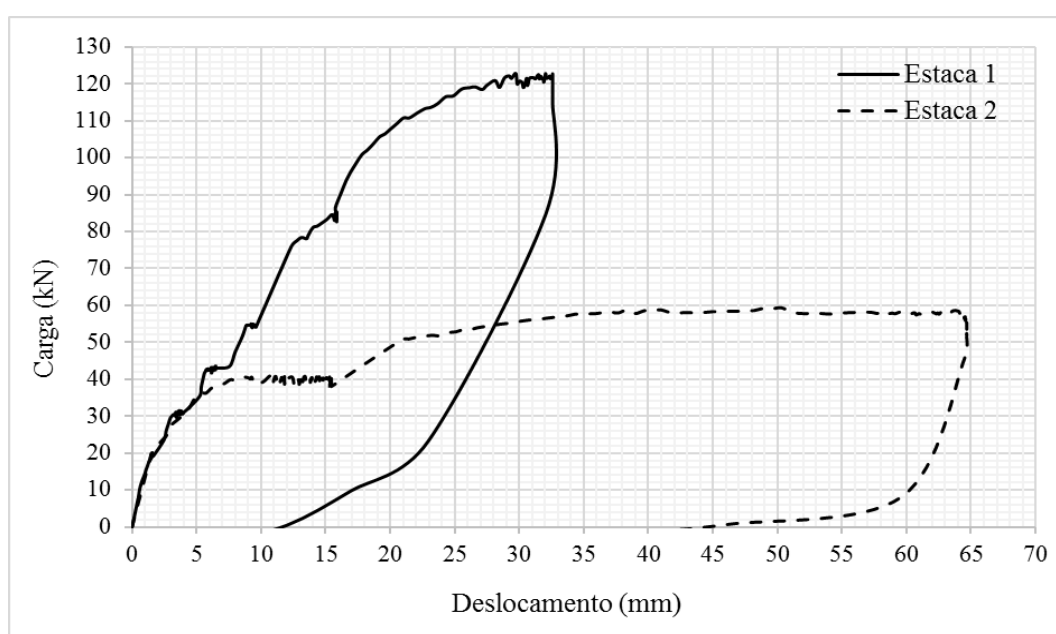


Figura 4.82: Resultados dos ensaios de carregamento lateral das estacas em comparação.

Com base nas análises realizadas, a ruptura geotécnica das fundações foi evidenciada para deslocamentos entre 30 e 35 mm, em ambos os casos. No ensaio de Faro (2014), a carga última imposta excedeu ao valor máximo calculado, de 52 kN, demonstrando a ruptura estrutural da Estaca 2 e a ruptura do solo coesivo friccional. Já no presente estudo, observou-se primeiramente a ruptura do solo, não alcançando o momento de plastificação da Estaca 1 na carga máxima aplicada de 125 kN.

Na Figura 4.83 é possível analisar a diferença na rigidez inicial entre as duas estacas em comparação.

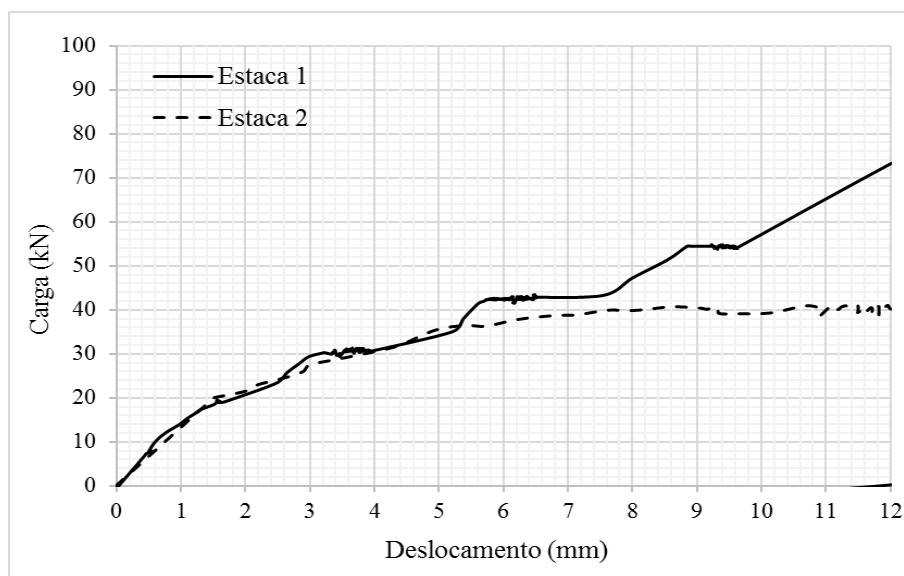


Figura 4.83: Comparação dos resultados dos ensaios de carregamento lateral das duas estacas analisadas.

Através da Figura 4.83, nota-se rigidez inicial semelhante entre as duas fundações analisadas, quando de fato, ocorre somente a mobilização da resistência do solo. A partir do ponto em que se iniciam as deformações na estaca, tanto elásticas quanto plásticas, em um momento superior de aproximadamente 24 kN.m na Estaca 1 e 15 kN.m na Estaca 2, as deformações passam a ser governadas pela resistência do elemento estrutural. O momento de 24 kN.m na Estaca 1 corresponde a uma carga superior a 30 kN, e o de 15 kN.m devido a aplicação de uma carga superior a 26 kN.

Segundo os conceitos da Elasticidade e Plasticidade, na região plástica todas as deformações são recuperáveis, retornando o material à sua condição inicial após o descarregamento. Uma vez atingido o Critério de Plastificação, ou seja, o momento de plastificação da estaca, as deformações não são totalmente recuperáveis, existindo uma parcela de deformações permanentes. Com base nesses conceitos, após a realização do ensaio real, torna-se possível afirmar que a Estaca 2 apresentou fissuras permanentes, enquanto a Estaca 1 manteve seu fuste íntegro.

#### 4.6.4 Comparação da carga *versus* deflexão horizontal

São apresentados na sequência os deslocamentos horizontais ao longo da profundidade para as duas estacas em comparação, correspondentes a etapa de carregamento e descarregamento. Para permitir a comparação entre a estaca do presente estudo, Estaca 1, e a ensaiada por Faro (2014), Estaca 2, desconsiderou-se a fluência resultante da etapa de ciclos de carga-descarga.

Vale ressaltar que, os incrementos de carga dos ensaios de prova de carga lateral não foram exatamente os mesmos, pois seus valores foram baseados na estimativa de carga de cada fundação. Desta forma, a Figura 4.84 apresenta a comparação dos deslocamentos ao longo da profundidade para cargas de 12 kN na Estaca 1, e 20 kN aplicadas na Estaca 2.

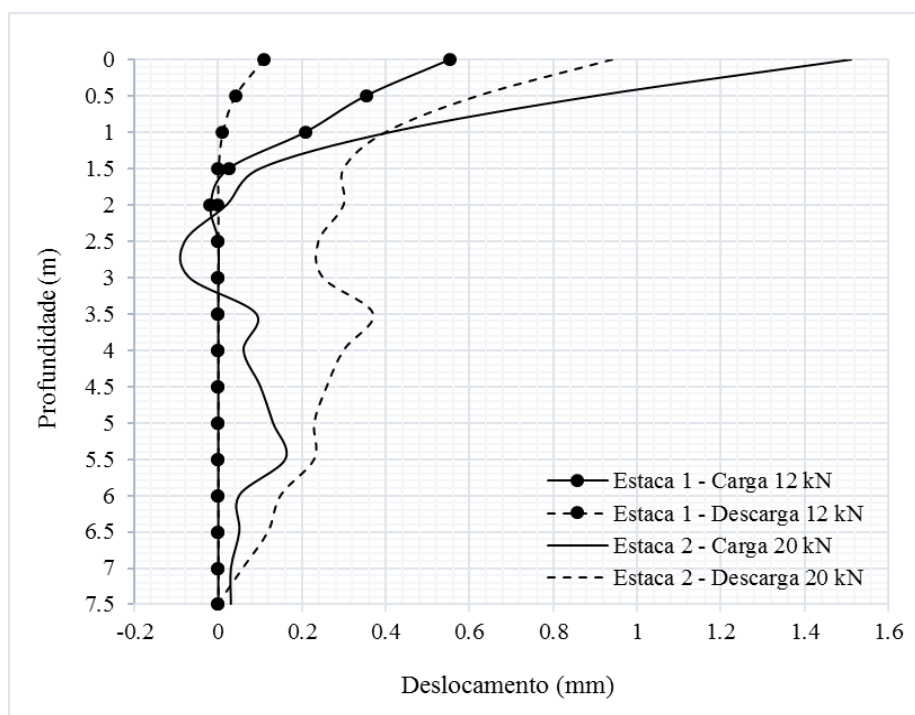


Figura 4.84: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para as cargas iniciais.

Quando da imposição de um carregamento superior, são observados deslocamentos horizontais superiores na Estaca 2, uma vez que a resistência inicial é governada pelo solo. Fato este comprovado a partir da Figura 4.84, quando a aplicação de uma carga superior na Estaca 1, resultou em deslocamentos superiores.

Deslocamentos ao longo da profundidade para cargas de 24 kN na Estaca 1 e 20 kN na Estaca 2 são apresentados na Figura 4.85.

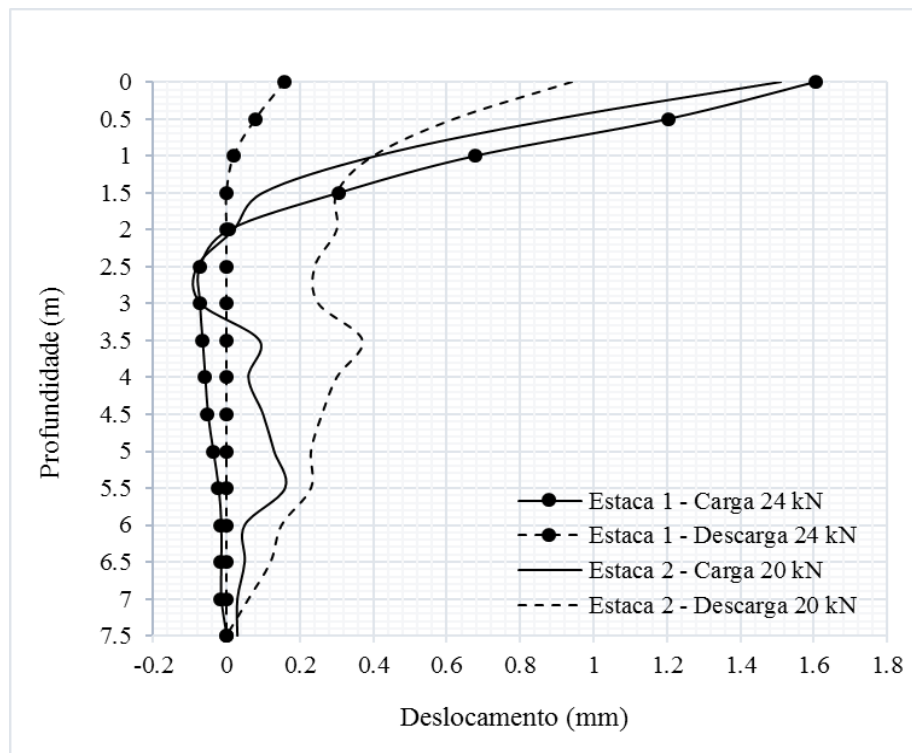


Figura 4.85: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 20 kN e 24 kN.

Como mencionado anteriormente, o comportamento apresentado na Figura 4.85 é esperado, uma vez que na fase inicial do ensaio os deslocamentos são governados pela resistência do solo circundante à estaca.

A partir da Figura 4.86 é possível perceber que, em cargas de 36 kN na Estaca 1, e 40 kN na Estaca 2, ocorre além da mobilização da resistência do solo a mobilização inicial da resistência da estaca, verificada pela ocorrência de deslocamentos horizontais bem superiores ao longo da Estaca 2, quando a intensidade das cargas aplicadas não é tão distinta.

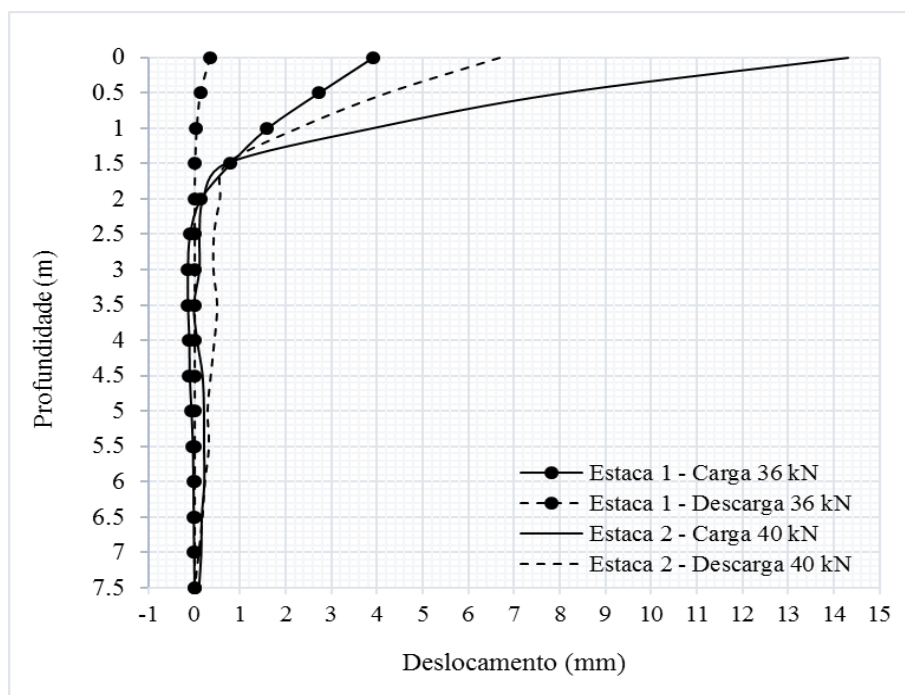


Figura 4.86: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 36 kN e 40 kN.

Na Figura 4.87 são apresentados os deslocamentos ao longo da profundidade para cargas de 48 kN na Estaca 1, e 40 kN na Estaca 2.

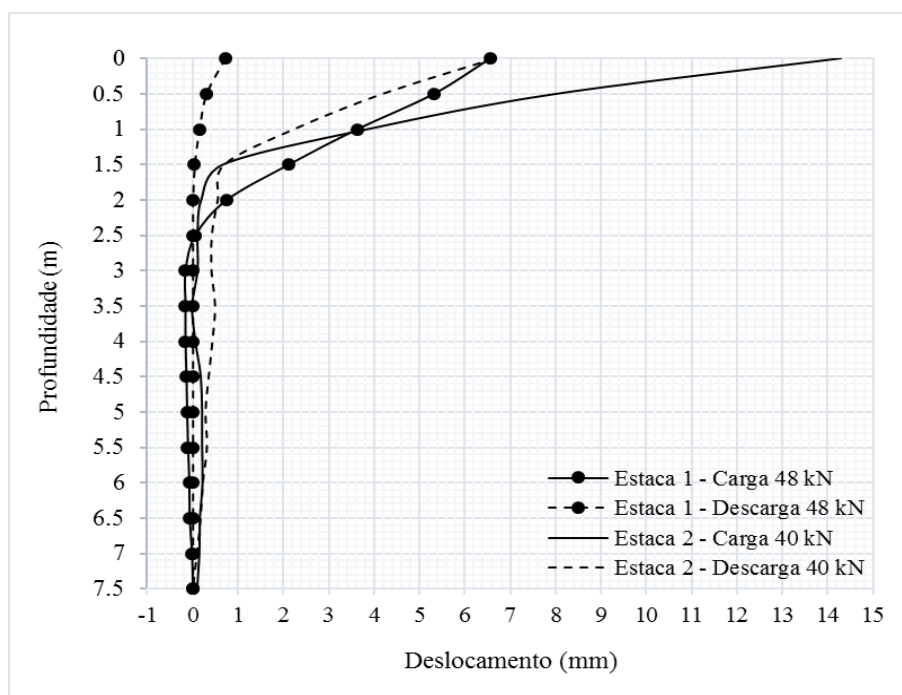


Figura 4.87: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 40 kN e 48 kN.

Com base na comparação apresentada na Figura 4.87, nota-se que para cargas entre 40 kN e 48 kN, a resistência da fundação passa a ser governada principalmente pela resistência do elemento estrutural, não somente pela resistência do solo, uma vez que são observados deslocamentos duas vezes superiores na Estaca 2.

A Figura 4.88 apresenta os deslocamentos ao longo da profundidade para a carga de 60 kN, tanto na Estaca 1, quanto na Estaca 2.

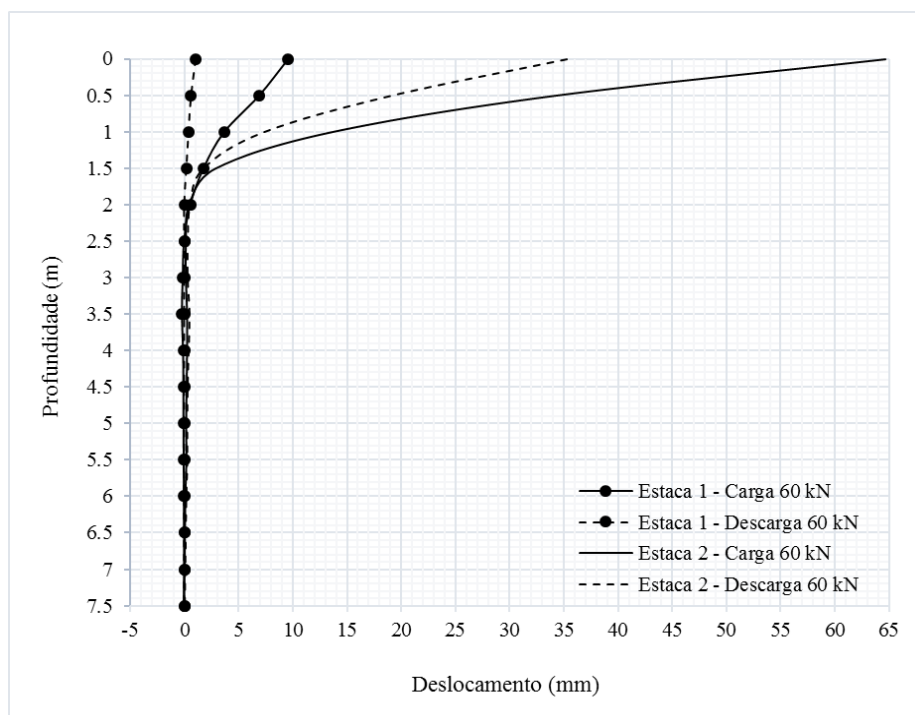


Figura 4.88: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade, da Estaca 1 e da Estaca 2, para a carga de 60 kN.

Para o carregamento de 60 kN, verifica-se que os deslocamentos são governados essencialmente pela resistência do elemento estrutural, visto que, são observados deslocamentos sete vezes superiores na Estaca 2, para a mesma intensidade de carga analisada.

Na Figura 4.89 são apresentados os deslocamentos ao longo da profundidade para cargas de 86 kN na Estaca 1, e 60 kN na Estaca 2.

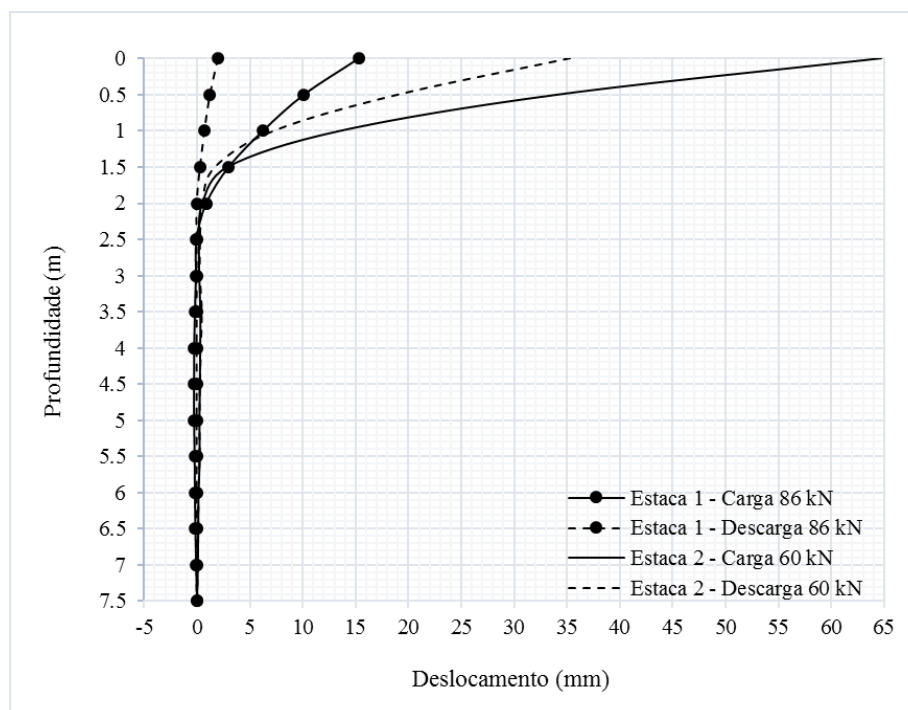


Figura 4.89: Comparação dos deslocamentos horizontais em profundidade da Estaca 1 e da Estaca 2, para cargas de 60 kN e 86 kN.

A análise da Figura 4.89 revela que, para cargas de 86 kN e 60 kN, a resistência da fundação é governada essencialmente pela resistência do elemento estrutural, uma vez que os deslocamentos na Estaca 2 atingem valores de até cinco vezes ao da Estaca 1.

Através das análises realizadas acima, torna-se possível afirmar que o aumento da rigidez das estacas contribuiu de forma significativa na redução dos deslocamentos horizontais, principalmente na etapa em que ocorre a mobilização da resistência do elemento estrutural. Além disso, constata-se também que, a taxa de recuperação dos deslocamentos observada nas estacas do presente trabalho, Estaca 1, se mostrou superior a observada na Estaca 2, de Faro (2014).

Em suma, no ensaio de prova de carga real, a ruptura da Estaca 1 foi observada para uma carga horizontal de aproximadamente 125 kN, já para a Estaca 2, em um carregamento horizontal de aproximadamente 60 kN. A comparação entre a distribuição dos momentos fletores atuantes em cada estaca, é apresentada na Figura 4.90.

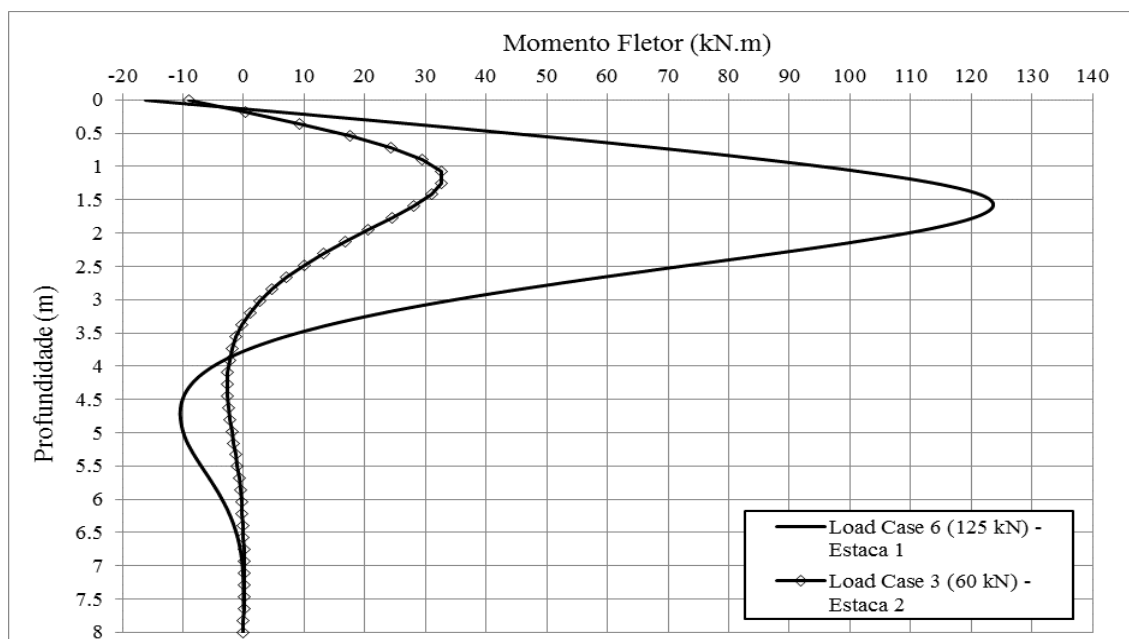


Figura 4.90: Comparação entre os momentos fletores máximos atuantes nas estacas em comparação.

Observa-se, a partir da Figura 4.90, que os momentos fletores atuantes ao longo da Estaca 1 são significativamente superiores aos da Estaca 2, uma vez que a carga aplicada é duas vezes superior à aplicada na Estaca 2, com deslocamentos duas vezes inferiores. Além disso, foi possível concluir que o momento máximo da Estaca 1 está localizado em aproximadamente 1,60 metros de profundidade, enquanto que o da Estaca 2, encontra-se entre 1 e 1,5 metros. Para verificação do ponto de fissuração das estacas, foi feito o ensaio de integridade PIT. A Figura 4.91 apresenta a comparação do sinal médio de velocidade, dos 50 golpes aplicados em cada estaca, sendo a Figura 4.91a correspondente ao sinal médio da Estaca 1, e a Figura 4.91b da Estaca 2. No eixo horizontal apresenta-se a escala de comprimento, sendo a origem de cada gráfico corresponde ao ponto onde foi instalado o acelerômetro.



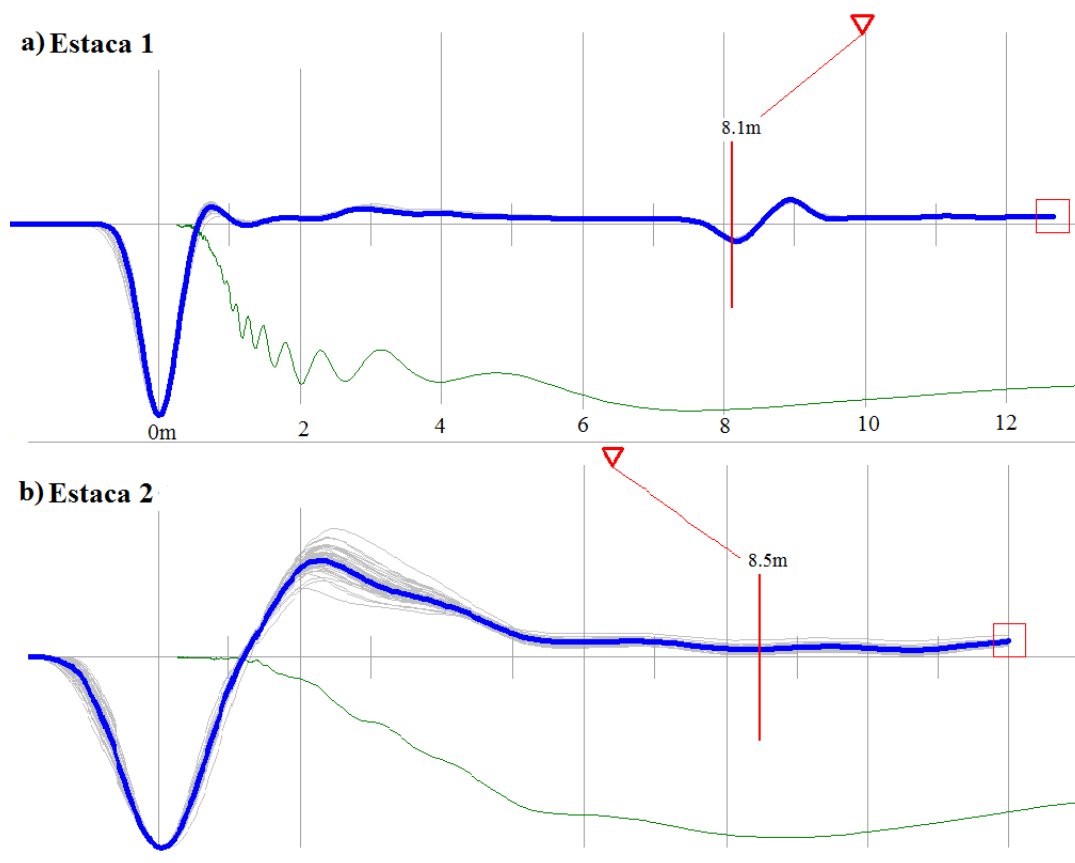


Figura 4.91: Comparação do sinal médio de velocidade do ensaio de integridade: a) Estaca 1 e b) Estaca 2.

Através da comparação apresentada na Figura 4.91, em análise a Estaca 1 (Figura 4.91a), nota-se a sua integridade estrutural, quando a mesma apresenta fuste homogêneo/íntegro, sinal de ponta visível, velocidade de onda calculada em 3850 m/s e sem interferência no sinal, demonstrando a não existência de fissuras permanentes. Já para o caso da Estaca 2 (Figura 4.91b), a velocidade de onda foi calculada em 4000 m/s, na qual não foi possível identificar a resposta da ponta, nem comprovar por meio deste diagnóstico alguma anomalia correspondente a um dano estrutural na estaca.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma vez realizada as provas de carga horizontais, em estacas de comportamento rígido e flexível, com posterior retroanálise, são elencadas algumas conclusões acerca do comportamento das curvas carga *versus* deslocamento obtidas no ensaio real, bem como do comportamento geomecânico das estacas em estudo.

### 5.1 CONCLUSÕES

#### 5.1.1 Influência da carga-descarga na curva carga *versus* deslocamento

Os estágios de carga-descarga foram realizados com o intuito de considerar a influência de esforços adicionais na capacidade de carga das fundações, oriundos do vento e/ou de ondas marítimas. Para o caso das estacas flexíveis do presente estudo, realizaram-se cinco ciclos de carga-descarga de aproximadamente 12 kN, seguida da aplicação de carga até a ruptura da fundação, na qual observou-se em campo deslocamentos de aproximadamente 40 mm para a carga máxima de 120 kN, que levaram a ruptura geotécnica do sistema. No caso das estacas rígidas, realizaram-se dez ciclos de carga-descarga de aproximadamente 15 kN, na qual observou-se deslocamento máximo de 30 mm, num carregamento de 220 kN. Devido a fluência resultante em cada estágio de carga aplicada, a degradação da rigidez da fundação, resultado da aplicação de carga em instantes relativamente curtos, acabou por antecipar a ruptura geotécnica da fundação. Com base nas análises realizadas no presente estudo, ressalta-se a importância da consideração da influência dos efeitos dinâmicos no comportamento geotécnico da fundação.

Em relação a previsão da capacidade de carga das fundações, ao considerar um deslocamento de 3% do diâmetro da estaca, em um ponto situado na superfície do terreno, a estimativa da carga da estaca flexível aproxima-se da carga de trabalho, determinada como sendo a metade da carga máxima do ensaio real. Na previsão da capacidade de carga das estacas rígidas, ao considerar um deslocamento de 3% do seu diâmetro, a carga encontrada aproxima-se da carga de ruptura da fundação, baseada no ensaio de carregamento transversal realizado.

Na análise da previsão de carga das fundações em estudo através das duas metodologias propostas por Broms (1964), em solos coesivos e em solos friccionais. Para as estacas

flexíveis, utilizando a sequência de formulações indicadas para solos puramente friccionais (1964b), a divisão por um FS de três resultou em valores próximos a carga de trabalho estimada através do ensaio real. Da previsão da capacidade de carga das estacas rígidas, no método de Broms para solos friccionais (1964b), obteve-se valores próximos à carga de trabalho estimada sem a consideração de um FS, nas quais os deslocamentos não excederam 1% do diâmetro da estaca.

Em suma aos estágios de carga-descarga, mesmo com a aplicação de cargas em instantes relativamente curtos, em termos de segundos, as fundações em estudo apresentaram deslocamentos que, por menor que sejam, são permanentes. A estaca flexível sofreu influência inicial já no primeiro incremento de intensidade de 12 kN, quando observada a não linearidade nos deslocamentos na etapa de carregamento. Esta diferença pode estar associada a degradação inicial da rigidez do concreto da estaca flexível, resultado do início da fissuração. Em relação às estacas rígidas, mesmo dotada de elevada rigidez, sofreram deslocamentos geotécnicos permanentes em cada ciclo de carga-descarga, demonstrando alta taxa de recuperação dos deslocamentos para cargas de até 80 kN, na qual comprova a pouca influência dos ciclos até esse estágio de carga.

Da comparação dos deslocamentos resultantes dos estágios de aplicação de carga seguidos da descarga total, com aqueles resultantes da aplicação de carregamento, na qual manteve-se a carga no mínimo por 30 minutos. Observou-se que, na etapa de carga-descarga os deslocamentos foram superiores aos da etapa de estabilização do carregamento. Evidenciando o fato de que o tempo de aplicação da carga não influencia significativamente nos deslocamentos horizontais sofridos, sendo estes influenciados principalmente pelo número de aplicações de carga, ou seja, pelos efeitos dos estágios de carga-descarga. A diferença entre os deslocamentos foi de aproximadamente 20 mm nas fundações de comportamento flexível. Torna-se importante ressaltar o fato de ser um caso particular de estacas flexíveis, em solo coesivo friccional, com incrementos de carga de até 20% da carga máxima suportada pela fundação, no intuito somente de verificar a influência desses efeitos no comportamento final da fundação.

Logo, foi averiguado em campo que a ruptura geotécnica ocorre quando os deslocamentos se aproximam de 40 mm. Esta acepção inicial acaba por ser influenciada diretamente pela aplicação de estágios de carga-descarga, que contribuem na degradação da rigidez das estacas, tanto de comportamento flexível, quanto rígido. Com base na comparação das curvas carga

*versus* deslocamento com e sem o efeito desses estágios, o carregamento suportado pelo solo deverá exceder ao observado no ensaio real, cuja interpolação da curva da estaca flexível pode chegar a 150 kN, quando os 120 kN previstos correspondem a um deslocamento de 25 mm. Este desempenho também é esperado para o caso das estacas rígidas.

### 5.1.2 Análise carga *versus* deflexão ao longo da profundidade da estaca

Em relação aos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade, para a estaca flexível D0,4\_L8, dada a descarga total após os estágios de carregamento, observa-se fluência final próxima dos valores resultantes da etapa de estágios de carga-descarga. Comportamento este, semelhante ao observado também para o caso das estacas rígidas. Isto levar a crer que, os deslocamentos sofrem influência, sobretudo, da etapa correspondente a aplicação da carga-descarga, principalmente nos cinco primeiros ciclos.

As deflexões das estacas flexíveis foram observadas até a profundidade de 2,5 metros na etapa de carga, tornando-se praticamente nulas após esse ponto. Dada a descarga total se mantêm em até 2 metros de profundidade, correspondentes ao último incremento realizado. Isto induz a hipótese da rótula de plastificação estar localizada próximo a este ponto. Entretanto, o ponto de momento máximo observado através das simulações numéricas está localizado entre 1,58 a 1,60 metros de profundidade, conforme resolução da equação diferencial pelo método das diferenças finitas apresentada pelo LPILE V2018. Portanto, o ponto de plastificação da estaca flexível do presente estudo teoricamente deveria estar localizado em aproximadamente 5Ø da estaca, contados a partir da superfície do terreno. Para o caso das estacas rígidas, com base nas medições realizadas com o inclinômetro, os deslocamentos horizontais atingiram valor máximo de 30,5 mm no topo da estaca, estendendo-se até a profundidade de 4,5 metros, tornando-se nulos em 3,5 metros de profundidade. Nota-se que, com a imposição de carga a estaca D1\_L5 apresenta rigidez suficiente tendendo a girar como um elemento rígido, a partir de um ponto situado a 3,5 metros de profundidade, ou seja, em aproximadamente 4Ø da estaca, contados a partir do seu topo.

Para tanto, quando a fluência resultante da fase de ciclos de carga-descarga não é desconsiderada, de fato, os deslocamentos são relativamente superiores na etapa de carga, tanto para o caso das estacas flexíveis, quanto para as estacas rígidas. Após a descarga total, as estacas de comportamento flexível apresentam taxa de recuperação dos deslocamentos consideravelmente alta (mais de 50%), enquanto que para as estacas rígidas a taxa de

recuperação é de aproximadamente 28%. Na análise para verificação da influência dos ciclos, em que se desconsiderou os efeitos da carga-descarga, foram observados deslocamentos de até 60% quando da realização dos estágios de aplicação de carga-descarga. A partir da descarga total foi possível identificar a fluência resultante de cada incremento de carga, na qual observaram-se deslocamentos semelhantes aqueles obtidos a etapa de ciclos de carga-descarga, em ambos os casos analisados.

### 5.1.3 Considerações quanto às retroanálises realizadas

Nas retroanálises realizadas no LPILE V2018, os valores de deslocamento obtidos através do *software* foram calibrados por tentativa e erro, variando os parâmetros do solo até que se encontrasse curvas de mesmo comportamento do ensaio real. Feita a calibração, o valor da coesão do solo (23,80 kN/m<sup>2</sup>) e do ângulo de atrito (31,84°) mantiveram-se constante, com variação gradativa apenas do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade. Para as estacas flexíveis este valor variou de 10 a 25 MN/m<sup>3</sup>, já para as estacas rígidas de 5,5 a 8,5 MN/m<sup>3</sup>. Esta diferença de cerca de 40% faz jus a hipótese de Winkler, na qual o valor desse coeficiente se dá em função de uma suposta tensão normal atuante na área frontal da estrutura, perpendicularmente ao seu deslocamento, sendo menor para o caso das estacas rígidas, devido a tensão aplicada se distribuir melhor, quando comparada a transmitida ao solo por meio da fundação flexível.

Do observado nas estacas flexíveis, em análise ao carregamento de 125 kN, a profundidade de momento fletor máximo, correspondente ao ponto de força cisalhante nula, está entre 1,58 e 1,60 metros de profundidade, no valor de 123,5 kN.m. No caso das estacas rígidas, em análise ao momento máximo aplicado, correspondente ao último incremento de carga de 220 kN, notou-se que a profundidade de momento fletor máximo correspondente a 1,91 metros da estaca, com valor de 357,74 kN.m.

Da análise estrutural momento *versus* curvatura extraída do *software* LPILE para a estaca flexível do presente estudo, o momento de plastificação resultou no valor de 145 kN.m, semelhante ao obtido através do diagrama de iteração apresentado por Alonso (1989), no valor de 145,73 kN.m. Nota-se também que, inicialmente a resistência da estaca é governada pela resistência do concreto, e após atingir um momento de aproximadamente 23,53 kN.m ocorre a mobilização da resistência dada pela armadura, que com base na retroanálise

realizada, somente após um carregamento de 24 kN ocorre a mobilização do elemento estrutural, até então os deslocamentos são governados pela resistência do solo.

Da análise estrutural momento *versus* curvatura da estaca rígida retirada do *software* LPILE, o momento de plastificação resultou no valor de aproximadamente 715 kN.m, próximo também do valor obtido através do diagrama de iteração apresentado por Alonso (1989). Seguindo os mesmos conceitos de análise estrutural, inicialmente a resistência da estaca é governada pela resistência do concreto, e após atingir um momento de aproximadamente 350 kN.m ocorre a mobilização da resistência do elemento estrutural.

Com base na comparação dos valores de momento máximo suportado e atuante nas duas estacas, de comportamento rígido ( $M_{yield} = 715$  kN.m;  $M_{max} = 357,74$  kN.m) e flexível ( $M_{yield} = 145$  kN.m;  $M_{max} = 123,5$  kN.m), pode-se afirmar a não ocorrência da ruptura do elemento estrutural, apenas a ruptura geotécnica da fundação. Desta forma, as estacas do presente estudo demonstraram comportamento elástico, comprovadas através do ensaio de integridade PIT, enquanto o solo apresentou comportamento plástico, com ruptura geotécnica comprovada em campo, na qual sofreu influência dos estágios de carga-descarga.

#### 5.1.4 Influência da rigidez das estacas nos deslocamentos horizontais

A verificação da influência da rigidez das estacas no carregamento lateral de fundações profundas, foi analisada a partir da comparação de ensaios reais de estacas com mesma geometria, mas rigidez distintas. Uma contendo EI de 45000 kN.m<sup>2</sup>, denominada “Estaca 1”, e a outra contendo EI de 27226,27 kN.m<sup>2</sup>, denominada “Estaca 2”, com taxas de aço de 2,07% e de 0,70%, respectivamente. Observou-se a nítida diferença na resistência estrutural das duas estacas em comparação, conforme gráficos apresentados.

Dos gráficos de análise estrutural retirados do *software* LPILE V2018, nota-se que a resistência inicial do elemento estrutural é governada pela resistência do concreto até o valor limite da sua resistência característica. Após esse ponto, ocorre a mobilização da armadura, governando a resistência da estaca até atingir o escoamento do aço. Neste ponto, identifica-se o momento de plastificação do elemento estrutural, que resultou no valor de aproximadamente 32,67 kN.m, para a Estaca 2, e de aproximadamente 145 kN.m para a Estaca 1.

Uma das principais vantagens do *software* LPILE V2018 é a variação da rigidez flexional da estaca com a aplicação do carregamento. Conforme análises apresentadas, no caso da Estaca

2, a rigidez atingiu valores praticamente nulos no ponto de possível localização da rótula de plastificação, indicando o colapso do elemento estrutural nesse ponto. Enquanto que a Estaca 1, por se tratar de um elemento mais rígido, não ocorreu a degradação total da rigidez do elemento estrutural, quando o carregamento máximo aplicado foi interrompido quando identificada primeiramente a ruptura geotécnica da fundação.

Vale ressaltar que, a ruptura geotécnica das fundações foi evidenciada para deslocamentos próximos a 40 mm, entre 30 e 35 mm. No ensaio da Estaca 2, a carga última imposta excedeu ao valor máximo determinado através do LPILE, de 52 kN, demonstrando a ruptura estrutural além da ruptura do solo coesivo friccional. Já para a Estaca 1, do presente estudo, observou-se no ensaio real apenas a ruptura geotécnica, para a carga máxima aplicada de 125 kN.

Nas comparações carga *versus* deslocamento ao longo da profundidade, desconsiderou-se a fluência resultante da etapa de ciclos de carga-descarga, na estaca do presente estudo, Estaca 1, de modo a permitir a comparação com a ensaiada por Faro (2014), Estaca 2. Para cargas de até 24 kN, correspondentes as fases iniciais de carregamento, os deslocamentos são governados pela resistência do solo circundante à estaca. Partindo de cargas de 36 kN, além da mobilização da resistência do solo ocorre a mobilização inicial da resistência do elemento estrutural. Além disso, com base nas análises realizadas, verifica-se que o aumento da rigidez das estacas contribuiu de forma significativa na redução dos deslocamentos horizontais na etapa em que ocorre a mobilização da resistência do elemento estrutural. Constata-se também que, a taxa de recuperação dos deslocamentos observada nas estacas do presente trabalho, Estaca 1, se mostrou superior a observada na Estaca 2, uma vez que o ponto de plastificação não foi atingido, retornando os deslocamentos a sua condição inicial.

Da retroanálise realizada no *software* LPILE V2018, ao comparar os momentos fletores resultantes em cada estaca, nota-se que os atuantes ao longo da Estaca 1 são significativamente superiores aos da Estaca 2, uma vez que a carga aplicada é duas vezes superior, com deslocamentos duas vezes inferiores. Além disso, o momento máximo da Estaca 1 parece estar localizado aproximadamente em 1,60 metros de profundidade, enquanto que o da Estaca 2, de 1 a 1,5 metros de profundidade. No caso da Estaca 2, o carregamento máximo aplicado, correspondente ao último incremento de carga (52 kN), induziu ao momento fletor máximo de 32,7 kN.m, valor este comparado com o de plastificação de 32,67 kN.m, obtido através do *software* LPILE V2018. Isto leva a crer que a Estaca 2 rompeu, devido a aplicação em campo de uma carga superior a esta de 52 kN. Enquanto que na Estaca

1, mesmo com a aplicação de momentos relativamente superiores, não ocorreu a plastificação do elemento estrutural. A comprovação dessa hipótese inicial da integridade da Estaca 1 foi realizada através de diagnóstico pelo ensaio PIT (Pile Integrity Test), revelando a inexistência de dano estrutural na estaca.

Em suma nas comparações realizadas entre as duas estacas, evidenciou-se que o momento máximo atuante na Estaca 2, resultante do carregamento último aplicado, superou o de plastificação do elemento estrutural. Por meio desse embasamento teórico, torna-se verídico afirmar que a ruptura da fundação ocorreu devido a ruptura geotécnica e do elemento estrutural. Das análises retiradas através do inclinômetro na etapa final de carregamento, observa-se que os deslocamentos se tornam nulos após 2,5 metros de profundidade na Estaca 1, enquanto que na Estaca 2, após 2 metros de profundidade.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como forma de aprofundamento da pesquisa efetivada, sugerem-se que sejam realizados outros estudos a fim de contribuir para a melhor compreensão do assunto sobre carregamento lateral de estacas profundas assentes em solo coesivo friccional. Entre eles, elenca-se:

- a) Provas de carga em estacas metálicas, no mesmo campo experimental em estudo, para posterior comparação dos resultados obtidos com os apresentados no presente estudo;
- b) Realização de carregamento cíclico em estacas metálicas assentes em solo coesivo friccional;
- c) Análise da influência do espaçamento entre estacas em blocos de concreto armado, utilizando estacas com as mesmas dimensões das estacas flexíveis do presente estudo;
- d) Calibração de modelos numéricos utilizando o método dos elementos finitos, tendo por base os resultados do presente estudo;
- e) Estimativa de um método para dimensionamento de estacas carregadas transversalmente, em solos com comportamento semelhante ao estudado.



## REFERÊNCIAS

ABREU, J. A. **Avaliação do comportamento de grupos de Fundação carregados lateralmente em solo poroso colapsível e tropical do Distrito Federal**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil, Brasília, 2014.

ALMEIRA, M. A. **Análise do comportamento de estacas Strauss submetidas a carregamento horizontal no solo da região de Londrina - PR**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Londrina. Londrina, 2008.

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load: D 3966**. ASTM, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069/MB - 3406**: Ensaio de Penetração de cone *in situ* - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 6502**: Terminologia – Rochas e Solo. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **NBR 5580**: Tubos de aço-carbono para usos comuns na condução de fluidos – Requisitos e ensaio. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. **NBR 10342**: Concreto – perda de abatimento. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 5738**: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 7681**: Calda de cimento para injeção. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 11578**: Cimento Portland composto. Rio de Janeiro, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 2006.

BERTORELLI, A.; HARALYI, N. **Geologia do Brasil**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1998.

BORN, R. B. **Efeito de Grupo de Estacas Carregadas Transversalmente Associadas a solos melhorados**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil– PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2015.

BRINCH, A. J. **The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Force**. The Danish Geotechnical Institute. Bulletin N° 12. Copenhagen, 1961.

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

BROMS, B. B. (1964b). **Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90. p. 123-156.

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

CECCHIN, I. **Sorção e Migração de Biodiesel em um Latossolo Argiloso**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia e Arquitetura – FEAR, Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo, 2014.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estaca: projeto geotécnico**. 1° edição. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

DEL PINO JÚNIOR, A. **Análise do comportamento de estacas do tipo Bronca escavada com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista “Júlio De Mesquita”. UNESP, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Ilha Solteira, 2003.

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.

Ensoft, Inc. **User’s Manual for LPILE 2018**. Ensoft, Inc., 2017.

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

FLEMING, K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. **Piling Engineering**. 3° edição. Livraria Taylor e Francis. USA, 2008.

GONZÁLEZ, J. R. **Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente**. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, 2014.

LEPSCH, I. F. **Formação e conservação dos solos**. 2ª edição. Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

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.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. 2ª edição. Oficina de Textos. São Paulo, 2015.

MOKWA, R.L. **Investigation of the resistance of pile caps to lateral loading**. Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Blacksburg, 1999.

MOKWA, R. L; DUNCAN, M. J. **Investigation of the Resistance of the Piles caps and integral abutments to lateral loading**. Contract Research Sponsored by Virginia Transportation Research Council by the Virginia Department of Transportation. University of Virginia. Charlottesville, 2000.

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

POULOS, H. G.; DAVIS, E. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. John Wiley, New York, 1978.

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

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

SACHETTI, A. S.; ROJAS, J. W. J.; HEINECK, K. S. **Caracterização Geotécnica dos solos de Passo Fundo e Erechim, e Geológica da Rocha de Passo Fundo**. Revista de Engenharia Civil - IMED. IMED, Passo Fundo, 2014.

SANTOS, J. S. **Desconstruindo o Projeto Estrutural de Edifícios: Concreto Armado e Protendido**. São Paulo, Oficina de Textos, 2017.

SILVA, A. A. E. F. **Contribuição da não-linearidade física em vigas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM. Centro de tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Santa Maria, 2012.

SOUSA, C.T. **Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Ações Horizontais**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto. Portugal, 2006.

STRECK, E.V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R.S.D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P.C. do; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E.; PINTO, L.F.S. **Solos do Rio Grande do Sul**. 2.ed. Porto Alegre, Emater/RS, 2008. 222p.

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