

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

**Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas
Lateralmente em um Solo Residual**

Ricardo Bergan Born

Porto Alegre
2019

RICARDO BERGAN BORN

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE
ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE EM UM SOLO
RESIDUAL**

Tese 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 Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2019

(esta página foi intencionalmente deixada em branco)

RICARDO BERGAN BORN

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE
ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE EM UM SOLO
RESIDUAL**

Porto Alegre, 12 de novembro de 2019

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

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr.Techn. pela Universität Innsbruck

Prof. Lucas Festugato
D.Sc pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

(esta página foi intencionalmente deixada em branco)

AGRADECIMENTOS

Agradecimento especial ao Professor Nilo Consoli, nestes quase 7 anos de orientação, por toda a motivação e ajuda dadas durante o desenvolvimento das pesquisas. Desde o momento que abristes as portas para mim na UFRGS, e com toda a evolução profissional e pessoal que me proporcionastes através da tua generosidade. Sou profundamente grato por tudo que por mim fizestes.

Agradeço ao parceiro de pesquisa Renan Cordeiro, sem o qual esta pesquisa não teria sido possível. Pela tua ajuda e companheirismo nas diversas horas que dispusemos para preparação de nossos ensaios. Sou profundamente grato pela tua parceria.

Ao Professor e amigo Luis Fernando Sales por toda tua ajuda e palavras de motivação. Tivestes um papel fundamental no meu desenvolvimento, e na elaboração desta tese.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC – UFRGS, por ter me aceito como aluno.

Aos Professores do PPGEC – UFRGS, em especial a figura do Professor Lucas Festugato.

Aos órgãos fomentadores de pesquisa, os quais financiaram grande parte da pesquisa.

À Universidade de Passo Fundo - UPF, especialmente nas figuras dos Professores Antônio Thomé e Luizmar Lopes Jr., os quais nos abriram as portas da UPF, e permitiram o desenvolvimento desta pesquisa. Agradeço também ao Sr. Leunir Freitas, por toda sua disponibilidade e ajudas concedidas durante a elaboração dos ensaios.

À Universidade do Vale do Itajaí – UNIVALI, pela disponibilidade de seus laboratórios para o processo de preparação das estacas.

Aos amigos e companheiros de jornada Alejandro Quiñónez, Jorge Florez e Marcus Belloli.

A todos os amigos do LEGG, pelo compartilhamento de conhecimento, momentos de descontração, e momentos de confraternização nos churrascos que realizamos.

Aos amigos Vitor Faro e Naiara Reginato pela ajuda e disponibilização de seus resultados.

À D. Lúcia, por todo o carinho, amizade e zelo tido por mim no período que estive em Porto Alegre.

À Dywidag do Brasil, na figura do Engenheiro Rodrigo Lopes, pela doação do sistema de barras e porcas.

À Triferro Ltda., na figura do Diretor Rodrigo Ferreira, pela doação do sistema de vigas metálicas.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	1
1.2. OBJETIVOS	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE.....	3
2.1.1. Introdução.....	3
2.1.2. Conceito do Problema.....	3
2.1.3. Mecanismos de Ruptura.....	10
2.1.4. Resistência Lateral Limite	12
2.1.5. Deslocamentos Laterais	16
2.1.6. Influência das Dimensões e Formas da Seção	42
2.1.7. Resumo.....	47
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	50
3.1. INTRODUÇÃO	50
3.2. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL	50
3.2.1. Localização e Características geotécnicas	50
3.2.2. SPT (<i>standard penetration test</i>)	52
3.2.3. CPT (<i>cone penetration test</i>)	53
3.2.4. SDMT (<i>seismic dilatometer test</i>)	55
3.2.5. Índices físicos	59
3.2.6. Triaxial	59
3.2.7. Resumo.....	61

3.3.	CARACTERIZAÇÃO DAS ESTACAS TESTE.....	62
3.3.1.	Caracterização das Seções Transversais.....	62
3.3.2.	Geometria das Estacas	65
3.3.3.	Instrumentação das Estacas.....	67
3.3.4.	Configuração e Calibração das Estacas.....	70
3.3.5.	Execução das Estacas.....	73
3.4.	CONFIGURAÇÃO E PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO LATERAL	76
3.4.1.	Configuração do Sistema de Ensaio de Carregamento Lateral	76
3.4.2.	Procedimentos de Ensaios de Carregamento Lateral	83
3.5.	Resumo.....	85
4.	RESULTADOS E ANÁLISES.....	86
4.1.	INTRODUÇÃO.....	86
4.2.	RESULTADOS	86
4.2.1.	Processamento dos Dados.....	86
4.2.2.	Resultados dos Ensaios	88
4.3.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	101
4.3.1.	Análise dos Ensaios de Carregamento Lateral.....	101
4.3.2.	Curvas <i>p-y</i>	107
4.3.3.	Efeito de Forma da Seção	110
4.3.4.	Previsão do Comportamento de estacas através do Método <i>p-y</i> .	113
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
5.1.	CONCLUSÕES	127
5.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	129

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	131
----------------------------------------	------------

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Estaca submetida a carga lateral H , carga vertical V , e Momento M	4
Figura 2.2 – Comportamento das estacas sob carga lateral: (a) estaca rígida; (b) estaca flexível.	5
Figura 2.3 – Interação solo-estaca, adaptado de Viggiani <i>et al.</i> (2012).....	6
Figura 2.4 – Representação da carga lateral H e reação do solo p , correspondentes a uma dada seção transversal – adaptado de Salgado (2008).....	7
Figura 2.5 – Relação momento-curvatura (TULADHAR; MAKI; MUTSUYOSHI, 2008).....	9
Figura 2.6 – Deslocamentos toleráveis nas fundações, adaptado de Bozozuk (1979).....	10
Figura 2.7 – Mecanismos de ruptura para rígidas.	11
Figura 2.8 – Mecanismos de ruptura para estacas flexíveis.	12
Figura 2.9 – Comportamento rígido perfeitamente plástico.....	12
Figura 2.10 – (a) p_u Broms (1964b); (b) p_u Randolph e Houlsby (1984); (c) p_u Barton (1982)	13
Figura 2.11 – Relação da resistência p em função do ângulo de atrito.	14
Figura 2.12 – Modelo de uma estaca submetido a esforços laterais com a analogia p - y : (a) estaca sob carregamento lateral. (b) modelo de mola solo. (c) curvas p - y	17
Figura 2.13 – Forma dos resultados derivados da solução completa.	18
Figura 2.14 – Forma característica da curva p - y para argilas rijas (WELCH; REESE, 1972).22	
Figura 2.15 – Forma característica da curva p - y para carregamentos cíclicos para argilas rijas (WELCH; REESE, 1972).....	24
Figura 2.16 – Forma característica da curva p - y para areias (REESE; COX; KOOP, 1974)...26	
Figura 2.17 – Valores dos parâmetros A_e e A_c	28
Figura 2.18 – Valores dos parâmetros B_e e B_c	28
Figura 2.19 – Curva p - y exemplo, com o modelo de Reese <i>et al.</i> (1974) e O'Neill e Murchison (1983).....	31
Figura 2.20 – Forma característica da curva p - y para areias cimentadas (ISMAEL, 1990)....	32
Figura 2.21 – Forma característica da curva p - y para rochas brandas (REESE, 1997).....	34
Figura 2.22 – Forma característica da curva p - y para solos residuais (TRUONG, 2017).....	37

Figura 2.23 – Comparação entre ensaio e modelo numérico (adaptado de Conte <i>et al.</i> 2013).	41
Figura 2.24 – Resistência lateral limite em função da forma da seção (BROMS, 1964b).....	44
Figura 2.25 – Representação da influência da forma da seção da estaca, adaptado de Reese e Van Impe (2001).....	44
Figura 3.1 – Localização do campo experimental – CETEC - UPF.....	51
Figura 3.2 – Resultados do ensaio à percussão SPT – modificado de Lopes Junior e Thomé (2005).....	53
Figura 3.3 – Equipamento de cravação e cone elétrico, Faro (2014).....	54
Figura 3.4 – Resultados dos 5 ensaios CPT (<i>cone penetration test</i>).	54
Figura 3.5 – Equipamento de cravação e cone elétrico, Faro (2014).....	55
Figura 3.6 – Resultados do furo 01 do ensaio SDMT (<i>seismic dilatometer test</i>).....	56
Figura 3.7 – Resultados do furo 02 do ensaio SDMT (<i>seismic dilatometer test</i>).....	56
Figura 3.8 – (a) esquema técnico do ensaio sísmico, e (b) sistema gerador da onda cisalhante; Marchetti (2017).....	57
Figura 3.9 – Resultados do ensaio sísmico do SDMT (<i>seismic dilatometer test</i>).	58
Figura 3.10 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade (DALLA ROSA; THOMÉ, 2004).....	59
Figura 3.11 – Profundidades de retiradas das amostras indeformadas.....	59
Figura 3.12 – Resultados dos ensaios triaxiais (Donato (2005) e Carreta (2018)).	60
Figura 3.13 – Resumo dos resultados dos ensaios <i>in-situ</i>	61
Figura 3.14 – Seções transversais das estacas, geometria, massa linear, área, e momento de inércia. (a) circular 323,80 mm; (b) circular 152,40 mm; (c) quadrada 150 mm; (d) H 152 mm	63
Figura 3.15 – Relação Momento x Curvatura	64
Figura 3.16 – Variáveis geométricas - Estacas.....	65
Figura 3.17 – Detalhe da disposição dos extensômetros nas estacas.	67
Figura 3.18 – Exemplo de par de extensômetros colados no friso longitudinal.....	68
Figura 3.19 – Seções transversais das estacas após usinagem (a) circular 323,80 mm; (b) circular 152,40 mm; (c) quadrada 150 mm; (d) H 152 mm.....	69
Figura 3.20 – Ensaio de calibração das estacas – hipótese de viga bi-apoiada.....	71

Figura 3.21 – Dimensões utilizadas para conversão de deformações em curvatura \square	72
Figura 3.22 – Calibração exemplo – Estaca H1.	73
Figura 3.23 – Equipamento de cravação das estacas.	73
Figura 3.24 – Detalhe - martelo de gravidade.	74
Figura 3.25 – Detalhe – cravação das estacas.	75
Figura 3.26 – Vista – campo experimental pós cravação das estacas.	75
Figura 3.27 – Configuração dos ensaios de carregamento lateral (planta).	76
Figura 3.28 – Configuração dos ensaios de carregamento lateral (vista).	77
Figura 3.29 – Configuração dos ensaios de carregamento lateral (visão em campo).	77
Figura 3.30 – Detalhe - esfera – conexão entre sistema de reação e sistema de aplicação de carga.	78
Figura 3.31 – Detalhe - conexão entre estronca e o sistema de reação.	79
Figura 3.32 – Detalhe - conexão entre cilindro hidráulico, célula de carga e estronca.	79
Figura 3.33 – Detalhe – macaco hidráulico – bomba + cilindro hidráulico.	80
Figura 3.34 – Detalhe – conexão entre sistema de aplicação de carga e estaca teste (vista).	80
Figura 3.35 – Detalhe – conexão entre sistema de aplicação de carga e estaca teste (topo).	81
Figura 3.36 – Detalhe – posicionamento dos transdutores de deslocamento (vista).	81
Figura 3.37 – Detalhe – posicionamento dos transdutores de deslocamento (topo).	82
Figura 3.38 – Detalhe – viga de referência.	82
Figura 3.39 – Detalhe – sistema de aquisição de dados.	83
Figura 3.40 – Exemplo – carga e deslocamento em função do tempo de ensaio.	84
Figura 3.41 – Exemplo – variação de deslocamento em cada estágio de carregamento em log do tempo.	84
Figura 4.1 – Procedimento para ajuste de curvas da regressão, adaptado de Dunnivant (1986).	87
Figura 4.2 – Condições de contorno para integração do perfil da deformada y	88
Figura 4.3 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C1.	89
Figura 4.4 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C1.	89

Figura 4.5 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C2.....	90
Figura 4.6 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C2.	90
Figura 4.7 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C3.....	91
Figura 4.8 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C3.	91
Figura 4.9 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C4.....	92
Figura 4.10 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C4.	92
Figura 4.11 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C5.....	93
Figura 4.12 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C5.	93
Figura 4.13 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C6.....	94
Figura 4.14 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C6.	94
Figura 4.15 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C7.....	95
Figura 4.16 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C7.	95
Figura 4.17 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca H1.....	96
Figura 4.18 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca H1.	96
Figura 4.19 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca H2.....	97
Figura 4.20 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca H2.	97
Figura 4.21 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca H3.....	98
Figura 4.22 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca H3.	98
Figura 4.23 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca Q1.....	99
Figura 4.24 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca Q1.	99
Figura 4.25 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca Q3.....	100

Figura 4.26 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca Q3.	100
Figura 4.27 – Análise – carga x deslocamento – Estacas C1, C2, C3 e C4.	101
Figura 4.28 – Análise – carga x deslocamento – Estacas C1, C2, C3 e C4 + C5.....	103
Figura 4.29 – Análise – reação do solo mobilizada p – Estaca C5 x C1.....	103
Figura 4.30 – Análise – carga x deslocamento – Estacas C6 + C7.	104
Figura 4.31 – Análise – carga x deslocamento – Estacas H1, H2 e H3.	106
Figura 4.32 – Análise – carga x deslocamento – Estacas Q1 e Q3.	106
Figura 4.33 – Curvas p-y – Estacas C1, C2, C3, C4 e C5.....	108
Figura 4.34 – Curvas p-y – Estaca C7.....	108
Figura 4.35 – Curvas p-y – Estacas H1, H2 e H3.....	109
Figura 4.36 – Curvas p-y – Estacas Q1 e Q3.....	109
Figura 4.37 – Análise – efeito de forma – carga x deslocamento – circular, H e quadrada... 111	
Figura 4.38 – Análise – efeito de forma - deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – circular, H e quadrada..... 111	
Figura 4.39 – Análise – efeito de forma - Curvas p-y – Estacas circular, H e quadrada..... 112	
Figura 4.40 – Resultado – carga x deslocamento – E. Circular – $D = 152,4$ mm – $L = 2$ m. 114	
Figura 4.41 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Circular – $D = 152,4$ mm – $L = 2$ m..... 114	
Figura 4.42 – Resultado – carga x deslocamento – E. Circular – $D = 152,40$ mm – $L = 4$ m. 115	
Figura 4.43 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Circular – $D = 152,40$ mm – $L = 4$ m..... 115	
Figura 4.44 – Resultado – carga x deslocamento – E. Circular – $D = 323,80$ mm – $L = 3$ m. 116	
Figura 4.45 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Circular – $D = 323,80$ mm – $L = 3$ m..... 116	
Figura 4.46 – Resultado – carga x deslocamento – E. Perfil H – $D = 152,00$ mm – $L = 2$ m. 117	
Figura 4.47 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Perfil H – $D = 152,00$ mm – $L = 2$ m. 117	

Figura 4.48 – Resultado – carga x deslocamento – E. Perfil Q. – D = 150,00 mm – L = 2 m.	118
Figura 4.49 – Resultado – deformada y , momento fletor \mathbf{M} , força cortante \mathbf{SF} , e reação do solo mobilizada \mathbf{p} – E. Perfil Q. – D = 150,00 mm – L = 2 m.	118
Figura 4.50 – Resultado – carga x deslocamento – D = 101,6 mm – L = 5 m (Faro, 2014)..	119
Figura 4.51 – Resultado – deformada y , momento fletor \mathbf{M} , força cortante \mathbf{SF} , e reação do solo mobilizada \mathbf{p} – D = 101,6 mm – L = 5 m (Faro, 2014)	119
Figura 4.52 – Resultado – carga x deslocamento – D = 300 mm – L = 6 m (Faro, 2014).....	120
Figura 4.53 – Resultado – deformada y , momento fletor \mathbf{M} , força cortante \mathbf{SF} , e reação do solo mobilizada \mathbf{p} – D = 300 mm – L = 6 m (Faro, 2014)	120
Figura 4.54 – Resultado – carga x deslocamento – D = 400 mm – L = 8 m (Faro, 2014).....	121
Figura 4.55 – Resultado – deformada y , momento fletor \mathbf{M} , força cortante \mathbf{SF} , e reação do solo mobilizada \mathbf{p} – D = 400 mm – L = 8 m (Faro, 2014).	121
Figura 4.56 – Resultado – carga x deslocamento – D = 600 mm – L = 3 m (Faro, 2014).....	122
Figura 4.57 – Resultado – deformada y , momento fletor \mathbf{M} , força cortante \mathbf{SF} , e reação do solo mobilizada \mathbf{p} – D = 600 mm – L = 3 m (Faro, 2014).	122
Figura 4.58 – Resultado – carga x deslocamento – D = 400 mm – L = 4 m (Reginato, 2019).	123
Figura 4.59 – Resultado – deformada y , momento fletor \mathbf{M} , força cortante \mathbf{SF} , e reação do solo mobilizada \mathbf{p} – D = 400 mm – L = 4 m (Reginato, 2019).	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Relações utilizadas para estacas elásticas.....	19
Tabela 2.2 – Valores recomendados de k_{py} para areias saturadas.	29
Tabela 2.3 – Valores recomendados de k_{py} para areias acima do nível d'água.	29
Tabela 3.1 – Resumo das características estruturais das seções transversais.....	65
Tabela 3.2 – Resumo das características geométricas das estacas circulares.....	66
Tabela 3.3 – Resumo das características geométricas das estacas perfil H.....	66
Tabela 3.4 – Resumo das características geométricas das estacas quadradas.	66

RESUMO

BORN, R. B., **Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual**, 2019, Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFRGS, Porto Alegre.

O dimensionamento de fundações almeja caminhar para análises em termos de Estado Limite de Serviço, ou seja, prevendo o comportamento dos deslocamentos. De acordo com a ASTM D3966 (2013), ensaios de campo apresentam a mais confiável relação entre carregamento lateral aplicado à uma estaca, e o movimento lateral resultante. Assim, é objetivado a derivação do mecanismo de transferência de carga do sistema estaca-solo, permitindo assim compreender-se como ocorre a reação do solo nesta situação de interação entre solo e estrutura. Para tal, foi realizado uma campanha de ensaios de carregamento lateral em estacas metálicas, onde previu-se variações de diâmetro (150-300 mm), comprimento (2-4 m) e forma da seção transversal. O efeito de forma da seção transversal da estaca foi estudado através da variação entre forma circular, perfil H e quadrada, todas com mesma dimensão nominal e mesma rigidez. Todas as estacas foram instrumentadas com 10 pares de extensômetros, os quais permitiram a leitura de deformações flexurais, através das quais pôde-se derivar dos resultados dos ensaios a distribuição da resistência lateral ao longo do comprimento da estaca, permitindo assim, estabelecer-se de forma confiável, relações de transferência de carga para um dado conjunto de estaca-solo. Com os resultados dos ensaios, derivou-se curvas ***p-y*** para cada ensaio. Os resultados em termos do efeito de forma da seção transversal mostraram um comportamento superior para a estaca de seção circular entre as formas estudadas, sendo que para um deslocamento de topo de ≈ 25 mm, conseguiu-se mobilizar cargas 13% e 23% superiores as estacas de seção perfil H e quadrada respectivamente. Através das curvas ***p-y*** derivadas para as estacas de seção circular, realizou-se previsões do comportamento de estacas escavadas previamente ensaiadas no mesmo campo experimental. Os resultados das previsões mostraram variações menores que 15% em relação ao medido. Propõe-se assim, que a execução prévia de um ensaio de carregamento lateral em uma estaca de pequeno porte instrumentada, seja realizada com maior frequência e encarada como etapa de investigação de solo.

Palavras-chave:

Palavras-chave: estaca carregadas lateralmente; curva *p-y*; instrumentação; efeito de forma.

ABSTRACT

BORN, R. B., **Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual**, 2019, Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFRGS, Porto Alegre.

Foundation design aims to develop analysis of serviceability limit state, whereas displacement behavior is predicted. According to ASTM D3966 (2013), field load tests present the most reliable relation between loading applied to a pile and its lateral movement. Therefore, it is the object of the research, the derivation of the load transfer mechanism of the pile-soil system, allowing to understand how the soil reaction develops in this soil-structure interaction problem. A field lateral loading campaign was developed, using steel piles with variation on its diameter (150-300 mm), length (2-4m) and shape of the cross-section. The shape effect of the cross-section was studied through variations of circular, H profile, and square shapes, using the same nominal dimension and same stiffness. Every pile was instrumented with 10 pairs of strain gauges, which have allowed the reading of flexural strains, throughout enabled the derivation of the soil lateral reaction along the length of the pile, and in a reliable way, to establish the load transfer mechanism of the pile-soil system. Based on the test results, *p-y* curves were derived for each test. Cross-section shape effect results have shown a superior behavior for circular cross-section, whereas for a top displacement of ≈ 25 mm, it was possible to mobilize 13% and 23% more loading in comparison to H profile and square section respectively. Using the derived *p-y* curves, predictions of previously tested bored piles, executed in the same site, were developed. Results have shown variations smaller than 15% between measured and calculated. Finally, it is proposed that the execution of a small-scale instrumented pile, to be used more frequently and being considered as soil investigation stage.

Keywords:

Keywords: laterally loaded pile; p-y curve; instrumentation; shape effect.

1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O método mais usual para previsão do comportamento de estacas submetidas a esforços laterais é através de análises de transferência de carga, onde a estaca é representada por uma viga apoiada em uma série de molas não-lineares que representam o comportamento do solo. Estas molas são chamadas de curvas $p-y$, onde p é a resistência lateral e y é o deslocamento lateral. Códigos de prática de uso internacional, como o Eurocode 7 (2004) e o API RP 2GEO (2014), abordam explicitamente o uso do método $p-y$, dada sua aceitação, uso acumulado, e facilidade de utilização.

As metodologias para criação de curvas $p-y$ recomendadas pelos códigos atuais, utilizam métodos baseados em estudos derivados empiricamente de ensaios de campo, como o trabalho de Matlock (1970) para argilas moles, Reese *et al.* (1974) para argilas rijas, Welch e Reese (1972) e O'Neill e Murchison (1983) para areias, e Reese (1997) para rochas brandas. Não havendo assim, uma recomendação normativa específica para solos residuais.

Solos residuais são de particular interesse de países localizados em regiões tropicais e subtropicais, onde grandes áreas são compostas de solos intemperizados, os quais possuem uma certa formação de estrutura devido a cimentação natural. A formação do solo dada pelo intemperismo da rocha mãe produz características de comportamento mecânico que não necessariamente são definidas por métodos usuais da geotecnia.

Verifica-se então a importância de uma formulação válida para criação de curvas $p-y$ para solos residuais, onde busca-se correlacionar resultados de ensaios de laboratório e de campo, com uma metodologia própria para sua criação.

1.2. OBJETIVOS

O estudo do comportamento de estacas submetidas a carregamentos laterais inseridas em solo residual, para derivação de seu comportamento frente a cargas estáticas, é então o objetivo geral da pesquisa.

Dentro do objetivo geral, estão inseridos os objetivos específicos:

- a) Ensaiar estacas circulares de aço, variando diâmetro e comprimento;
- b) Instrumentar as estacas com extensômetros, para permitir a derivação dos esforços de momentos ao longo do comprimento da estaca;
- c) Através dos dados da instrumentação (transdutor de deslocamento, célula de carga e extensômetros), derivar curvas $p-y$ para cada ensaio.
- d) Ensaiar estacas de mesma rigidez e mesma dimensão transversal, porém com diferentes formas (circulares, quadradas, perfil H), buscando-se assim avaliar o efeito de forma da seção transversal.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O objetivo da revisão bibliográfica é:

- Sintetizar as informações disponíveis e conceituar o comportamento de estacas carregadas lateralmente;

2.1. ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

2.1.1. Introdução

São vários os exemplos de fundações submetidas a forças laterais e momentos, que tenham tamanha grandeza para influenciar no contexto do problema. Entre eles, estruturas portuárias, como píeres que estão sujeitas a forças de arrancamento (cabeços de amarração) e colisões de navios, ou mesmo estruturas *offshore* e *nearshore*, sujeitas aos esforços da água; fundações de maquinários sujeitos a vibrações; estruturas de contenção, estacas justapostas, tangentes ou secantes sujeitas ao empuxo do solo; linhas de transmissão e aerogeradores, onde sua relação de peso frente ao esforço dinâmico submetido (vento), pelo movimento dos cabos e rodar das hélices respectivamente; fundações de pontes, sujeitas a esforços de correntes d'água, esforços devidos a aterros de encontro (efeito Tschebotarioff), e/ou forças devido a aceleração e frenagem de veículos; edificações de grande porte, as quais seja pela esbeltez, altura ou posição geográfica, possam estar submetidas a esforços decorrentes do vento e/ou terremotos; até edificações urbanas, que devido à presença ou à futuras intervenções construtivas, possam estar submetidos a esforços laterais (BOWLES, 1977; BRIAUD, 2013; CHELLIS, 1961; CIRIA, 1984; CODUTO, 2001; CODUTO; KITCH; YEUNG, 2014; PECK; HANSON; THORNBURN, 1974; POULOS; DAVIS, 1980; REESE; IMPE, 2001; REESE; ISENHOWER; WANG, 2006; SALGADO, 2008; TOMLINSON; WOODWARD, 2008; TSCHEBOTARIOFF, 1951).

2.1.2. Conceito do Problema

O problema em uma estaca carregada lateralmente pode ser representado conforme Figura 2.1. Em seu topo, a estaca está submetida a um carregamento que inclui uma carga lateral H , e pode também incluir carga vertical V e momento aplicado M (sendo este último devido a excentricidade no carregamento lateral ou vertical, ou ainda devido a fixação com a superestrutura). Cargas laterais são na ordem de 10-15% em relação a carga vertical em estruturas *onshore*, enquanto podem chegar a 30% em estruturas *offshore* (NARASIMHA RAO; RAMAKRISHNA; BABU RAO, 1998). Devido à combinação de carregamentos, efeitos de interação são esperados, como por exemplo o efeito que a presença de uma carga vertical tem frente a carga lateral, e vice versa (ACHMUS; THIEKEN, 2011).

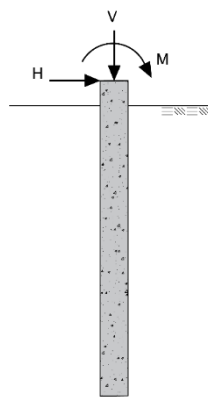


Figura 2.1 – Estaca submetida a carga lateral H , carga vertical V , e Momento M .

No dimensionamento de fundações com estacas submetidas a esforços laterais, quando este é o efeito predominante, dois critérios chaves devem ser satisfeitos: primeiro, um adequado fator de segurança frente a carga de ruptura; e segundo, um aceitável nível de deslocamento dentre as cargas de trabalho. Como em outros campos da mecânica dos solos, estes dois critérios são geralmente tratados separadamente, e o dimensionamento deve atender as margens de segurança independentemente (POULOS; DAVIS, 1980).

O objetivo no dimensionamento de uma estaca submetida a esforços laterais, como o usual, é evitar entrar nos patamares de estados limite. Estados limite último podem ser de dois tipos: grandes deslocamentos, que geram danos estruturais à estrutura suportada; ou carga de ruptura nas estacas (por rotação excessiva no caso estacas rígidas, ou por plastificação da seção estrutural em estacas flexíveis). Estado limite de serviço corresponde à um deslocamento que tem grandeza suficiente para não causar danos estruturais à superestrutura (SALGADO, 2008).

De forma análoga, Simons e Menzies (1975) resumem as condicionantes de dimensionamento:

- a) O solo deve suportar o nível de carregamento (**item 2.1.2.1**);
- b) A estaca deve possuir capacidade estrutural para absorver os esforços de momento fletor (**item 2.1.2.2**);
- c) Os deslocamentos laterais devem ser admissíveis (**item 2.1.2.3**).

2.1.2.1. Comportamento Geotécnico

À medida que uma estaca é carregada lateralmente, tensões normais aumentam na frente, e diminuem atrás da estaca. Deslocamentos no solo tendem a se distribuir radialmente a frente da estaca, e radialmente em direção à estaca em sua parte de trás. Em um certo estágio, próximo a superfície, uma abertura/fenda geralmente aparece na interface da parte de trás da estaca e o solo, enquanto na parte frontal à estaca um mecanismo de falha do tipo cunha se forma, conforme Figura 2.2 (FLEMING; WELTMAN; RANDOLPH; ELSON, 2009). No caso de estacas rígidas, seu comportamento tende a apresentar um giro, assim, uma abertura/fenda pode aparecer também, próxima a ponta da estaca, na interface solo estaca em sua parte frontal, conforme Figura 2.2 (a). Ao longo do fuste das estacas, a ruptura, se ocorrer, faz com que o solo flua ao longo da estaca, sem aberturas/fendas em sua parte posterior.

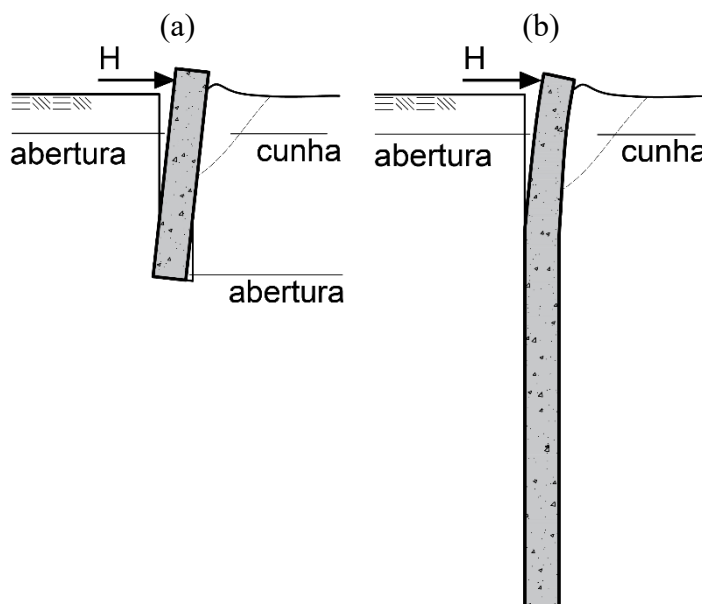


Figura 2.2 – Comportamento das estacas sob carga lateral: (a) estaca rígida; (b) estaca flexível.

Considerando uma estaca em um solo homogêneo, a tensão inicial na interface solo-estaca tem uma distribuição axissimétrica, então sua resultante é igual a 0 (Figura 2.3 (a)). Aplicando um

deslocamento y na estaca, a distribuição da tensão se modifica, com geração de tensões cisalhantes somadas às normais, e têm sua resultante p (reação do solo) como uma relação entre força e unidade de comprimento da estaca (Figura 2.3 (b)).

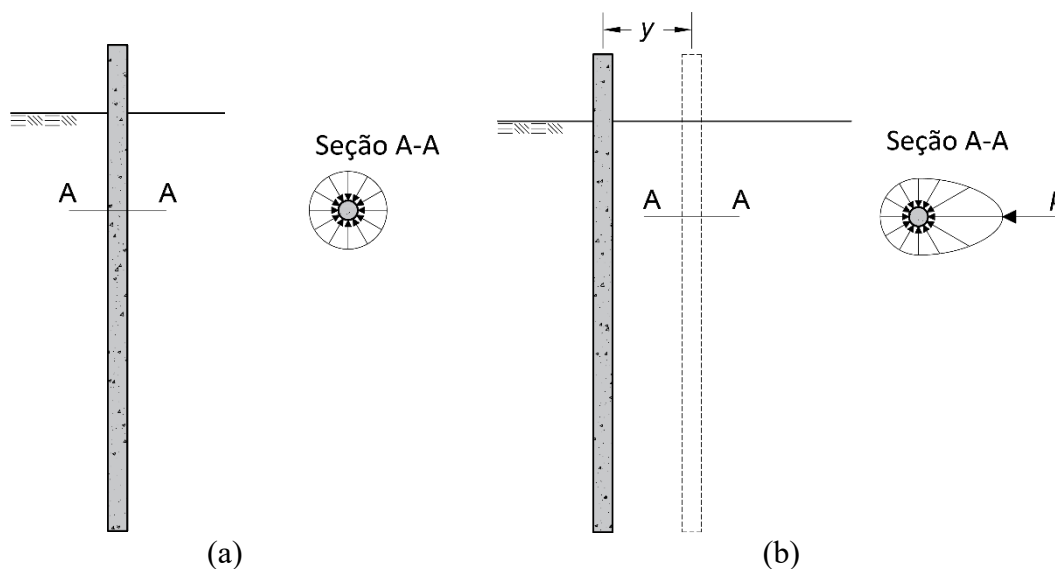


Figura 2.3 – Interação solo-estaca, adaptado de Viggiani *et al.*(2012)

A máxima, força limite lateral em uma estaca em qualquer profundidade, é a soma da resistência passiva do solo atuando na face da estaca na direção do movimento do solo, e a resistência friccional nas laterais da estaca, menos qualquer força devido a empuxo passivo na face posterior da estaca (GUO, 2013).

Conforme proposto por Salgado (2008), existem dois tipos de resistência: resistência à compressão e resistência cisalhante. Dividindo uma massa de solo em infinitas camadas horizontais de espessura infinitesimais dz , a resistência à compressão vem destas camadas horizontais de solo sendo comprimidas pela estaca que é empurrada contra estas. Enquanto a resistência cisalhante define-se pelo fato de que os deslocamentos horizontais variam em função da profundidade, gerando esforços cisalhantes entre as camadas infinitesimalmente finas (ou seja, causando um movimento horizontal relativo entre duas camadas horizontais adjacentes). Estas resistências são transferidas para a estaca por dois mecanismos: (1) resistência lateral devido ao atrito ou adesão entre estaca e solo; (2) tensão normal entre o solo e a estaca, conforme Figura 2.4:

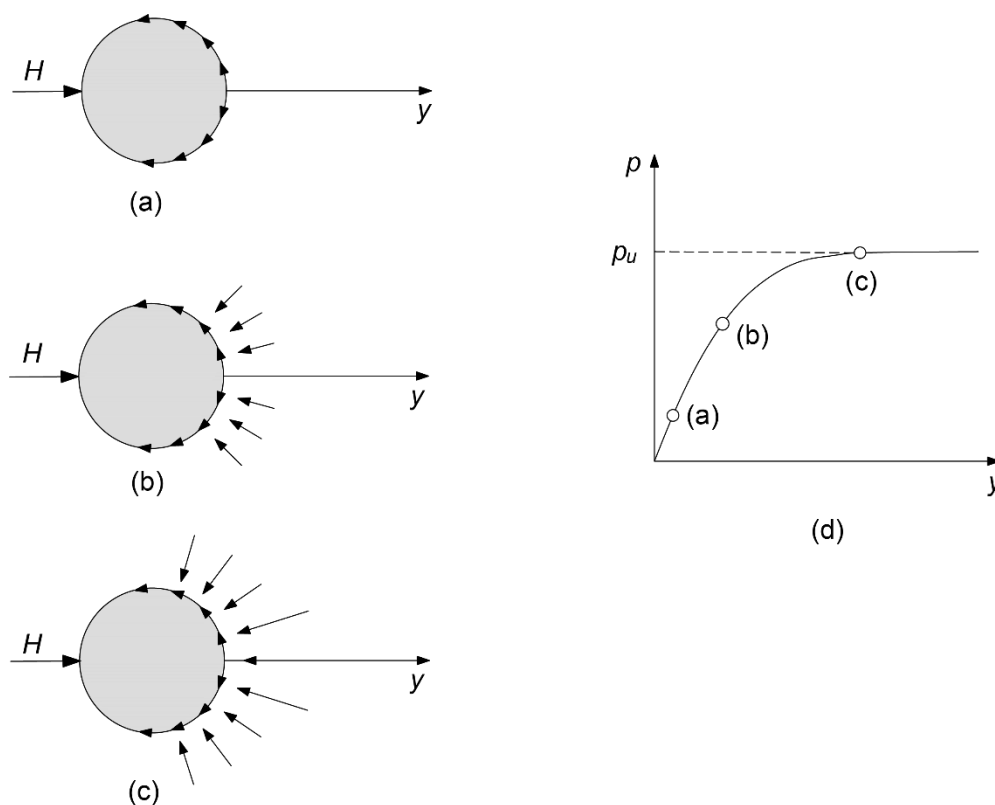


Figura 2.4 – Representação da carga lateral H e reação do solo p , correspondentes a uma dada seção transversal – adaptado de Salgado (2008)

A Figura 2.4 (d) representa a reação do solo p em função do deslocamento lateral y . Para cada ponto representado na curva, há a representação das reações envolvidas: (a) resistência lateral da interface solo-estaca (atrito + adesão); (b) resistência normal da interface solo-estaca; (c) resistência lateral unitária refletindo ambas resistências, normal e cisalhante. Ainda, na Figura 2.4 (d) em seu ponto (c), este representa a resistência lateral limite p_u , o qual indica que o solo plastificou após certo nível de deslocamento, e não oferece mais reação; significando que cargas adicionais devem ser transferidas ao longo do comprimento da estaca, onde a resistência possa ser mobilizada. Se a carga for extrapolada até a carga lateral limite, um estado limite último associado a instabilidade da estaca pode ser alcançado.

O comportamento de uma estaca carregada lateralmente é um problema de interação solo-estrutura, onde o deslocamento da estaca depende da reação do solo, e a reação do solo por sua vez, depende do deslocamento da estaca (ABDRABBO; GAAVER, 2011). Além da interdependência devida a interação solo-estrutura, acrescenta-se o desafio de representar o comportamento não-linear do elemento estrutural estaca e do solo.

2.1.2.2. Comportamento Estrutural

Existem significantes diferenças entre o comportamento de estacas submetidas a esforços verticais em comparação quando submetidas a esforços laterais. Sob ação de um esforço vertical, a seção estrutural da estaca fica submetida a ação de compressão confinada, na qual o nível de tensão geralmente é muito menor que a resistência do material em si. Assim, a ruptura, se ocorrer, acontece na interface da estaca e o solo. Já sob ação de esforços laterais, a seção estaca é submetida a esforços de momentos fletores, e sua derivada, esforços cisalhantes, os quais tornam o dimensionamento da seção estrutural como um importante fator (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012).

A não-linearidade do comportamento estrutural da estaca é um ponto importante a ser considerado, visualizado em resultados de ensaios de campo em estacas de tamanho real. Em estacas de aço, estas podem ser submetidas a tensões superiores ao limite de escoamento, o que caracteriza uma modificação na rigidez do elemento. Em estacas de concreto, por sua vez, esforços de tração na fibra tracionada induzem a formação de fissuras, caracterizando uma alteração na rigidez do elemento (GUO, 2014; HEIDARI; JAHANANDISH; NAGGAR; GHAHRAMANI, 2014; HUANG; HSUEH; O'NEILL; CHERN *et al.*, 2001; NAKAI; KISHIDA, 1982; REESE, 1997; ZHANG, 2003).

Seu comportamento pode ser considerado como elástico perfeitamente plástico, através da definição do M_p (momento de plastificação) da seção, conforme sugerido por Broms (1964a; b), ou através da relação $M-\kappa$ (momento-curvatura), conforme sugerido por Zhang (2000), onde é possível considerar um comportamento elasto-plástico.

Para investigar as propriedades mecânicas das estacas teste, Tuladhar *et al.* (2008) realizaram ensaios de flexão em estacas de concreto armado instrumentadas com *strain gauges*. Através destes ensaios, pôde-se derivar a relação momento-curvatura da seção da estaca, conforme Figura 2.5. O valor obtido para M_p foi de aproximadamente 50 kN, onde verifica-se que para esta faixa de esforços, valores de curvatura acima de 0,035 são atingidos, o que significa que deformações excessivas foram impostas à seção. Modelos simplificados, que consideram apenas o valor limite como M_p (comportamento elástico perfeitamente plástico), acabam por não capturar fielmente o comportamento real.

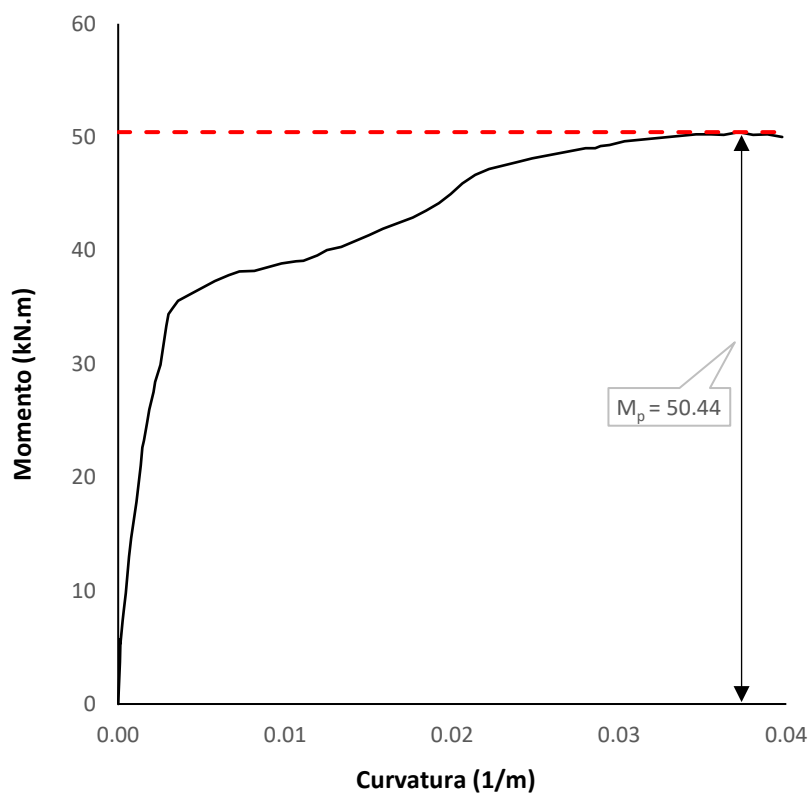


Figura 2.5 – Relação momento-curvatura (TULADHAR; MAKI; MUTSUYOSHI, 2008)

De acordo com Digiioia e Rojas-Gonzalez (1993), deslocamentos laterais são geralmente subestimados; sendo que negligenciar a consideração da rigidez não-linear da estaca é um dos principais fatores.

2.1.2.3. Deslocamentos Laterais Admissíveis

Deslocamentos laterais limites dependem do tipo de estrutura suportada, e ainda existem poucos referenciais. Moulton et al. (1985) e Moulton (1986) propõem o limite de 40 mm, considerando o critério de controle de condições de comportamento estrutural, através de pesquisas realizadas em pontes localizadas no Canadá e Estados Unidos.

Poulos et al. (2002) apresentam uma coletânea de valores limites referentes a deslocamentos máximos, e sugerem o limite de 38 mm para fundações de pontes.

Avaliando as condições e os danos estruturais de uma série de pontes, e combinando com leituras de movimentos nas fundações, conforme Figura 2.6, Bozozuk (1979) apresenta limites

para deslocamentos laterais nas fundações, de acordo com o intervalo: tolerável < 28 mm; $28 <$ patologias < 55 ; e $55 <$ intolerável.

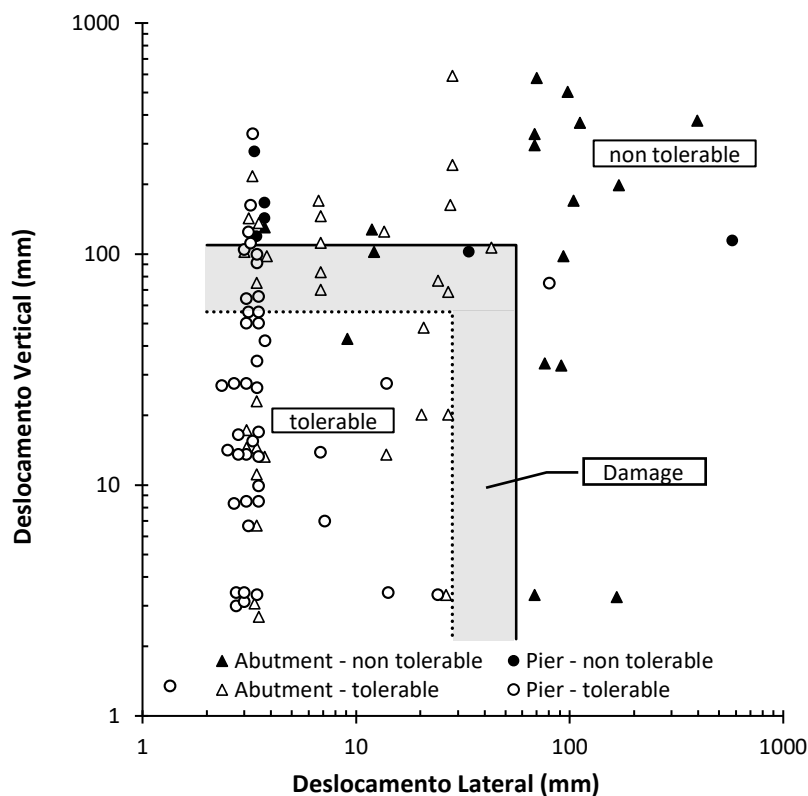


Figura 2.6 – Deslocamentos toleráveis nas fundações, adaptado de Bozozuk (1979).

Para edificações e outras estruturas, valores limites de deslocamentos laterais são mais difíceis de serem atribuídos. O intervalo de 5 – 50 mm é tipicamente considerado tolerável (SALGADO, 2008).

2.1.3. Mecanismos de Ruptura

O comportamento de uma estaca carregada lateralmente depende dos seguintes fatores:

- 1) Comprimento da estaca;
- 2) Rigidez à flexão da estaca;
- 3) Rigidez do solo;
- 4) Condição de contorno do topo e ponta da estaca.

A interação entre estes quatro fatores, e o regime de deslocamentos impostos à estaca, moldam a forma de ruptura que o conjunto apresenta. Uma estaca é considerada rígida, quando o momento fletor imposto pelo regime de carregamento, é inferior ao M_p da estaca. Ou seja, a rigidez à flexão da estaca, aliada ao comprimento da estaca, dentre a interação solo-estrutura, apresentam um conjunto mais resistente frente a resistência passiva do solo. Sendo assim, a deformação na estaca é pequena, em comparação com o movimento da estaca como um corpo rígido. Estacas individuais são carregadas sob condição de topo livre, então o topo da estaca gira livremente (Figura 2.7 (a)), enquanto estacas conectadas a um bloco são submetidas a condições próximas a de topo fixo, então a estaca não gira em relação ao bloco, ao invés disso, move-se junto ao bloco, em um movimento horizontal de translação (Figura 2.7 (b)).

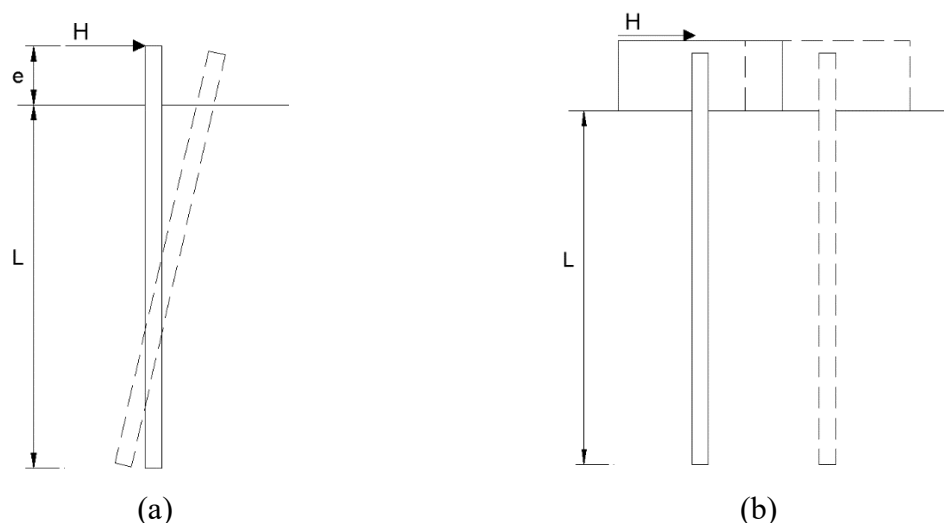


Figura 2.7 – Mecanismos de ruptura para rígidas.

No caso de estacas flexíveis, o momento fletor imposto pelo regime de carregamento, é superior ao M_p da estaca. Sendo assim, a relação entre rigidez estrutural da estaca e comprimento da estaca, dentre a interação solo estrutura, formam um conjunto menos resistente frente a resistência do solo. Uma estaca flexível não se move como um corpo rígido quando submetida a acréscimos de cargas laterais, mas sim, se deforma até o surgimento de uma ou mais rótulas de plastificação, em pontos onde o momento fletor excedeu o M_p da seção transversal. Estacas flexíveis de topo livre geralmente formam uma rótula de plastificação (Figura 2.8 (a)), enquanto estacas de topo fixo geralmente apresentam rótulas de plastificação na conexão entre bloco e estaca (Figura 2.8 (b)), e outra na profundidade correspondente ao ponto de máximo momento na estaca (Figura 2.8 (c)).

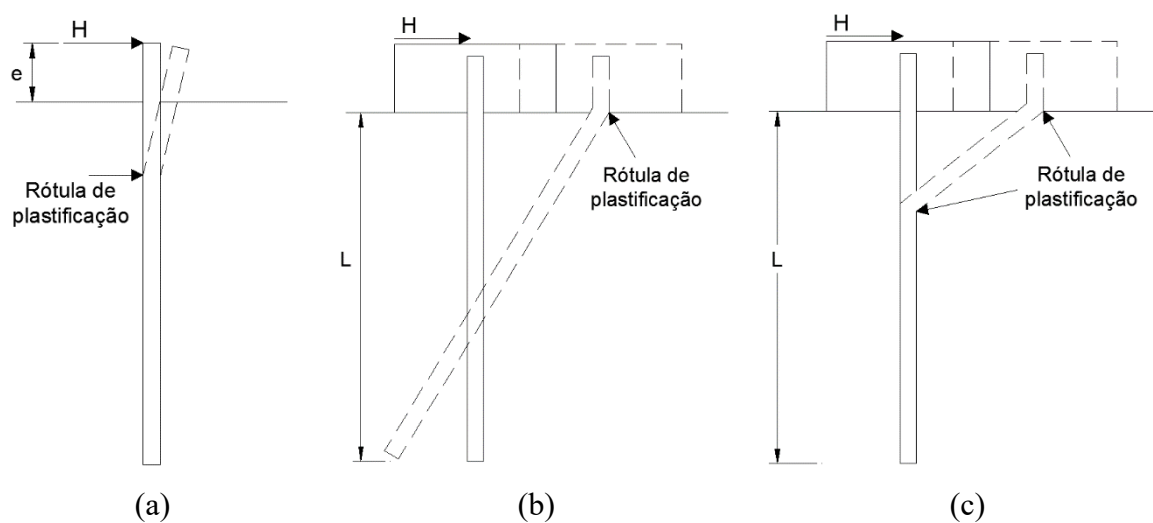


Figura 2.8 – Mecanismos de ruptura para estacas flexíveis.

2.1.4. Resistência Lateral Limite

Resistência lateral limite (p_u) refere-se ao ponto no qual esgotou-se a resistência do solo, significando que não há mais reação, conforme visualizado na Figura 2.9.

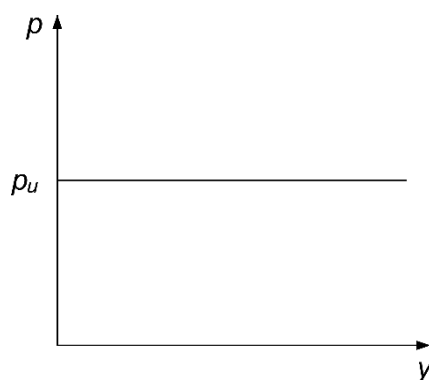


Figura 2.9 – Comportamento rígido perfeitamente plástico.

Muitos pesquisadores apresentaram estimativas para a resistência lateral limite (p_u), (BARTON, 1982; BRINCH HANSEN, 1961; BROMS, 1964a; b; DUNNAVANT; O'NEILL, 1989; EVANS; DUNCAN, 1982; GUO, 2008; MCCLELLAND; FOCHT, 1956; MEYERHOF; MATHUR; VALSANGKAR, 1981; MURFF; HAMILTON, 1993; O'NEILL; MURCHISON, 1983; PRASAD; CHARI, 1999; RANDOLPH; HOULSBY, 1984; REESE, 1958; REESE; COX; KOOP, 1974; 1975; WELCH; REESE, 1972).

Uma distribuição simplificada da resistência lateral limite (p_u), em um material homogêneo, isotrópico e perfeitamente plástico, caracterizado por resistência não drenada S_u , foi sugerida por Broms (1964b). Parte da simplista premissa em que a resistência lateral limite é zero da superfície até $1,5d$, e abaixo deste, mantém o valor constante de $9S_u$, sem levar em conta o formato da seção da estaca, nem a interface solo estaca (Figura 2.10a). A resistência lateral limite de $9S_u$ foi comumente utilizada em outras publicações (DUNNAVANT; O'NEILL, 1989; MATLOCK, 1970; WELCH; REESE, 1972).

Segundo Randolph e Houlsby (1984) a premissa de Broms é largamente empírica, e nenhuma justificativa teórica foi apresentada. Mostram que a resistência lateral limite (p_u), é muito dependente da interface solo estaca. Assim, introduzem o fator α , que caracteriza a rugosidade relativa da estaca, e através da teoria clássica da plasticidade, derivações de soluções exatas para a resistência lateral limite (p_u) são apresentadas. Os valores variam de $9,14S_u$ para uma estaca com superfície lisa, até $11,94S_u$ para uma estaca de superfície rugosa (Figura 2.10b).

Apresentando conclusões em que definem que atingiram o limite do que pode ser alcançado através de métodos analíticos, Martin e Randolph (2006) sugerem modificações de cerca de 0,65% nos resultados de Randolph e Houlsby (1984), alterando os valores da camada inferior dos valores do fator α , de $9,14S_u$ para $9,20S_u$.

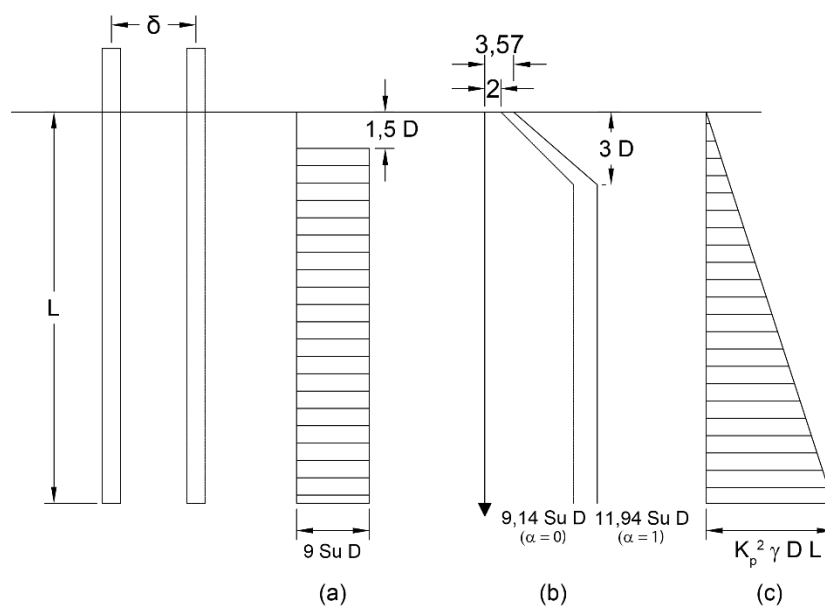


Figura 2.10 – (a) p_u Broms (1964b); (b) p_u Randolph e Houlsby (1984); (c) p_u Barton (1982)

Similarmente, para solos granulares, com análises em termos de tensões efetivas, Broms (1964a) apresentou uma distribuição triangular crescente com a profundidade, definida em função do ângulo de atrito efetivo (ϕ') e peso específico do solo (γ') de acordo com a Equação (2.1):

$$p_u = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot L \quad (2.1)$$

Onde:

$$k_p = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \quad (2.2)$$

A resistência lateral limite (p_u) definida por Broms para análise em termos de tensões totais, é relativamente conservadora, enquanto em análises em termos de tensões efetivas, subestima o resultado em uma quantidade significativa (BARTON, 1984; FLEMING; WELTMAN; RANDOLPH; ELSON, 2009; KULHAWY; CHEN, 1993).

Com uma abordagem que também leva em conta o coeficiente de empuxo passivo de Rankine, e distribuição triangular crescente com a profundidade (Figura 2.10c), Barton (1984), através de ensaios em centrífuga apresentou a seguinte relação:

$$p_u = k_p^2 \gamma dL \quad (2.3)$$

Para a maioria das areias naturais, K_p terá valores superiores a 3, assim a Equação (2.3) apresenta resultados mais próximos aos medidos em ensaios de campo, se comparados aos da Equação (2.1) (FLEMING; WELTMAN; RANDOLPH; ELSON, 2009). Para solos relativamente fofos ($\phi' \leq 32^\circ$) ambas as relações apresentam resultados parecidos, porém para solos mais densos, como o utilizado por Barton (1982) no ensaio em centrífuga, com $\phi' = 43^\circ$, sua proposição apresenta valores de p cerca de 75% superiores, conforme Figura 2.11:

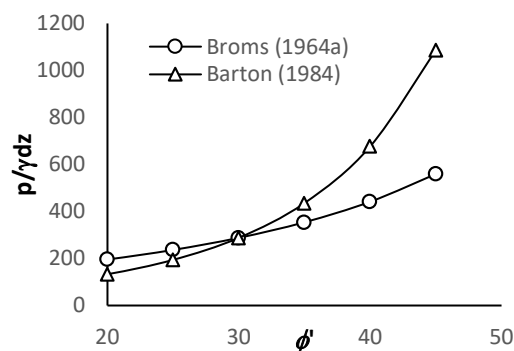


Figura 2.11 – Relação da resistência p em função do ângulo de atrito.

Em geral, os métodos para previsão da resistência lateral limite (p_u) são em função da resistência não-drenada do solo (S_u), ou em função do ângulo de atrito interno do solo (ϕ'). Em casos de solos coesivos friccionais, como o caso de solos que possuem alguma cimentação, metodologias específicas podem ser necessárias.

Brinch Hansen (1961) derivou um método baseado essencialmente na teoria do empuxo de solo, no qual considerou uma variação na resistência em função da profundidade. A equação leva em conta ambos empuxos ativos e passivos, e a resultante de resistência lateral limite é dada por:

$$p_u(z) = k_q(z) \times \sigma'_v(z) + k_c(z) \times c' \quad (2.4)$$

Onde:

k_q = Coeficiente de empuxo passivo (componente friccional).

k_c = Coeficiente de empuxo passivo (componente coesivo).

σ'_v = Tensão efetiva vertical.

Através dos resultados de diversas análises/simulações com o programa COM624 (FHWA), Evans e Duncan (1982) sugeriram uma aproximação para resistência lateral limite ao longo de uma estaca. Utilizando este conceito, Reese e Van Impe (2001) recomendam que a estimativa da resistência lateral limite em um solo coesivo friccional seja dada pela soma das parcelas coesiva $p_{u-c'}$, e friccional $p_{u-\phi'}$ a qual é multiplicada por um fator empírico (A) que decai com a profundidade:

$$p_u = p_{u-c'} + A \times p_{u-\phi'} \quad (2.5)$$

Na comparação, os coeficientes de Brinch Hansen (1961) são muito maiores que os de Evans e Duncan (1982), e a diferença aumenta proporcionalmente com o aumento da parcela coesiva.

Solos que apresentam uma parcela coesiva devido a cimentação natural, podem estar em um patamar de resistência próximo ao de rochas brandas. Assim, através da formulação de Reese e Van Impe (2011), pode-se estimar a resistência lateral limite, que leva em conta a resistência a compressão simples q_u , e o fator de redução da resistência α_{rf} , conforme:

$$p_u = \alpha_{rf} \times q_u \times \left(1 + 1,4 \times \frac{z}{D}\right) \rightarrow \quad \text{para } 0 \leq \frac{z}{D} \leq 3 \quad (2.6)$$

$$p_u = 5,2 \times \alpha_{rf} \times q_u \rightarrow \text{para } \frac{z}{D} > 3 \quad (2.7)$$

Truong (2017) através de ensaios em escala real em estacas metálicas instrumentadas executadas em um campo experimental em solo residual na Austrália, derivou a resistência lateral limite em função da resistência de ponta q_c do ensaio de cone, conforme:

$$p_u = N_{pq} \times q_c \quad (2.8)$$

Onde:

$$N_{pq} = 0,03 + 0,25 \tanh\left(0,5 \times \frac{z}{D}\right) \quad (2.9)$$

Devido ainda a escassez de pesquisas de estacas carregadas lateralmente inseridas em solos residuais, os presentes métodos apresentados carecem de verificações.

Consoli et al. (2017) através de ensaios em escala real em estacas com diâmetro de 0,10 m, 0,30 m, e 0,40 m, com comprimentos entre 5 e 8 m, em um campo experimental em solo residual, derivaram análises buscando a normalização dos resultados em termos de variáveis adimensionais. Os ensaios foram realizados com leituras dos deslocamentos laterais das estacas através de um inclinômetro, o que permitiu verificar-se qual a profundidade máxima (L_c) na qual houveram deslocamentos laterais. Tomando-se o valor de força (F_H) aplicada ao topo das estacas, e dividindo pela área da estaca em contato com a reação do solo (perímetro do semicírculo $\times L_c$), calculou-se a pressão aplicada (F_H/A). Para comparação, os resultados dos deslocamentos no topo das estacas foram normalizados pelo diâmetro (δ_H/D), e plotados em relação a pressão aplicada normalizada pela coesão efetiva do solo [$F_H/(A.c')$]. Os resultados da análise mostraram que a máxima pressão aplicada normalizada é praticamente igual para todas as estacas, com uma variação máxima em torno de 5%.

2.1.5. Deslocamentos Laterais

Para cargas aplicadas, menores que a resistência limite, o topo da estaca vai apresentar um deslocamento, dado, seja pela deformação da estaca (no caso de estacas flexíveis), ou pelo movimento como um corpo rígido (no caso de estacas rígidas). Em geral, é mais importante a estimativa dos deslocamentos, do que a resistência limite do conjunto estaca-solo, visto que

geralmente o estado limite de serviço é mais crítico. Esta análise pode ser realizada de duas formas:

- 1) Discretizando o solo através de molas ao longo da estaca (**item 2.1.5.1**);
- 2) Tratando o solo como um meio contínuo (**item 2.1.5.2**)

2.1.5.1. Método p - y

Estacas carregadas lateralmente são frequentemente dimensionadas através do método p - y (MATLOCK, 1970; REESE; COX, 1969; REESE; COX; KOOP, 1974; 1975; REESE; IMPE, 2001). No método p - y , presume-se que a estaca se comporte como uma viga do tipo Euler-Bernoulli (teoria da viga clássica), com o solo modelado como uma série de molas discretizadas ao longo dos segmentos da estaca (Figura 2.12(b)). As molas simulam o comportamento do solo através de curvas p - y (p é a resistência do solo em unidade de força por comprimento de estaca, e y é o deslocamento lateral - Figura 2.12(c)), as quais são criadas empiricamente através do ajuste de curvas carga-deslocamento provenientes de ensaios reais (ASHOUR; NORRIS, 2000; BRANSBY, 1999; BRIAUD; SMITH; MEYER, 1984; BROWN; HIDDEN; ZHANG, 1994; COX; REESE; GRUBBS, 1974; GABR; LUNNE; POWELL, 1994; GUO; LEHANE, 2016).

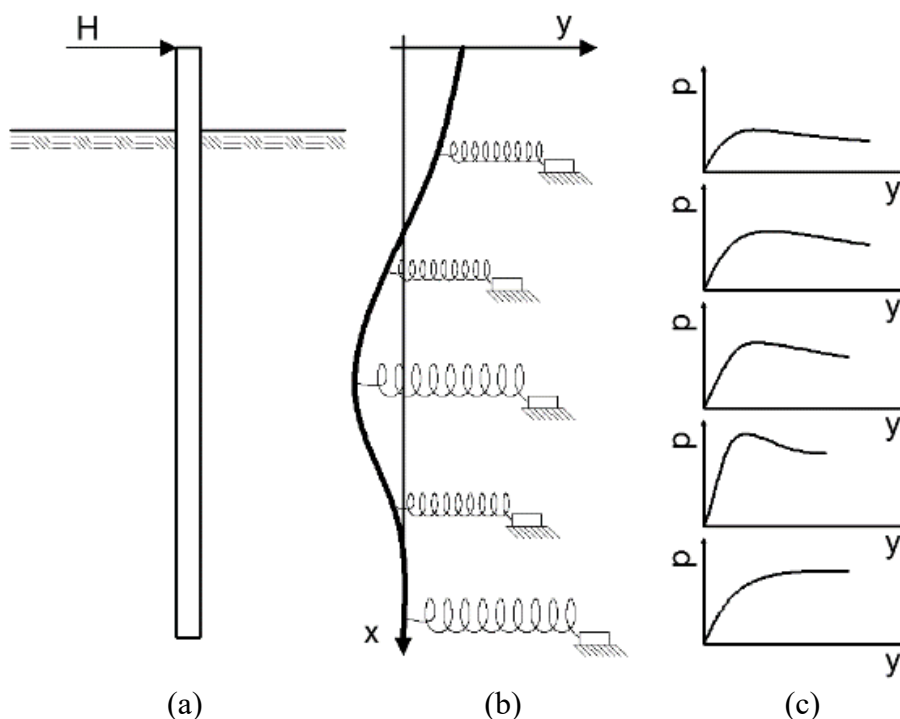


Figura 2.12 – Modelo de uma estaca submetido a esforços laterais com a analogia p - y : (a) estaca sob carregamento lateral. (b) modelo de mola solo. (c) curvas p - y .

O método p - y é essencialmente o método do coeficiente de reação horizontal (WINKLER, 1867), substituindo as molas lineares de Winkler (equação (2.10)), por molas não lineares, levando em conta então o comportamento não linear do solo (equação.(2.11)). Estas analogias partem da premissa que a reação do solo p em qualquer ponto ao longo da estaca é assumida como relativa ao deslocamento y no mesmo ponto, conforme:

$$p = (k_h \times D) \times y \quad (2.10)$$

$$p = f(y) \quad (2.11)$$

Onde:

k_h = Coeficiente de reação horizontal - mola (hipótese de Winkler).

D = Diâmetro da estaca.

Assumindo limitações inerentes ao processo matemático e quanto ao comportamento real do conjunto estaca-solo, o comportamento de uma estaca carregada lateralmente pode ser matematicamente representado por equações diferenciais, conforme Figura 2.13

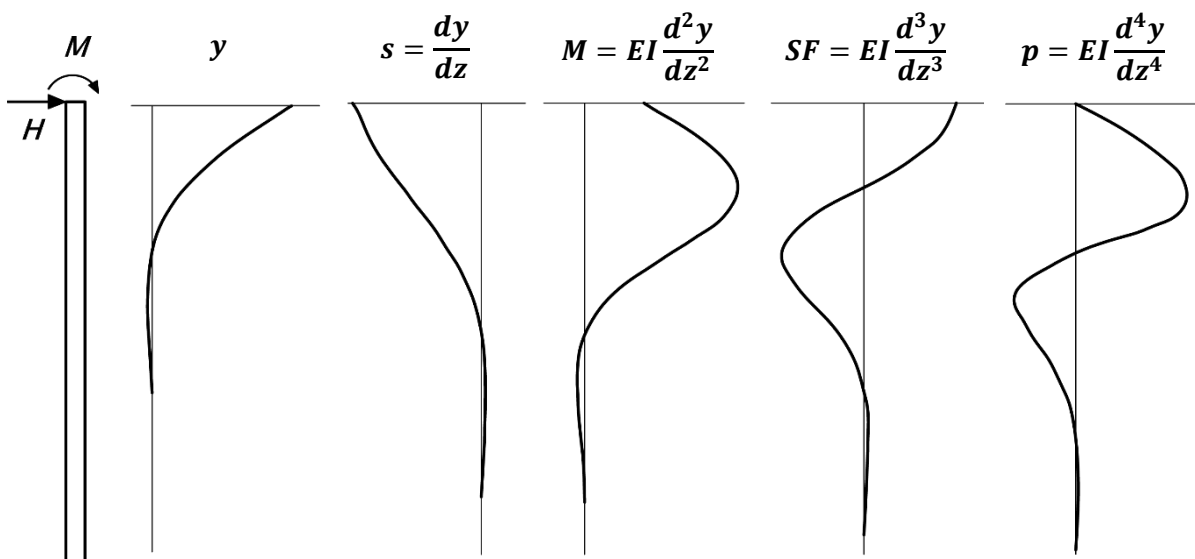


Figura 2.13 – Forma dos resultados derivados da solução completa.

As sucessivas curvas são matematicamente compatíveis, ou seja, partindo do deslocamento y pode-se derivar resultados da rotação s , curvatura k , momento fletor M , força cortante SF , e

reação do solo p , conforme resumido na Tabela 2.1. Analogamente, pode-se integrar os resultados, até obter-se o deslocamento lateral.

Tabela 2.1 – Relações utilizadas para estacas elásticas.

Variável	Fórmula	Unidade
Comprimento ao longo da estaca	z	L
Deslocamento	y	L
Rotação	$s = \frac{dy}{dz}$	-
Curvatura	$k = \frac{d^2y}{dz^2}$	1/L
Momento Fletor	$M = EI \frac{d^2y}{dz^2}$	FL
Força Cortante	$SF = EI \frac{d^3y}{dz^3}$	F
Reação do solo	$p = EI \frac{d^4y}{dz^4}$	F/L

Em estacas instrumentadas, pode-se ter resultados da leitura de inclinômetros, a qual representa a deformada da estaca, ou seja, valores de y . Baseados nestes valores pode-se derivar valores de M e p , conforme:

$$M = EI \frac{d^2y}{dz^2} \quad (2.12)$$

$$p = EI \frac{d^4y}{dz^4} \quad (2.13)$$

Pode-se também ter a leitura de valores de momento fletor, provenientes de estacas instrumentadas com extensômetros. Baseados nestes valores pode-se atingir valores de y e p , conforme:

$$y = \iint \frac{M(z)}{EI} dz \quad (2.14)$$

$$p = \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (2.15)$$

Com base então nestes valores medidos, derivam-se curvas p - y correspondentes ao ensaio.

O método é usualmente atribuído à Matlock (1970), e Reese e colaboradores (1969; 1974; 1975), os quais obtiveram uma solução da Equação (2.16) através do método das diferenças finitas (Equação (2.17)), para uma viga em uma fundação elástica.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + P_x \frac{d^2 y}{dz^2} - p + W = 0 \quad (2.16)$$

Onde:

E = Módulo de elasticidade da estaca.

I = Momento de inércia da seção da estaca.

z = Profundidade.

P_x = Carga axial na profundidade z .

p = Reação do solo (FL^{-1})

W = Carga distribuída (FL^{-1})

$$\begin{aligned} & y_{m-2}R_{m-1} + y_{m-1} \times (-2R_{m-1} - 2R_m + P_x h^2) \\ & + y_m(R_{m-1} + 4R_m + 4R_{m+1} - 2P_x h^2 + k_m h^4) \\ & + y_{m+1}(-2R_m - 2R_{m+1} + P_x h^2) + y_{m+2}R_{m+1} - W_m = 0 \end{aligned} \quad (2.17)$$

Onde:

y_m = Deslocamento no ponto m ao longo da estaca.

R_m = Rigidez estrutural da estaca no ponto m .

P_x = Carga axial.

k_m = Módulo do solo no ponto m .

W_m = Carga distribuída no ponto m .

A solução da equação para uma particular estaca submetida a esforços laterais é resolvida por um processo iterativo, por conta que o comportamento do solo é uma função não-linear do

deslocamento da estaca. Para cada iteração, os valores da reação lateral do solo são atualizados da curva $p-y$ correspondente, considerando o deslocamento obtido na iteração prévia, até atingir-se a convergência.

Detalhes sobre a formulação da equação na forma de diferenças finitas, detalhes para implementação em código computacional, e o Programa LPILE[®] são descritos em Reese *et al.* (2006).

Apesar de apresentar resultados condizentes com o resultado de campo como em Brown (1987) e Huang *et al.* (2001), pode-se ter dificuldades na escolha da curva $p-y$ apropriada para combinação de tamanho de estaca e tipo de solo e com frequência falha na previsão do comportamento da estaca (ANDERSON; TOWNSEND; GRAJALES, 2003; BASU; SALGADO; PREZZI, 2009; GUO, 2015; TAK KIM; KIM; JIN LEE; SU KIM, 2004). Sendo assim, quase sempre é necessária a realização de um ensaio de carga *in loco* para obtenção de valores de deslocamentos precisos (HAN; SALGADO; PREZZI, 2015).

Para locais onde não haja ensaios de carga *in loco*, existem proposições clássicas para a estimativa de curvas $p-y$ correlacionadas com o solo local. Para solos residuais ainda são poucas as recomendações com um método específico. Historicamente métodos criados originalmente para solos de outras formações são aplicados, e ainda carecem de verificações. Nos próximos itens são apresentados modelos específicos para Argilas Rijas (WELCH; REESE, 1972), Areias (REESE; COX; KOOP, 1974), Areais Cimentadas (ISMAEL, 1990), Rochas Brandas (REESE, 1997) e Solos Residuais (TRUONG, 2017).

- **Argilas Rijas (acima do nível d'água):**

Welch e Reese (1972) detalharam um procedimento para a construção de curvas $p-y$ para argilas rijas acima do nível d'água. A derivação destas curvas $p-y$ se deu através de ensaios em escala real em campo, bem como com ensaios de laboratório. O ensaio em escala real foi conduzido em um campo experimental em Houston, ensaiando uma estaca de concreto armado de diâmetro 0,76 m e 12,8 m de comprimento, instrumentada com extensômetros. O solo no campo experimental foi caracterizado como uma argila sobreadensada com uma estrutura de segundo grau bem desenvolvida, localmente

conhecida como *Beaumont Clay*, com resistência não drenada variando entre 75 kPa a 163 kPa.

A Figura 2.14 apresenta a forma característica da curva p - y para argilas rijas. A formulação p - y (Equação (2.18)) é a mesma que para argilas moles (MATLOCK, 1970), mas o expoente da parábola é um quarto, ao invés de um terço. Assim, o formato característico da curva é mais rígido para argila rijas, do que para argilas moles.

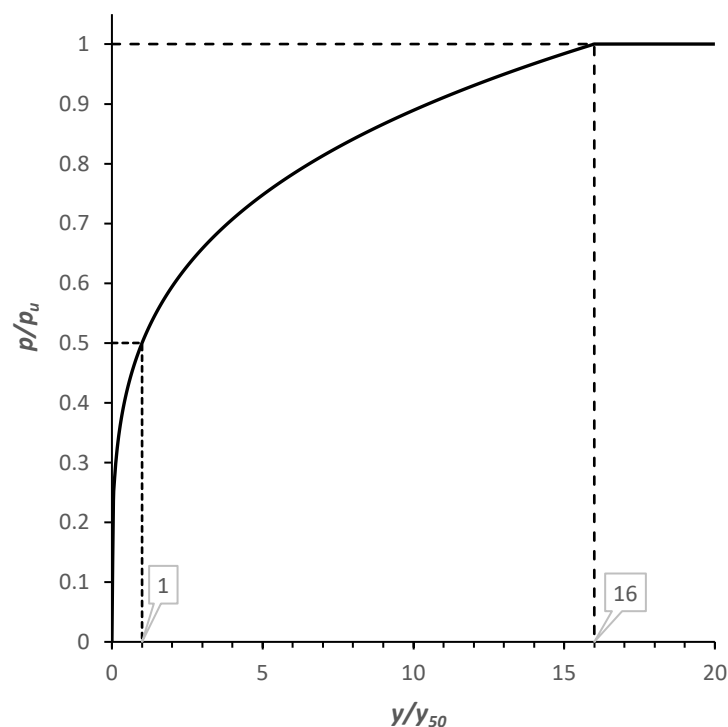


Figura 2.14 – Forma característica da curva p - y para argilas rijas (WELCH; REESE, 1972)

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \times \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.18)$$

A construção das curvas p - y inicia-se pela determinação da resistência não drenada S_u e peso específico γ' em função da profundidade. O valor de ε_{50} também deve ser determinado, preferencialmente através de ensaios triaxiais, ou na sua ausência, recomenda-se a utilização dos valores de 0,005 ou 0,010 (sendo o valor maior mais

conservador). A sequência para criação da curva p - y parte da definição de p_u , através do menor valor entre:

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma' \cdot z}{S_u} + \frac{J \cdot z}{D} \right] \cdot S_u \cdot D \quad (2.19)$$

$$p_u = 9 \cdot S_u \cdot D \quad (2.20)$$

Onde:

γ' = Peso específico do solo.

z = Profundidade.

S_u = Resistência não-drenada do solo.

J = Fator empírico; 0,5 para argilas moles e 0,25 para médias.

D = Diâmetro da estaca.

A determinação de y_{50} , que representa o deslocamento do solo a uma resistência igual a metade da resistência lateral limite, é dada conforme:

$$y_{50} = 2.5 \times \varepsilon_{50} \times D \quad (2.21)$$

Onde:

ε_{50} = Deformação referente a metade da tensão de ruptura.

D = Diâmetro da estaca.

A curva p - y é definida conforme a Figura 2.14, onde seus valores são calculados pela Equação (2.18) até o valor de $16 y/y_{50}$, a partir do qual o seu comportamento passa a ser assintótico, seguindo o valor de p_u .

O comportamento em casos de cargas cíclicas também foi estudado, e é representado pelas curvas p - y ilustradas na Figura 2.15. Após definir as curvas p - y para carregamento estático, define-se o número N de ciclos de carga de trabalho. Para uma sequência de valores de p/p_u deve-se determinar o valor da constante C , que determina o efeito dos ciclos de carga na deformação. Esta constante poder ser estimada através de ensaios de laboratório, conforme:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_i + \varepsilon_{50} \times C \times \log N \quad (2.22)$$

Onde:

ε_N = Deformação referente a N ciclos de carga.

ε_i = Deformação referente ao primeiro ciclo de carga.

Na ausência de ensaios de laboratório, a constante C pode ser determinada através conforme:

$$C = 9,6 \times \left(\frac{p}{p_u}\right)^4 \quad (2.23)$$

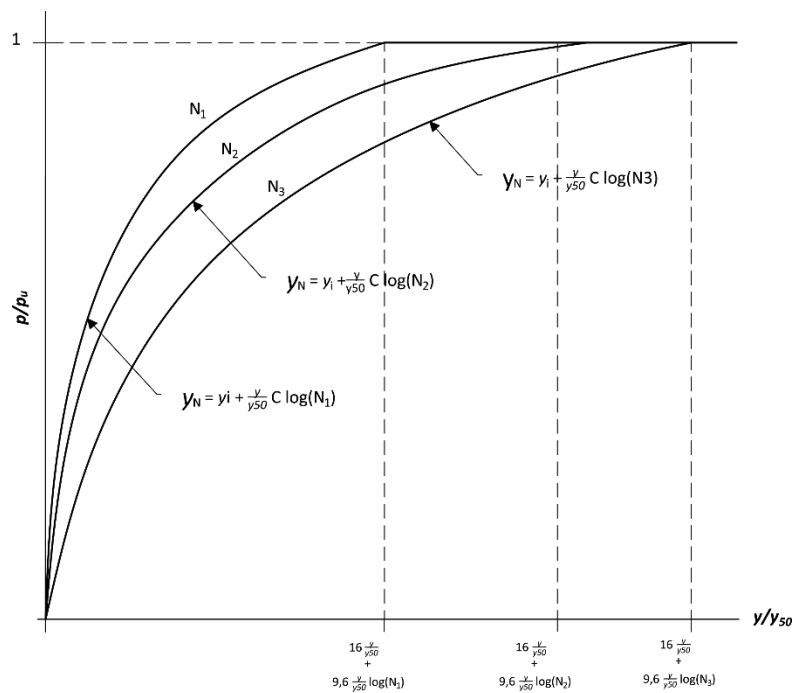


Figura 2.15 – Forma característica da curva p - y para carregamentos cíclicos para argilas rijas (WELCH; REESE, 1972)

Para cada ponto de p/p_u onde previamente se determinou o valor da constante C, determinam-se através da Equação (2.24) os novos valores de y para cargas cíclicas.

$$y_N = y_i + y_{50} \times C \times \log N \quad (2.24)$$

Onde:

- $y_N =$ Deslocamento referente a N ciclos de carga.
 $y_i =$ Deslocamento referente ao primeiro ciclo de carga.

- **Areias:**

Reese *et al.* (1974) detalharam um procedimento para a criação de curvas $p-y$ em areias. A derivação deste método partiu de ensaios em escala real executados em Mustang Island (Texas, EUA), descritos em Cox *et al.* (1974). Foram ensaiadas duas estacas metálicas de perfil tubular circular, diâmetro 0,61 m com 9,5 mm de espessura, e 21 m de comprimento, instrumentadas com extensômetros. O solo arenoso local foi caracterizado como uma areia fina, de alta densidade relativa, atingindo valores médios de ângulo de atrito ϕ' de 39°. A sequência dos ensaios previu uma estaca com carregamento estático, e a outra com carregamentos cíclicos.

A Figura 2.16 apresenta a forma característica da curva $p-y$ para areias na formulação original de Reese *et al.* (1974), a qual é subdividida em três trechos, com seus pontos chaves para criação discriminados. Sua utilização é válida para carregamentos estáticos e cíclicos.

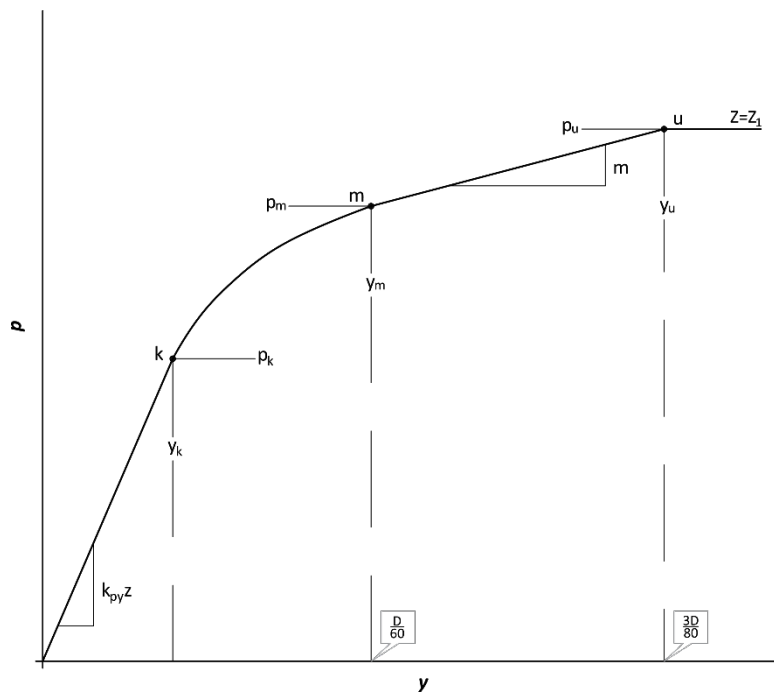


Figura 2.16 – Forma característica da curva p - y para areias (REESE; COX; KOOP, 1974)

A construção das curvas p - y tem a seguinte sequência sugerida em Reese e Impe (2001), conforme:

1. Obtenção do ângulo de atrito ϕ' , do peso específico do solo γ' e do diâmetro da estaca D .
2. Calcular e assumir as seguintes expressões:

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \quad (2.25)$$

$$\beta = 45 + \frac{\phi'}{2} \quad (2.26)$$

$$K_0 = 0,4 \quad (2.27)$$

$$K_a = \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)^2 \quad (2.28)$$

3. Calcular a resistência última do solo p_u , utilizando o menor valor entre as seguintes expressões:

$$p_{ut} = \gamma \cdot z \left[\frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi' \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi') \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} (D + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) + K_0 \cdot z \cdot \tan \beta (\tan \phi' \cdot \sin \beta - \tan \alpha) - K_a \cdot D \right] \quad (2.29)$$

$$p_{ud} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot B \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \phi' \cdot \tan^4 \beta \quad (2.30)$$

4. Plotar as Equações (2.29) e (2.30), e verificar qual a profundidade z onde há interseção entre as equações. A partir deste ponto, utilizar a Equação (2.30).
5. Definir a profundidade na qual se deseja obter a curva p - y .
6. Definir y_u como $3D/80$. Calcular p_{ult} conforme:

$$p_{ult} = \bar{A}_e \cdot p_u \quad \text{ou} \quad p_{ult} = \bar{A}_c \cdot p_u \quad (2.31)$$

Os parâmetros \bar{A}_e e \bar{A}_c são definidos a partir da Figura 2.17 em função da profundidade normalizada pelo diâmetro da estaca, para casos de carregamento estático e cíclico.

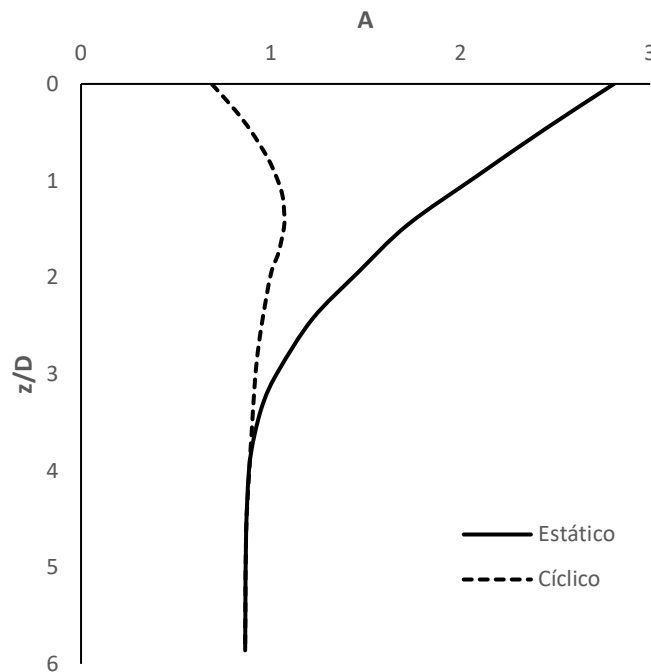


Figura 2.17 – Valores dos parâmetros $\overline{A_e}$ e $\overline{A_c}$.

7. Definir y_m como $D/60$. Calcular p_m conforme:

$$p_m = B_e \cdot p_u \text{ ou } p_m = B_c \cdot p_u \quad (2.32)$$

Os parâmetros B_e e B_c são definidos a partir da Figura 2.18 em função da profundidade normalizada pelo diâmetro da estaca, para casos de carregamento estático e cíclico.

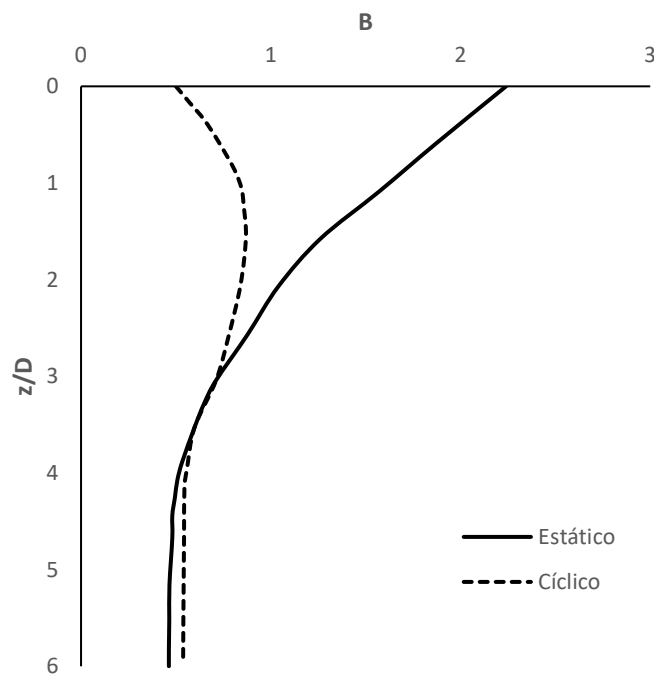


Figura 2.18 – Valores dos parâmetros B_e e B_c .

8. Definir o trecho retilíneo inicial que é definido por:

$$p = (k_{py} \times z) \times y \quad (2.33)$$

Onde:

k_{py} = Módulo de reação horizontal (Tabela 2.2 e Tabela 2.3)

Densidade Relativa	Fofa	Média	Densa
--------------------	------	-------	-------

$k_{py} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	5.400	16.300	34.000
----------------------------------	-------	--------	--------

Tabela 2.2 – Valores recomendados de k_{py} para areias saturadas.Tabela 2.3 – Valores recomendados de k_{py} para areias acima do nível d'água.

Densidade Relativa	Fofa	Média	Densa
$k_{py} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	6.800	24.400	61.000

9. Definir a seção parabólica da curva p - y , entre o ponto k e m , conforme:

$$p = \bar{C} \cdot y^{\frac{1}{n}} \quad (2.34)$$

- a. Definir a inclinação entre m e u , conforme:

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (2.35)$$

- b. Obter a potência da seção parabólica conforme:

$$n = \frac{p_m}{m \cdot y_m} \quad (2.36)$$

- c. Obter o coeficiente \bar{C} , conforme:

$$\bar{C} = \frac{p_m}{y_m^{\frac{1}{n}}} \quad (2.37)$$

- d. Determinar o ponto k , conforme:

$$y_k = \left(\frac{\bar{C}}{k_{py} \cdot z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.38)$$

10. Calcular um número apropriado de pontos para o trecho parabólico.

Baseados em análises estatísticas em função de formulações existentes de curvas p - y para areias, O'Neill e Murchison (1983) propuseram uma equação simplificada, a qual apresentou resultados muito próximos em comparação com a formulação original de Reese *et al.* (1974). Esta formulação é utilizada como recomendação na norma API RP 2A-WSD (1987). A relação p - y é determinada através de uma equação hiperbólica contínua, sem a necessidade de subdivisão de trechos dentre a curva, definida por:

$$\frac{p}{\bar{A}p_u} = \tanh \left(\frac{k_{py} \cdot z}{\bar{A}p_u} \cdot y \right) \quad (2.39)$$

Na Figura 2.19 ilustra-se um exemplo comparando as curvas p - y criadas utilizando a metodologia de Reese *et al.* (1974) e O'Neill e Murchison (1983). Apesar de apresentarem um formato diferente, devido a inerente diferença matemática, o modelo de O'Neill e Murchison (1983) é utilizado como método recomendado para elaboração de curvas p - y pelo *American Petroleum Institute – API*.

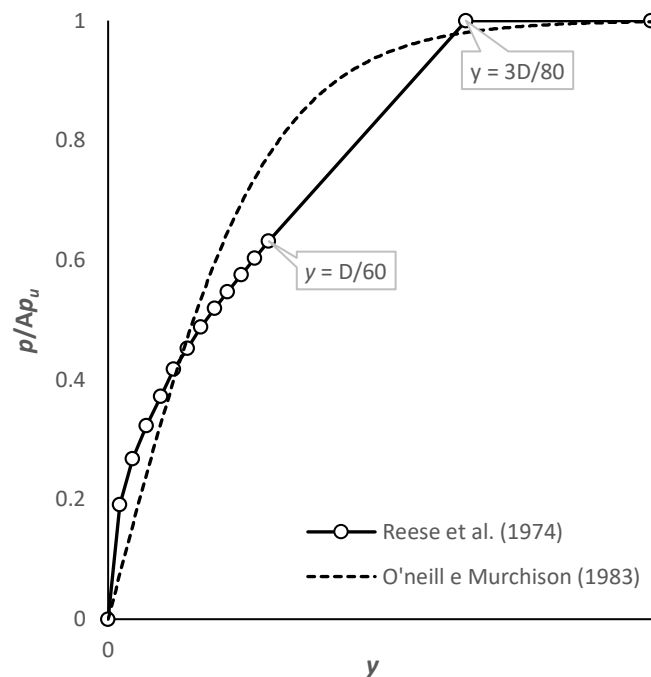


Figura 2.19 – Curva p - y exemplo, com o modelo de Reese *et al.* (1974) e O'Neill e Murchison (1983).

- **Areias Cimentadas**

Ismael (1990) conduziu uma série de ensaios em escala real executados em um campo experimental no Kuwait. Foram ensaiadas doze estacas de concreto armado, diâmetro 0,30 m, e comprimentos de 3 m e 5 m, instrumentadas com extensômetros. O solo local foi caracterizado na camada superficial de 3 m de espessura como areia siltosa cimentada, seguido por camadas de areias siltosas muito densas. Através da retirada de amostras, indeformadas na forma de blocos, e lapidadas em amostras, ensaios triaxiais drenados foram realizados, resultando em parâmetros de pico coesão $c' = 20$ kPa e ângulo de atrito $\phi' = 35^\circ$ para a camada cimentada, e coesão $c' = 0$ e ângulo de atrito $\phi' = 43^\circ$ para a camada de areias siltosas muito densas.

A Figura 2.20 apresenta a forma característica da curva p - y para areias cimentadas na formulação original de Ismael (1990), onde sua formulação matemática é a mesma que a apresentada por Matlock (1970) para argilas moles, conforme:

$$\frac{p}{p_{u-c'\phi'}} = 0.5 \times \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.40)$$

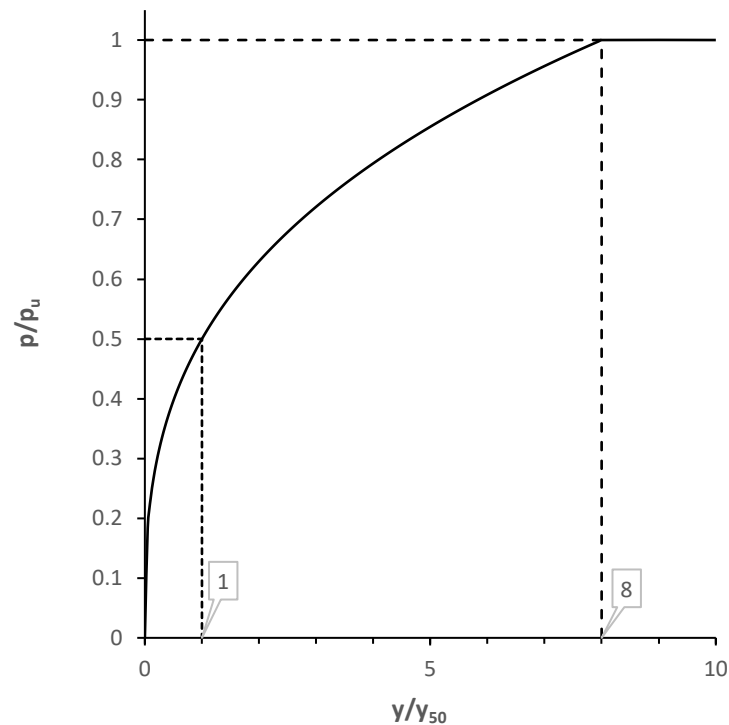


Figura 2.20 – Forma característica da curva p - y para areias cimentadas (ISMAEL, 1990)

A construção das curvas p - y inicia-se pela determinação dos parâmetros de resistência coesão c' e ângulo de atrito ϕ' , e também peso específico γ' . A determinação da resistência lateral limite $p_{u-c'\phi'}$ é dada por:

$$p_{u-c'\phi'} = C_p \cdot \sigma_p \cdot D \quad (2.41)$$

Onde:

C_p = Fator de correção.

σ_p = Empuxo lateral passivo.

D = Diâmetro da estaca.

Para solos com componentes de resistência coesivo friccional, Evans e Duncan (1982) sugerem que o fator de correção C_p seja definido conforme:

$$C_p = 1,5 \rightarrow \text{para } 0 \leq \phi' \leq 15^\circ \quad (2.42)$$

$$C_p = \frac{\phi}{10} \rightarrow \text{para } \phi' > 15^\circ \quad (2.43)$$

Empregando a teoria de empuxo de Rankine, e levando em conta a parcela devido ao intercepto coesivo da areia cimentada, σ_p é definido conforme:

$$\sigma_p = 2 \cdot c \cdot \tan\left(\frac{45 + \phi'}{2}\right) + \sigma_v \cdot \tan\left(\frac{45 + \phi'}{2}\right)^2 \quad (2.44)$$

A curva p - y é definida conforme a Figura 2.20, onde seus valores são calculados pela Equação (2.40) até o valor de $16 y/y_{50}$, a partir do qual o seu comportamento passa a ser assintótico, seguindo o valor de p_u .

O procedimento recomendado por Ismael (1990) sugere que ignorar a parcela de resistência devido ao intercepto coesivo mostra resultados irrealistas e muito flexíveis em comparação com os valores medidos. A adoção de uma função parabólica cúbica tende a apresentar um comportamento mais próximo de solos coesivos, a exemplo de outros métodos próprios para argilas (MATLOCK, 1970; WELCH; REESE, 1972), refletindo um comportamento tensão deformação coesivo.

- **Rochas Brandas**

Reese (1997) reportou duas séries de ensaios executados em escala real realizados por Nyman (1980) e o trabalho não publicado de D. Speer (1992). Nyman (1980) ensaiou uma estaca escavada de concreto armado, diâmetro 1,22 m e comprimento 13,3 m, sem instrumentação. O ensaio foi realizado no estado da Flórida (EUA), com a caracterização geotécnica de um calcário frágil, ensaiado a compressão simples com valores médios de $q_u = 3,45$ MPa. Speer (trabalho não publicado, 1992) ensaiou duas estacas escavadas do concreto armado, diâmetro 2,25 m e comprimentos 12,5 m e 13,8 m, instrumentadas com extensômetros e leituras de inclinômetro. Os ensaios foram realizados na Califórnia (EUA), com a caracterização geotécnica de um arenito fraturado, ensaiado a compressão simples com valores médios de $q_u = 1,86$ MPa para

profundidades até 3,9 m, $q_u = 6,45$ MPa de 3,9 m até 8,8 m, e $q_u = 16,0$ MPa abaixo de 8,8 m.

A Figura 2.21 apresenta a forma característica da curva p - y para rochas brandas na formulação original de Reese (1997), onde sua porção parabólica tem a mesma formulação matemática é a mesma que a apresentada por Welch e Reese (1972) para argilas rijas, diferenciando-se apenas no trecho retilíneo inicial, até o ponto A, conforme:

$$\frac{p}{p_{u-c'\phi'}} = 0.5 \times \left(\frac{y}{y_{rm}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.45)$$

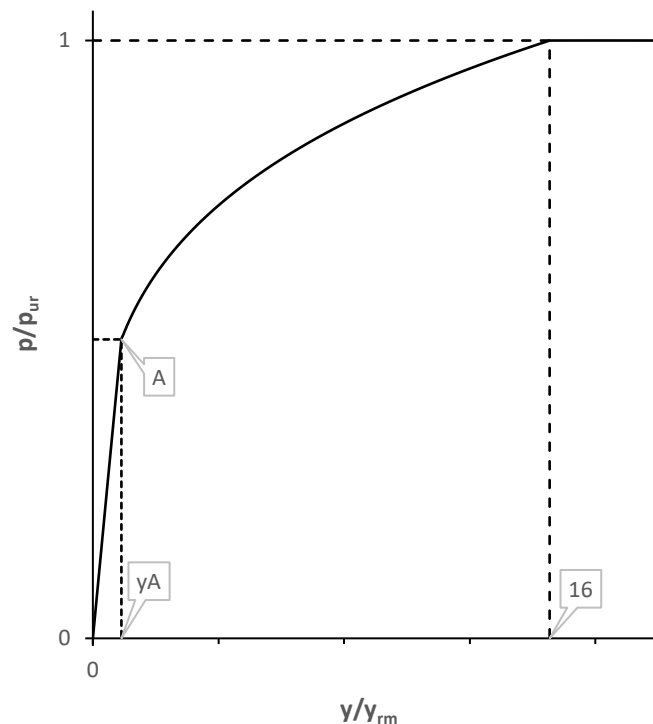


Figura 2.21 – Forma característica da curva p - y para rochas brandas (REESE, 1997)

A construção das curvas p - y inicia-se pela determinação do parâmetro de resistência a compressão simples q_u . A determinação da resistência lateral limite p_{ur} é dada por:

$$p_{ur} = \alpha_r \cdot q_u \cdot D \left(1 + 1,4 \cdot \frac{z}{D} \right) \rightarrow \text{para } 0 \leq z \leq 3D \quad (2.46)$$

$$p_{ur} = 5,2 \cdot \alpha_r \cdot q_u \cdot D \rightarrow \text{para } z > 3D \quad (2.47)$$

Onde:

α_r = Fator de redução.

q_u = Resistência a compressão simples.

D = Diâmetro da estaca.

O trecho inicial é reto, entre 0 e o ponto A, e é definido conforme:

$$\frac{p}{p_{ur}} = K_{ir} \cdot \frac{y}{y_{rm}} \quad (2.48)$$

Onde o módulo inicial K_{ir} é dado por uma relação com o módulo de elasticidade inicial da rocha, conforme:

$$K_{ir} = k_{ir} \cdot E_{ir} \quad (2.49)$$

Onde:

k_{ir} = Constante empírica adimensional.

E_{ir} = Módulo de elasticidade inicial da rocha.

A curva p - y é definida conforme a Figura 2.21, onde seus valores são calculados para cada trecho pelas Equações (2.46), (2.47) e (2.48) até o valor de $16 y/y_{rm}$, a partir do qual o seu comportamento passa a ser assintótico, seguindo o valor de p_{ur} .

O procedimento recomendado por Reese (1997) é baseado em apenas dois casos de ensaios em escala real, assim carecendo de verificações em demais casos práticos.

• Solos Residuais

No caso de solos residuais ainda são poucos os casos históricos de ensaios em escala real instrumentados, como os trabalhos de Simpson e Brown (2003), Sa'don (2012), Choi et al. (2013), Sousa (2013), Faro (2014) e Truong (2017). De acordo com estes autores, métodos originalmente criados para solos sedimentares ou para rochas subestimam ou superestimam o comportamento das estacas em solo residual. Ainda, os métodos criados especificamente para solos residuais (SIMPSON; BROWN, 2003;

TRUONG, 2017), os quais correlacionam o resultados de ensaios de campo, como SPT, CPT, DMT e PMT, ainda carecem de verificações.

Truong (2017) conduziu uma série de ensaios em escala real executados em um campo experimental na Austrália. Foram ensaiadas quatro estacas tubulares metálicas, diâmetro 0,127 m, e 2 m de comprimento, instrumentadas com extensômetros. O solo local foi caracterizado como residual de gnaisse e xisto. Foram realizados ensaios de cone, onde foi identificado um acréscimo de resistência a partir de 1,7 m de profundidade. Através da retirada de amostras, indeformadas na forma de blocos, da porção superior e da profundidade 1,7 m, ensaios de cisalhamento direto foram realizados, resultando em parâmetros de pico coesão $c' = 5$ kPa e ângulo de atrito $\phi' = 35^\circ$ para a camada superior, e coesão $c' = 77$ e ângulo de atrito $\phi' = 35^\circ$ para a camada inferior.

A Figura 2.22 apresenta a forma característica da curva p - y para solos residuais na formulação original de Truong (2017), onde sua formulação matemática é dada por uma função hiperbólica, conforme:

$$\frac{p}{p_u} = \tanh \left[6 \left(\frac{y}{D} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (2.50)$$

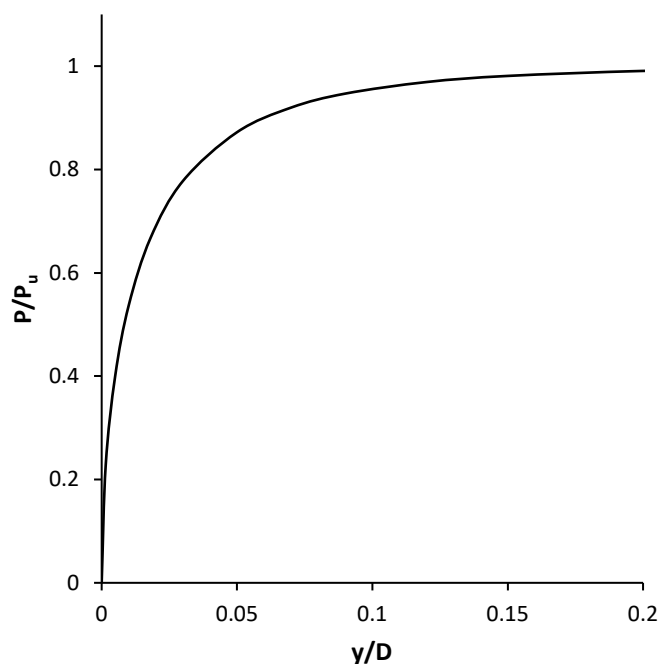


Figura 2.22 – Forma característica da curva p - y para solos residuais (TRUONG, 2017)

Devido à dificuldade de amostragem do solo residual, sem que haja perturbação na estrutura natural, bem como na captura no possível efeito de sucção, a utilização de ensaios de campo visa suprimir tal dificuldade. Trabalhos como o de Guo e Lehane (2014) e Suryasentana e Lehane (2016) utilizaram resultados do ensaio de cone – CPT para correlação com a resistência lateral limite p_u . O conceito entre a ligação da resistência de ponta q_c do ensaio CPT e as curvas p - y é a dependência de q_c na rigidez lateral da massa de solo confinante somado com a resistência ao cisalhamento do solo em si (TRUONG, 2017). Ainda, em solos parcialmente saturados, como em muitos casos com solos residuais, a resistência de ponta q_c do ensaio CPT reflete valores de resistência e rigidez devido a matriz de sucção, conforme demonstrado numericamente por Russell e Khalili (2005).

A construção das curvas p - y inicia-se pela determinação do perfil de resistência de ponta q_c do ensaio CPT, e em função desta, a resistência lateral limite p_u é dada por:

$$p_u = N_{pq} \times q_c \quad (2.51)$$

Onde:

$$N_{pq} = 0,03 + 0,25 \tanh\left(0,5 \times \frac{z}{D}\right) \quad (2.52)$$

A curva p - y é definida conforme a Figura 2.22, onde seus valores são calculados pela Equação (2.50) através de uma função hiperbólica contínua.

O procedimento recomendado por Truong (2017) tem sua utilização facilitada, visto que sua formulação através de uma função hiperbólica contínua facilita sua construção, bem como por utilizar resultados diretos do ensaio CPT. Sua formulação baseou-se apenas em resultados de estacas de mesma dimensão, sem variação de diâmetro, comprimento, ou forma da seção, sendo assim, ainda carece de verificações.

2.1.5.2. Meio Contínuo

A abordagem de um modelo de meio contínuo é mais relevante conceitualmente, porém, para modelar o solo como um meio contínuo, o uso de técnicas numéricas como o método dos elementos finitos (3D), elementos finitos com análise de Fourier, ou método das diferenças finitas, geralmente são necessários (BANERJEE; DAVIES, 1978; BROWN; SHIE, 1990b; BUDHU; DAVIES, 1988; NG; ZHANG, 2001; POULOS; DAVIS, 1980; RANDOLPH, 1981; VERRUIJT; KOOIJMAN, 1989).

Análises tridimensionais por elementos finitos ou por diferenças finitas podem capturar as complexas características da interação solo-estaca, e assim produzir realistas soluções para o problema, porém devido ao elevado tempo/dificuldade, pode não ser usado em práticas comuns (BASU; SALGADO; PREZZI, 2009; HAN; SALGADO; PREZZI, 2015).

Considerando o solo como um meio contínuo, Sun (1994), Zhang *et al.* (2000) e Guo e Lee (2001) desenvolveram soluções baseadas na elasticidade linear que pode ser usada para obter o deslocamento lateral na estaca com a profundidade. Estas análises capturam o comportamento tridimensional da interação solo-estaca e produzem resultados rapidamente, porém, a presunção de que a variação de deslocamento na massa de solo depende da mesma função de deslocamento, tanto a direção radial e circunferencial, leva a resultados mais rígidos que na realidade.

A maioria das análises por meio contínuo não consideram as camadas de solo, assim, a heterogeneidade do solo com a profundidade é aproximada através de uma variação linear do módulo de elasticidade (BUDHU; DAVIES, 1988; RANDOLPH, 1981).

Basu *et al.* (2009) através de um avançado modelo, baseado em meio contínuo, considera que a estaca está inserida em multicamadas elásticas de solo (contínuo), e leva rigorosamente em conta a interação estaca-solo tridimensional. O método proposto pelos autores produziu resultados com boa acurácia quando comparado com análises realizadas por elementos finitos, requerendo um tempo muito menor de processamento.

Nos estudos de métodos semi-analíticos, como os propostos por Sun (1994), Zhang *et al.* (2000) e Guo e Lee (2001), Basu e Salgado (2008), e Basu *et al.* (2009), assume-se o solo com comportamento elástico linear. Esta consideração resulta em uma estimativa exagerada da rigidez do solo, e produz maiores forças de reação ou momentos no topo da estaca, em relação ao esperado (BASILE, 2003).

Han *et al.* (2015) apresentaram um modelo semi-analítico que tem a principal vantagem de permitir a consideração de relações constitutivas mais realistas para o solo. Sendo que neste caso, o solo é modelado através de comportamento elasto-plástico. O modelo proposto é comparado com resultados de ensaios medidos, e o desvio gerado é menor que 10%.

Modelos de meio contínuo simplificados podem ser atraentes pela rapidez de processamento, em comparação com o método dos elementos finitos, porém dada a possibilidade de utilização de avançados modelos constitutivos (para o solo e estaca), consideração da interação tridimensional da interface estaca-solo, liberdade de variação na geometria do problema, bem como interação com demais estacas/blocos ou elementos estruturais (efeito de grupo ou vizinhança), podem ser preteridos frente a qualidade de resultado obtida por elementos finitos tridimensionais.

A implementação de um modelo de elementos finitos, que simule o carregamento lateral em estacas, necessita que o problema seja resolvido em 3 dimensões, sem poder utilizar o recurso de axissimetria, devido a natureza do problema (HELWANY, 2007).

Brown e Shie (1990a; b; 1991) aparecem como pioneiros no estudo numérico tridimensional em estacas isoladas e em grupo respectivamente, através do software comercial de elementos finitos ABAQUS®. Utilizaram modelos elasto-plásticos para o solo, critério de plasticidade de von Mises para argilas não-drenadas, e modelo de Drucker-Prager para areias. O modelo foi utilizado para avaliar o efeito do espaçamento entre estacas, e a partir destes derivar para curvas $p-y$. As curvas $p-y$ derivadas da modelagem foram processadas, e apresentaram boa semelhança com resultados de curvas experimentais.

Yang e Jeremic (2002; 2003) com recursos computacionais melhores, apresentam estudos mais refinados através de modelagens tridimensionais, utilizando o software de elementos finitos OpenSees. Corroborando com os procedimentos dos anteriores, utilizaram modelos elasto-plásticos para o solo, critério de plasticidade de von Mises para resistência não-drenada, e modelo de Drucker-Prager para areias. Inicialmente, analisaram o comportamento de uma estaca, inserida em solo homogêneo (arenoso e argiloso), e então variaram a estratificação para investigar seus efeitos. Na sequência, expandiram o estudo para efeito de grupo, com blocos de 9 e 12 estacas, inseridas em solo arenoso. Em ambos os trabalhos, derivaram seus resultados para a criação de curvas $p-y$, comparando-as com outras obtidas através de métodos usuais, e resultados de ensaios em centrífuga. Concluem que as modelagens numéricas apresentam boa acurácia, tanto na captura dos efeitos do solo com multicamadas, como no efeito de grupo.

Conte *et al.* (2013) desenvolveram um estudo numérico baseado nos resultados do trabalho de Huang *et al.* (2001), onde ensaios de carregamento lateral foram realizados em estacas de concreto armado com 1,5m de diâmetro e 35m de comprimento, utilizadas como fundação da ferrovia do trem de alta velocidade em Taiwan. A pesquisa numérica utilizou o modelo linear elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb para o solo, e foi implementado um modelo que simula a mecânica das fraturas para o concreto, simulando então uma possível fissuração no concreto nas fibras tracionadas. Os pontos de aplicação de carga, e leitura de deslocamento foram os mesmos do ensaio de campo. Na Figura 2.23 apresenta-se a comparação entre o resultado medido no ensaio de carregamento lateral, e o resultado da modelagem numérica.

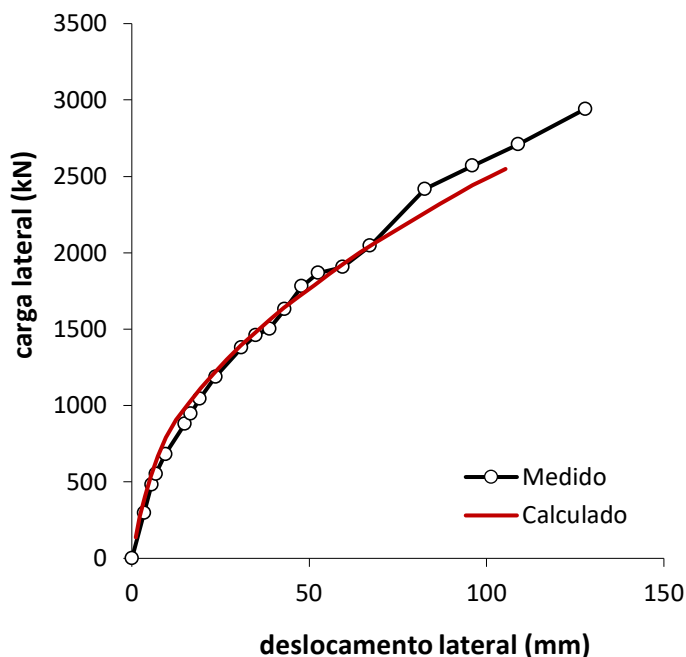


Figura 2.23 – Comparação entre ensaio e modelo numérico (adaptado de Conte *et al.* 2013).

A possibilidade de utilização de modelos constitutivos para as estacas, como o utilizado por Conte *et al.* (2013) e Souri *et al.* (2015), permite a verificação do comportamento elasto-plástico, verificando o possível escoamento do aço e fissuração do concreto, resultando em uma melhor captura do comportamento real do conjunto estaca-solo.

Born (2015) através de modelos numéricos, baseados nos resultados do trabalho de Faro (2014), onde ensaios de carregamento lateral em estacas de concreto armado, de 0,4m e 0,6 m de diâmetro, e 8 m e 3 m de comprimento, respectivamente, com camadas de solo cimento inseridas na porção superior da estaca, mostrou resultados promissores frente a captura do comportamento carga-deslocamento, prevendo a influência da heterogeneidade no solo na camada finita de solo cimento.

A acurácia do resultado de um modelo de elementos finitos recai na qualidade dos dados de entrada, seja na parametrização das propriedades do solo, que depende da disponibilidade de uma investigação de qualidade no solo, bem como na caracterização dos materiais utilizados para os elementos estacas. Somado a estes, a escolha de modelos constitutivos compatíveis com o solo e a estrutura, e a habilidade do engenheiro em estabelecer os corretos passos dentro do

algoritmo de cálculo, desde a verificação das condições de contorno, tipo e densidade de malha, e velocidade de aplicação de força ou deslocamento, fazem com o modelo apresente resultados eficientes (BASU; SALGADO; PREZZI, 2009; BORN, 2015; CONTE; TRONCONE; VENA, 2013; HAN; SALGADO; PREZZI, 2015; SOURI; ABU-FARSAKH; VOYIADJIS, 2015).

2.1.6. Influência das Dimensões e Formas da Seção

Expressões analíticas para definições da resistência lateral limite p_u , bem como na construção das curvas $p-y$, levam diretamente em conta o diâmetro D da estaca. Reese *et al.* (1975) ensaiaram estacas de 0,152 m e 0,641 m de diâmetro em um campo experimental com solo local caracterizado como argila rija. Os resultados dos ensaios foram derivados em curvas $p-y$, e as curvas criadas a partir dos resultados da estaca de maior diâmetro, utilizadas para prever o comportamento da de menor diâmetro. Resultados em função do momento fletor mostraram uma boa aproximação, enquanto em termos de deslocamentos laterais, os valores calculados subestimaram os valores medidos.

O'Neill e Dunnavant (1984) e Dunnavant e O'Neill (1985) realizaram ensaios em estacas carregadas lateralmente de diâmetro 0,273 m, 1,22 m e 1,83 m, em um campo experimental com solo local caracterizado como um argila pré adensada. Os resultados mostraram que a resposta do solo local é dada por uma função não linear do diâmetro.

Juirnarongrit e Ashford (2005) ensaiaram estacas de concreto armado de diâmetro 0,4 m, 0,6 m, 0,9 m e 1,2 m, em um campo experimental com o solo local caracterizado como uma areia fracamente cimentada. As curvas $p-y$ derivadas dos ensaios foram comparadas entre si, e o efeito do diâmetro foi considerado insignificante para valores de deslocamento inferiores a resistência lateral limite p_u , a partir de qual ponto a resistência lateral última p_u aumenta conforme aumenta-se o diâmetro.

Fundações de aerogeradores *offshore* têm sido projetadas através de soluções com monoestacas, de grande diâmetro, com casos relatados de estacas executadas com até 5 m de diâmetro no Mar do Norte (ACHMUS; KUO; ABDEL-RAHMAN, 2009). A prática de dimensionamento nestes casos segue a recomendação da API RP 2GEO (2014), onde são utilizadas formulações clássicas para criação de curvas $p-y$. Através de modelos numéricos Liu *et al.* (2016) e Velarde (2016), simularam o comportamento de monoestacas de grande diâmetro, e compararam os

resultados de deslocamento lateral em função do carregamento, com o previsto através de metodologias de curvas $p-y$, apontando conclusões que a previsão através de curvas $p-y$ superestimam a rigidez do solo ao longo da profundidade, apresentando valores menores de deslocamentos laterais.

As metodologias para criação de curvas $p-y$, como as apresentadas no **Item 2.1.5.1**, referem-se a resultados derivados de ensaios em escala real, com estacas de diâmetro menores, e no máximo 2 m de diâmetro. Assim a extrapolação destes métodos para estacas de diâmetros maiores, conforme relatado por Liu *et al.* (2016) e Velarde (2016), tende a apresentar algum efeito de escala. Ainda, Finn e Dowling (2015) através de análises numéricas por diferenças finitas e elementos finitos, afirmam que para deslocamentos laterais de topo de até 60 mm, o efeito do diâmetro é desprezível. Esta última conclusão vem a reforçar os resultados de Juirnarongrit e Ashford (2005), visto que quanto maior o diâmetro, maior sua resistência lateral limite p_u , e conseqüentemente maior o deslocamento lateral.

A maior parte dos ensaios realizados em estacas carregadas lateralmente, bem como em estudos analíticos publicados, foram realizados com estacas de seção circular. No entanto, estacas com outros formatos de seção, como quadradas e perfil H, também podem ser solicitadas. Arenas *et al.* (2013) realizaram uma pesquisa com alguns departamentos estaduais de transporte nos Estados Unidos e Canadá, sobre o tipo de fundação utilizado em aterros de pontes (*bridge abutments*). A maior parte dos departamentos reportaram a utilização de somente perfis H, e em menor quantidade estacas metálicas circulares e de concreto. Quanto a orientação do perfil H, a maior parte dos departamentos utilizaram o eixo com menor momento de inércia como perpendicular à direção da ponte.

Similar ao comportamento da proa de um navio através da água, o formato da seção circular da estaca pode penetrar mais facilmente no solo, sendo assim, a eficiência de uma seção circular frente a um carregamento lateral é menor que a de uma superfície plana (CZERNIAK, 1957).

Utilizando conceitos da teoria da plasticidade, Broms (1964b) assume que a resistência lateral limite pode ser calculada tomando superfícies de ruptura de forma plana ou espiral. Comparando em termos de resistência lateral limite p_u , o autor apresenta soluções para uma estaca circular, e para uma superfície plana, ambas consideradas com interfaces solo-estaca

lisas, conforme Figura 2.24. Verifica-se que o valor da resistência lateral última para a seção de superfície plana apresenta valores 1,25 maiores que o da seção circular.

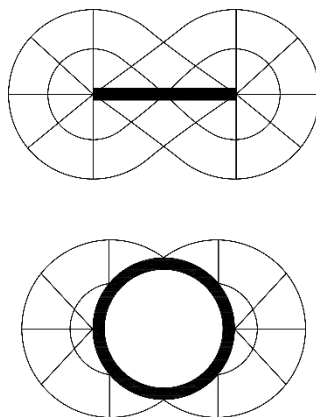


Figura 2.24 – Resistência lateral limite em função da forma da seção (BROMS, 1964b)

A Figura 2.25 mostra no ponto de vista conceitual, conforme sugerido por Reese e Van Impe (2001), como cada seção de estaca se comporta frente a tensões geradas na interface solo-estaca, quando estas são submetidas a um deslocamento lateral da esquerda para a direita.

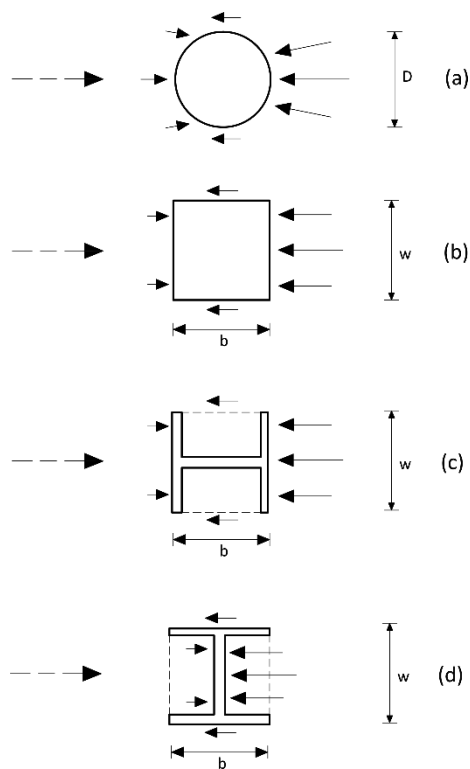


Figura 2.25 – Representação da influência da forma da seção da estaca, adaptado de Reese e Van Impe (2001)

Em uma análise inicial, poder-se-ia assumir que uma estaca circular e uma quadrada, de mesma dimensão perpendicular a aplicação de carga, teriam o mesmo comportamento resistente frente ao carregamento lateral. Porém, mesmo as áreas de projeção das estacas sendo similares, a resistência cisalhante desenvolvida nas laterais das estacas será diferente. Quando uma estaca circular é carregada lateralmente (Figura 2.25 (a)), a parte posterior da estaca perde o contato com o solo, assim não há desenvolvimento de uma resistência cisalhante nesta superfície. No caso da estaca quadrada (Figura 2.25 (b)), sua lateral permanece em contato com o solo durante o carregamento lateral, e assim há uma maior superfície lateral para desenvolvimento de uma resistência cisalhante. As estacas metálicas de perfil H podem ser carregadas no sentido do eixo de maior momento de inércia (Figura 2.25 (c)) ou no eixo de menor momento de inércia (Figura 2.25 (d)), e similarmente à estaca de perfil quadrado, tendem a ter uma maior superfície lateral para desenvolvimento de resistências cisalhantes.

Neste contexto, Reese e Van Impe (2001) sugerem a adoção de um diâmetro equivalente, ou seja, um fator de correção de forma, para que se permita o adequado uso de equações recomendadas para curvas $p-y$, conforme:

$$D_{eq} = w \cdot \left[\frac{p_{uc} + 2 \left(b - \frac{w}{2} \right) f_z}{p_{uc}} \right] \quad (2.53)$$

Onde:

D_{eq} = Fator de correção de forma.

w = Dimensão do lado perpendicular à aplicação da carga.

p_{uc} = Resistência lateral última referente a uma seção circular.

b = Dimensão do lado paralelo a aplicação da carga.

f_z = Resistência ao cisalhante nas laterais da seção ao longo da profundidade.

Para solos argilosos, em termos da resistência não drenada ao cisalhamento S_u , a resistência ao cisalhante f_z é dada por:

$$f_z = \alpha \cdot S_u \rightarrow \therefore 0,5 \leq \alpha \leq 1 \quad (2.54)$$

Onde:

α = Fator de redução da resistência

S_u = Resistência ao cisalhamento não drenada.

Para areias, em termos de tensões efetivas, a resistência cisalhante é dada por:

$$f_z = K_z \cdot \sigma' \cdot \tan \phi'_z \quad (2.55)$$

K_z = Resistência lateral última referente a uma seção circular.

σ' = Dimensão do lado paralelo a aplicação da carga.

ϕ'_z = Resistência ao cisalhante nas laterais da seção ao longo da profundidade.

Bustamante (2014) realizou ensaios de carregamento lateral em escala real, com estacas metálicas de seção circular, quadrada, e perfil H, de mesma dimensão no sentido ortogonal à carga. Os resultados em termos de carga lateral em relação a deslocamento lateral mostraram que o desempenho da estaca quadrada foi superior ao da estaca circular, porém o perfil H mostrou um comportamento pior que o da seção circular. Tal comportamento é justificado pelo fato que o perfil H foi carregado no eixo relativo ao seu menor momento de inércia, ou seja, a rigidez era inferior ao da seção circular em cerca de 59%. Ao se introduzir um fator multiplicador de p , o qual multiplica p derivado do ensaio com a estaca de seção circular, e ainda se utilizando a rigidez relativa a cada seção, obteve-se os fatores 1,2 para estacas quadradas, e 1,35 para estacas de perfil H.

Através de ensaios em centrífuga e modelos por elementos finitos, Truong (2017) avaliou o efeito da forma de estacas de mesma seção nominal, ou seja, mesma dimensão no sentido ortogonal à carga, todas inseridas em argila mole. Foram avaliadas estacas circulares, quadradas e perfil H (ensaiada no sentido de maior momento de inércia). Em função das diferenças de comportamento encontradas, foram propostos fatores de correção em função da forma, sendo 1,0 para estacas circulares, 1,25 para estacas quadradas, e 1,35 para estacas de perfil H. Conclusões apontaram que a melhor performance relativa alcançada pelos perfis quadrados e seção I, são devidos à maior resistência lateral limite p_u atingida, devido ao maior volume de solo por unidade de estaca envolvido no mecanismo de ruptura ao redor da estaca.

O padrão de dimensionamento recomendado por normas como o Eurocode 7 (2004) e API RP 2GEO (2014), é a utilização de curvas p - y , nas quais recomenda-se que na falta de ensaios em

escala real no próprio local, que se utilize metodologias próprias para sua criação. Para casos usuais da construção civil, com diâmetros inferiores a 2 m, deslocamentos limite dentro da faixa recomendada de 40 mm, e com a utilização de fatores de correção de forma para seções quadradas e perfil H, sua utilização mostra-se eficiente. Casos omissos podem representar comportamentos inesperados, principalmente frente à rigidez, sendo assim, uma análise numérica pelo método dos elementos finitos pode ser necessária.

2.1.7. Resumo

Diante da revisão bibliográfica realizada, tem-se os seguintes comentários:

- Para a estimativa teórica da resistência lateral limite (p_u), há uma série de proposições, como os trabalhos de McClelland e Focht, 1956; Reese, 1958; Brinch Hansen, 1961; Broms, 1964a; b; Welch e Reese, 1972; Reese *et al.*, 1974; 1975; Meyerhof *et al.*, 1981; Barton, 1982; Evans e Duncan, 1982; O'Neill e Murchison, 1983; Randolph e Houlsby, 1984; Dunnavant e O'Neill, 1989; Murff e Hamilton, 1993; Prasad e Chari, 1999; Guo, 2008, que são formuladas e utilizadas em diferentes tipos de solos e condições de saturação. Posteriormente, p_u é inserido em equações de equilíbrio, semi-empíricas/analíticas, buscando-se derivar o comportamento da estaca frente a um carregamento lateral.
- O sistema estaca-solo é um exemplo de interação solo estrutura, fato que impõe a necessidade da consideração do comportamento estrutural do elemento, além do comportamento geotécnico. Trabalhos como o de Digioia e Rojas-Gonzalez (1993) e Tuladhar *et al.* (2008) enfatizam a importância da consideração do comportamento estrutural não linear, através da relação M- κ (momento-curvatura), conforme apresentado na Figura 2.5.
- O condicionante principal frente ao desempenho de uma fundação submetida a esforços laterais é o deslocamento lateral, o qual, tem uma faixa limite como sugerida em até 30 mm; sendo que para valores maiores são esperadas patologias; e para valores superiores a 55 mm são considerados intoleráveis.

- As principais formas de soluções completas, para verificação do comportamento de estacas submetidas a esforços laterais, são através do método $p-y$ e formulações de meio contínuo. Códigos de prática de uso internacional, como o Eurocode 7 (2004) e o API RP 2GEO (2014), abordam explicitamente o uso do método $p-y$, dada sua aceitação, uso acumulado, e facilidade de utilização. Modelos de meio contínuo são conceitualmente mais completos, porém não existe uma unanimidade quanto ao código e plataforma a ser utilizada.
- Modelos de elementos finitos são desejáveis em situações complexas, dada sua possibilidade de utilização de avançados modelos constitutivos (para o solo e estaca), consideração da interação tridimensional da interface estaca-solo, liberdade de variação na geometria do problema, bem como interação com demais estacas/blocos ou elementos estruturais (efeito de grupo ou vizinhança).
- A influência do diâmetro da estaca foi tema de trabalhos como os de Reese *et al.* (1975), O'Neill e Dunnavant (1984), Dunnavant e O'Neill (1985), Juirnarongrit e Ashford (2005), os quais tendem a convergir na conclusão de que para diâmetros usuais na prática de engenharia - até 1,5-2,0 m – este, na maioria dos casos, se comporta de acordo com uma função linear. Liu *et al.* (2016) e Velarde (2016), avaliando numericamente estacas de extremo diâmetro – superiores a 5 m – concluem que métodos usuais de dimensionamento, como o método $p-y$, tende a sobre-estimar a rigidez das estacas, o que tende a apresentar deslocamentos menores dos que os reais.
- A influência da forma da seção transversal da estaca, em relação ao seu desempenho frente a um carregamento lateral, é um tema já abordado por trabalhos; analiticamente como através do trabalho de Broms (1964b), numericamente com o trabalho de Truong (2017), bem como experimentalmente em escala real com o trabalho de Bustamante (2014); porém entende-se que a forma de seção em si não é a única variável direta, a tempo que a rigidez em si deve ser equivalente entre seções de diferentes formas, para que a comparação direta seja realizada.
- Trabalhos como os de Simpson e Brown (2003), Sa'don (2012), Choi et al. (2013), Sousa (2013), Faro (2014) e Truong (2017) estudaram o comportamento de estacas

carregadas lateralmente em solos residuais. Foram propostos recomendações e métodos para previsão da resistência lateral limite (p_u), porém ainda há carência para verificação dos métodos propostos, seja pela escassez de dados, ou variação da natureza geotécnica dos solos residuais estudados.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. INTRODUÇÃO

Uma maneira de estabelecer-se de forma confiável, relações de transferência de carga para um dado conjunto de estaca-solo, é através de um programa experimental de campo. Modelos numéricos e analíticos buscando derivar tal comportamento já foram propostos, porém incertezas nestes processos, bem como falta de conhecimento do comportamento em solos com comportamento coesivo-friccional, em especial sobre a cimentação natural e sucção, dificultam estas abordagens. A realização de ensaios em escala real utilizando-se de aparatos de instrumentação como transdutores de deslocamento, célula de carga e extensômetros, baseiam a derivação das relações de transferência de carga para os conjuntos estudados.

O programa experimental estabelecido tem como objetivo principal investigar e compreender o comportamento de estacas carregadas lateralmente inseridas em um solo de comportamento coesivo-friccional.

A caracterização geotécnica do campo experimental, materiais utilizados, equipamentos utilizados, procedimentos de instrumentação, procedimentos de ensaio, e os demais detalhes relevantes da execução dos ensaios são descritos.

3.2. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

3.2.1. Localização e Características geotécnicas

O campo experimental, pertencente ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF), fica localizado no Campus de Passo Fundo, junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, na Cidade de Passo Fundo, região norte do estado do Rio Grande do Sul. Sua localização é ilustrada conforme Figura 3.1.

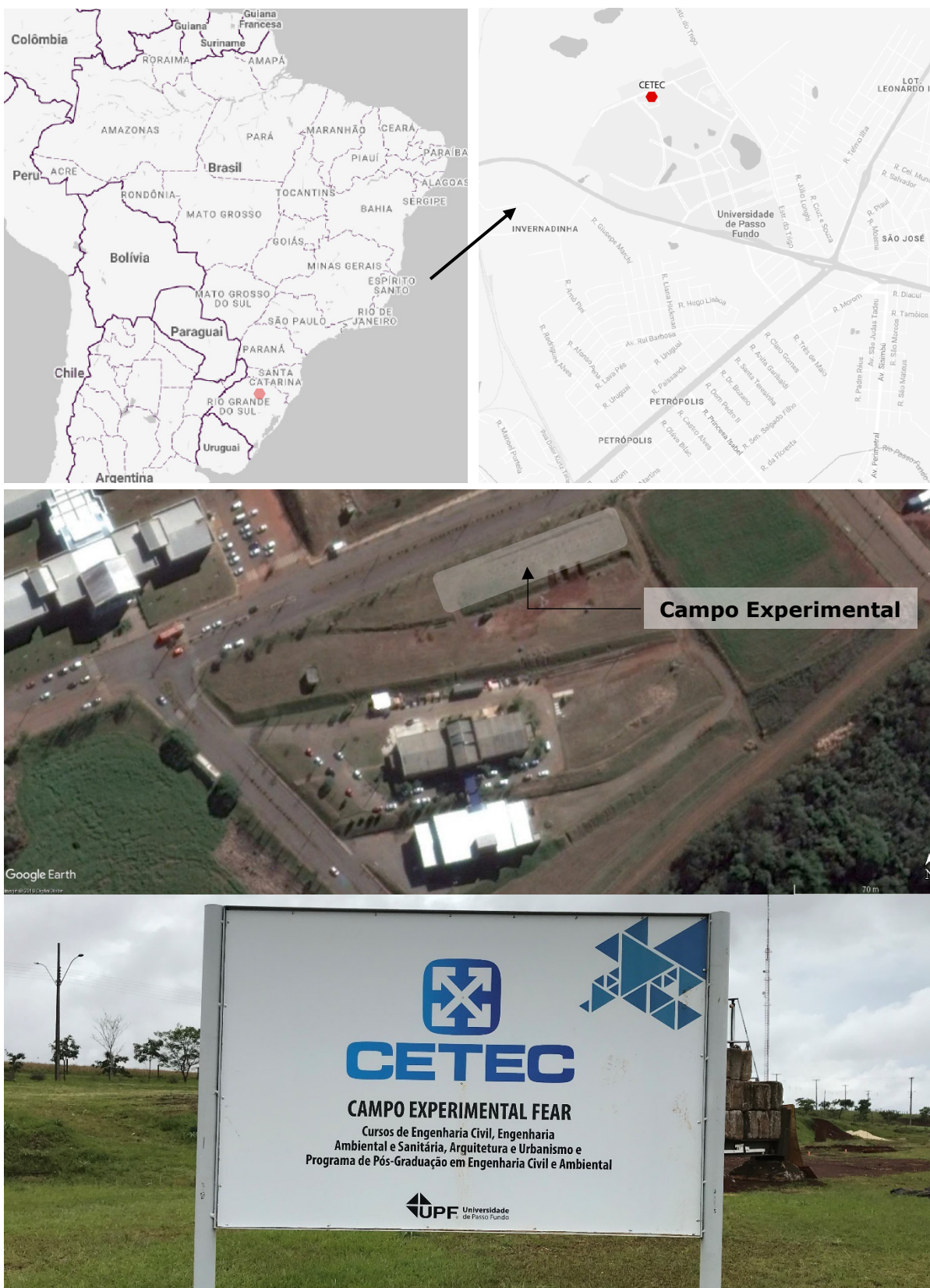


Figura 3.1 – Localização do campo experimental – CETEC - UPF.

O solo característico é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Segundo Streck *et al.* (2002), este tipo de solo caracteriza-se por ser bem drenado e profundo, possuindo um perfil homogêneo devido à transição gradual entre os horizontes. Solos residuais são de particular interesse de países localizados em regiões tropicais e subtropicais, onde grandes áreas são compostas de solos intemperizados, os quais possuem uma certa formação de estrutura devido a cimentação natural. No sul do Brasil, solos residuais de basalto são comuns. Estes solos são produto do intemperismo, o qual geralmente diminui a densidade, e aumentam a porosidade e condutividade hidráulica. Esta estrutura porosa cimentada leva a características geotécnicas diferentes de solos de origem sedimentar de mesma densidade de distribuição granulométrica.

A formação do solo dada pelo intemperismo da rocha mãe produz características de comportamento mecânico que não necessariamente são definidas por métodos usuais da geotecnia, entre algumas razões, de acordo com Schnaid e Huat (2012):

- O estado do solo é variável dada a complexa formação geológica;
- Modelos constitutivos clássicos não oferecem uma boa aproximação de sua natureza;
- São solos de difícil amostragem, sendo então em sua maior parte caracterizados por ensaios *in-situ*;
- Apresentam valores de parâmetros fora da variação esperada para solos mais comumente encontrados como depósitos sedimentares de areia e argila;
- O efeito de sucção, e seu efeito na permeabilidade e resistência deve ser levada em conta.

3.2.2. SPT (*standard penetration test*)

Ensaio de sondagem à percussão foram realizados por Lopes Junior e Thomé (2005) para caracterizar o campo experimental, antes dos ensaios de carregamento nas estacas. Os ensaios utilizaram o amostrador padrão, e foram executados de acordo com a NBR 6484 (2001). Um total de dois furos foram realizados, com profundidade máxima de 15 m. Os resultados são apresentados na Figura 3.2. Os ensaios foram realizados com o procedimento normal, através do avanço com lavagem, Figura 3.2 (a), e através de perfuração com trado mecânico, Figura 3.2 (b).

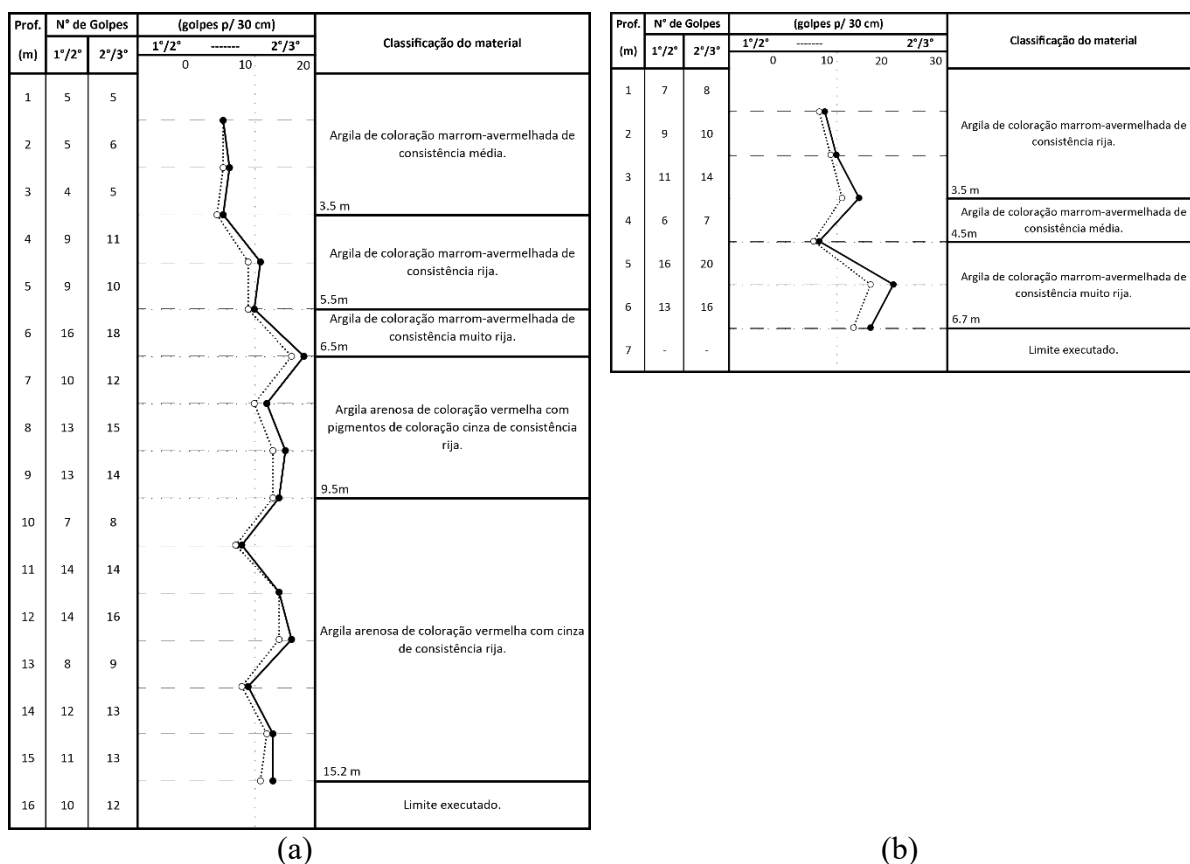


Figura 3.2 – Resultados do ensaio à percussão SPT – modificado de Lopes Junior e Thomé (2005).

Os resultados mostram um perfil homogêneo a partir de 4 m de profundidade, sendo que nos primeiros metros apresenta uma resistência menor a penetração do amostrador. As amostras retiradas mostram um perfil com total predominância de material argiloso. Não foi encontrado nível d'água.

3.2.3. CPT (*cone penetration test*)

Ensaio in-situ de piezocone foram realizados pela Geofoma Engenharia Ltda. para caracterizar o campo experimental, antes dos ensaios de carregamento nas estacas. O cone elétrico possuía uma área de ponta padrão de 10 cm² (35,7 mm de diâmetro) e uma luva de dimensões padrão para a medição do atrito. Os ensaios foram realizados de acordo com a ASTM D5778-12 (2012). Não foram realizadas medidas de poro pressão. Um total de 5 furos foram realizados, atingindo profundidades de até 20 m. Na Figura 3.3 ilustra-se o equipamento de cravação utilizado e o cone elétrico.



Figura 3.3 – Equipamento de cravação e cone elétrico, Faro (2014).

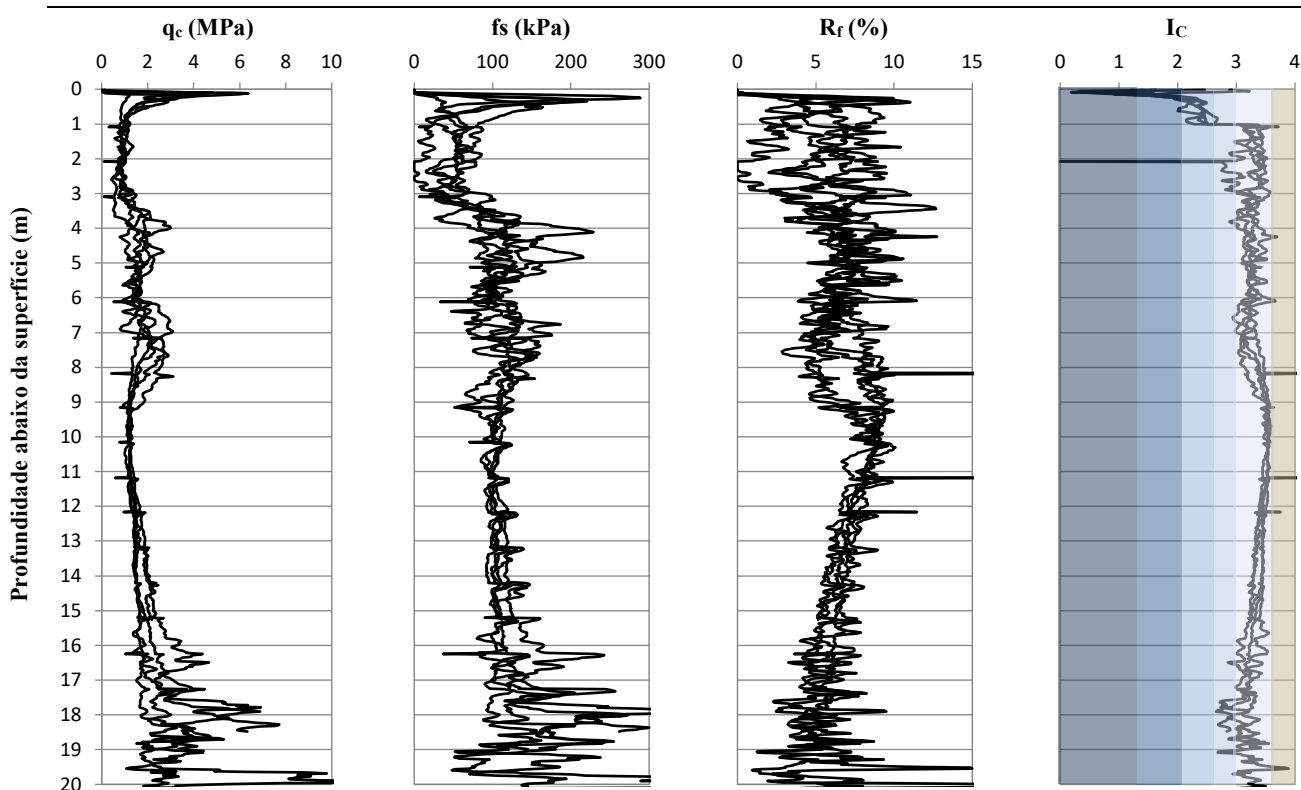


Figura 3.4 – Resultados dos 5 ensaios CPT (*cone penetration test*).

A Figura 3.4 apresenta os resultados dos 5 ensaios CPT, os quais penetraram até uma profundidade de 20 m, na forma de resistência de ponta q_c , resistência por atrito f_s , razão de atrito R_f , e índice de classificação do material IC. O nível d'água foi encontrado na profundidade de 10 m. A razão de atrito concentrou a média de seus valores entre 6% e 7%. O valor médio de resistência de ponta nos primeiros dois metros (parte crítica para a resistência lateral das estacas) tem um valor médio de 1,3 MPa. De acordo com o índice de classificação

do material (Robertson (2010)), a maior parte do perfil se encaixa nos valores entre 2,95 e 3,6, representando a faixa de argilas; porém a classificação indica o primeiro metro como com valores entre 2,05 e 2,6, representado a faixa de areias. Verifica-se uma variação muito baixa entre os diferentes furos, bem como com uma baixa variação de valores ao longo da profundidade, indicando assim uma homogeneidade no perfil de solo.

3.2.4. SDMT (*seismic dilatometer test*)

Ensaio *in-situ* de dilatômetro com módulo sísmico foram realizados pela Geoforma Engenharia Ltda. para caracterizar o campo experimental, antes dos ensaios de carregamento nas estacas. O dilatômetro utilizado é de dimensões padrão, fornecido pelo Studio Prof. Marchetti®. Os ensaios foram realizados de acordo com a ASTM D6635-15 (2015). Um total de dois furos foram realizados, atingindo profundidade de até 19 m. na Figura 3.5 ilustra-se o equipamento de cravação utilizado e a lâmina do dilatômetro.



Figura 3.5 – Equipamento de cravação e cone elétrico, Faro (2014).

A Figura 3.6 apresenta os resultados do furo 01 do SDMT e a Figura 3.7 apresenta os resultados do furo 02 do SDMT, os quais penetraram até uma profundidade de 19 m, na forma de pressão inicial corrigida P_0 , pressão corrigida após expansão da membrana P_1 , índice de classificação do solo I_D , módulo dilatométrico E_D , e índice de tensão horizontal K_D . O nível d'água foi encontrado na profundidade de 9 m. O índice de classificação de solos I_D classifica o solo até profundidades de 10-11 m como siltoso, após esta profundidade é classificado como argiloso. A variação entre a P_0 e P_1 se mostrou pequena, o que pode ser visualizada pelo módulo E_D , que apresenta tendência linear, o que tende a caracterizar um perfil homogêneo.

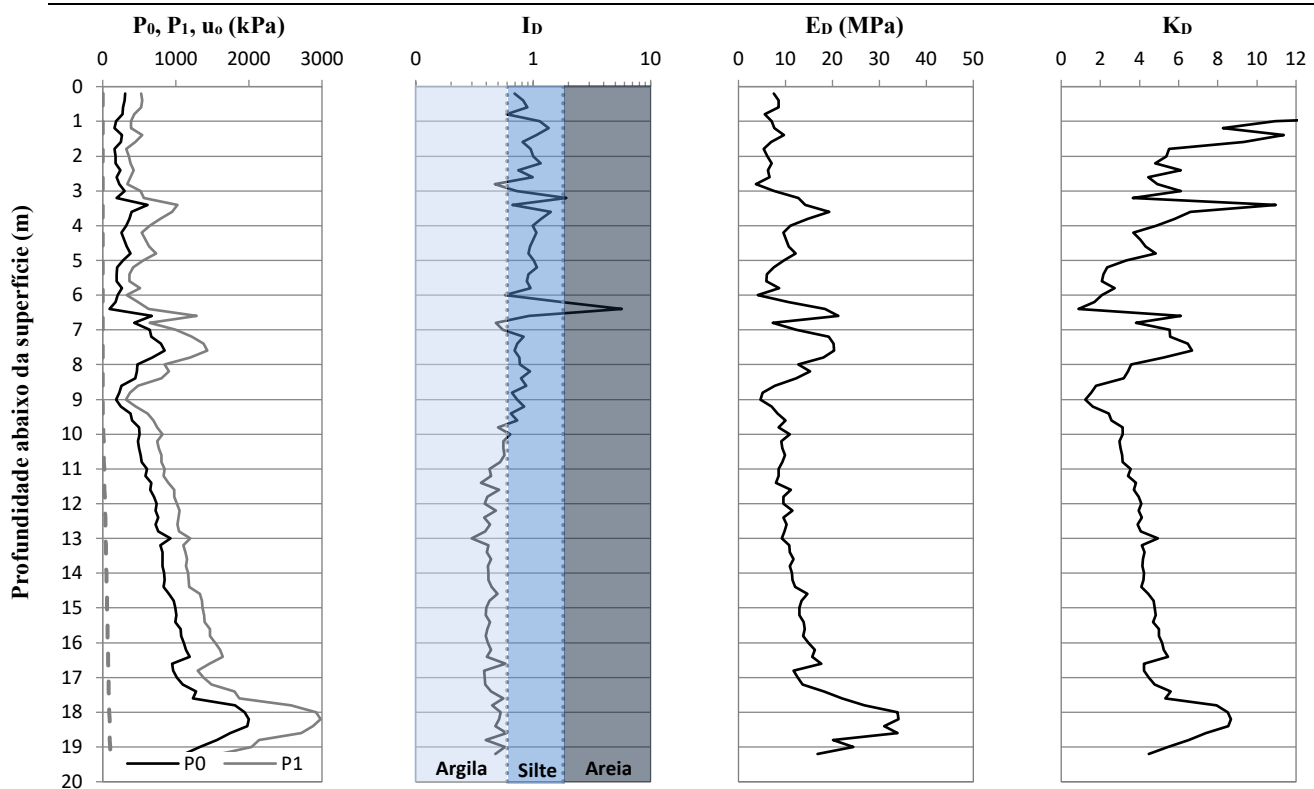


Figura 3.6 – Resultados do furo 01 do ensaio SDMT (*seismic dilatometer test*).

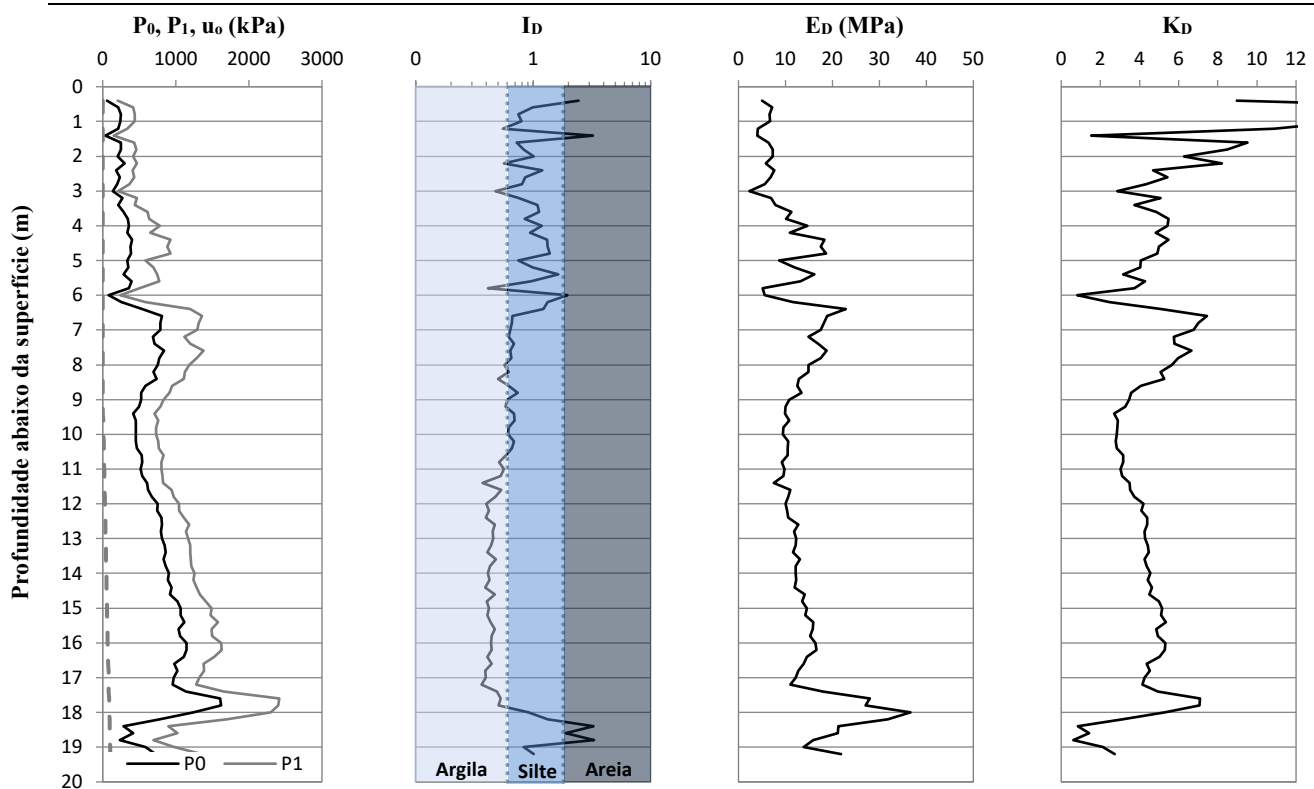


Figura 3.7 – Resultados do furo 02 do ensaio SDMT (*seismic dilatometer test*).

SDMT é um método de investigação *in-situ* híbrido, o qual otimiza as informações através da combinação de duas técnicas em uma só sondagem. Para o módulo sísmico, dois geofones são instalados com distância conhecida, na haste do equipamento, conforme Figura 3.8 (a), e são utilizados para medir os tempos de chegada das ondas cisalhantes. Uma placa metálica é posicionada paralela ao eixo dos geofones, no nível do terreno, e o martelo é acionado para gerar as ondas cisalhantes, conforme Figura 3.8 (b).

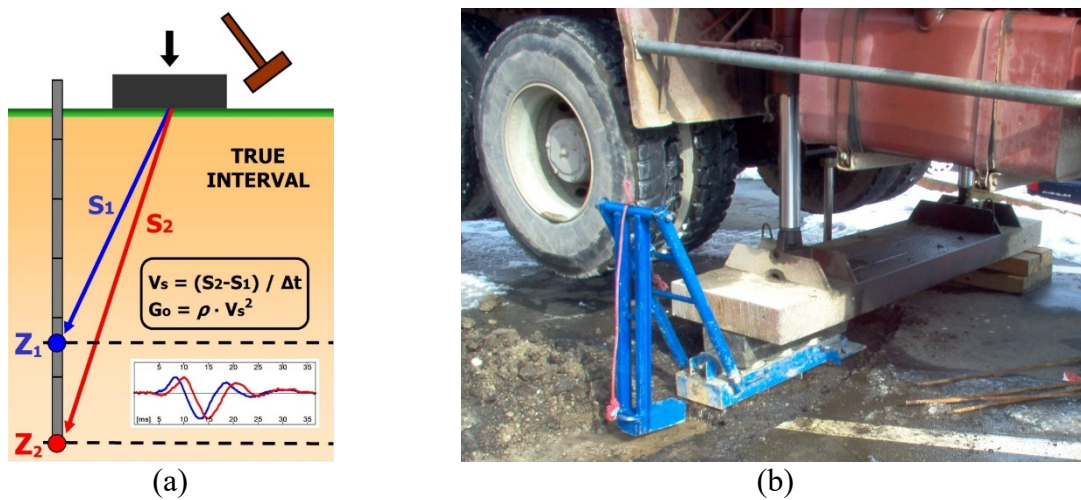


Figura 3.8 – (a) esquema técnico do ensaio sísmico, e (b) sistema gerador da onda cisalhante; Marchetti (2017)

A rigidez dos solos em pequenas deformações é finita e comumente representada pelo módulo cisalhante inicial G_0 , que pode ser determinado por:

$$G_0 = G_{m\acute{a}x} = \rho \cdot V_S^2$$

onde:

ρ = massa específica do solo (kg/m^3)

V_S = velocidade da onda cisalhante (m/s)

Resultados de pesquisas mostram que G_0 se aplica em condições de carregamentos estáticos e dinâmicos, bem como em condições drenadas e não drenadas de situações geotécnicas. A velocidade cisalhante V_S é uma propriedade fundamental dos geomateriais, e representativa para situações não destrutivas ($\epsilon_s < 10^{-6}$). Como a água não resiste ao cisalhamento, as medições das ondas cisalhantes não são afetadas pela presença do nível d'água.

Para a obtenção de valores de módulo cisalhante de pequenas deformações, ensaios com a utilização do módulo sísmico foram realizados, visando somar às informações do dilatômetro. Os ensaios foram realizados de acordo com a ASTM D7400-17 (2017). As leituras foram realizadas em intervalos aproximados de 1 m. A Figura 3.9 apresenta os resultados das leituras de velocidade da onda cisalhantes, os quais apresentaram valores médios de 230 m/s, e valores entre 100 m/s e 200 m/s no trecho de 0 a 2 m de profundidade.

Os perfis derivados para G_0 , na Figura 3.9, mostram valores médios de 100 MPa, relativamente homogêneo ao longo da profundidade, apresentando picos entre 6,5 m e 7,5 m. Baseando-se na teoria da elasticidade, pode-se determinar o módulo de elasticidade para pequenas deformações, E_0 , conforme:

$$E_0 = 2G_0(1 + \nu)$$

onde:

$\nu = \text{coeficiente de poisson}$

O coeficiente de poisson foi definido empiricamente como 0,3. O perfil de E_0 também é ilustrado na Figura 3.9.

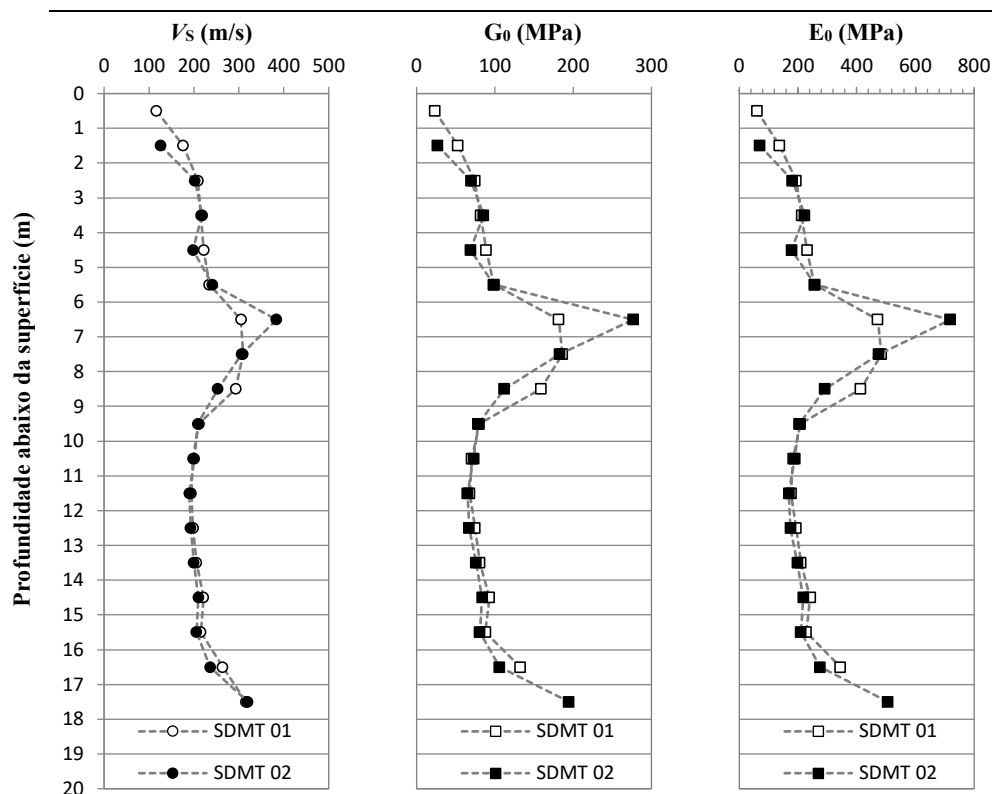


Figura 3.9 – Resultados do ensaio sísmico do SDMT (*seismic dilatometer test*).

3.2.5. Índices físicos

A partir de amostras coletadas com trado manual até uma profundidade de 5m (DALLA ROSA; THOMÉ, 2004; DALLA ROSA; THOMÉ; RUVÉR, 2004), realizaram a caracterização do solo, através de análise da umidade natural do solo, peso específico real dos grãos, distribuição granulométrica e limites de Atterberg. Tais resultados, Figura 3.10, corroboram com a investigação *in situ*, mostrando a homogeneidade do solo.

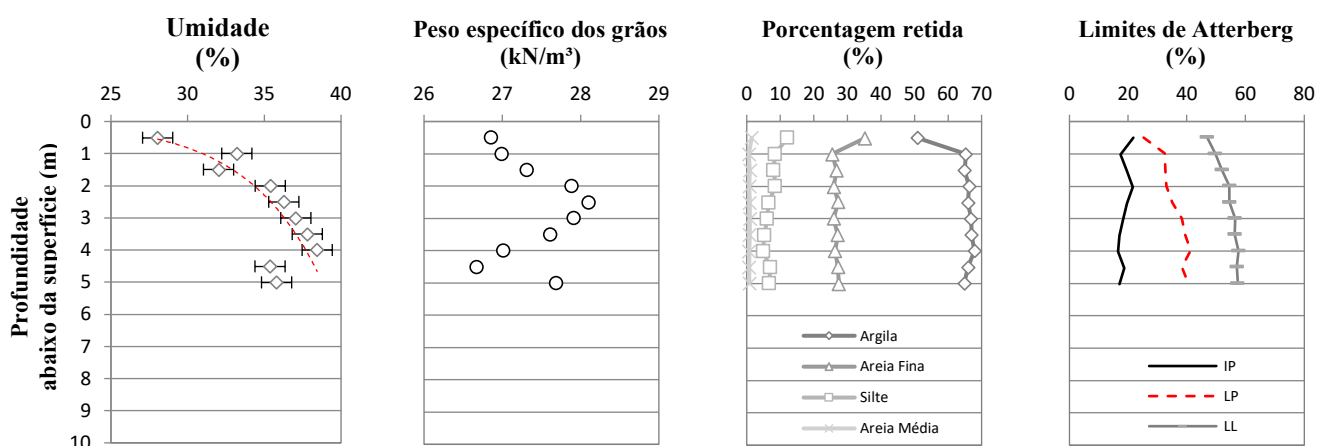


Figura 3.10 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade (DALLA ROSA; THOMÉ, 2004).

3.2.6. Triaxial

Donato (2005) e Carreta (2018), caracterizaram o solo através de ensaios triaxiais do tipo consolidados drenados (CD). Foram realizados 6 ensaios, com as tensões confinantes de 20, 35, 50, 60, e 100 kPa. As amostras indeformadas foram retiradas das profundidades indicadas conforme Figura 3.11. Os resultados dos ensaios triaxiais são apresentados na Figura 3.12.

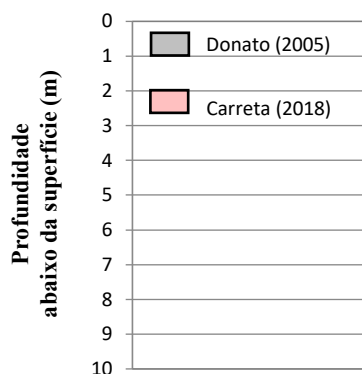


Figura 3.11 – Profundidades de retiradas das amostras indeformadas.

Duas envoltórias dos parâmetros de resistência de pico derivados dos ensaios foram definidas, conforme Figura 3.12 (b). Em ambas as envoltórias, o ângulo de atrito de aproximadamente 32° foi determinado. Verificou-se a origem de um intercepto coesivo, e comportamento compressivo, corroborando com a observação de Leroueil e Vaughan (1990), em que afirmam que em solos residuais, a formação da estrutura está associada à formação de novos minerais e/ou à precipitação de sais minerais, os quais permitem a criação de uma cimentação entre as partículas. Esta formação, origina um intercepto coesivo, mesmo quando o solo possui um elevado grau de porosidade e um comportamento predominantemente compressivo.

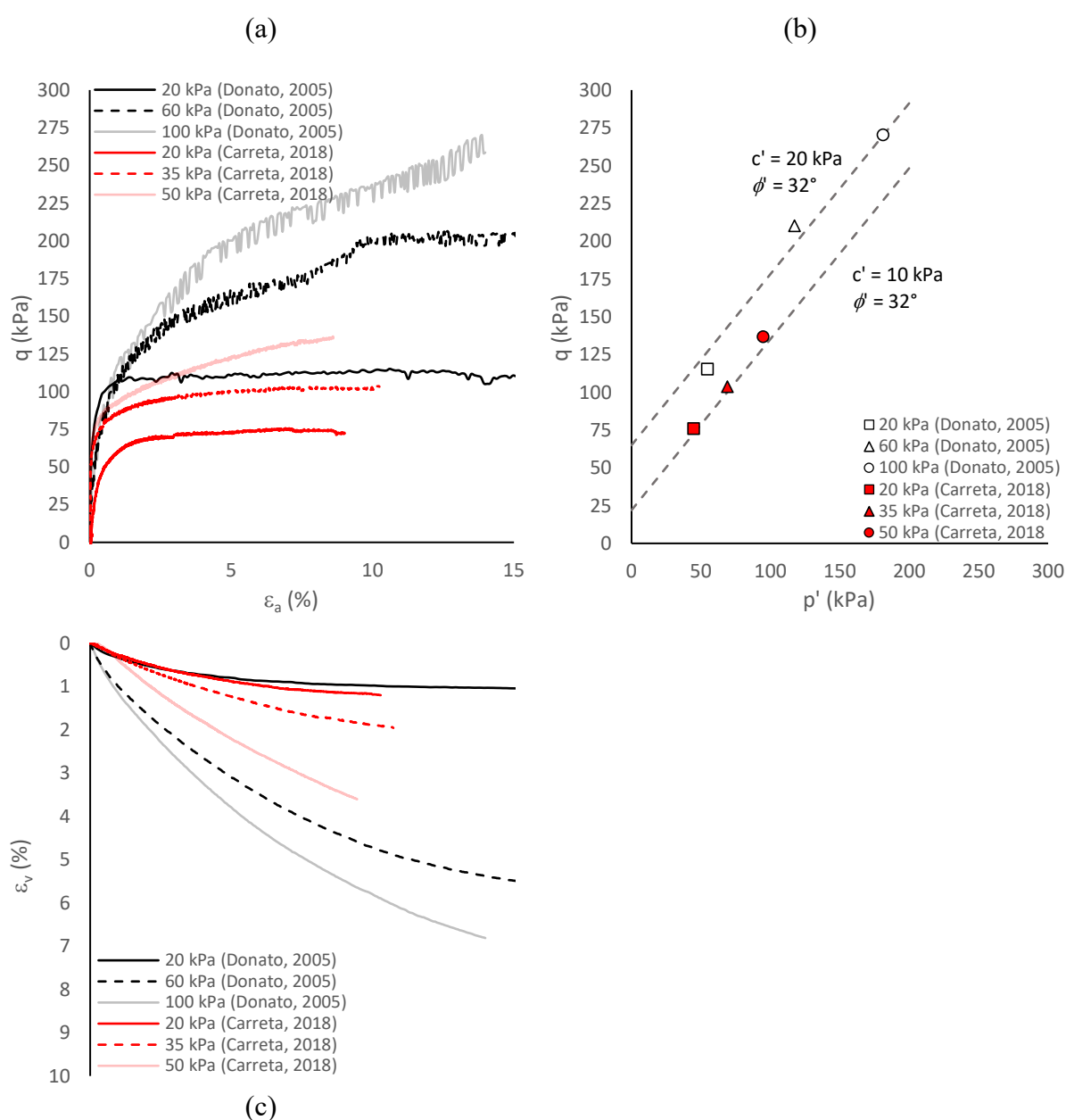


Figura 3.12 – Resultados dos ensaios triaxiais (Donato (2005) e Carreta (2018)).

3.2.7. Resumo

A caracterização do solo residual do campo experimental da Universidade de Passo Fundo – UPF foi realizada através de ensaios *in-situ* e de laboratório. O solo local é de origem residual de basalto, predominantemente argiloso, e com formação de estrutura cimentada entre partículas. O nível d'água, como usual em solos residuais, é profundo, e foi encontrado a 10 m de profundidade. Os resultados dos ensaios *in-situ*, SPT, CPT e SDMT, apresentam perfis contínuos, o que permitiu verificar a homogeneidade ao longo da profundidade. Um resumo dos resultados dos ensaios *in-situ* é apresentado na Figura 3.13.

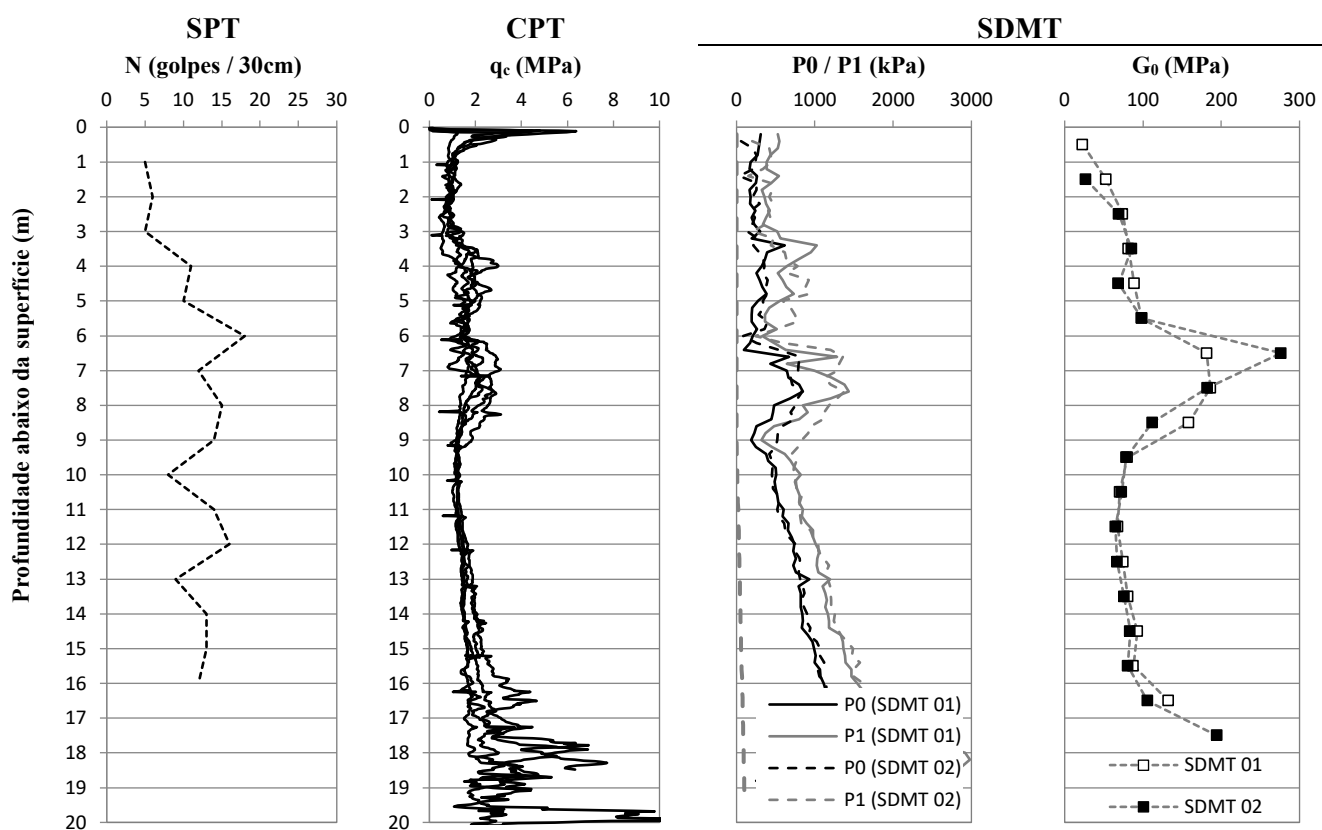


Figura 3.13 – Resumo dos resultados dos ensaios *in-situ*.

Segundo Simons e Menzies (1975), o comportamento de uma estaca carregada lateralmente é controlado principalmente pelas propriedades do solo na sua camada superior, em torno de 3 m de profundidade. Desta forma, avaliando os resultados dos ensaios nos três metros superiores, o ensaio SPT mostra valores médios de 5 golpes, o CPT mostra valores de resistência de ponta q_c médios de 1 MPa, o SDMT em termos de diferenças entre pressão inicial e final mostra valores médios de 200 kPa, e o ensaio sísmico mostra resultados crescentes entre 25 e 75 MPa.

De acordo com Schnaid e Huat (2012), solos residuais são de difícil amostragem, por conta da dificuldade de se obter uma amostragem indeformada. Donato (2005) e Carreta (2018), caracterizaram o solo através de ensaios triaxiais do tipo consolidados drenados (CD), conforme resultados apresentados na Figura 3.12. Os ensaios triaxiais foram realizados com amostras indeformadas retiradas de diferentes profundidades, conforme indicado na Figura 3.11. Foram definidas envoltórias para cada série de ensaios, tendo como resultado um ângulo de atrito de aproximadamente 32° , e um intercepto coesivo variando entre 10 e 20 kPa, conforme Figura 3.12 (b).

3.3. CARACTERIZAÇÃO DAS ESTACAS TESTE

3.3.1. Caracterização das Seções Transversais

As seções transversais escolhidas para realização dos ensaios de campo em escala real foram definidas de forma a atender os objetivos da pesquisa, conforme descritos no Item 1.2. Foram escolhidas duas seções circulares, com 323,80 mm e 152,40 mm de diâmetro. Com tais seções, busca-se caracterizar o comportamento de uma estaca frente a um carregamento lateral estático. Além destas seções, foram incluídos na pesquisa uma seção quadrada de 150 mm de dimensão lateral, bem como um perfil H com dimensões laterais de 152 mm. A escolha destes últimos, se deu pela busca de caracterizar-se o efeito de forma da seção transversal, comparando seu desempenho com a seção circular de 152,40 mm de diâmetro.

As seções escolhidas e suas informações gerais são apresentados na Figura 3.14.

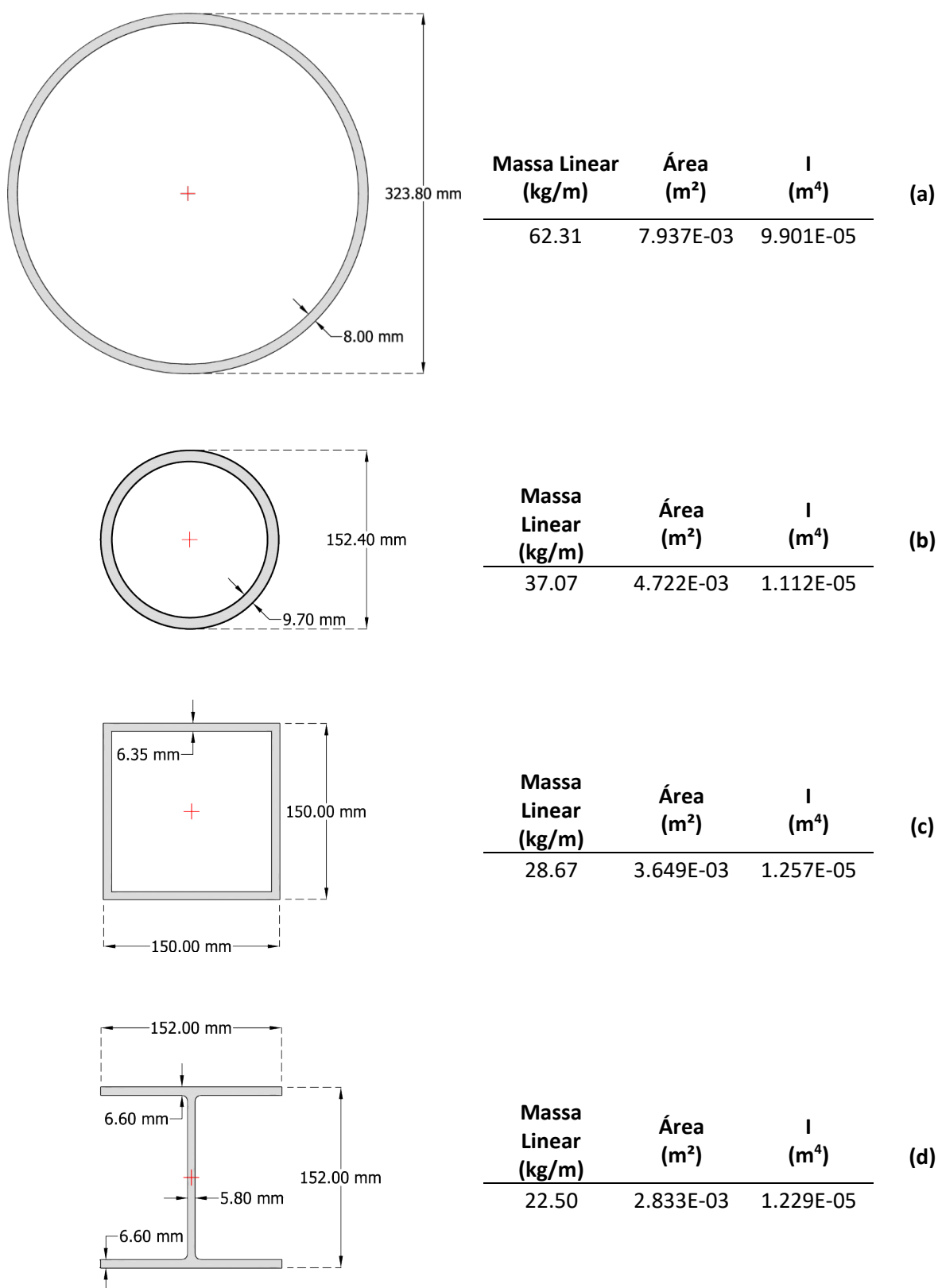


Figura 3.14 – Seções transversais das estacas, geometria, massa linear, área, e momento de inércia. (a) circular 323,80 mm; (b) circular 152,40 mm; (c) quadrada 150 mm; (d) H 152 mm

As características mecânicas do aço dos perfis utilizados seguem a prescrição da ASTM A572 / A572M-15 (2015) Grau 50, com limite de escoamento de 345 MPa, e limite de resistência de 450 MPa. Através de modelos numéricos realizados no programa SAP2000®, avaliou-se o comportamento estrutural das seções escolhidas, e conforme Figura 3.15, apresenta-se os resultados em termos da relação M- κ (momento-curvatura).

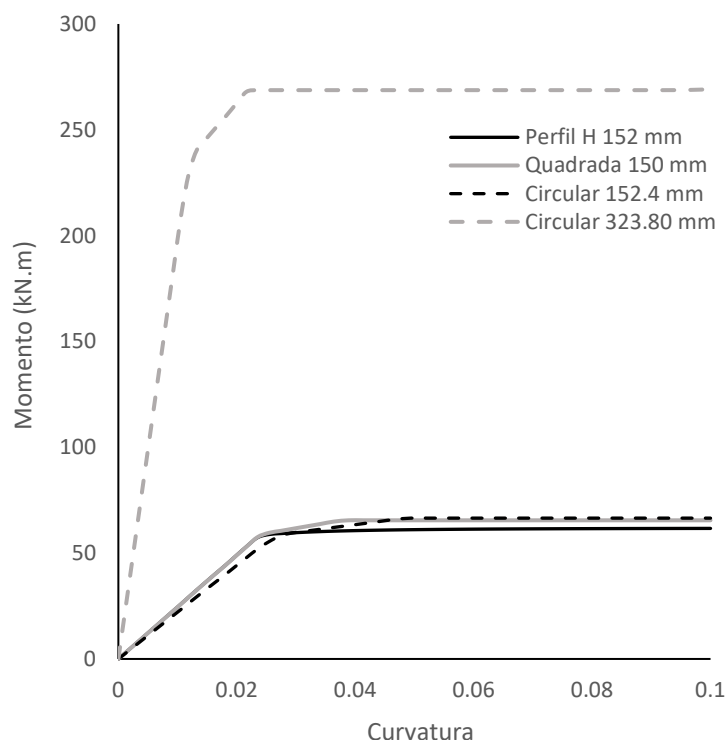


Figura 3.15 – Relação Momento x Curvatura

A relação M- κ (momento-curvatura) apresentada deriva-se da teoria da viga clássica de Euler-Bernoulli, onde o momento M é função da rigidez EI em relação a curvatura κ conforme:

$$M = EI \times \kappa$$

As seções transversais escolhidas para caracterização do efeito de forma - Figura 3.14 (b), (c) e (d) – apresentam dimensões laterais nominais de 150 mm, e momentos de inércia com um desvio máximo de aproximadamente 10%. Como o material das estacas possui a mesma característica mecânica, a rigidez à flexão EI destes perfis apresenta uma variação de aproximadamente 10% também. Os valores de rigidez EI , e os momentos de escoamento M_y calculados para as seções estudadas são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Resumo das características estruturais das seções transversais.

Seção	Dimensão (mm)	EI (kN.m ²)	M _y (kN.m)	κ _y (-)
Circular	323.80	19385	211	0,011
Circular	152.40	2196	53	0,024
Quadrada	150.00	2420	58	0,024
Perfil H	152.00	2446	56	0,023

3.3.2. Geometria das Estacas

As configurações das geometrias das estacas foram determinadas de forma a atender os objetivos da pesquisa, conforme descritos no Item 1.2. As variáveis geométricas das estacas são definidas de acordo com a Figura 3.16, sendo “L_t” o comprimento total do elemento, “L_{ext}” o comprimento do elemento acima da cota do terreno, “L_u” o comprimento do elemento abaixo da cota do terreno, e “e” como a distância entre cota do terreno e o ponto de aplicação de carga.

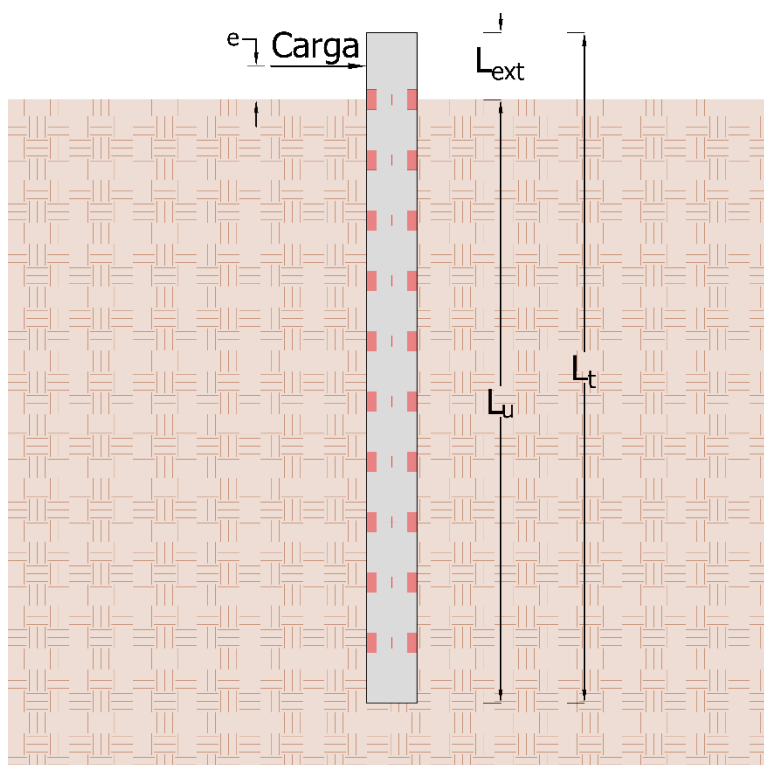


Figura 3.16 – Variáveis geométricas - Estacas

Para investigar e compreender o comportamento de estacas carregadas lateralmente, buscando derivar-se o mecanismo de transferência de carga frente a um carregamento estático, estipulou-se variações de diâmetro e comprimento das estacas. As estacas variam de dimensão transversal

D entre 152,4 mm e 323,8 mm, e comprimento entre 2 m, 3 m e 4 m. O resumo das características geométricas das estacas de seção circular é apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resumo das características geométricas das estacas circulares.

Estaca	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Forma	<i>Circ.</i>	<i>Circ.</i>	<i>Circ.</i>	<i>Circ.</i>	<i>Circ.</i>	<i>Circ.</i>	<i>Circ.</i>
D (m)	0.152	0.152	0.152	0.152	0.152	0.323	0.323
Lt (m)	2.0	2.0	2.0	2.0	4.0	3.0	3.0
L_{ext} (m)	0.20	0.21	0.19	0.19	0.21	0.23	0.18
Lu (m)	1.80	1.79	1.81	1.81	3.79	2.77	2.83
e (m)	0.15	0.16	0.15	0.15	0.13	0.15	0.12
L/D	11.8	11.8	11.9	11.9	25.0	8.6	8.7
e/D	1.00	1.04	1.01	0.97	0.87	0.46	0.37

Para a caracterização do efeito de forma da seção transversal, utilizou-se estacas de seção perfil-H e quadrada, todas com mesma dimensão nominal D de 150 mm e comprimento L de 2 m. Os resumos das características geométricas das estacas de seção perfil-H e quadradas são apresentados na Tabela 3.3 e Tabela 3.4.

Tabela 3.3 – Resumo das características geométricas das estacas perfil H.

Estaca	H1	H2	H3
Forma	<i>H</i>	<i>H</i>	<i>H</i>
D (m)	0.152	0.152	0.152
Lt (m)	2.0	2.0	2.0
L_{ext} (m)	0.20	0.21	0.20
Lu (m)	1.80	1.79	1.80
e (m)	0.15	0.17	0.15
L/D	11.8	11.8	11.9
e/D	1.02	1.09	1.00

Tabela 3.4 – Resumo das características geométricas das estacas quadradas.

Estaca	Q1	Q2	Q3
Forma	<i>Quad.</i>	<i>Quad.</i>	<i>Quad.</i>
D (m)	0.150	0.150	0.150
Lt (m)	2.0	2.0	2.0
L_{ext} (m)	0.20	0.21	0.20
Lu (m)	1.80	1.80	1.80
e (m)	0.16	0.15	0.15
L/D	12.0	12.0	12.0
e/D	1.04	1.02	1.03

3.3.3. Instrumentação das Estacas

Para a medição de deformações flexurais, para posterior derivação de momentos fletores, foram instalados diametralmente opostos, 10 pares de extensômetros, ao longo do comprimento de cada estaca, conforme ilustrado na Figura 3.17. O primeiro par de extensômetros foi instalado a 200 mm do topo da estaca, ponto coincidente com o nível do terreno, o que permite a consideração de uma condição de contorno, visto que quando da aplicação de uma carga conhecida em uma distância também conhecida, calcula-se o referente momento fletor.

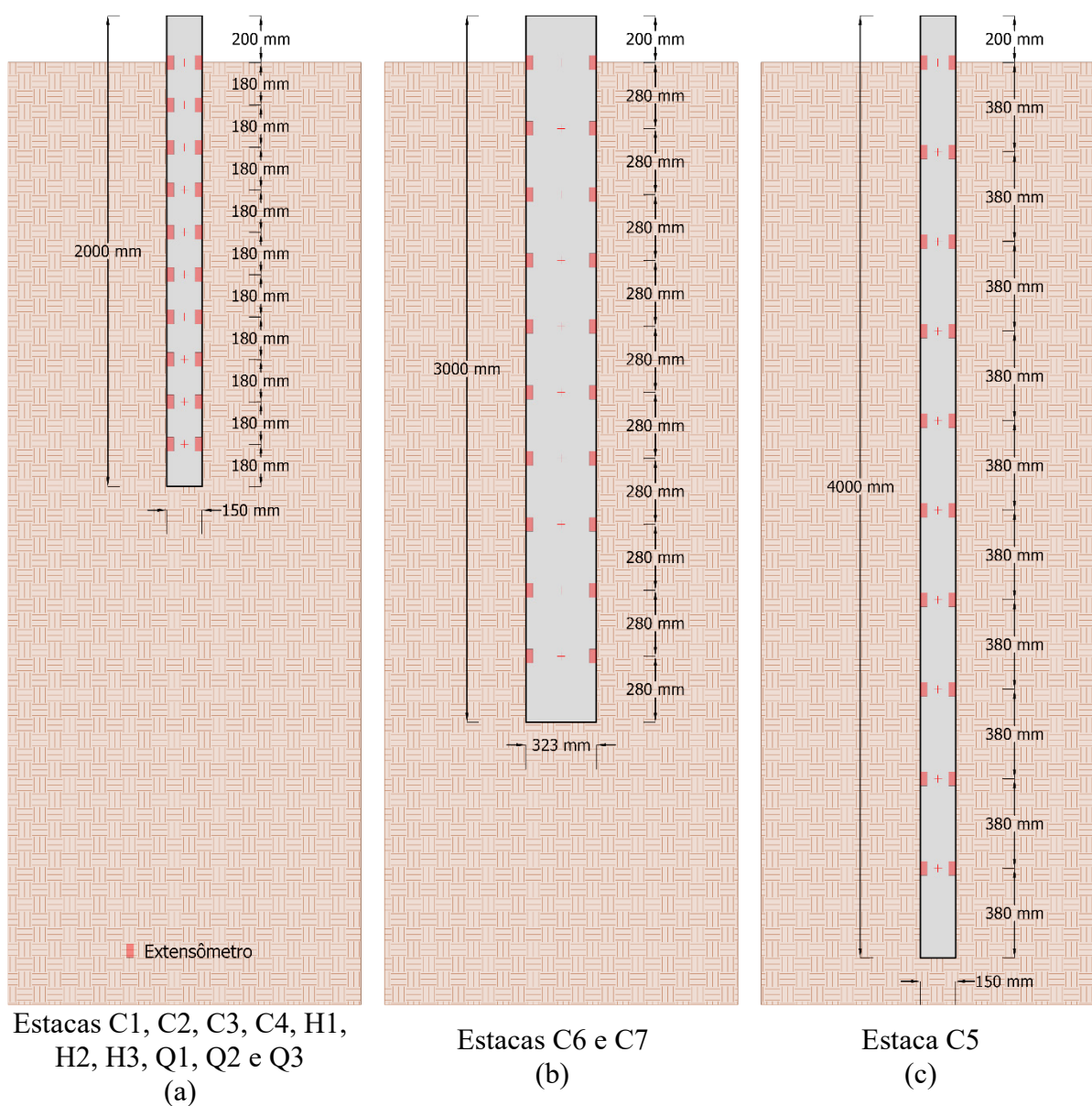


Figura 3.17 – Detalhe da disposição dos extensômetros nas estacas.

Os extensômetros utilizados foram do tipo elétrico, modelo PA-06-125AC-350-LEN, fornecido pela Excel Sensores Ltda. A resistividade nominal dos extensômetros é de 350 ohms, com um *gauge factor* de 2,13. Para a proteção dos extensômetros durante o processo de cravação das estacas, frisos longitudinais à estaca foram usinados nas peças, conforme Figura 3.19. Os frisos foram usinados ao longo de todo o comprimento das estacas, possuem a largura de 12 mm e profundidade de 2 mm. Para a colagem dos extensômetros, foi utilizado o adesivo instantâneo de cianoacrilato de baixa viscosidade Loctite® 496, que de acordo com o fabricante, é ideal para substratos metálicos. O procedimento de colagem seguiu as recomendações do fabricante, onde lixou-se a superfície removendo qualquer formação de oxidação, bem como deixando uma superfície lisa e homogênea. Posteriormente com uma camada fina de cola, colou-se os sensores pressionando-os manualmente por no mínimo 2 minutos. Após a colagem, procedeu-se a proteção superficial dos sensores com 3 camadas de esmalte líquido. Na Figura 3.18 verifica-se o exemplo de um par de extensômetros colados no friso longitudinal.

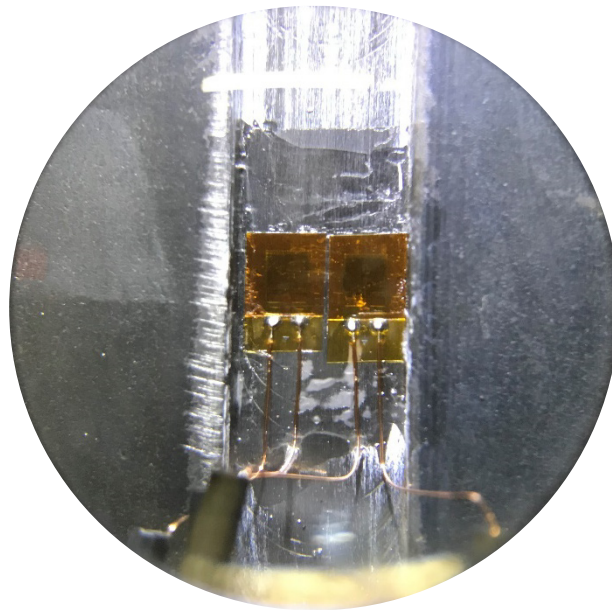


Figura 3.18 – Exemplo de par de extensômetros colados no friso longitudinal

Após a preparação dos extensômetros, os frisos foram preenchidos com cola plástica série especial branca do fabricante Anjo®, a qual é usualmente utilizada como massa corretiva para funilaria, possui alta resistência e boa adesão ao substrato metálico, visando proteger o sistema durante a cravação das estacas.

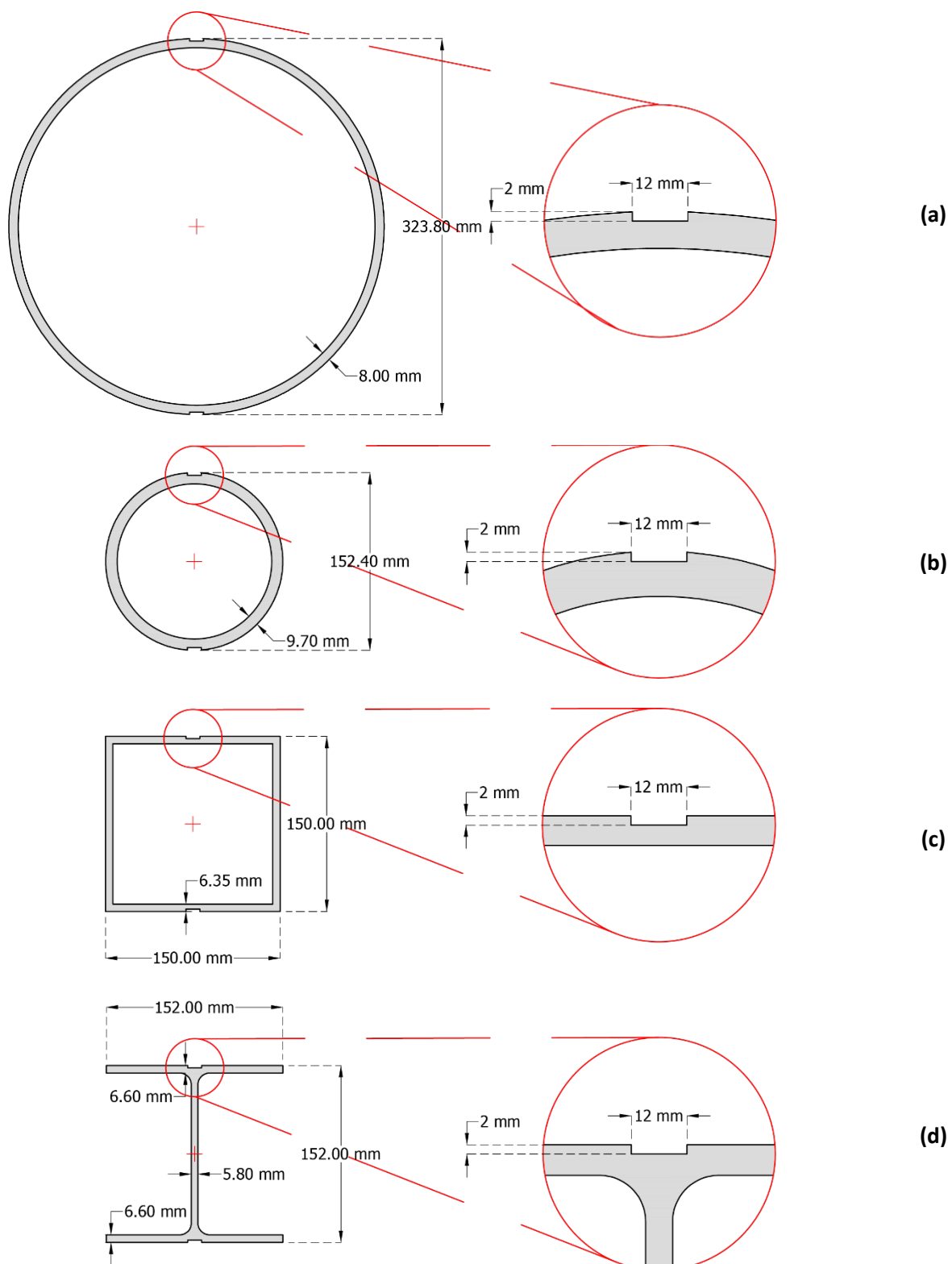


Figura 3.19 – Seções transversais das estacas após usinagem (a) circular 323,80 mm; (b) circular 152,40 mm; (c) quadrada 150 mm; (d) H 152 mm

Buscando verificar a perda na capacidade estrutural das seções após o processo de frisagem, realizou-se novos modelos numéricos no programa SAP2000[®]. Os resultados mostraram diminuições na rigidez dos elementos, bem como no momento de escoamento, menores que 2% em comparação com a seção original.

Para a medição dos deslocamentos laterais, foram utilizados os transdutores de deslocamento Gefran[®] LT-M-0175-P, com curso total de 175 mm, e Gefran[®] LT-M-0100-P, com curso total de 100 mm. Para medição da força de reação no sistema, foi utilizada a célula de carga Kratos[®] CCI20, com capacidade de 200 kN, devidamente testada e calibrada em prensa de laboratório credenciado pelo INMETRO.

Os dados da instrumentação (extensômetros, transdutores de deslocamento e célula de carga), foram coletados através de um sistema de aquisição de dados de alta velocidade com o *datallogger* Novus[®] Fieldlogger Mod. 8812120000, com transmissão de dados instantânea através de cabo USB para um *laptop*, para aquisição e manipulação das informações durante os ensaios. O sistema foi configurado para leitura e gravação dos dados na frequência de 10 leituras por segundo.

Os cabos utilizados para ligação com os extensômetros são do tipo manga de 6 vias blindado. Nas estacas de seção tubulares, circulares e quadradas, os cabos foram dispostos no interior das estacas. Desta forma, para protegê-los durante o processo de cravação, uma chapa metálica de 10 mm de espessura foi previamente soldada na ponta das estacas. Para as estacas de perfil H, os cabos foram arranjados paralelamente a alma do perfil, sendo cobertos e protegidos por cola plástica.

3.3.4. Configuração e Calibração das Estacas

Para atestar o correto funcionamento do sistema de instrumentação e aquisição de dados, procedeu-se a ensaiar as estacas posicionadas como vigas, conforme Figura 3.20. Tal configuração representa a hipótese de uma viga bi-apoiada em apoios rotulados, com uma carga pontual sendo aplicada na porção central do vão. Os equipamentos utilizados nos testes, *laptop*, sistema de aquisição de dados, cabos, célula de carga, foram os mesmos utilizados durante os ensaios de campo. O procedimento de ensaio foi através da aplicação de estágios de cargas,

através de um macaco hidráulico posicionado em uma prensa. Os dados de instrumentação, célula de carga e extensômetros, eram coletados, lidos e gravados, para posterior análise.



Figura 3.20 – Ensaio de calibração das estacas – hipótese de viga bi-apoiada.

Os dados de deformações ε obtidos através dos extensômetros representam as deformações flexurais medidas nos pontos de instalação dos sensores. Para transformar os valores de deformações ε em curvatura κ , utiliza-se:

$$\kappa = \frac{\varepsilon}{y} \quad (3.1)$$

onde:

$$y = \frac{D}{2} = R \quad (3.2)$$

Devido a execução de frisos longitudinais nas estacas, os valores referentes ao diâmetro D e raio R da estaca são diminuídos, conforme Figura 3.21.

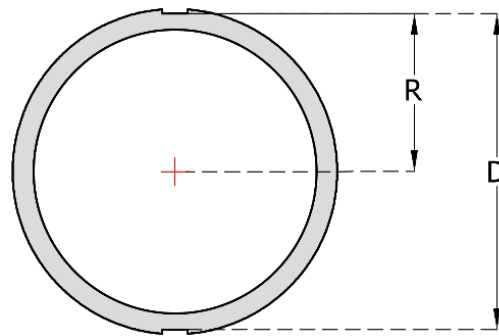


Figura 3.21 – Dimensões utilizadas para conversão de deformações em curvatura □.

Através dos dados de curvatura κ obtidos, converteu-se os valores em momento fletor, conforme:

$$M = \kappa \times EI \quad (3.3)$$

Analogamente, através dos dados da Figura 3.15, pode-se obter-se os valores de momento fletor em função da curvatura, permitindo assim a consideração de comportamentos estruturais não lineares para as estacas.

Exemplificando um dos ensaios de calibração realizados, a estaca H1 foi carregada por uma carga pontal de 30 kN aplicada ao centro do vão de aproximadamente 1,80 m. A solução analítica para previsão do momento máximo em uma viga bi-apoiada em apoios rotulados é dada por:

$$M = \frac{P \times L}{4} = \frac{30 \times 1,8}{4} = 13,5 \text{ kN.m} \quad (3.4)$$

Na Figura 3.22 verifica-se os valores medidos pelos sensores em comparação com os valores da solução analítica. Dada a aproximação entre os valores medidos e calculados, verificou-se a boa condição do sistema de instrumentação. Em casos onde houveram dispersões entre os valores calculados e medidos, procedeu-se a verificação e reparação pontual do sensor problemático.

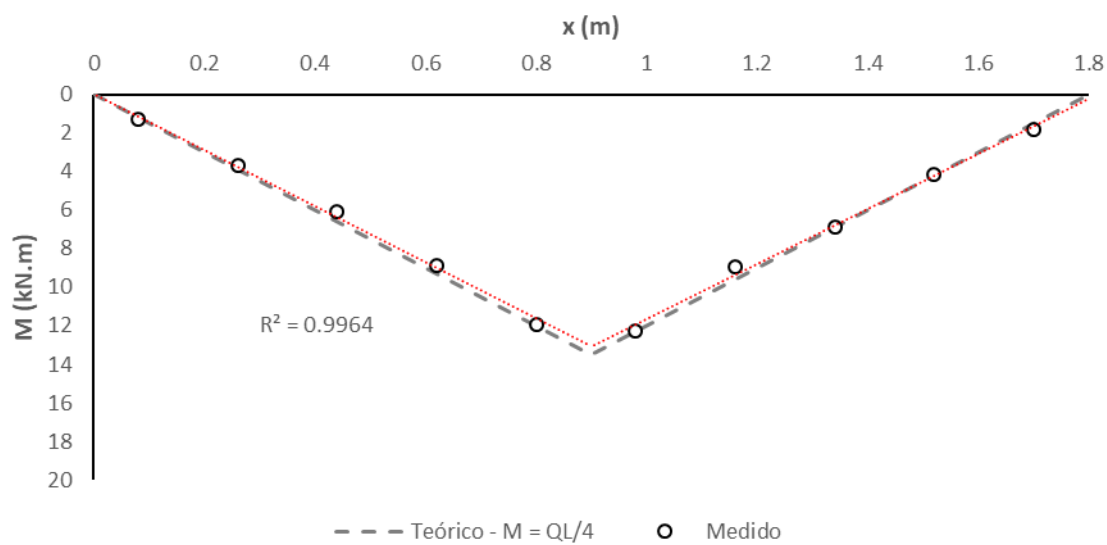


Figura 3.22 – Calibração exemplo – Estaca H1.

3.3.5. Execução das Estacas

A execução das estacas se deu por cravação dinâmica, através de um equipamento dotado de uma torre, montada sobre um chassi sobre esteiras, conforme Figura 3.23.



Figura 3.23 – Equipamento de cravação das estacas.

O martelo de gravidade utilizado possuía massa de aproximadamente 2.500 kg, e tinha sua movimentação realizada através de cabos de aço ligados a um guincho, conforme Figura 3.24.



Figura 3.24 – Detalhe - martelo de gravidade.

A locação das estacas foi realizada através de marcação prévia de marcos devidamente locados com apoio topográfico, garantindo pequenos desvios na posição das estacas. Os cabos que fazem a ligação com os sensores foram protegidos e fixados em pontos das estacas onde não haveria contato com o equipamento de cravação. Visando minimizar possíveis danos aos sensores instalados nas estacas durante o procedimento de cravação, adotou-se alturas de queda do martelo pequenas, na ordem de 10-15 cm. Durante a cravação das estacas, garantiu-se que a torre do equipamento estivesse sempre alinhada com o devido prumo vertical, garantindo a verticalidade das estacas. Na Figura 3.24 ilustra-se o procedimento de cravação realizado. O processo de cravação das 13 estacas ocorreu sem a ocorrência de quaisquer problemas, e conforme Figura 3.25 pode-se verificar a visão geral do campo experimental pós a cravação das estacas.



Figura 3.25 – Detalhe – cravação das estacas.



Figura 3.26 – Vista – campo experimental pós cravação das estacas.

3.4. CONFIGURAÇÃO E PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO LATERAL

3.4.1. Configuração do Sistema de Ensaio de Carregamento Lateral

A configuração do sistema de ensaios de carregamento lateral seguiu as prescrições da ASTM D3966 (2013), respeitando as distâncias mínimas exigidas para com os elementos do sistema de reação e medição em relação à estaca teste (distância mínima de 5 vezes o diâmetro do maior elemento, ou no mínimo 2,5 m), bem como na utilização de aparato de aplicação de carga e reação, com capacidade superior a carga de ensaio. Os detalhes da configuração dos ensaios de carregamento lateral são ilustrados no Figura 3.27 (planta), Figura 3.28 (vista), e Figura 3.29 (visão em campo)

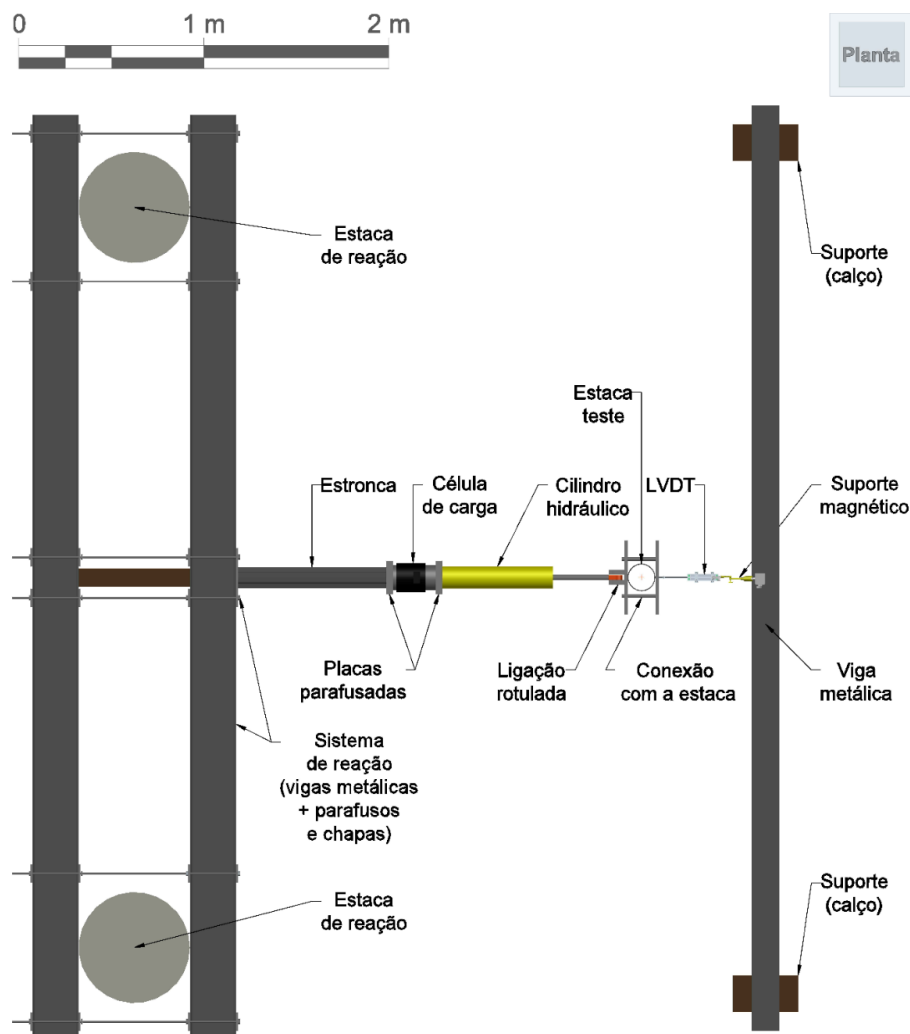


Figura 3.27 – Configuração dos ensaios de carregamento lateral (planta).

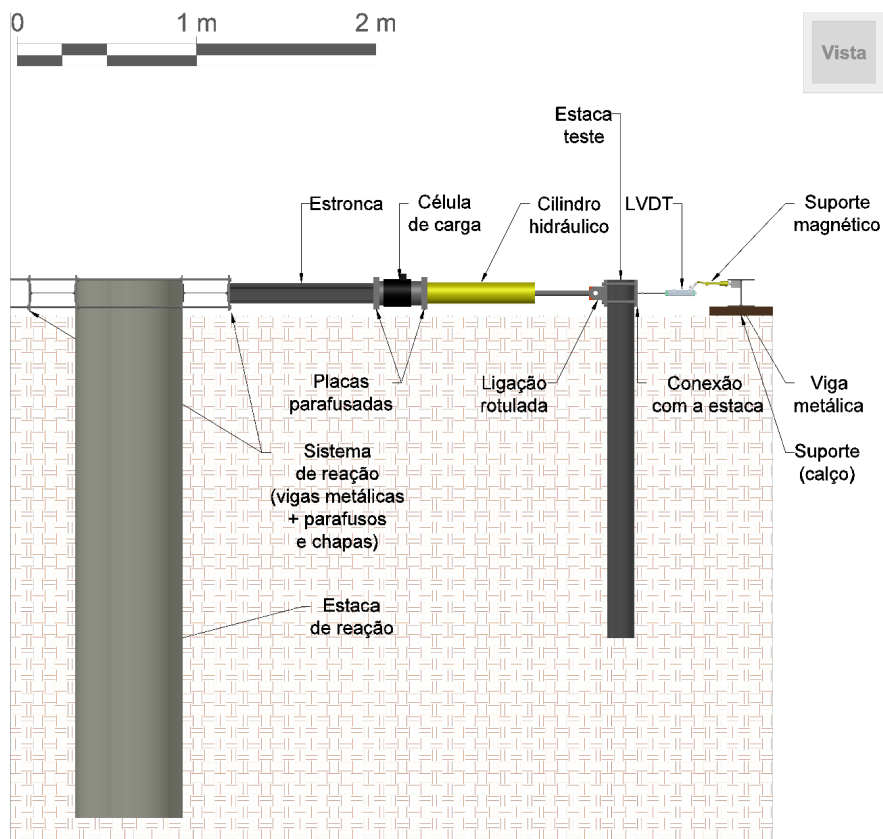


Figura 3.28 – Configuração dos ensaios de carregamento lateral (vista).



Figura 3.29 – Configuração dos ensaios de carregamento lateral (visão em campo).

O sistema de reação contempla a utilização de 2 estacas escavadas de concreto armado, de diâmetro de 60 cm e comprimento de 3 m, utilizadas na pesquisa de Faro (2014). Como se dispunha dos resultados dos ensaios de carregamento lateral destas estacas, sabia-se que o sistema de reação ofereceria uma rigidez muito superior em relação as estacas teste. As estacas de reação foram unidas através de um sistema de duas vigas metálicas, perfil de trilho TR-32, unidas através de parafusos, porcas e chapas. As barras de aço utilizadas como parafusos são do modelo Dywidag DW 15, com carga de escoamento de 160 kN.

Para garantir que a aplicação de carga nas estacas teste tivesse a direção perpendicular aos frisos onde os extensômetros estavam instalados, utilizou-se uma esfera de aço no ponto de conexão entre o sistema de reação e o sistema de aplicação de carga, conforme Figura 3.30. Tal prática permitiu absorver pequenos giros que corrigiram a posição do sistema.



Figura 3.30 – Detalhe - esfera – conexão entre sistema de reação e sistema de aplicação de carga.

Para prolongamento do sistema de aplicação de carga, buscando atingir-se as distâncias mínimas entre estacas de reação e estaca teste, utilizou-se como estronca um perfil de trilho TR-32, com 80 cm de comprimento. A estronca foi dotada de chapas soldadas nas suas extremidades, as quais possuíam furação a qual permitiu a ligação parafusada com o sistema de reação e a célula de carga, conforme verifica-se na Figura 3.31 e Figura 3.32. A célula de carga

foi dotada de chapas parafusadas à sua furação interna, o que permitiu sua ligação parafusada à estronca e ao cilindro hidráulico, conforme verifica-se na Figura 3.32.



Figura 3.31 – Detalhe - conexão entre estronca e o sistema de reação.



Figura 3.32 – Detalhe - conexão entre cilindro hidráulico, célula de carga e estronca.

O sistema de aplicação de carga/deslocamento foi composto por um sistema de macaco hidráulico com uma bomba manual de dupla ação e um cilindro hidráulico ENERPAC® RR5020 de dupla ação com capacidade para 500kN, conforme Figura 3.33.



Figura 3.33 – Detalhe – macaco hidráulico – bomba + cilindro hidráulico.

A conexão entre o cilindro hidráulico e a estaca teste foi realizada através de uma ligação rotulada, buscando-se eliminar a transferência de momento para a estaca teste, conforme Figura 3.34. A conexão com a estaca foi feita através de duas chapas metálicas de 20 mm de espessura, parafusadas entre si, solidificando-as à estaca teste, conforme Figura 3.34 e Figura 3.35.



Figura 3.34 – Detalhe – conexão entre sistema de aplicação de carga e estaca teste (vista).



Figura 3.35 – Detalhe – conexão entre sistema de aplicação de carga e estaca teste (topo).

Para a medição dos deslocamentos laterais, utilizou-se dois transdutores de deslocamento e um relógio digital, buscando-se ter um *backup* em caso de problemas durante o ensaio. As hastes dos sensores foram posicionadas na face da chapa que fez a conexão com as estacas teste. Nesta chapa, foi acoplada uma superfície de vidro a qual antes do início dos ensaios era revestida com lubrificante líquido. O posicionamento das hastes dos sensores replicou sempre o mesmo nível que o ponto de aplicação de carga. Os detalhes sobre o posicionamento dos sensores de deslocamento são verificados nas Figura 3.36 e Figura 3.37.



Figura 3.36 – Detalhe – posicionamento dos transdutores de deslocamento (vista).

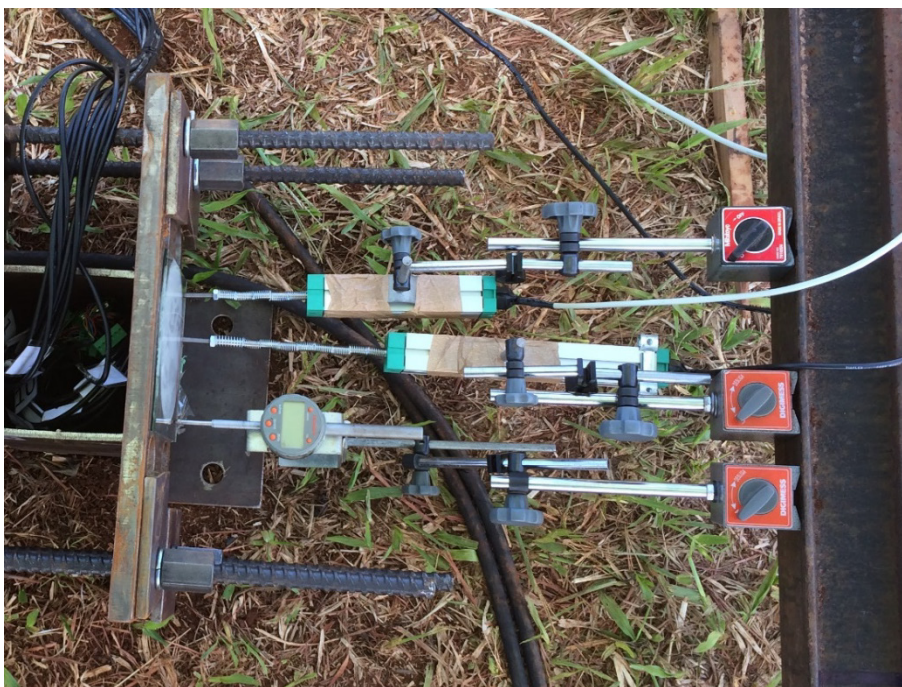


Figura 3.37 – Detalhe – posicionamento dos transdutores de deslocamento (topo).

A base de fixação dos sensores de deslocamento foi através da utilização de suportes articulados com base magnética, fixados a uma viga metálica perfil de trilho TR-25, esta apoiada ao solo através de suportes distanciados a ao menos 2,5 m da estaca teste, conforme Figura 3.38.



Figura 3.38 – Detalhe – viga de referência.

Os dados dos ensaios provenientes dos sensores (extensômetros, célula de carga e transdutores de deslocamento) foram centralizados em um único sistema de aquisição de dados, conforme Figura 3.39. A alimentação do sistema se deu por uma fonte de energia devidamente aterrada e conectada a um dispositivo *nobreak* com capacidade de 1400 kVA. A utilização do *nobreak*

preveni o sistema da ocorrência de quedas da rede (*blackout*), ruídos existentes na rede, sobretensão, subtensão e surtos de tensão.



Figura 3.39 – Detalhe – sistema de aquisição de dados.

3.4.2. Procedimentos de Ensaios de Carregamento Lateral

O método de teste escolhido foi o de excesso de carregamento, de acordo com o Procedimento B da ASTM D3966 (2013). As estacas teste foram carregadas através de estágios de cargas não maiores que 50% da carga de trabalho prevista, sendo que em todos os estágios houve a manutenção constante de carga no sistema, sendo esta mantida por um período mínimo de 20 minutos. Para ilustrar o procedimento de ensaio executado, na Figura 3.40, exemplifica-se um resultado de ensaio mostrando a evolução de carga e deslocamento em função do tempo de ensaio. Verifica-se que os incrementos de cargas evoluíram linearmente em função do tempo, e apresentaram patamares onde houve a manutenção de carga até atingir-se o tempo meta mínimo de 20 min. Com os valores de deslocamento, por sua vez, verifica-se um comportamento com duas fases: a primeira, na qual a estaca deforma o solo sob deformações estáveis – representado pelo trecho retilíneo na escala semi-log na Figura 3.41; e a segunda, quando a potencial superfície de deslocamento é mobilizada e um fluxo plástico-viscoso tende a ocorrer.

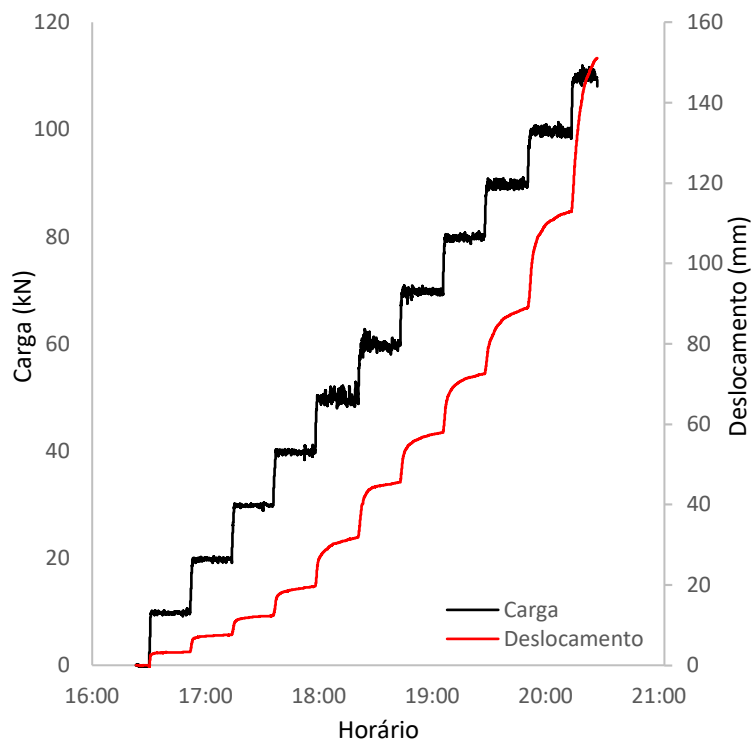


Figura 3.40 – Exemplo – carga e deslocamento em função do tempo de ensaio.

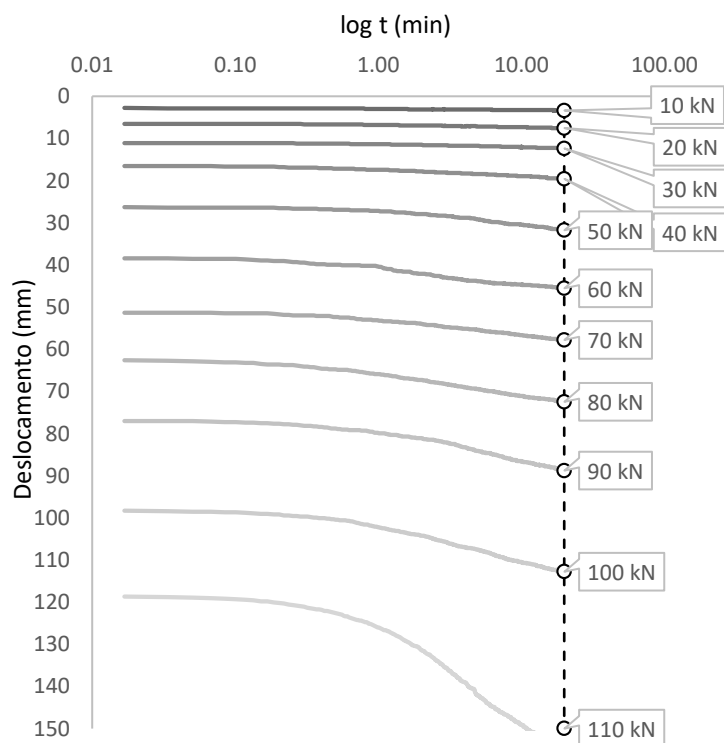


Figura 3.41 – Exemplo – variação de deslocamento em cada estágio de carregamento em log do tempo.

3.5. RESUMO

A concepção dos ensaios de carregamento lateral se deu buscando atingir o objetivo geral da pesquisa, que é explicitamente *o estudo do comportamento de estacas submetidas a carregamentos laterais insertes em solo residual, para derivação de seu comportamento frente a cargas estáticas.*

Para a caracterização do comportamento de uma estaca frente a um carregamento lateral estático, selecionou-se inicialmente estacas de seção circular, as quais variam de dimensão transversal D entre 152,4 mm e 323,8 mm (conforme Figura 3.14 [a] e [b]), e comprimento entre 2 m, 3 m e 4 m, conforme resumido da Tabela 3.2. Totalizando nesta etapa um total de 7 estacas.

Para a caracterização do efeito de forma da seção transversal, com uma comparação direta com a seção circular, foram escolhidos seções perfil H e quadrada (conforme Figura 3.14 [c] e [d]), todas com mesma dimensão nominal D de 150 mm, mesma rigidez EI (conforme Figura 3.15 e Tabela 3.1), e comprimento L de 2 m, conforme resumido nas Tabela 3.3 e Tabela 3.4. Totalizando nesta etapa um total de 6 estacas.

Todas as estacas ensaiadas foram instrumentadas com 10 pares de extensômetros instalados em diferentes níveis ao longo do comprimento das mesmas, conforme detalhado na Figura 3.17. O advento da utilização dos extensômetros permitiu medir as deformações flexurais ao longo do comprimento das estacas.

Dada a variabilidade de geometrias inclusas na pesquisa, com variações nas dimensões nominais, variações de comprimentos, e variações de forma; bem como repetibilidade de ensaios; instrumentação das estacas e utilização de sensores precisos; execução cuidadosa na cravação das estacas; configuração dos ensaios de acordo com a ASTM D3966 (2013); e finalmente a execução criteriosa dos ensaios, entende-se pela alta relevância e qualidade dos dados.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1. INTRODUÇÃO

De acordo com a ASTM D3966 (2013), ensaios de campo apresentam a mais confiável relação entre carregamento lateral aplicado à uma estaca, e o movimento lateral resultante. Ainda, quando da instrumentação com leitura de deformações flexurais, pode-se derivar dos resultados dos ensaios a distribuição da resistência lateral ao longo do comprimento da estaca, permitindo assim, estabelecer-se de forma confiável, relações de transferência de carga para um dado conjunto de estaca-solo.

São apresentados e analisados, neste capítulo, os resultados dos ensaios de carregamento lateral nas estacas instrumentadas ensaiadas no campo experimental da Universidade de Passo Fundo – UPF.

Inicialmente os resultados das **curvas carga x deslocamento** e dos perfis derivados de deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p , são apresentados individualmente para cada estaca.

Sequencialmente, são apresentadas as curvas $p-y$ derivadas dos ensaios de campo. Estes resultados permitem a verificação das relações de transferência de carga para os conjunto estacas-solo estudados. Mediante tais resultados, apresentam-se considerações acerca do efeito de forma nas seções das estacas.

Por fim, apresentam-se as curvas $P-y$ (p normalizado pelo diâmetro) derivadas para o campo experimental em estudo. Com estes resultados, utilizando-se do Programa LPILE[®], são realizadas previsões do comportamento das estacas já ensaiadas no campo experimental.

4.2. RESULTADOS

4.2.1. Processamento dos Dados

Os valores medidos de deslocamentos laterais e perfis de momento fletor foram utilizados para calcular os perfis de reação do solo mobilizada p e deformada y , permitindo derivar as curvas

p - y para cada ensaio realizado. Os valores de p e y são calculados de acordo com a teoria da viga clássica (Item 2.1.5.1), conforme:

$$p = P \times D = \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (4.1)$$

$$y = \iint \frac{M(z)}{EI} dz = \iint \kappa(z) dz \quad (4.2)$$

Onde:

P = Reação do solo mobilizada p normalizada pelo diâmetro da estaca.

D = Diâmetro da estaca.

M = Momento fletor.

E = Módulo de elasticidade da estaca.

I = Momento de inércia da seção da estaca.

κ = Curvatura.

z = Profundidade.

Matematicamente, a dupla integração de pontos *discretos* de curvatura κ em função da profundidade z não tende a gerar erros numéricos, no entanto, a dupla derivação destes pontos pode apresentar a amplificação de erros nas medidas dos extensômetros. Desta forma, pode-se gerar erros nos valores calculados de p . Buscando minimizar tais erros, Yang e Liang (2006) realizaram um estudo sobre metodologias matemáticas para a dupla derivação dos valores de momento fletor M , e concluem que a técnica de funções definidas em trechos tende a minorar os erros, tal como utilizado por Dunnavant (1986). A técnica, conforme ilustrada na Figura 4.1, resume-se em subdividir os valores medidos de momento em trechos de 5 pontos, e realizar um ajuste de curva através de um polinômio de terceiro grau com o método dos mínimos quadrados.

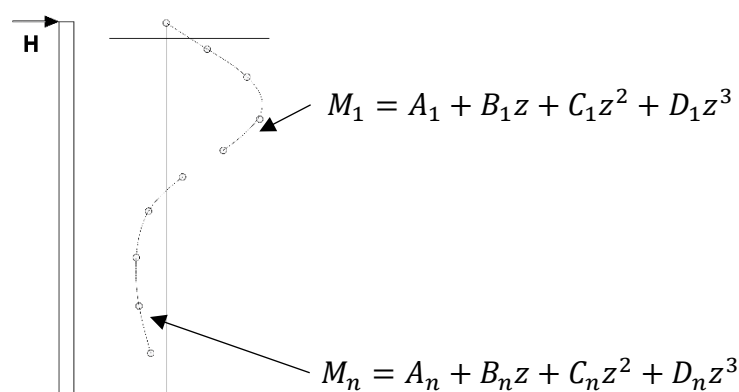


Figura 4.1 – Procedimento para ajuste de curvas da regressão, adaptado de Dunnavant (1986).

Além dos pontos de momento medidos pelos extensômetros, têm-se os valores do ponto de aplicação de carga que se iguala a zero, e do ponto referente a $z = 0$, onde o momento refere-se a carga aplicada multiplicada pela excentricidade.

Para a obtenção do perfil da deformada y da estaca, um polinômio de quinto grau foi adotado para realizar um ajuste de curva com o método dos mínimos quadrados no perfil de curvatura κ . Para realizar a dupla integração, são necessárias duas condições de contorno, que de acordo com a Figura 4.2, são o valor lido de deslocamento pelo transdutor de deslocamento ao topo, e o valor referente a $p = 0$ o qual refere-se a $y = 0$.

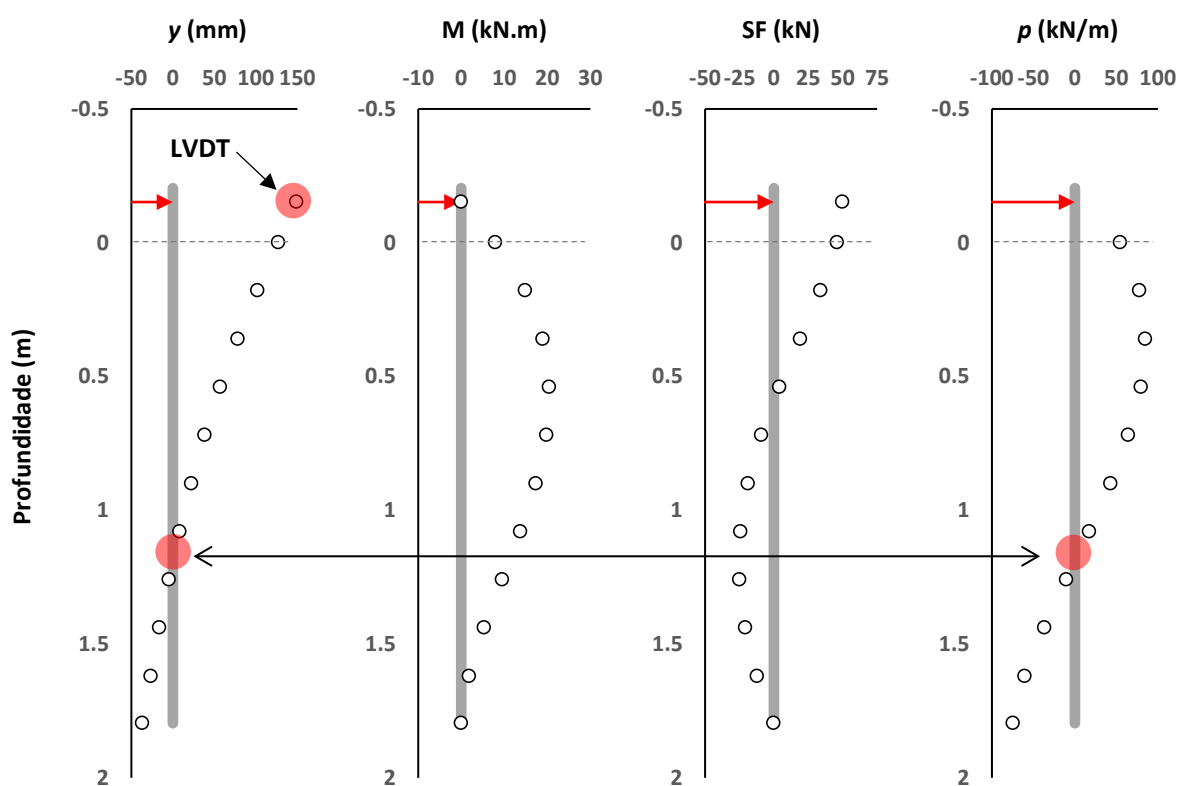


Figura 4.2 – Condições de contorno para integração do perfil da deformada y .

4.2.2. Resultados dos Ensaios

Na sequência são apresentados os resultados das **curvas carga x deslocamento** e dos perfis derivados de deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p , individualmente para cada estaca. Devido a falhas durante os ensaios, não foi possível a realização de leituras no extensômetros da estaca C6, bem como houve falha geral durante o ensaio da estaca Q2, desta forma tais dados não estarão disponíveis.

- Estaca C1

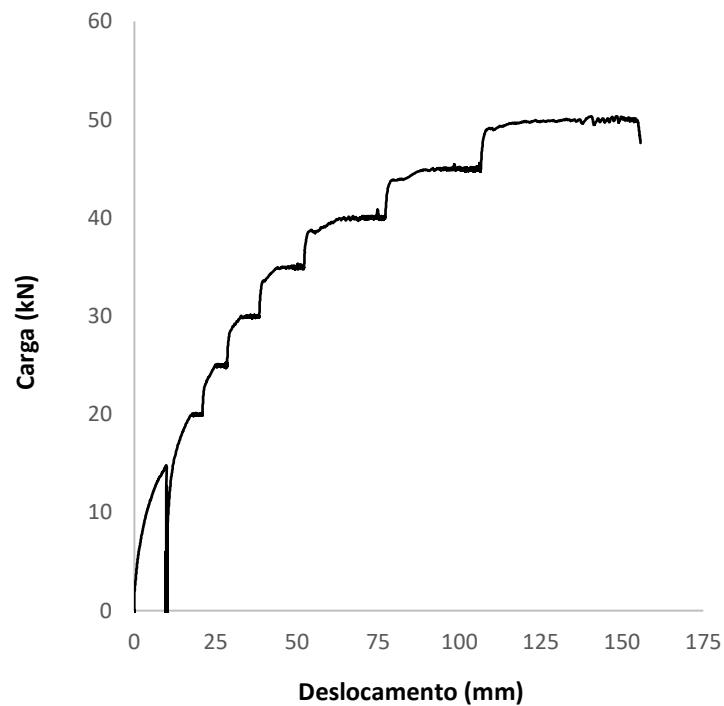


Figura 4.3 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C1.

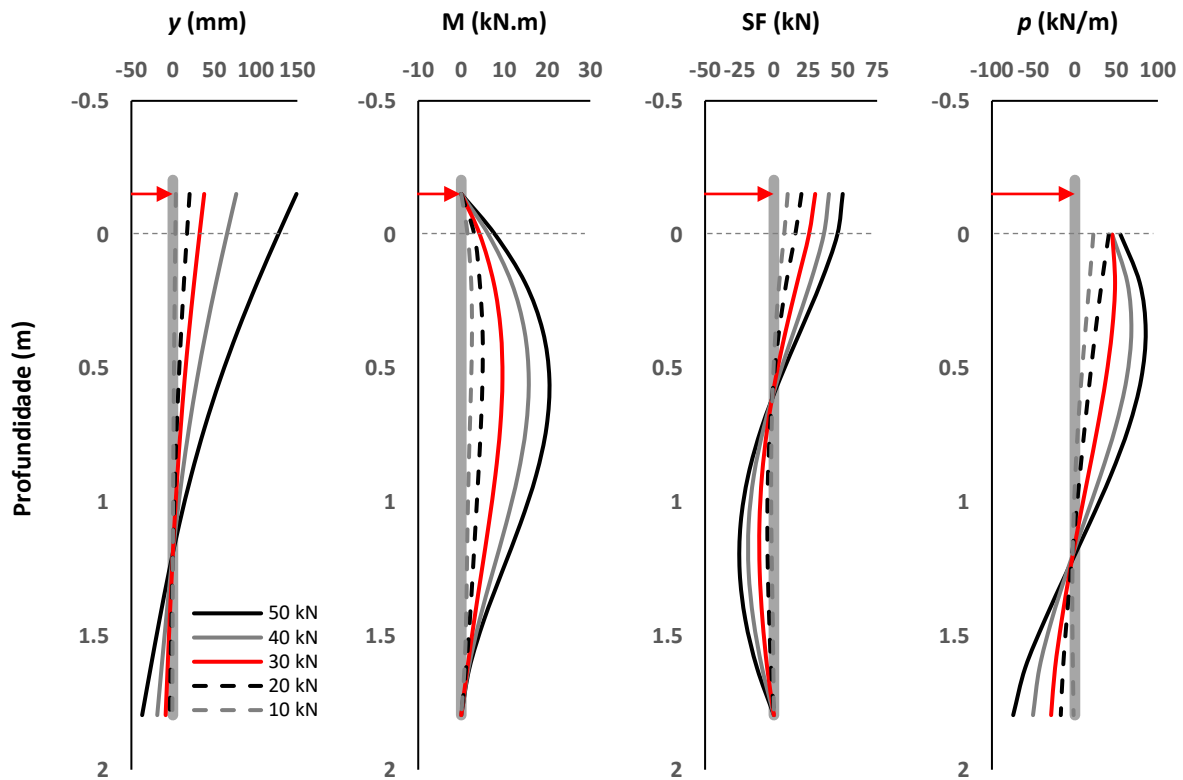


Figura 4.4 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C1.

- **Estaca C2**

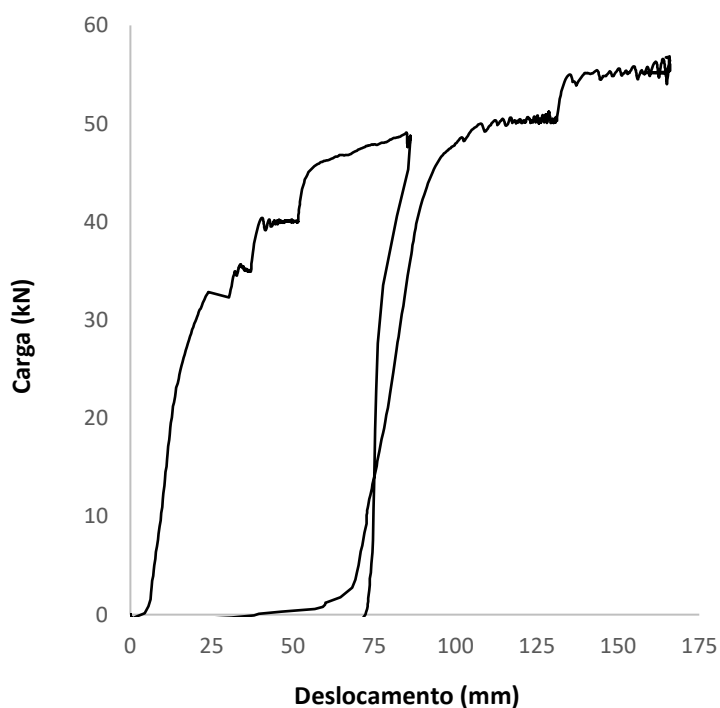


Figura 4.5 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C2.

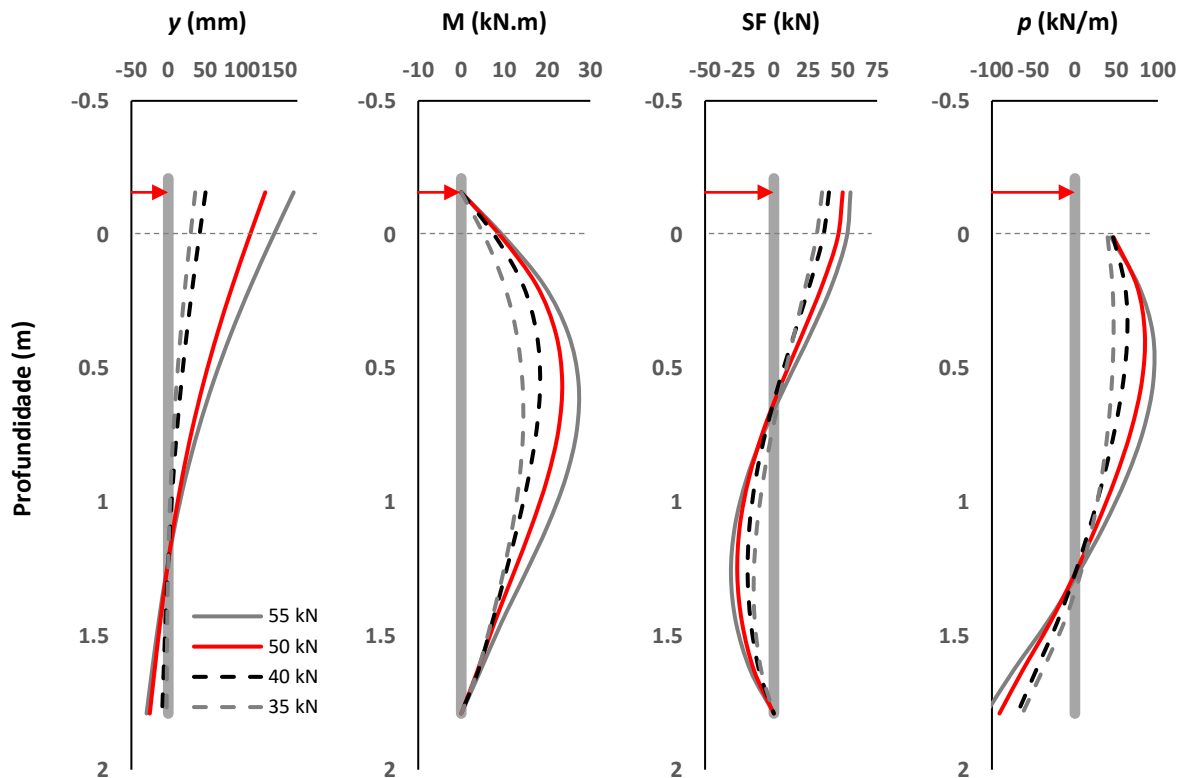


Figura 4.6 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C2.

- **Estaca C3**

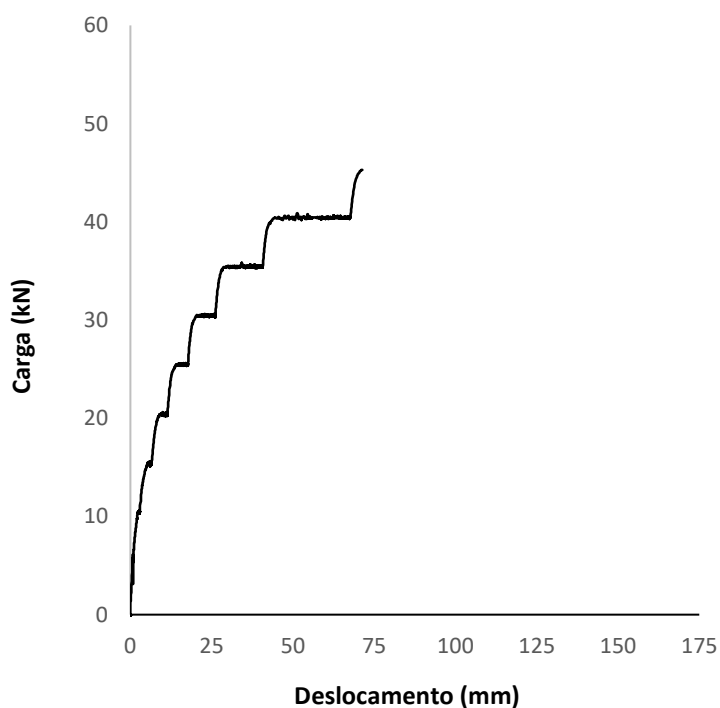


Figura 4.7 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C3.

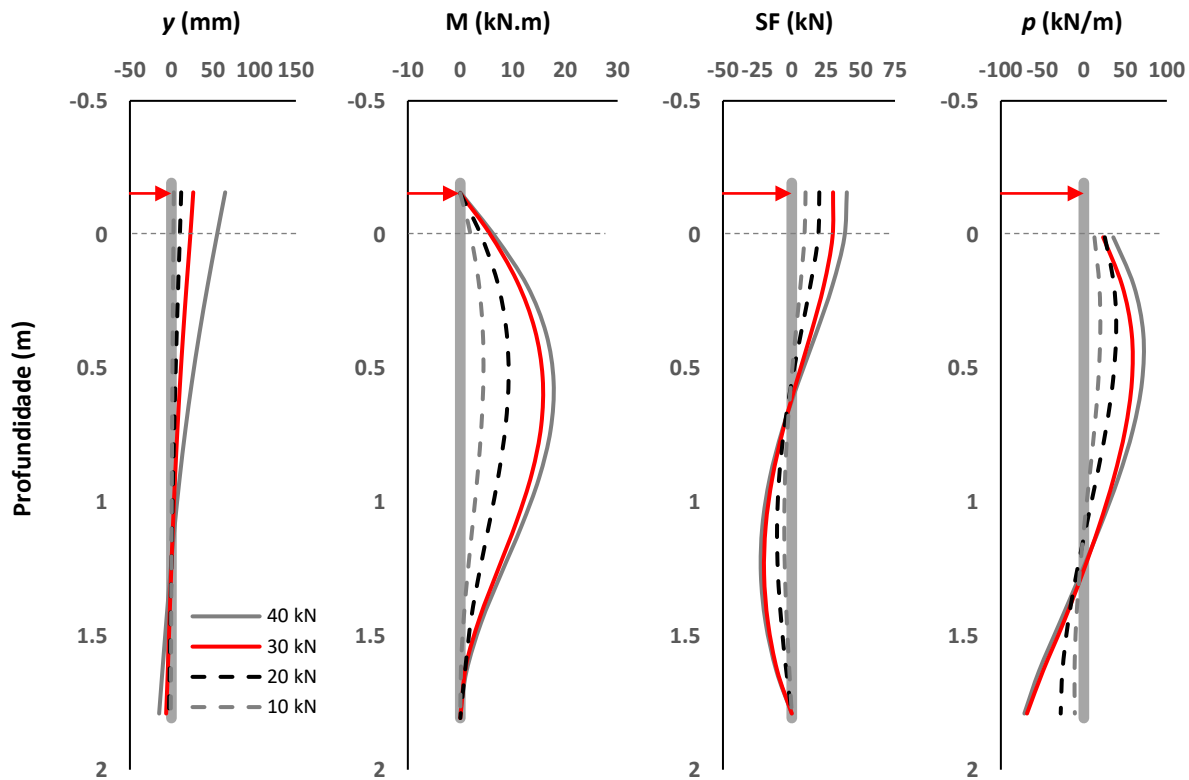


Figura 4.8 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C3.

- Estaca C4

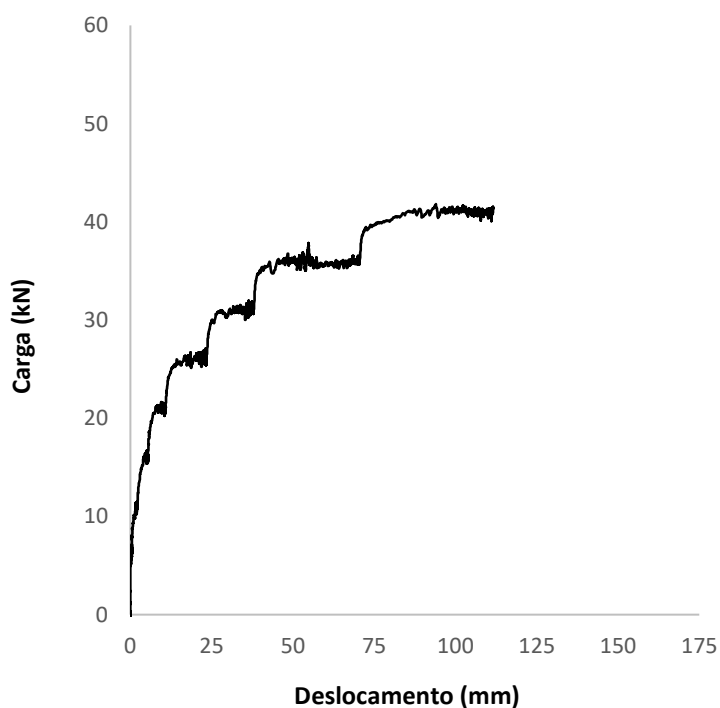


Figura 4.9 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C4.

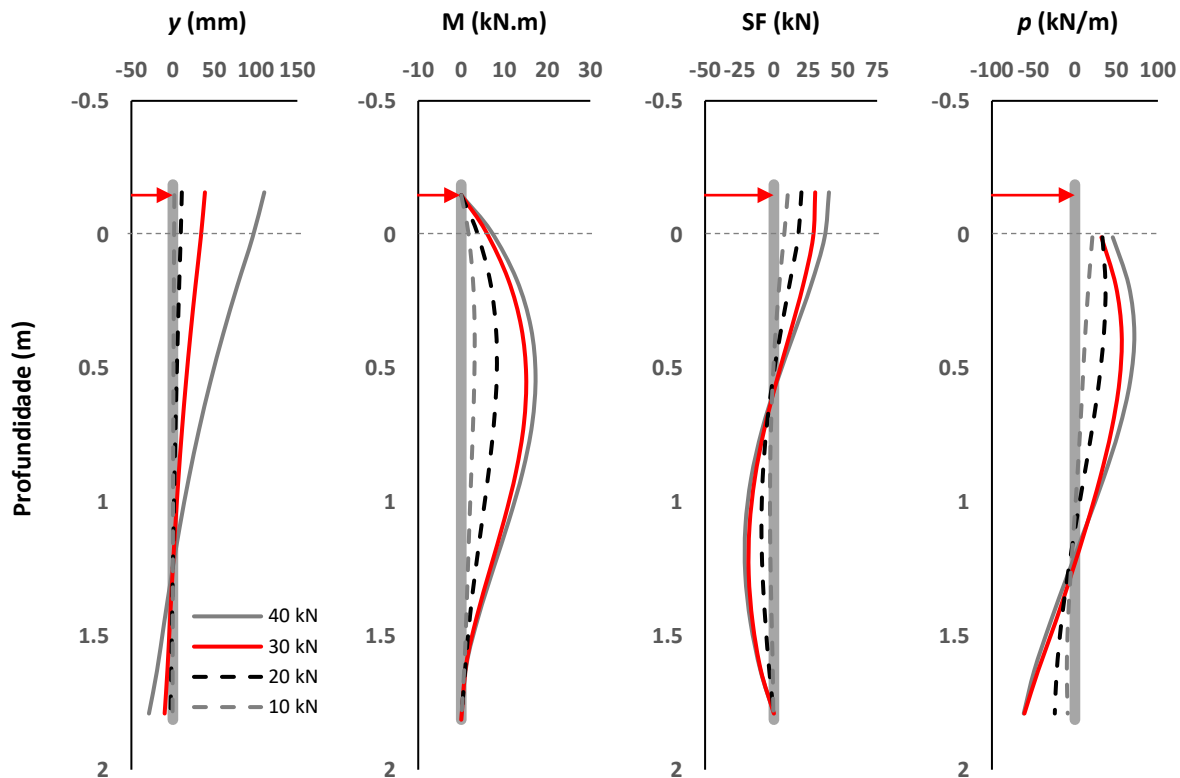


Figura 4.10 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C4.

- Estaca C5

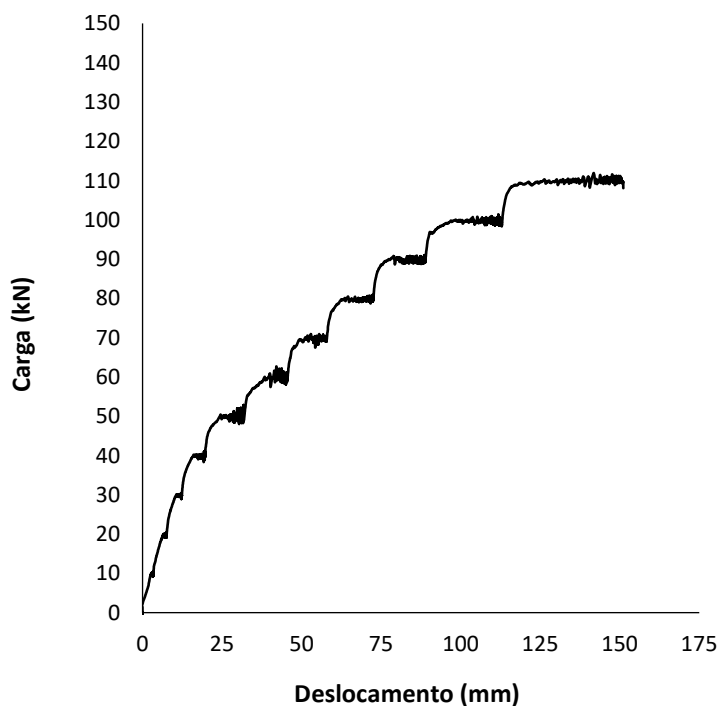


Figura 4.11 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C5.

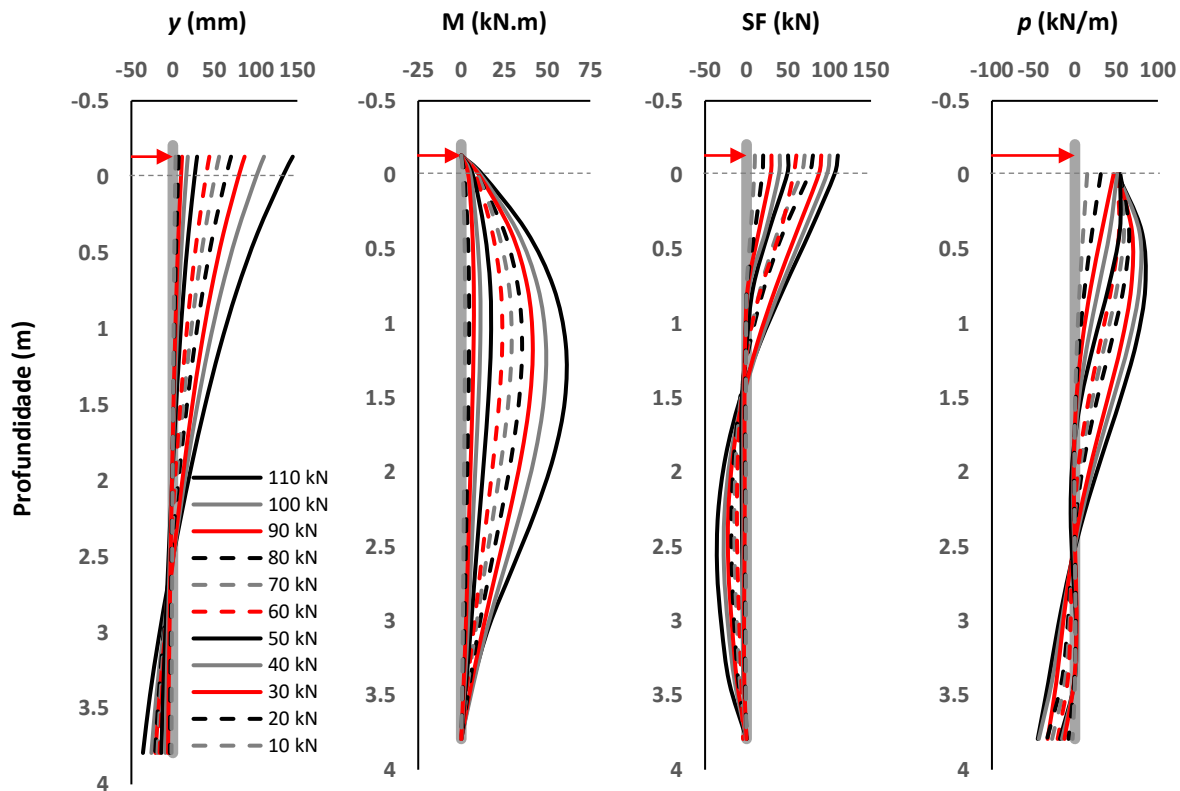


Figura 4.12 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C5.

- Estaca C6

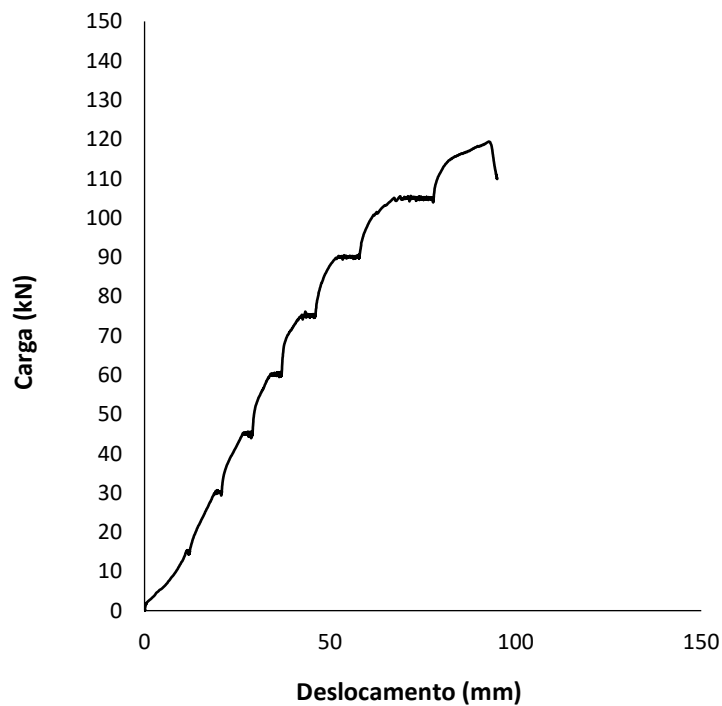


Figura 4.13 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C6.

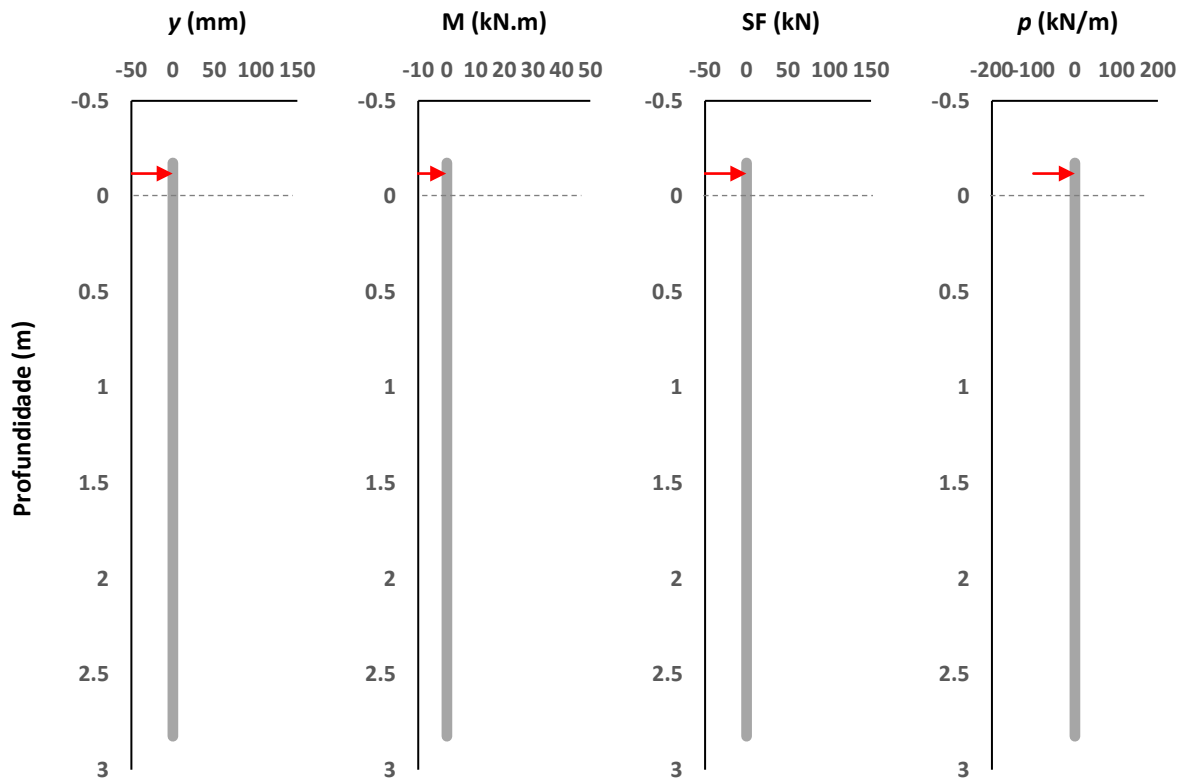


Figura 4.14 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C6.

- **Estaca C7**

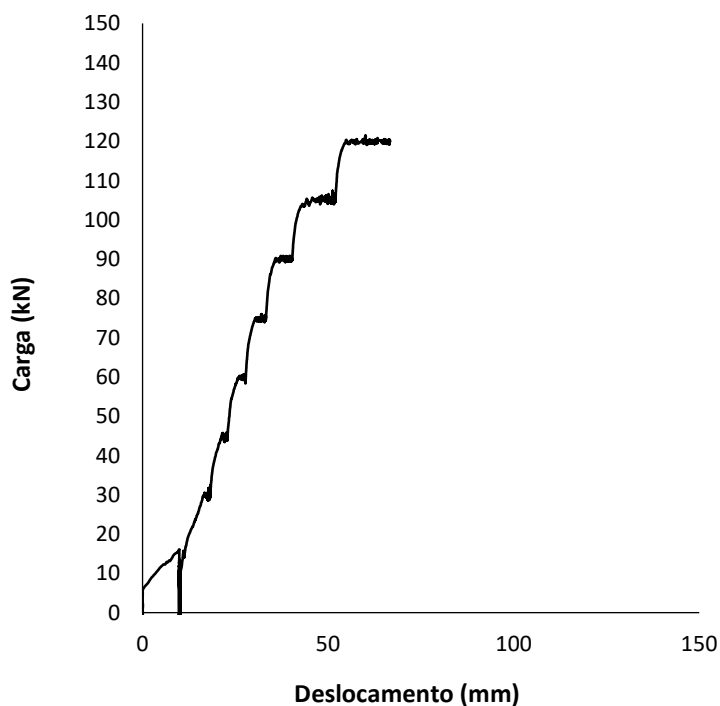


Figura 4.15 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca C7.

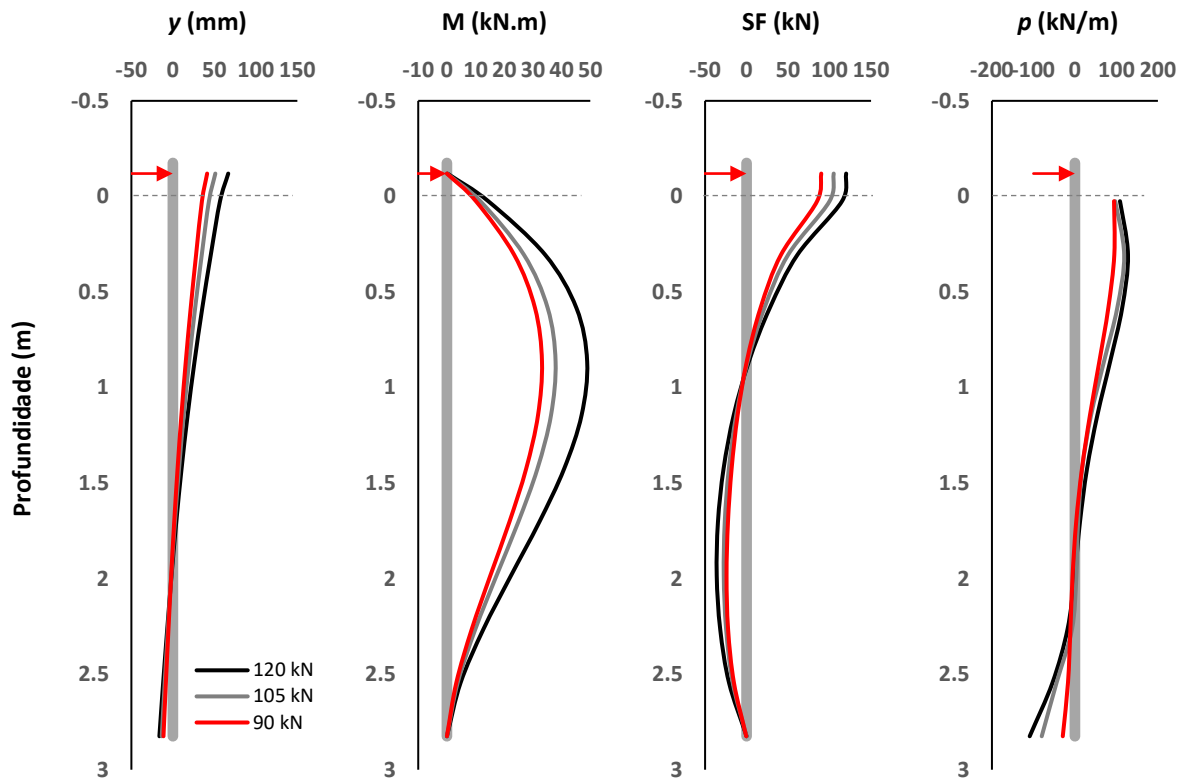


Figura 4.16 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca C7.

- **Estaca H1**

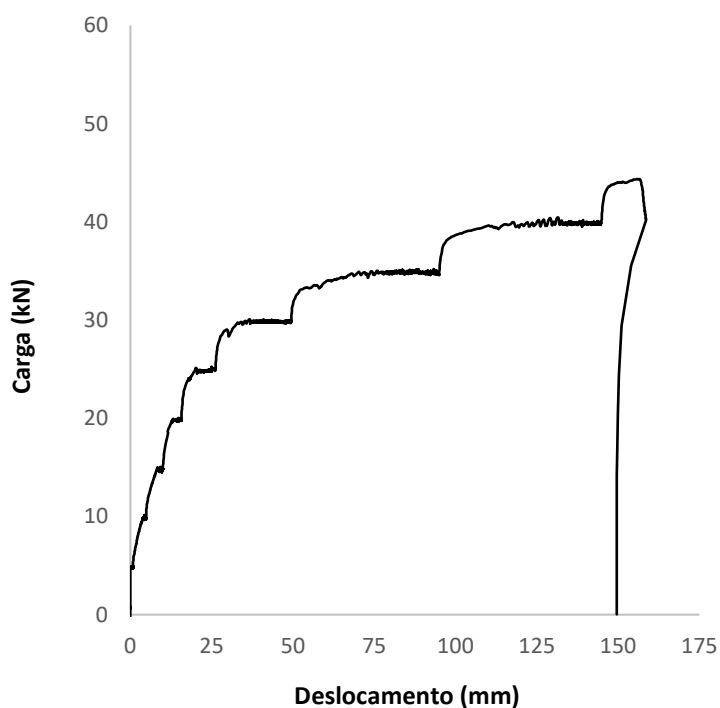


Figura 4.17 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca H1.

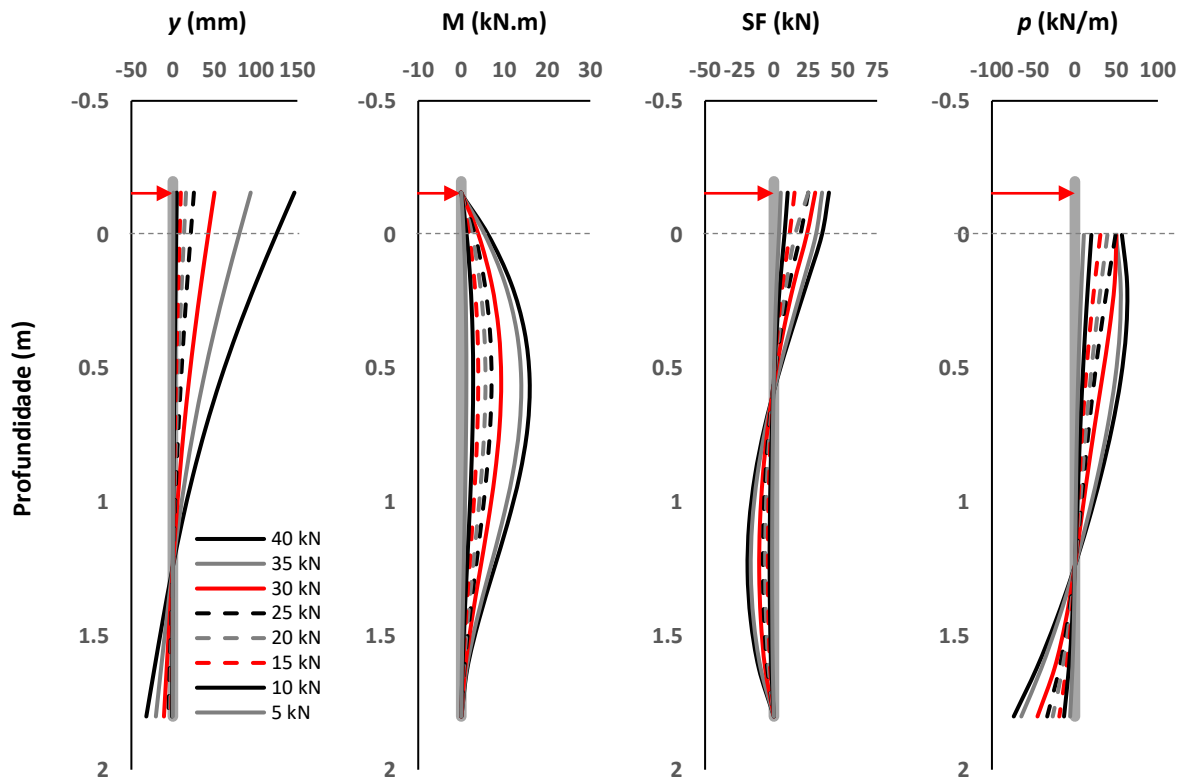


Figura 4.18 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca H1.

- **Estaca H2**

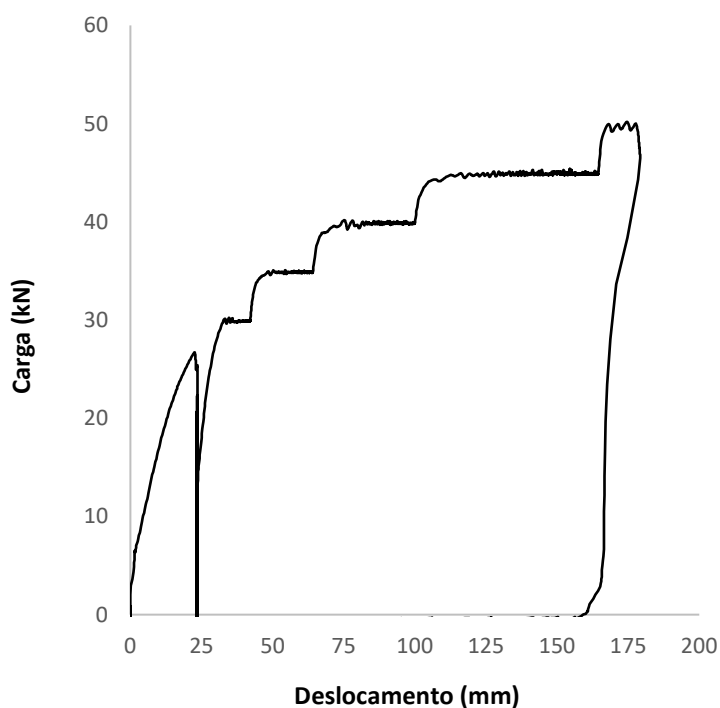


Figura 4.19 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca H2.

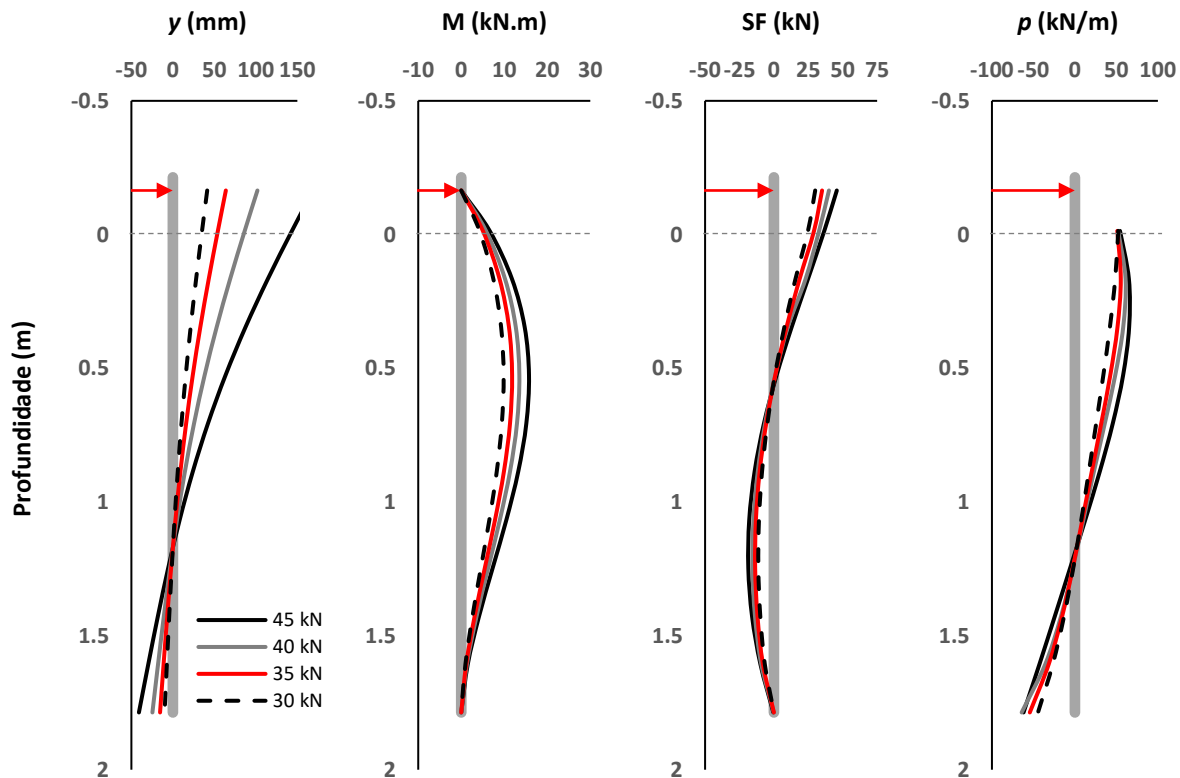


Figura 4.20 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca H2.

- **Estaca H3**

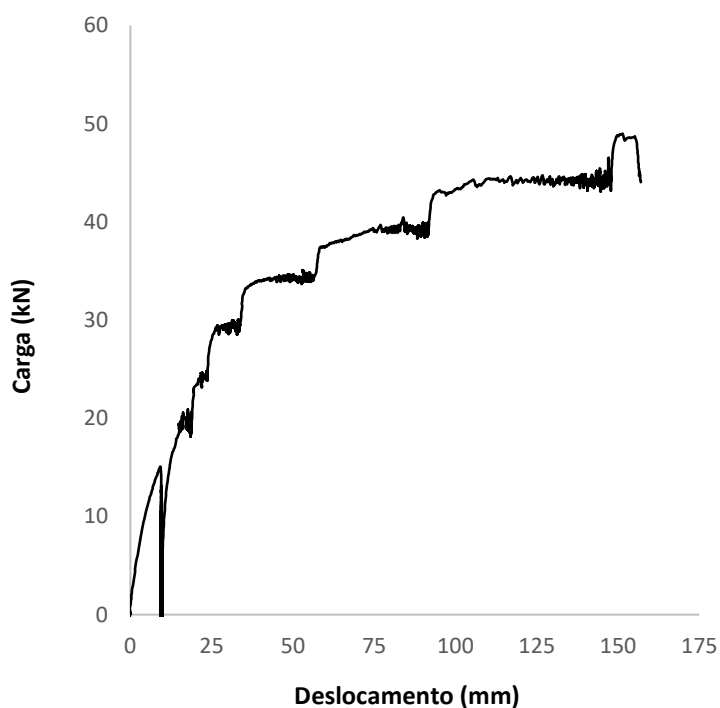


Figura 4.21 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca H3.

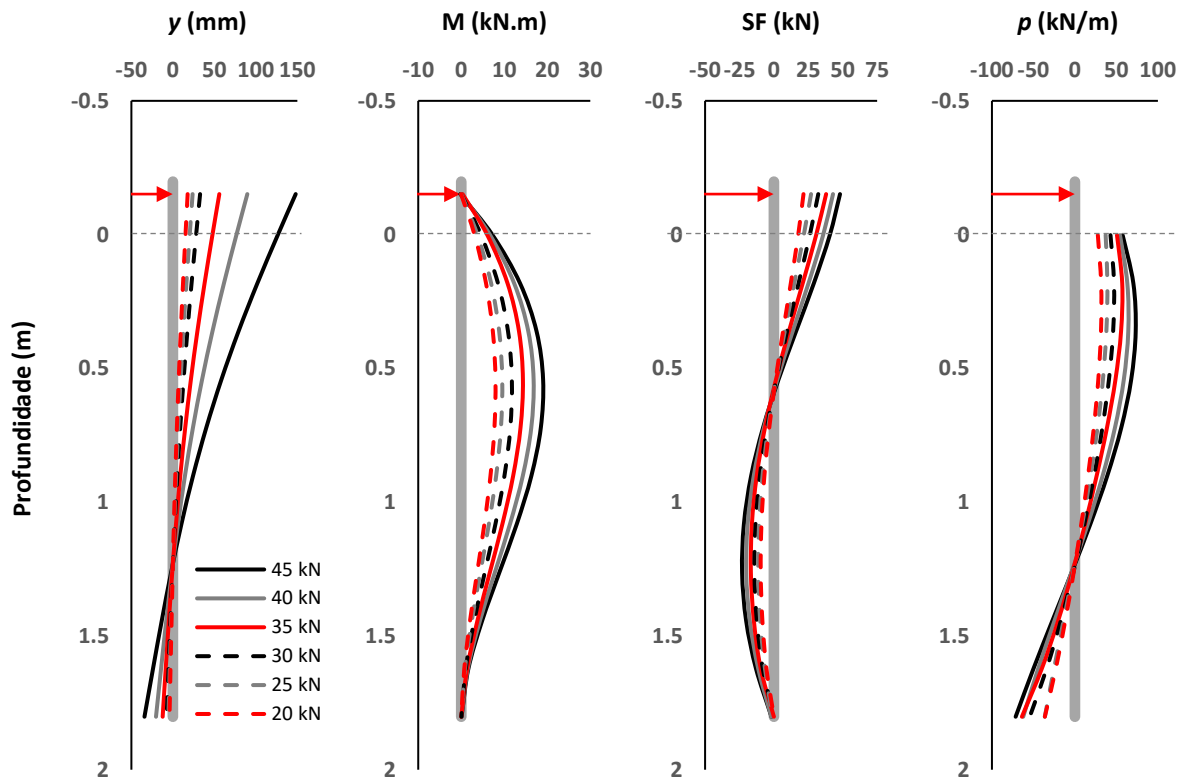


Figura 4.22 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca H3.

- **Estaca Q1**

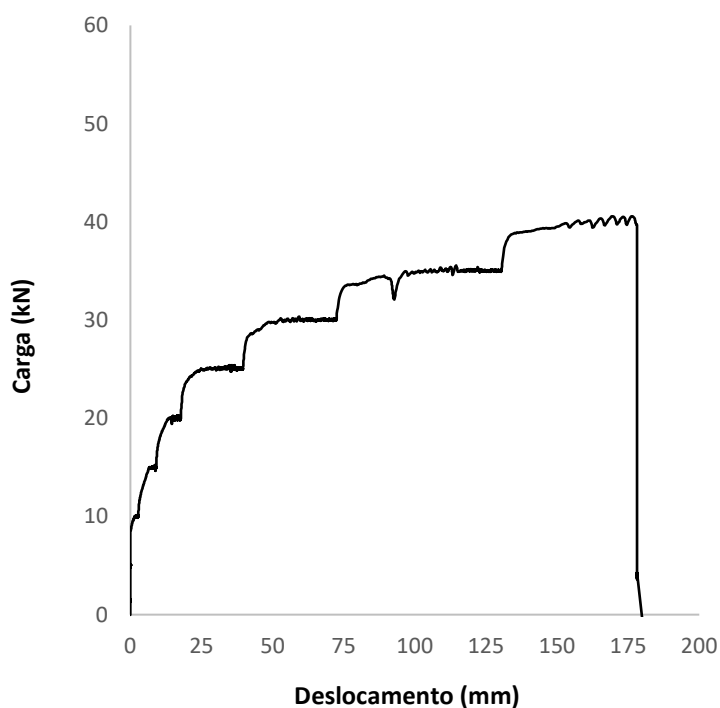


Figura 4.23 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca Q1.

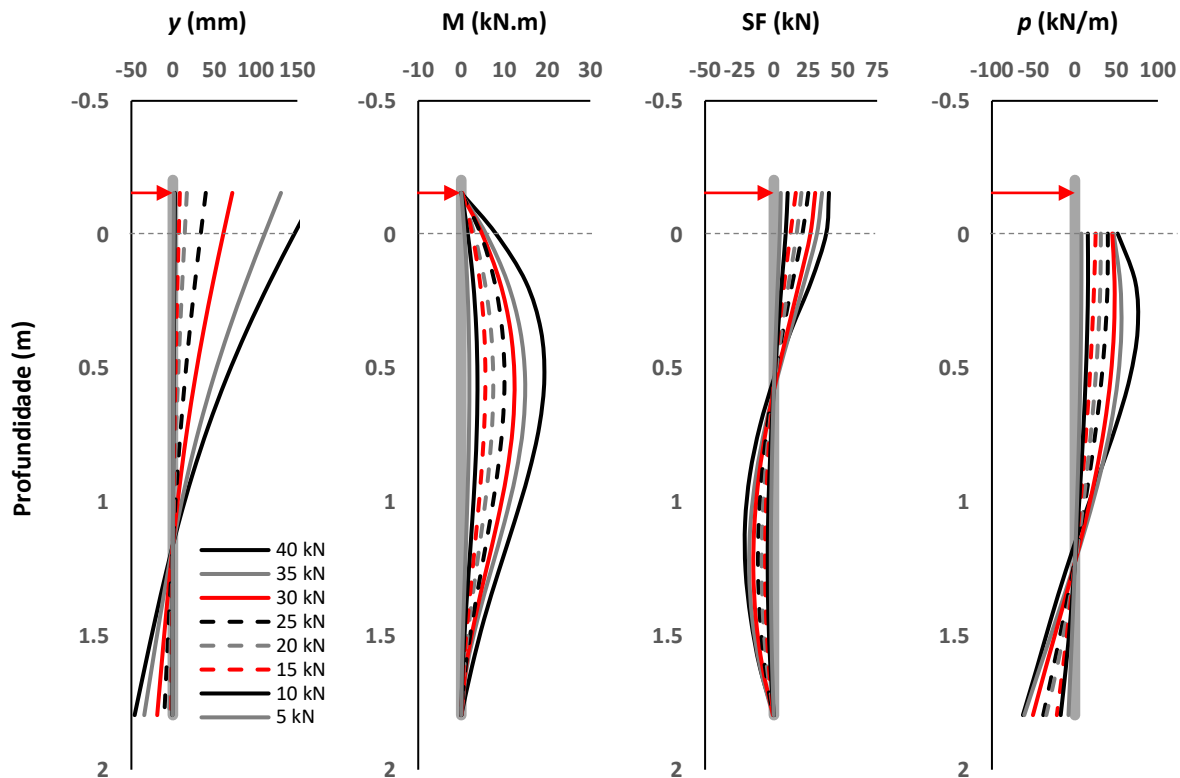


Figura 4.24 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca Q1.

- **Estaca Q3**

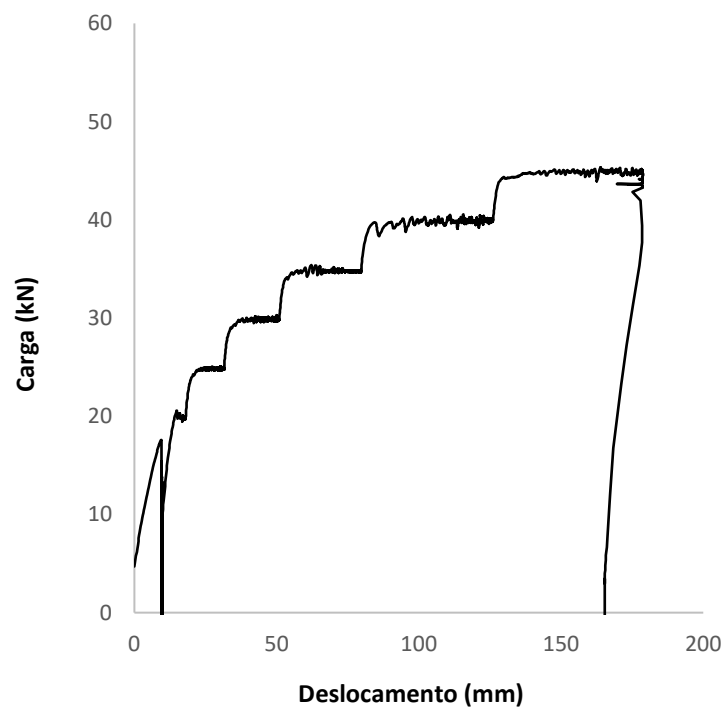


Figura 4.25 – Resultado – carga x deslocamento – Estaca Q3.

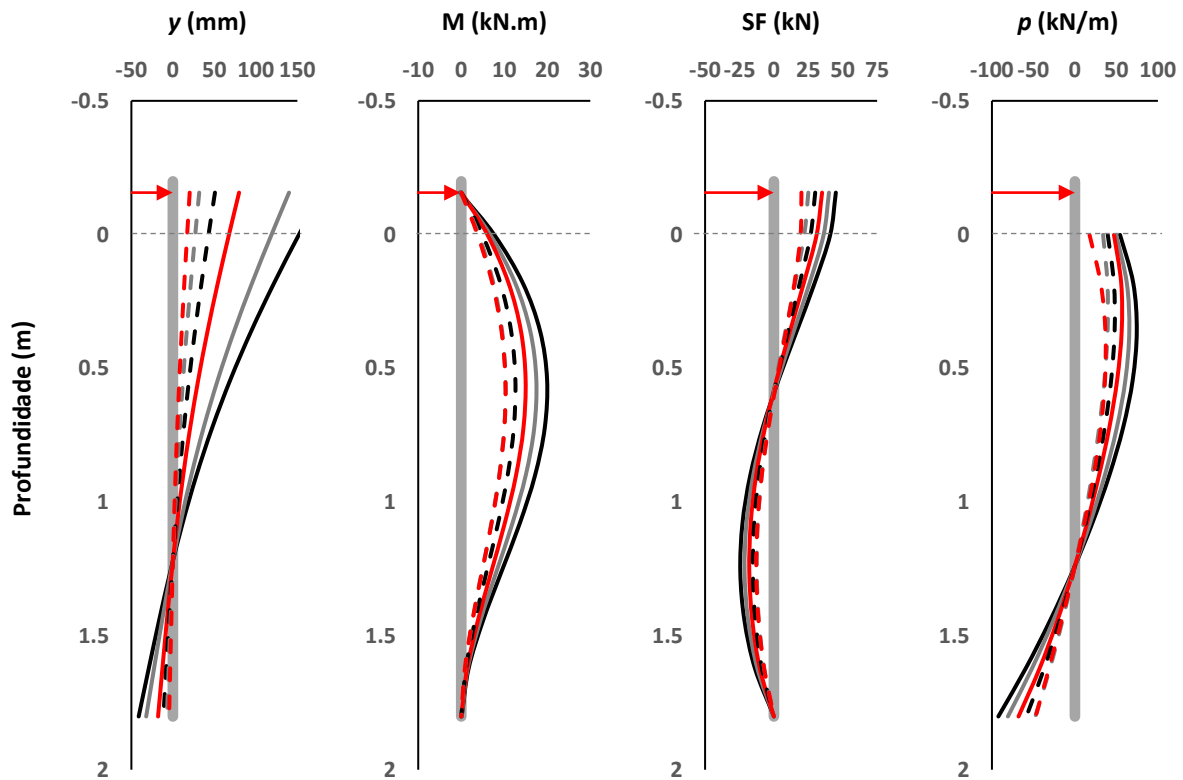


Figura 4.26 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – Estaca Q3.

4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios de carregamento lateral foram apresentados no Item 4.2.2, e são analisados na sequência.

Os ensaios foram realizados no período entre 26/11/2018 e 11/12/2018, período no qual o índice de precipitação de chuva se manteve baixo, com precipitação máxima de 7 mm (dia). Todos os ensaios foram realizados em dias sem ocorrência de chuva, bem como somente iniciaram-se em um período de pelo menos 12h após ocorrência de precipitações. Buscou-se, desta forma, minimizar possíveis variações nos resultados devido a níveis de saturação do solo diferentes. Todos os ensaios foram realizados até atingir-se limitações técnicas, seja por limitação do curso do LVDT, fim do curso do cilindro hidráulico, ou falha sob carga excessiva no sistema de reação.

4.3.1. Análise dos Ensaio de Carregamento Lateral

- **Estacas C1, C2, C3 e C4 - Circular – D = 152,4 mm – L = 2 m**

Os resultados das curvas carga x deslocamento das estacas C1, C2, C3, e C4 são apresentados na Figura 4.27.

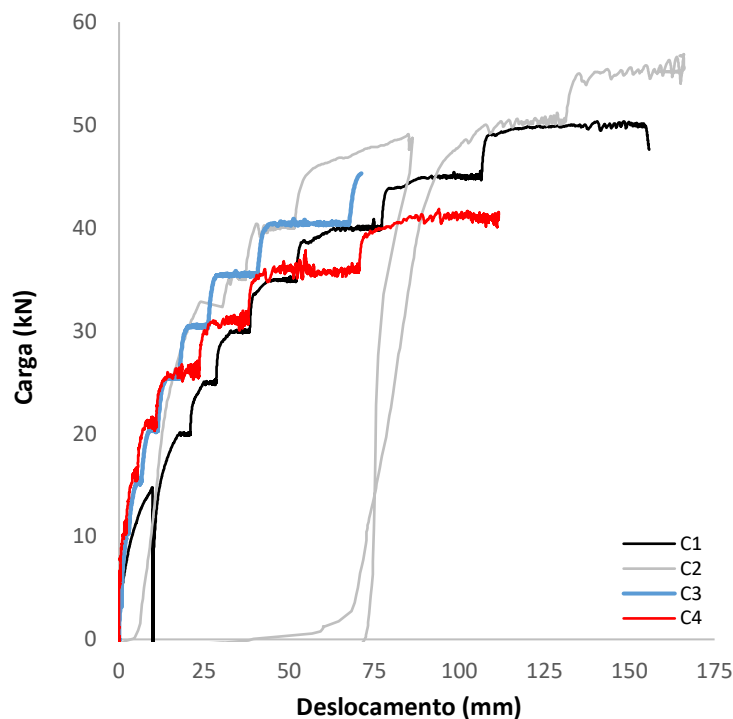


Figura 4.27 – Análise – carga x deslocamento – Estacas C1, C2, C3 e C4.

Apesar de existir uma variabilidade entre os resultados das estacas de mesma dimensão, apresenta-se uma tendência de um valor de ≈ 50 kN para carga de ruptura. O ensaio da estaca C3 foi interrompido prematuramente devido a falha na conexão do sistema de aplicação de carga com a estaca, e os demais ensaios foram interrompidos devido a atingir-se o limite no curso do cilindro hidráulico.

Avaliando os resultados da Figura 4.4, Figura 4.6, Figura 4.8 e Figura 4.10, no seu diagrama de momentos \mathbf{M} , verifica-se que o ponto de máximo momento coincide aproximadamente com a profundidade referente a $3,5 \times D$. Os valores máximos de momento ficaram na ordem de 25 kN.m, bem inferiores ao momento de escoamento que é de 53 kN.m. A deformada y apresentada pelas estacas mostra sua tendência de girar, em um ponto próximo a profundidade de 1,2 m (aproximadamente $8 \times D$). Tais resultados mostram que as estacas apresentaram um comportamento rígido, e que houve ruptura geotécnica.

- **Estaca C5 - Circular – D = 152,4 mm – L = 4 m**

A estaca C5 possui a mesma seção que as estacas C1, C2, C3 e C4, porém com o dobro do comprimento. Avaliando os resultados na Figura 4.12, verifica-se no seu diagrama de momentos \mathbf{M} , que o valor máximo gravado coincide com a profundidade referente a $10 \times D$. O valor máximo obtido foi de aproximadamente 63 kN.m, ultrapassando então o limite de momento de escoamento que é de 53 kN.m. Apesar de ter havido a plastificação da seção estrutural da estaca a partir da carga aplicada de 110 kN, a deformada y apresenta ainda a tendência de giro, em um ponto próximo a profundidade de 2,65 m (, apresentando ainda deslocamentos na ponta da estaca. Conforme verificado na Tabela 3.2, a estaca C5 possui uma relação entre comprimento e diâmetro L/D de 25. Tal valor é considerado alto, e usualmente esperar-se-ia um comportamento flexível, porém devido a alta rigidez a flexão da seção, foi possível mobilizar reações do solo a maiores profundidades caracterizando um comportamento rígido.

Através da Figura 4.28, compara-se o comportamento frente a carga x deslocamento das estacas C1, C2, C3 e C4 em relação a estaca C5. Verifica-se um comportamento mais rígido da estaca C5, mobilizando cargas superiores ao dobro das demais estacas. Avaliando o recorte do detalhe do início das curvas, verifica-se que até cargas mobilizadas na ordem de 20 kN, ambas as configurações de estacas apresentam deslocamentos similares.

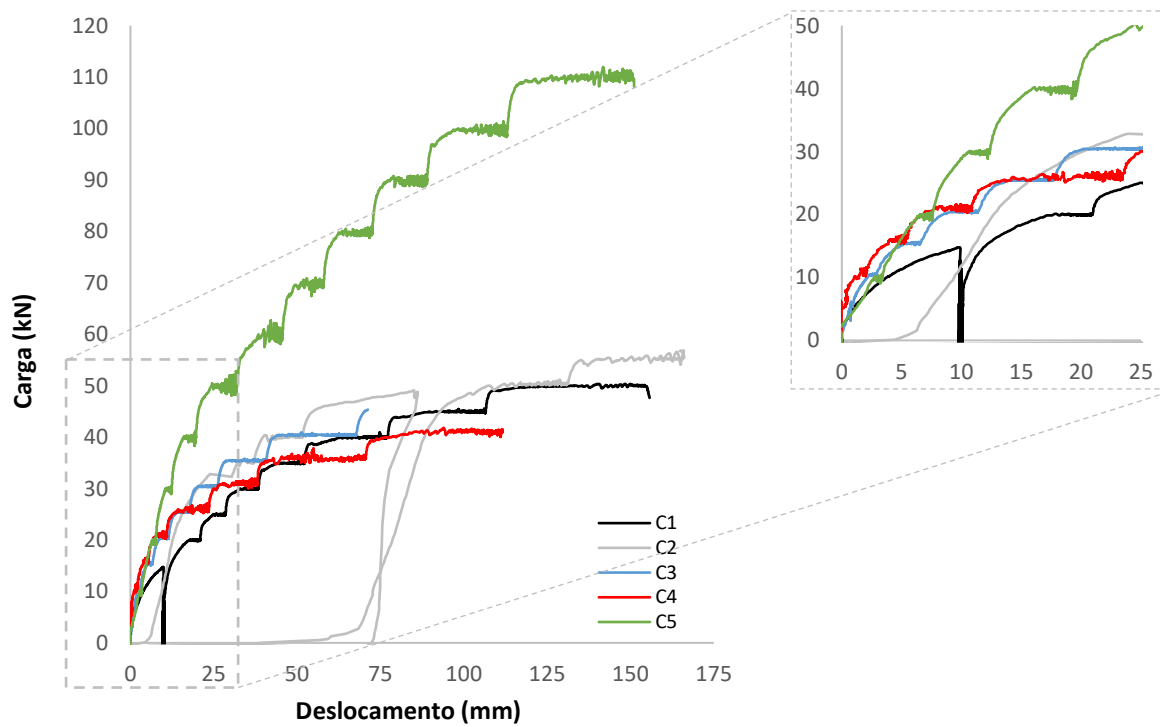


Figura 4.28 – Análise – carga x deslocamento – Estacas C1, C2, C3 e C4 + C5.

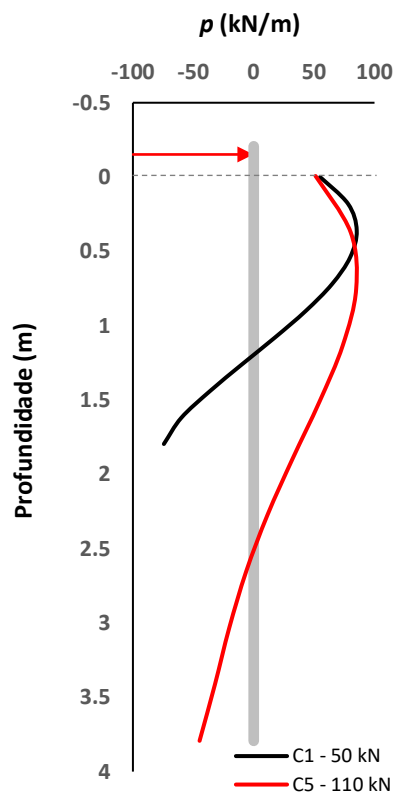


Figura 4.29 – Análise – reação do solo mobilizada p – Estaca C5 x C1.

Realizando uma comparação em termos de reação do solo mobilizada p , compara-se os resultados obtidos para os últimos estágios de carga das estacas C5 e C1, conforme Figura 4.29.

Verifica-se que a reação máxima obtida ao nível do terreno é igual para ambas as estacas, bem como o valor de pico mobilizado a profundidade também é igual. Sendo a estaca C5 mais longa, esta consegue mobilizar um somatório de reações maior.

- **Estaca C6 e C7 - Circular – D = 323,80 mm – L = 3 m**

Durante o processo de execução das estacas C6 e C7, verificou-se a dificuldade de cravação devido ao diâmetro maior e pelo fato de haver uma chapa soldada na ponta da estaca. Houve a necessidade de aumentar as alturas dos golpes do martelo, para que fosse possível a execução das mesmas. Foi verificado que o solo ao longo do perímetro das estacas foi perturbado pelo processo executivo, apresentando fendas visíveis de até 25 mm no entorno da estaca. A estaca C6 apresentou falha em todos os extensômetros, e a estaca C7 apresentou falha em 5 sensores. Devido a maior energia despendida para cravação das estacas, acredita-se esta ter sido a causa das falhas nos sensores.

Na Figura 4.30, apresenta-se as curvas carga x deslocamento das estacas C6 e C7, também sobrepostas as demais estacas circulares ensaiadas.

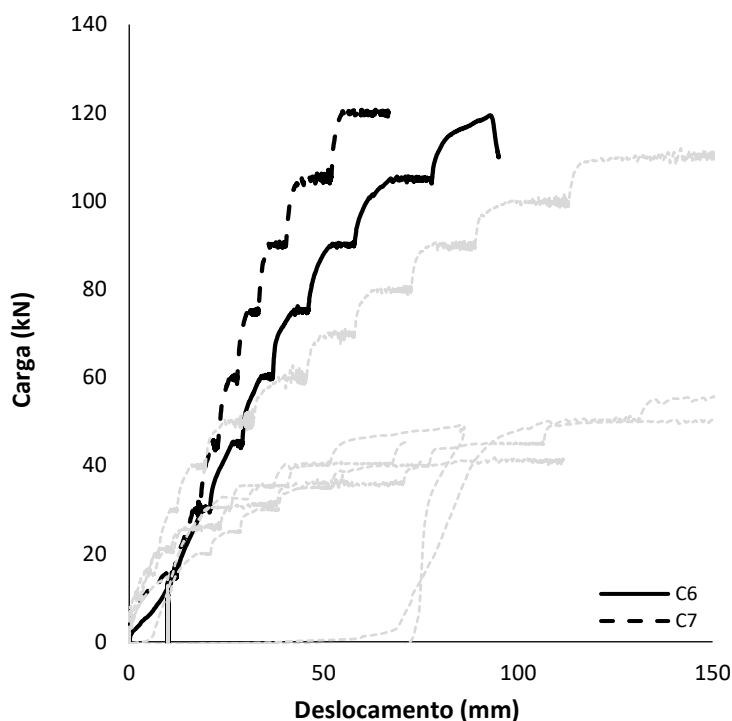


Figura 4.30 – Análise – carga x deslocamento – Estacas C6 + C7.

Verifica-se um início de curva com formato côncavo para ambas as estacas, C6 e C7, indicando que as estacas não estão conseguindo mobilizar cargas. Tal ocorrência é devida a perturbação gerada no solo durante o processo executivo. Verifica-se que nos últimos 3 estágios de carregamento, o formato das curvas se altera apresentando formato convexo. Comparando os resultados das estacas C6 e C7 com as demais estacas circulares ensaiadas, verifica-se que para um nível de carga de até cerca de 25 kN, mesmo as estacas de diâmetro 152,4 mm e comprimento 2 m tiveram um comportamento superior. Sendo assim, especialmente para o solo em questão, o processo executivo é uma variável importante a ser verificada.

Avaliando os resultados na Figura 4.16, verifica-se no seu diagrama de momentos M , que o valor máximo gravado coincide com a profundidade referente a $2.75 \times D$. O valor máximo obtido foi de aproximadamente 48 kN.m, ficando bem abaixo do momento de escoamento de 211 kN.m. A deformada y apresentada pelas estacas mostra sua tendência de girar, em um ponto próximo a profundidade de 2 m (aproximadamente $6 \times D$). Tais resultados mostram que as estacas apresentaram um comportamento rígido, e que houve ruptura geotécnica.

- **Estacas H1, H2 e H3 - Perfil H – D = 152,00 mm – L = 2 m**

Os resultados das curvas carga x deslocamento das estacas H1, H2 e H3 são apresentados na Figura 4.31.

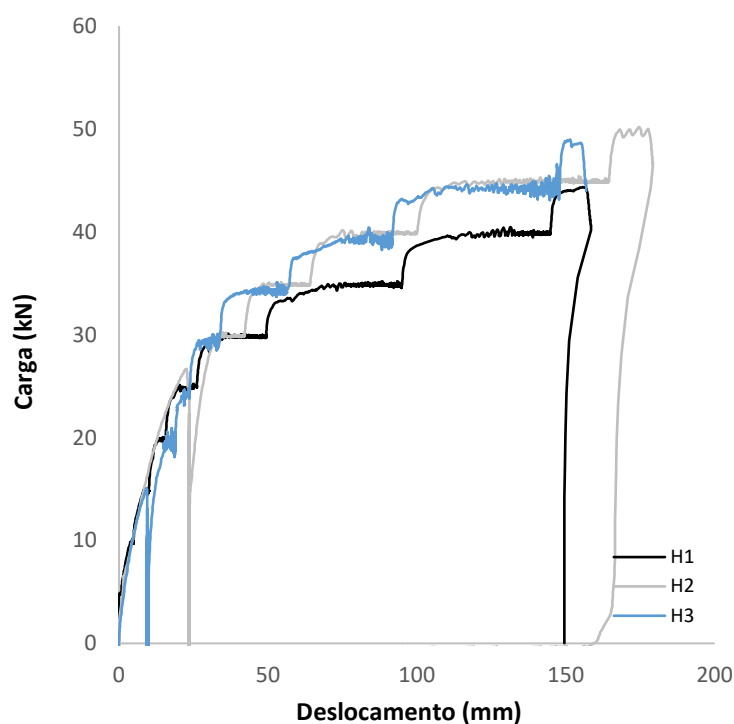


Figura 4.31 – Análise – carga x deslocamento – Estacas H1, H2 e H3.

Os resultados dos ensaios mostram uma pequena variabilidade entre os resultados das estacas de mesma dimensão, convergindo para uma tendência de um valor de ≈ 45 kN para carga de ruptura. Para valores de cargas até 30 kN as curvas são praticamente sobrepostas.

Avaliando os resultados da Figura 4.18, Figura 4.20 e Figura 4.22, no seu diagrama de momentos M , verifica-se que o ponto de máximo momento coincide aproximadamente com a profundidade referente a $3,5 \times D$. Os valores máximos de momento ficaram na ordem de 18 kN.m, bem inferiores ao momento de escoamento que é de 56 kN.m. A deformada y apresentada pelas estacas mostra sua tendência de girar, em um ponto próximo a profundidade de 1,2 m (aproximadamente $8 \times D$), repetindo a tendência observada para a estaca circular de mesmo comprimento e diâmetro. Tais resultados mostram que as estacas apresentaram um comportamento rígido, e que houve ruptura geotécnica.

- **Estacas Q1 e Q3 – Perfil Quadrado – $D = 150,00$ mm – $L = 2$ m**

Os resultados das curvas carga x deslocamento das estacas Q1 e Q3 são apresentados na Figura 4.32.

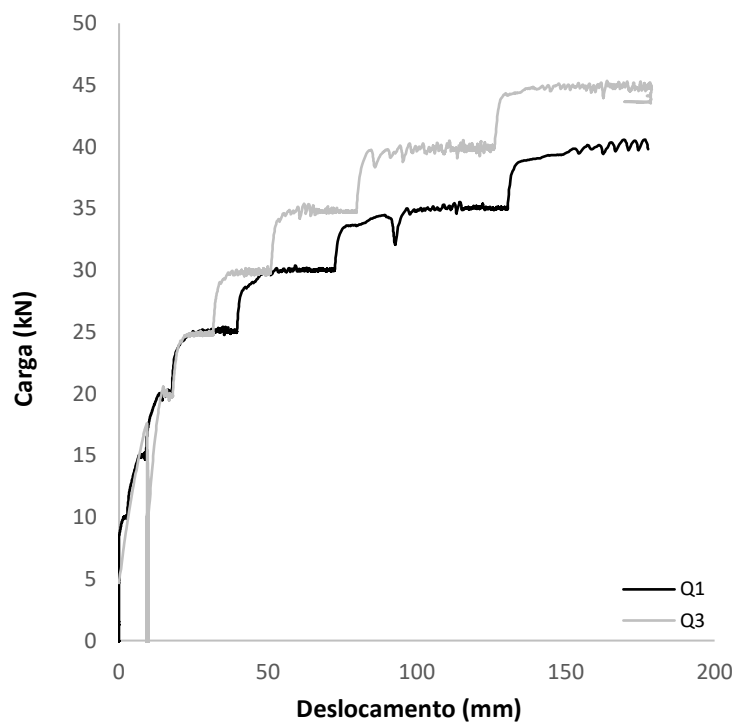


Figura 4.32 – Análise – carga x deslocamento – Estacas Q1 e Q3.

A partir do estágio de carga de 30 kN, verifica-se uma variabilidade entre os resultados das estacas de mesma dimensão, convergindo em uma tendência de um valor de $\approx 42,5$ kN para carga de ruptura.

Avaliando os resultados da Figura 4.24 e Figura 4.26, no seu diagrama de momentos \mathbf{M} , verifica-se que o ponto de máximo momento coincide aproximadamente com a profundidade referente a $3,5 \times D$. Os valores máximos de momento ficaram na ordem de 20 kN.m, bem inferiores ao momento de escoamento que é de 58 kN.m. A deformada y apresentada pelas estacas mostra sua tendência de girar, em um ponto próximo a profundidade de 1,2 m (aproximadamente $8 \times D$), repetindo a tendência observada para as estacas circulares e perfil H de mesmo comprimento e diâmetro. Tais resultados mostram que as estacas apresentaram um comportamento rígido, e que houve ruptura geotécnica.

4.3.2. Curvas p - y

Mediante os dados obtidos da instrumentação das estacas, foi possível obter-se os valores respectivos de deformada y e reação do solo mobilizada p para cada estágio de carregamento realizado. Combinando os valores medidos de p e y em um mesmo gráfico, obtém-se as curvas p - y para cada ensaio. Para cada seção de estaca estudada (circular $D = 152,4$ mm; circular $D = 323,8$ mm; perfil H $D = 152,0$ mm; quadrada $D = 150,0$ mm), condensou-se os pontos p e y medidos em um único gráfico, onde foram realizados ajustes de curva através de equações de base hiperbólica. Foram observadas variações nos valores obtidos de p_u (reação do solo mobilizada limite) em função da profundidade, desta forma, subdividiu-se 3 intervalos de curvas ($z = 0$; $z = 2D$; $z \geq 4D$). Observou-se que os valores de p_u são menores na profundidade $z = 0$, e são crescentes até a profundidade $z = 4D$, profundidade a partir da qual não se verificou ganhos na reação do solo. Ainda, analisou-se que o crescimento de p_u entre $z = 0$ e $z = 4D$ não é linear, sendo assim foi proposta uma curva de profundidade intermediária $z = 2D$.

As curvas p - y derivadas para cada conjunto de seções de estacas estudados são apresentados na sequência, através das Figura 4.33 (Estacas C1, C2, C3, C4 e C5), Figura 4.34 (Estaca C7), Figura 4.35 (Estacas H1, H2 e H3) e Figura 4.36 (Estacas Q1 e Q3).

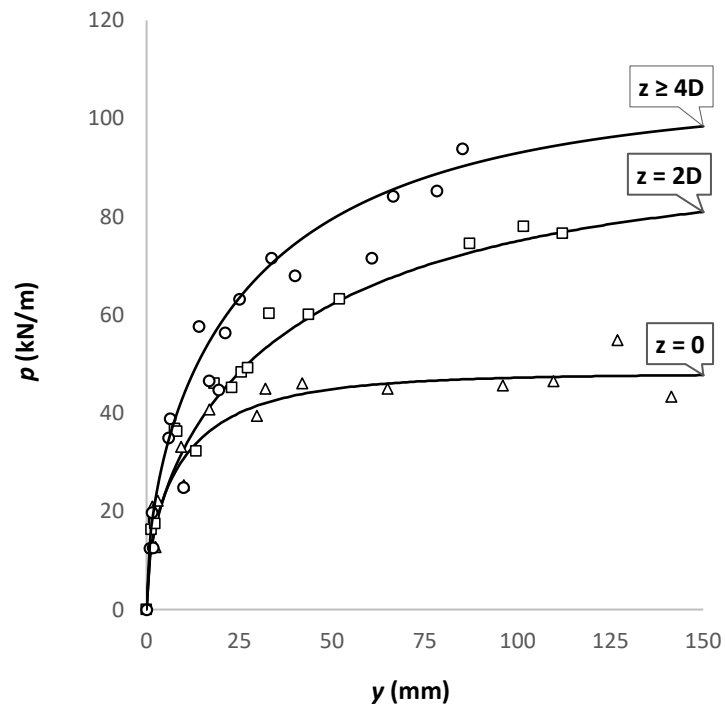


Figura 4.33 – Curvas p-y – Estacas C1, C2, C3, C4 e C5.

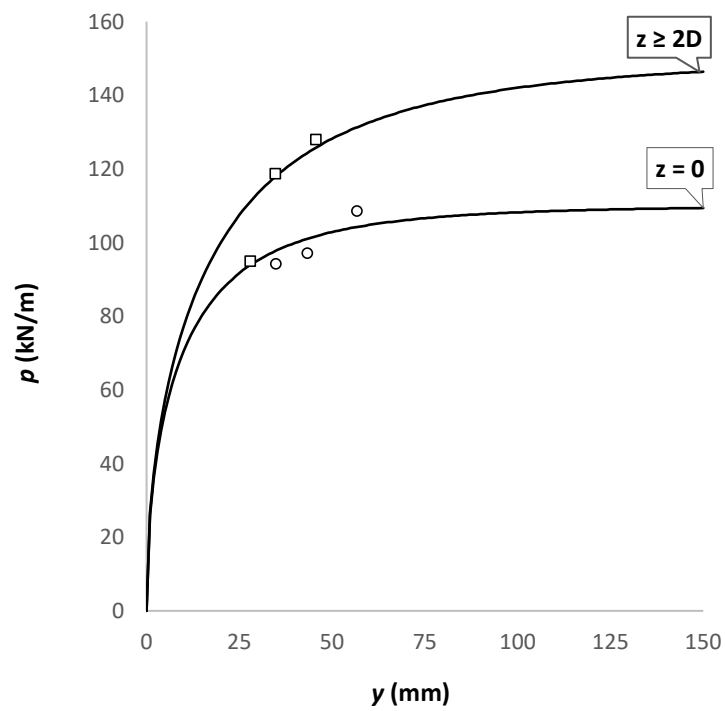


Figura 4.34 – Curvas p-y – Estaca C7.

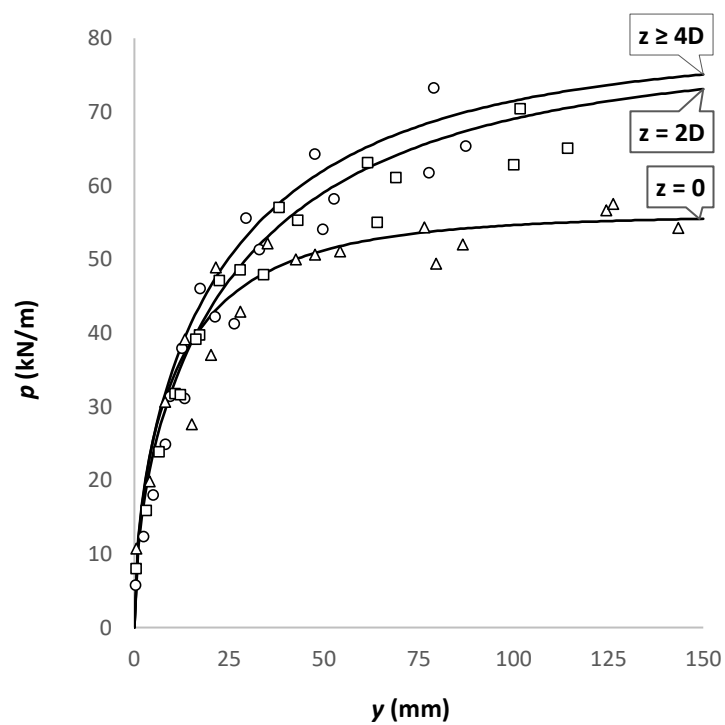


Figura 4.35 – Curvas p-y – Estacas H1, H2 e H3.

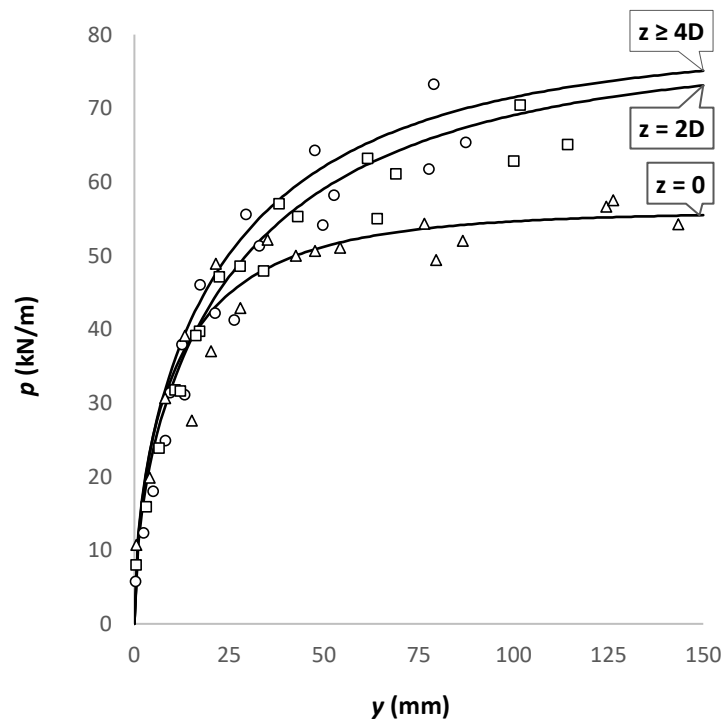


Figura 4.36 – Curvas p-y – Estacas Q1 e Q3.

Acerca das curvas p - y derivadas, têm-se algumas observações:

- Os resultados obtidos para as estacas circulares de $D = 152,4$ mm (Figura 4.33) mostraram valores de p_u na ordem de 45 kN/m para $z = 0$, aumentando para 78 kN/m em $z = 2D$ e 95 kN/m em $z \geq 4D$.
- Os resultados obtidos para as estacas circulares de $D = 323,8$ mm (Figura 4.34) mostraram valores de p_u na ordem de 110 kN/m para $z = 0$, aumentando para 135 kN/m em $z \geq 2D$. Não foram verificados aumentos na reação mobilizada do solo em profundidades maiores que $2D$. Devido a falha obtida na instrumentação da estaca C6, bem como a perturbação no solo durante a cravação das estacas (o que comprometeu os estágios iniciais de carga), apenas 3 pontos foram utilizados. Desta forma, as análises ficaram limitadas a uma pequena quantidade de dados.
- Os resultados obtidos para as estacas perfil H de $D = 152$ mm (Figura 4.35) mostraram valores de p_u na ordem de 55 kN/m para $z = 0$, aumentando para 65 kN/m em $z = 2D$ e 75 kN/m em $z \geq 4D$.
- Os resultados obtidos para as estacas quadradas de $D = 150,0$ mm (Figura 4.36) mostraram valores de p_u na ordem de 50 kN/m para $z = 0$, aumentando para 65 kN/m em $z = 2D$ e 70 kN/m em $z \geq 4D$.

4.3.3. Efeito de Forma da Seção

Para a caracterização do efeito de forma da seção transversal, com uma comparação direta com a seção circular, foram escolhidos seções perfil H e quadrada (conforme Figura 3.14 [c] e [d]), todas com mesma dimensão nominal D de 150 mm, mesma rigidez EI (conforme Figura 3.15 e Tabela 3.1), e comprimento L de 2 m, conforme resumido nas Tabela 3.3 e Tabela 3.4.

Mediante os resultados dos ensaios, procedeu-se a sua comparação, buscando-se identificar diferenças de comportamento entre as diferentes formas de seções. A Figura 4.37 apresenta as curvas carga x deslocamento com as médias dos valores medidos para cada forma de seção, e a Figura 4.38 apresenta os resultados das análises dos dados derivados da instrumentação pelos extensômetros.

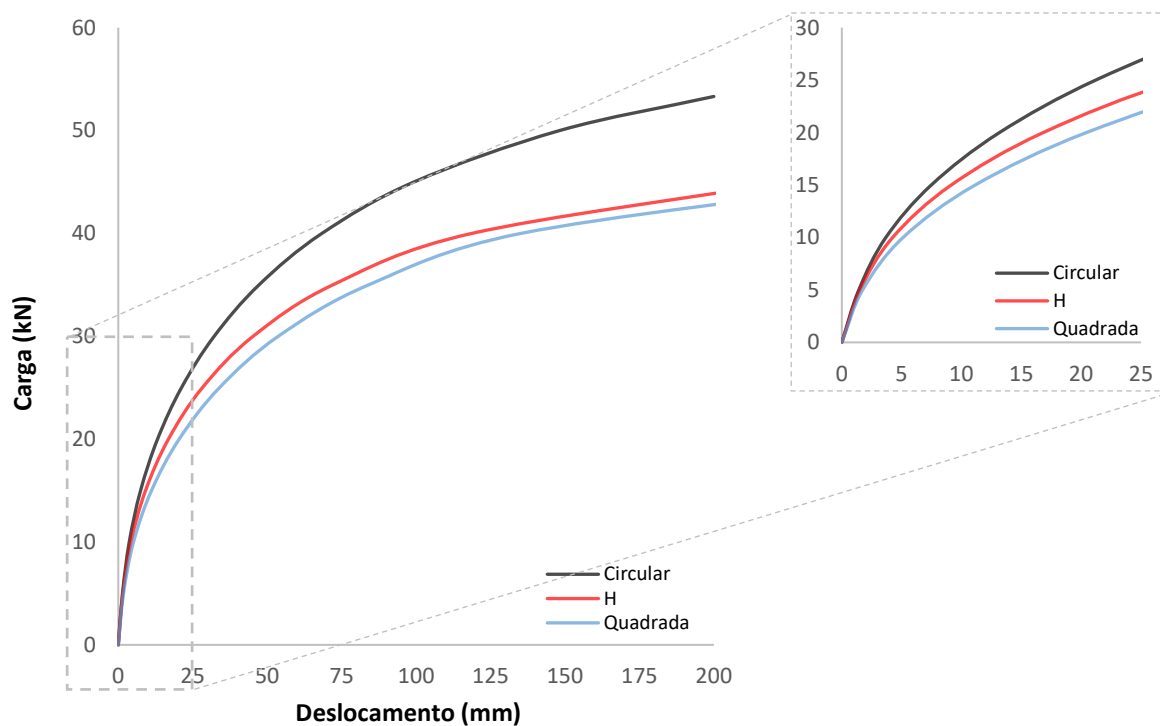


Figura 4.37 – Análise – efeito de forma – carga x deslocamento – circular, H e quadrada.

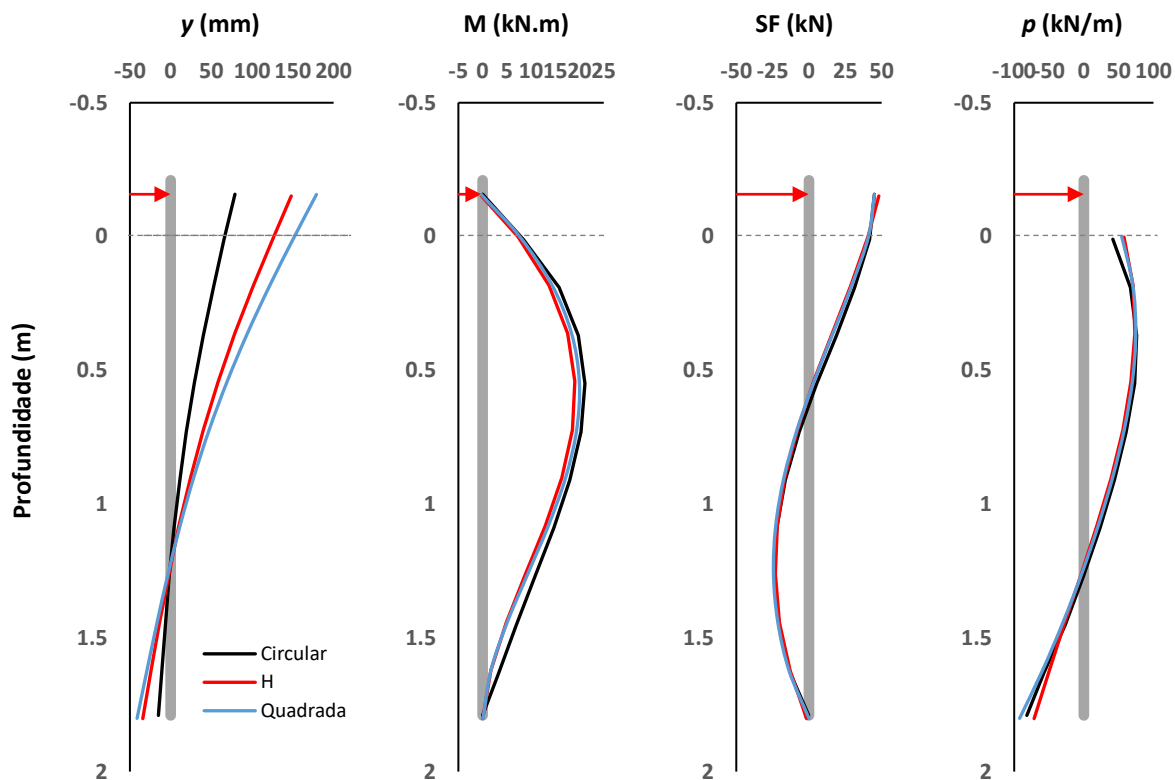


Figura 4.38 – Análise – efeito de forma - deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – circular, H e quadrada.

Verifica-se um comportamento mais rígido das estacas de seção circular, desde deslocamentos pequenos, conforme verificado no gráfico ampliado da Figura 4.37. Para uma faixa de deslocamento de ≈ 25 mm, as estacas de seção circular mostraram um comportamento cerca de 13% e 23% superiores as estacas de seção perfil H e quadrada respectivamente.

Realizando uma análise comparativa entre as curvas derivadas dos dados de instrumentação pelos extensômetros, comparou-se os resultados para as diferentes formas de seção em um mesmo estágio de carga aplicada (45 kN), conforme Figura 4.38. Verifica-se que os valores medidos de momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p , são de mesma grandeza, diferindo apenas na deformada y , onde a seção circular mostra um comportamento mais rígido, seguido pelo perfil H e quadrada. Significando então, que diferentes níveis de deslocamentos foram necessários para que a mesma reação conseguisse ser mobilizada.

As curvas p - y derivadas para os ensaios, conforme apresentado nas Figura 4.33, Figura 4.35 e Figura 4.36, foram condensadas em um único gráfico para uma análise comparativa, conforme Figura 4.39.

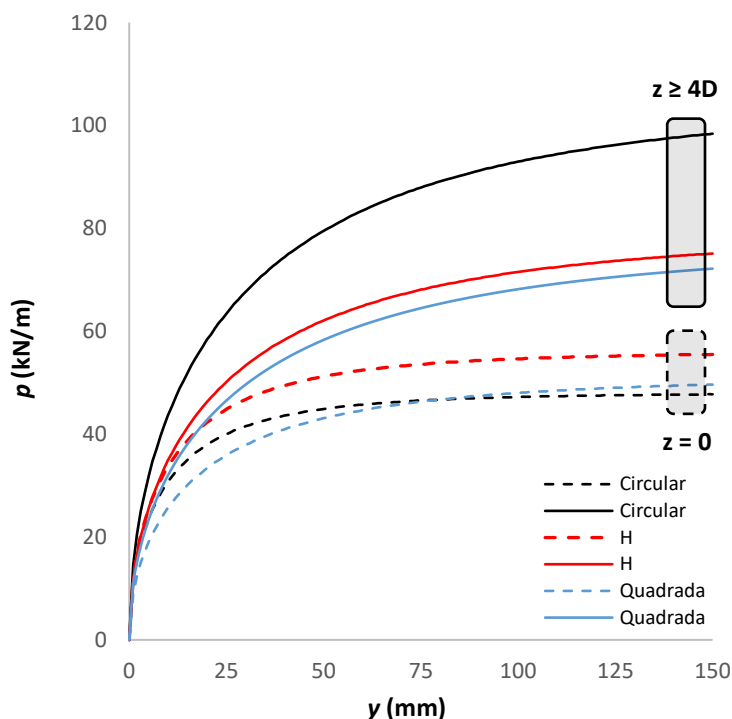


Figura 4.39 – Análise – efeito de forma - Curvas p - y – Estacas circular, H e quadrada.

Para a profundidade $z = 0$ as curvas apresentaram valores de mesma grandeza, sendo a estaca de seção H um pouco superior nos valores mobilizado de p . Para profundidades maiores, na ordem de $z \geq 4D$, as estacas de seção circular apresentaram resultados já com uma acentuada diferença, sendo cerca de 28% e 39% mais rígidos em relação as estacas de perfil H e quadrada respectivamente.

4.3.4. Previsão do Comportamento de estacas através do Método $p-y$

Através das curvas $p-y$ derivadas dos ensaios realizados, conforme Figura 4.33, Figura 4.34, Figura 4.35 e Figura 4.36, procedeu-se à sua utilização como dados de entrada em modelos matemáticos, e realizada a comparação entre o comportamento medido e calculado.

Para o cálculo da previsão matemática do comportamento das estacas ensaiadas, utilizou-se o software LPILE® 2018. O programa resolve a equação diferencial [Equação (2.16)] utilizando o método das diferenças finitas, e é referência para análises de estacas utilizando curvas $p-y$.

Na interface do software LPILE®, reproduziu-se as características geométricas das estacas (dimensão nominal da seção D , comprimento útil L_u , excentricidade de carga e), bem como seu comportamento estrutural não-linear (através de previsões numéricas do comportamento momento x curvatura).

Pesquisas anteriores conforme Faro (2014) e Reginato (2019) realizaram ensaios de carregamento lateral em estacas escavadas no mesmo campo experimental da Universidade de Passo Fundo. Buscando realizar a previsão numérica destas estacas, as curvas $p-y$ derivadas dos ensaios das estacas circulares de 152,4 mm de diâmetro, conforme apresentado nas Figura 4.33, foram normalizadas pelo diâmetro ensaiado e posteriormente multiplicado pelo diâmetro da estaca em questão. Alguns dos ensaios realizados por Faro (2014) e Reginato (2019) possuíram medidas das deformadas através da leitura realizada por inclinômetros.

Na sequência são apresentados os resultados das previsões matemáticas obtidas através do software LPILE®, e os resultados medidos durante os ensaios.

- **Estaca Circular – D = 152,4 mm – L = 2 m**

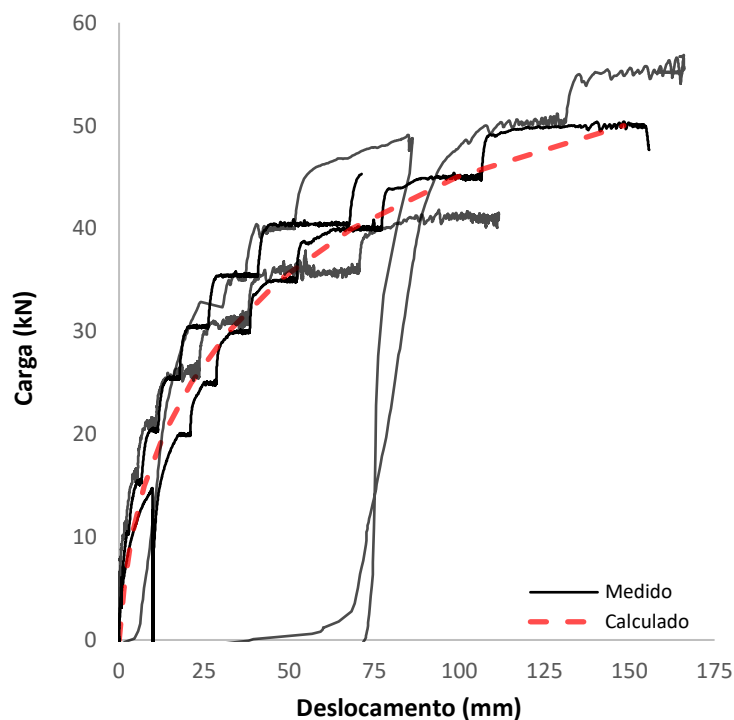


Figura 4.40 – Resultado – carga x deslocamento – E. Circular – D = 152,4 mm – L = 2 m.

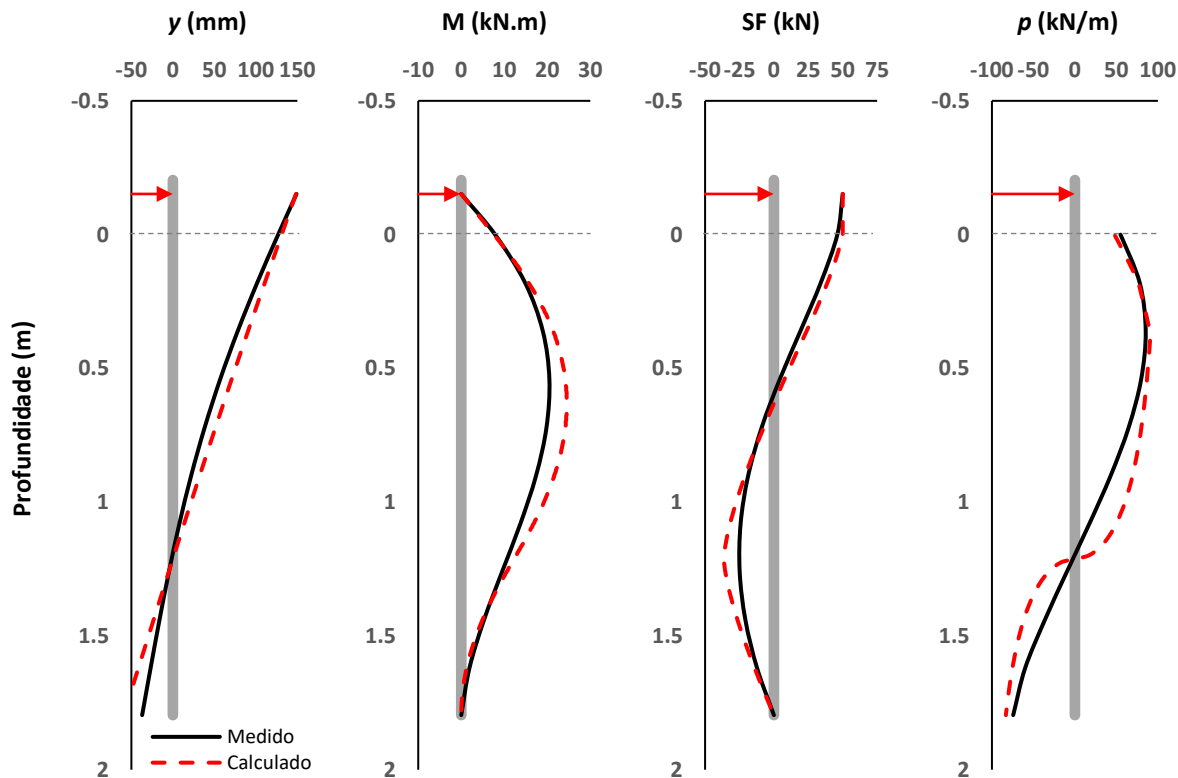


Figura 4.41 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Circular – D = 152,4 mm – L = 2 m.

- **Estaca Circular – D = 152,40 mm – L = 4 m**

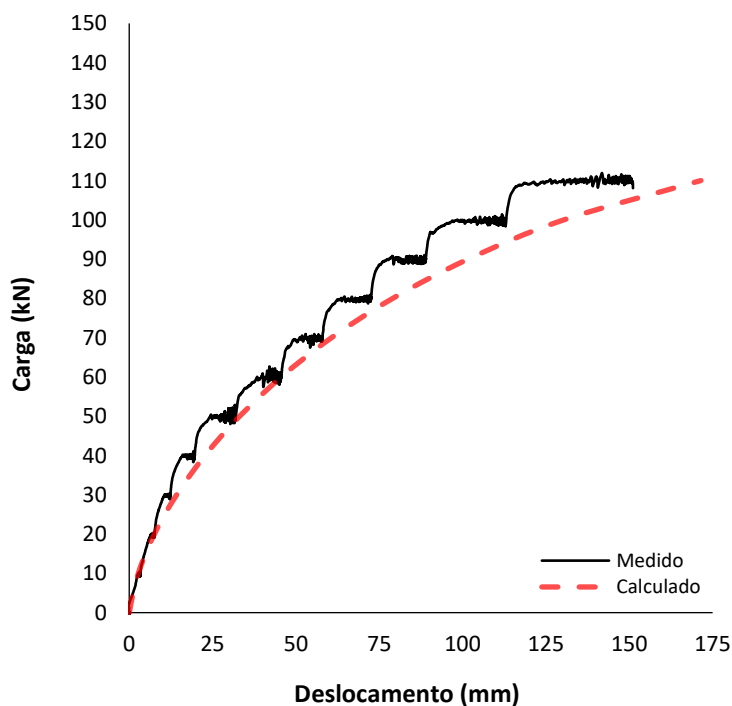


Figura 4.42 – Resultado – carga x deslocamento – E. Circular – D = 152,40 mm – L = 4 m.

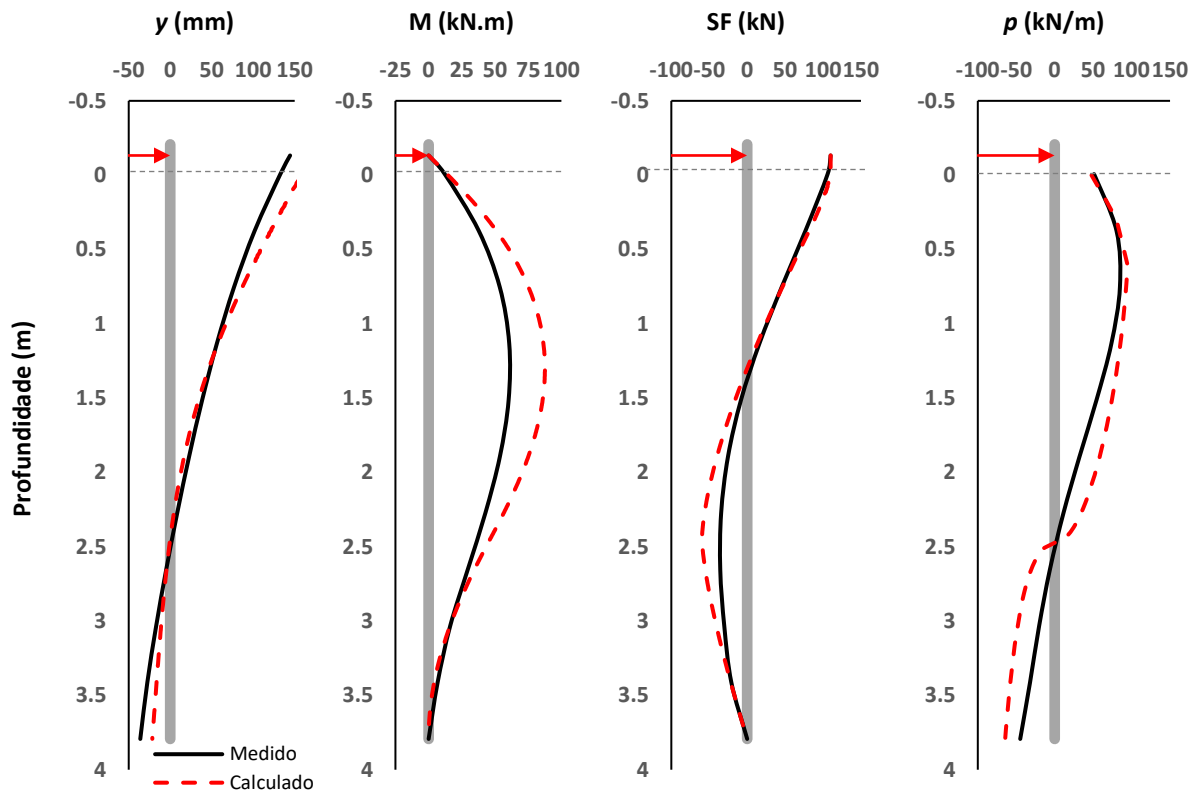


Figura 4.43 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Circular – D = 152,40 mm – L = 4 m.

• **Estaca Circular – D = 323,80 mm – L = 3 m**

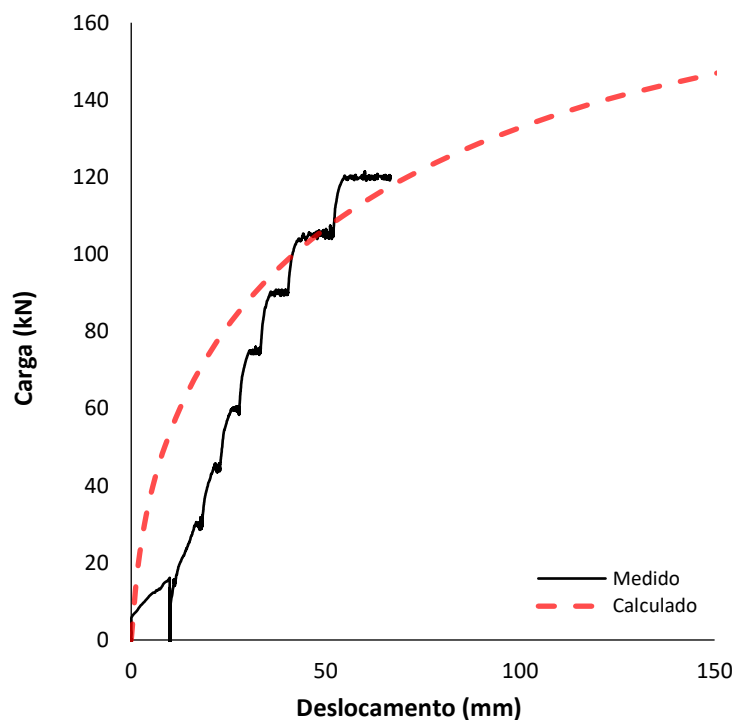


Figura 4.44 – Resultado – carga x deslocamento – E. Circular – D = 323,80 mm – L = 3 m.

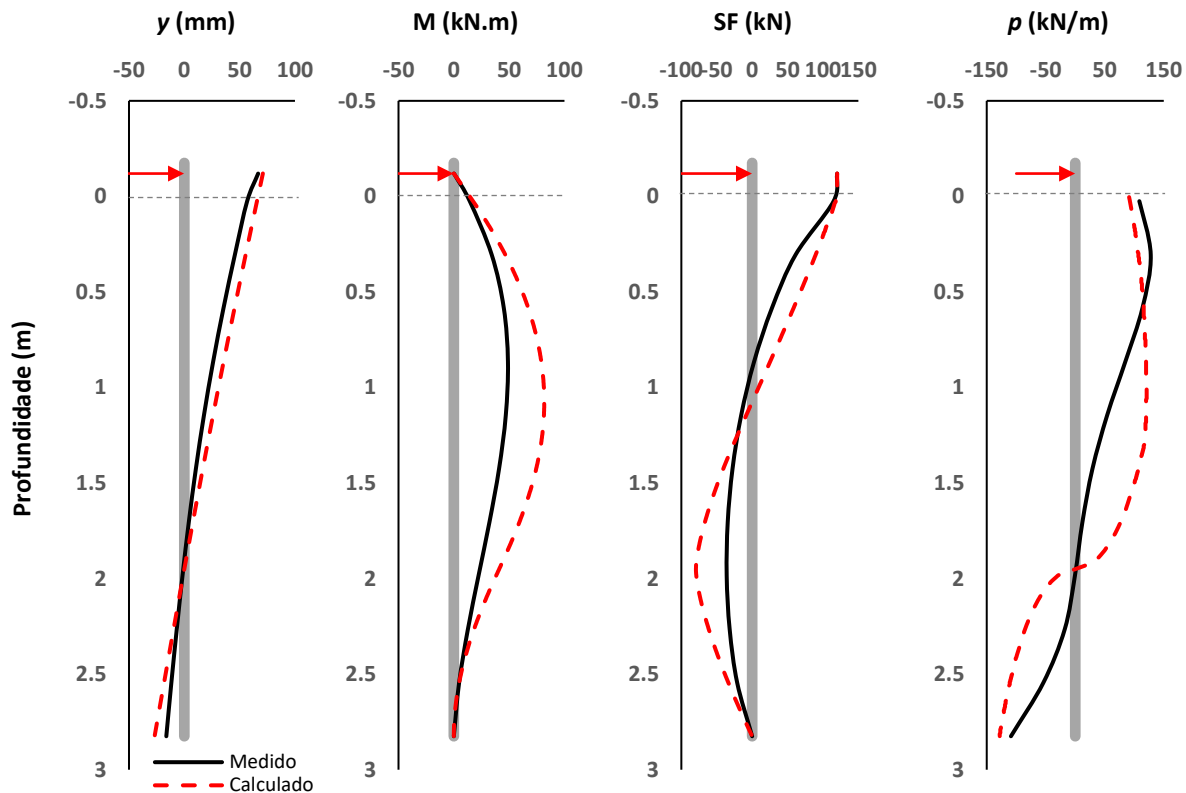


Figura 4.45 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Circular – D = 323,80 mm – L = 3 m.

• **Estaca Perfil H – D = 152,00 mm – L = 2 m**

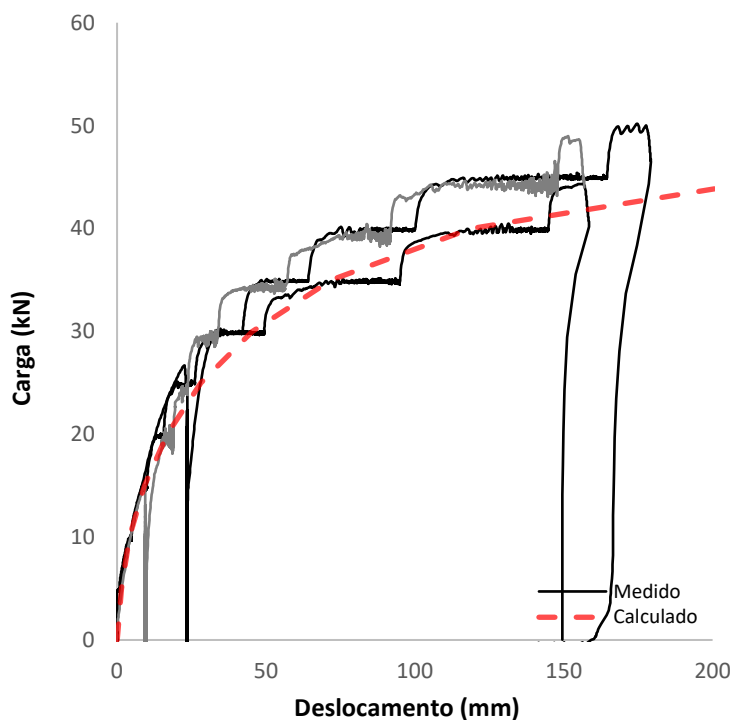


Figura 4.46 – Resultado – carga x deslocamento – E. Perfil H – D = 152,00 mm – L = 2 m.

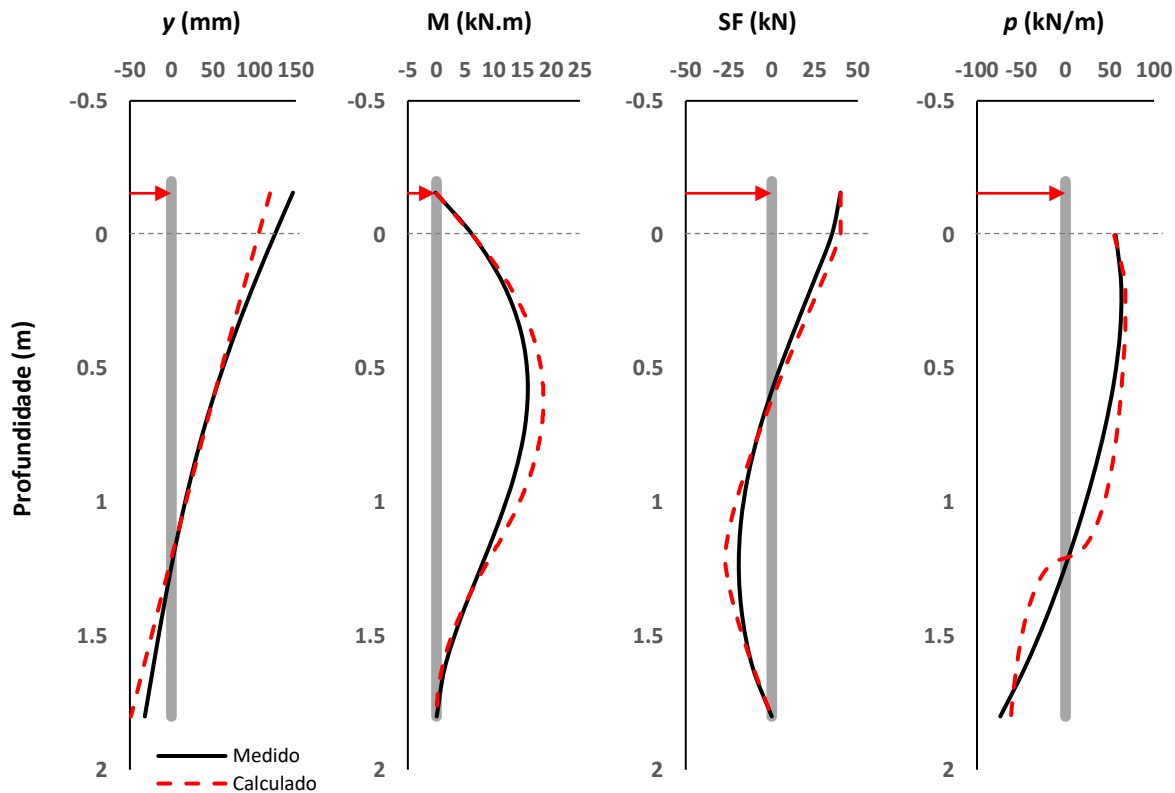


Figura 4.47 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Perfil H – D = 152,00 mm – L = 2 m.

• **Estaca Perfil Quadrado – D = 150,00 mm – L = 2 m**

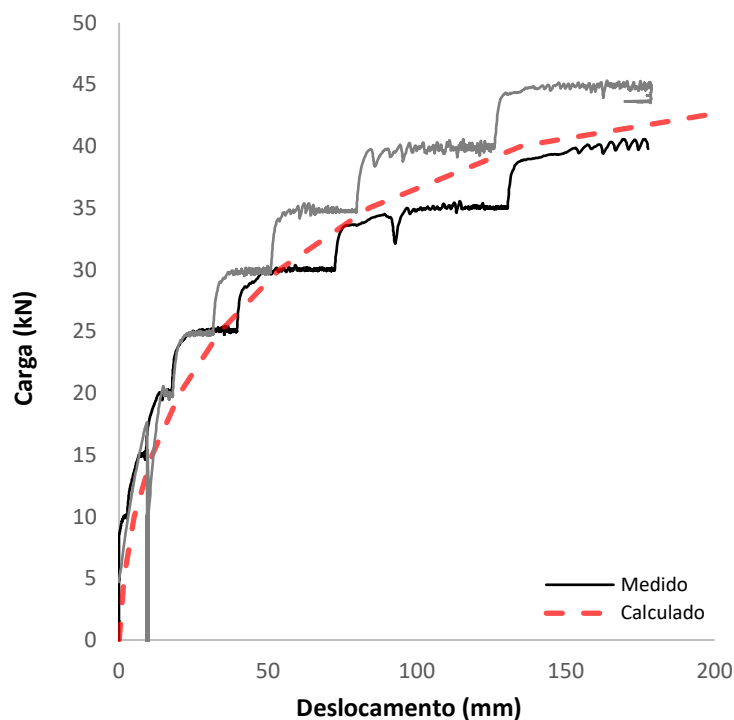


Figura 4.48 – Resultado – carga x deslocamento – E. Perfil Q. – D = 150,00 mm – L = 2 m.

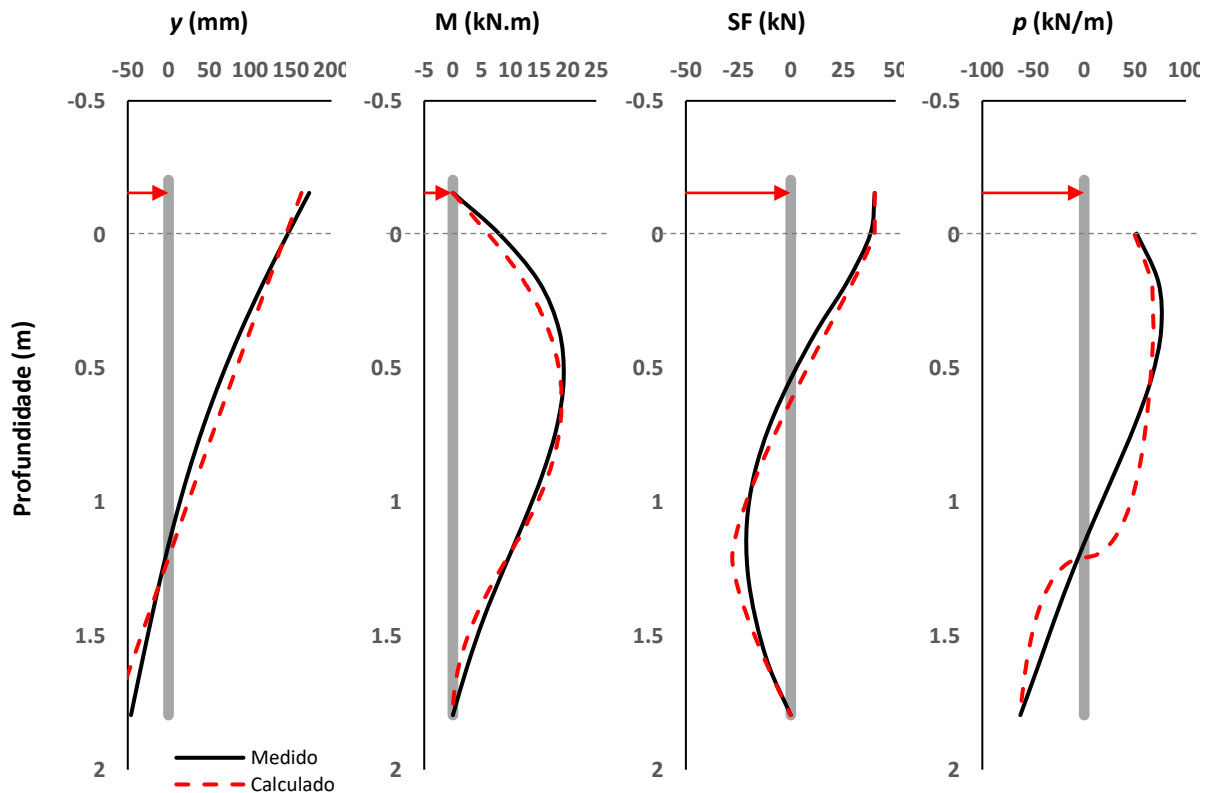


Figura 4.49 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – E. Perfil Q. – D = 150,00 mm – L = 2 m.

• Estaca Circular – D = 101,6 mm – L = 5 m (Faro, 2014)

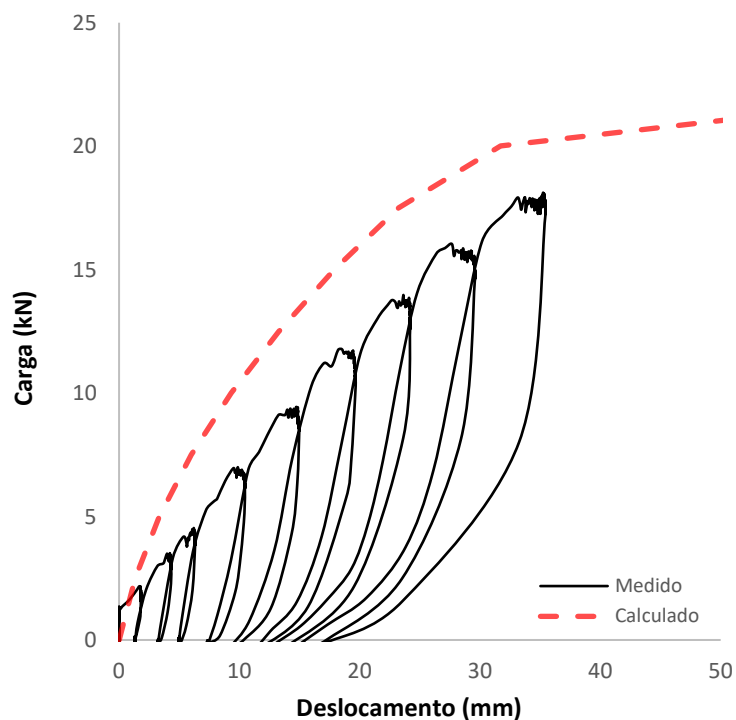


Figura 4.50 – Resultado – carga x deslocamento – D = 101,6 mm – L = 5 m (Faro, 2014)

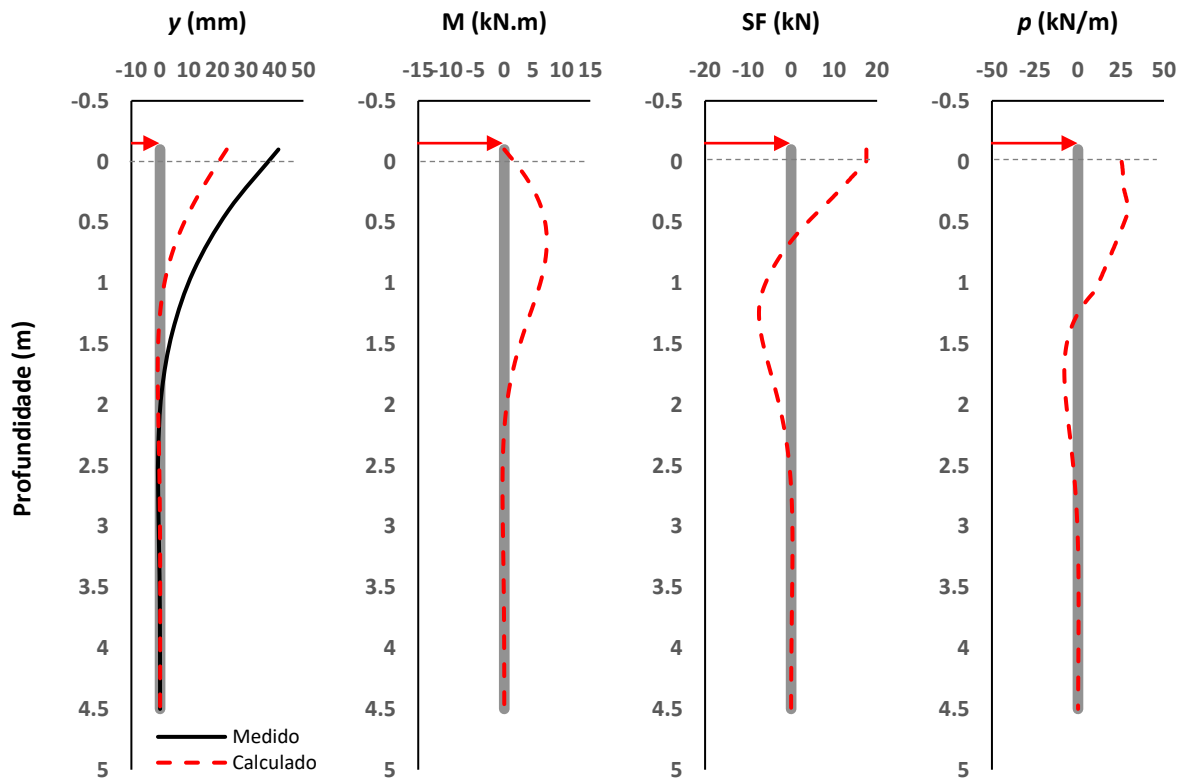


Figura 4.51 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – D = 101,6 mm – L = 5 m (Faro, 2014)

• **Estaca Circular – D = 300 mm – L = 6 m (Faro, 2014)**

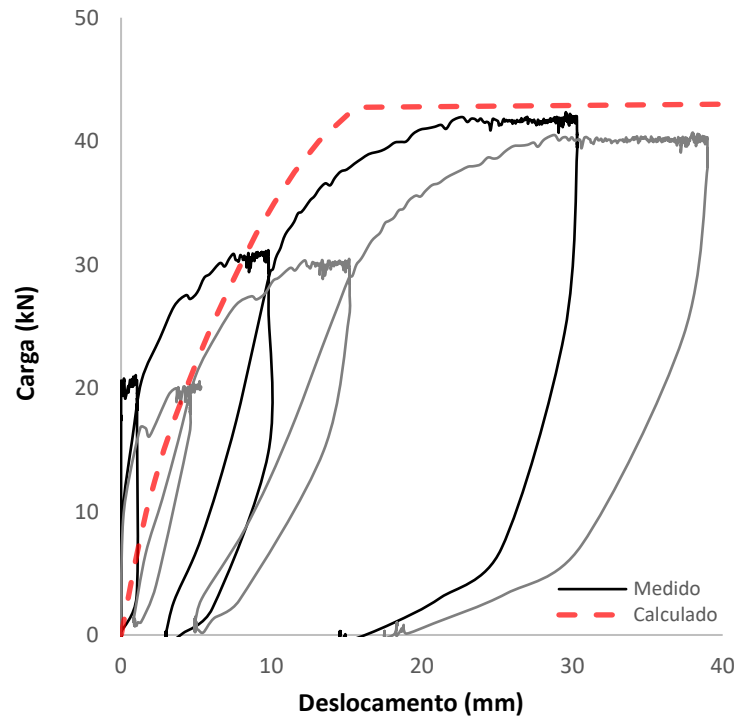


Figura 4.52 – Resultado – carga x deslocamento – D = 300 mm – L = 6 m (Faro, 2014)

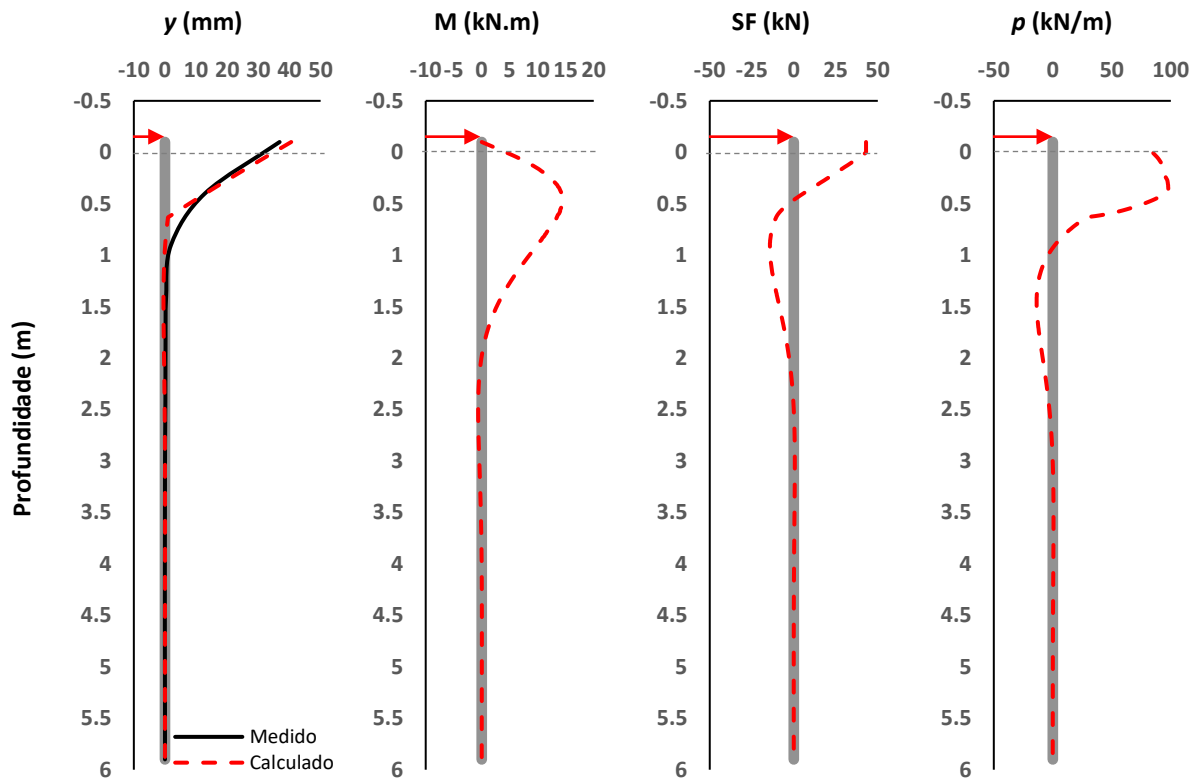


Figura 4.53 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – D = 300 mm – L = 6 m (Faro, 2014)

• **Estaca Circular – D = 400 mm – L = 8 m (Faro, 2014)**

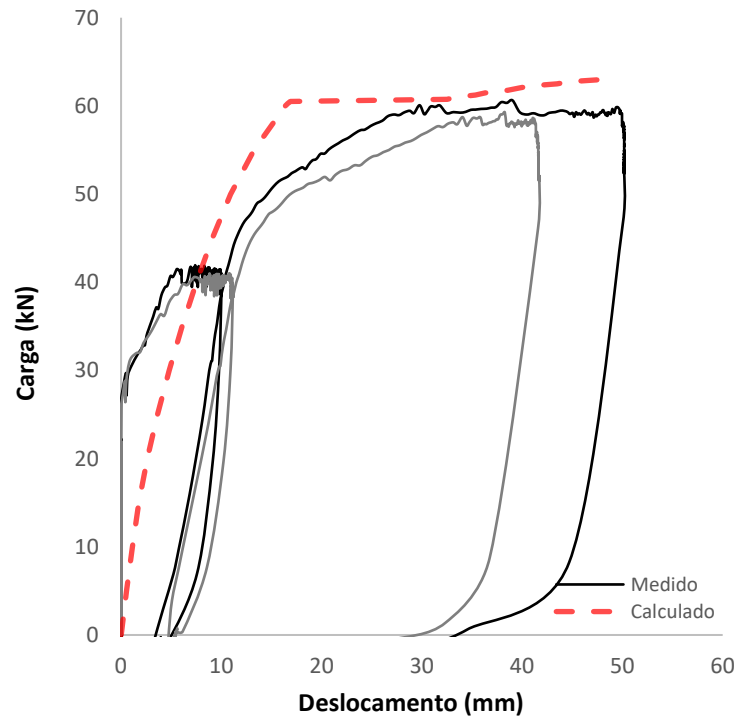


Figura 4.54 – Resultado – carga x deslocamento – D = 400 mm – L = 8 m (Faro, 2014).

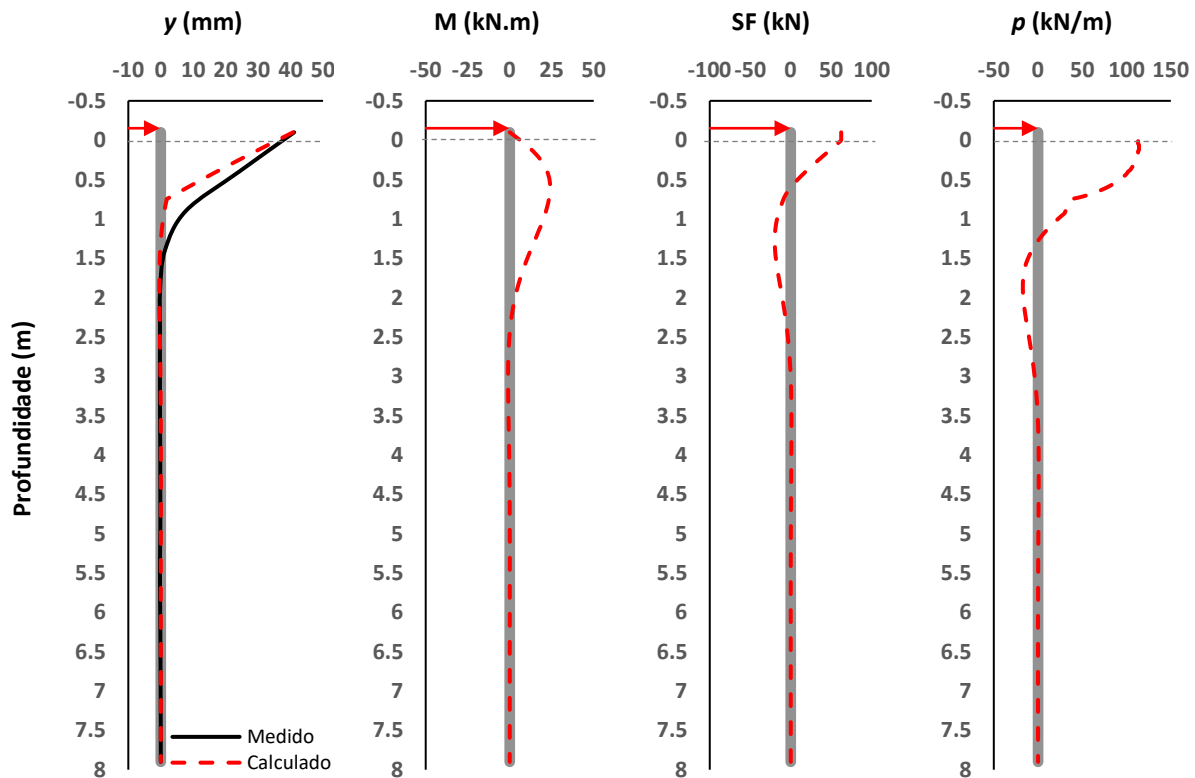


Figura 4.55 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – D = 400 mm – L = 8 m (Faro, 2014).

• **Estaca Circular – D = 600 mm – L = 3 m (Faro, 2014)**

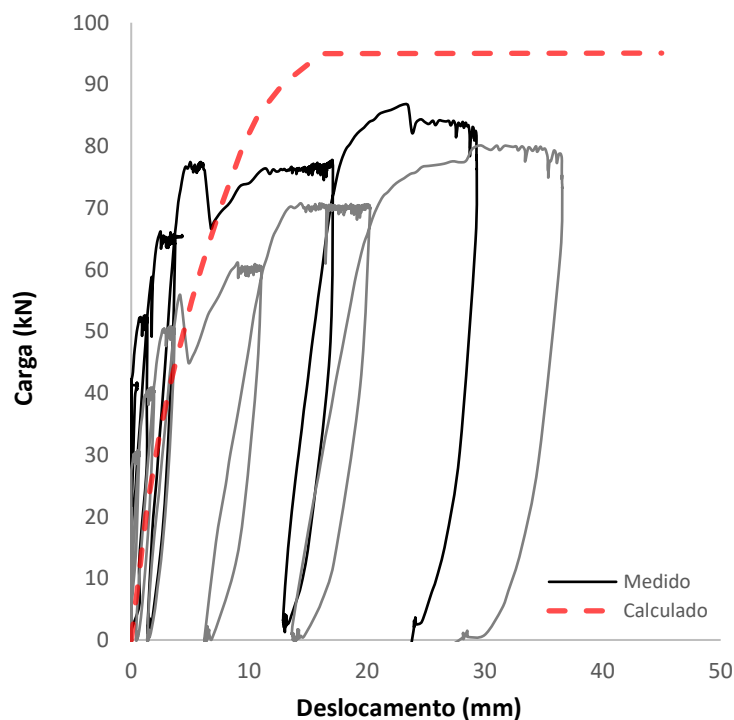


Figura 4.56 – Resultado – carga x deslocamento – D = 600 mm – L = 3 m (Faro, 2014).

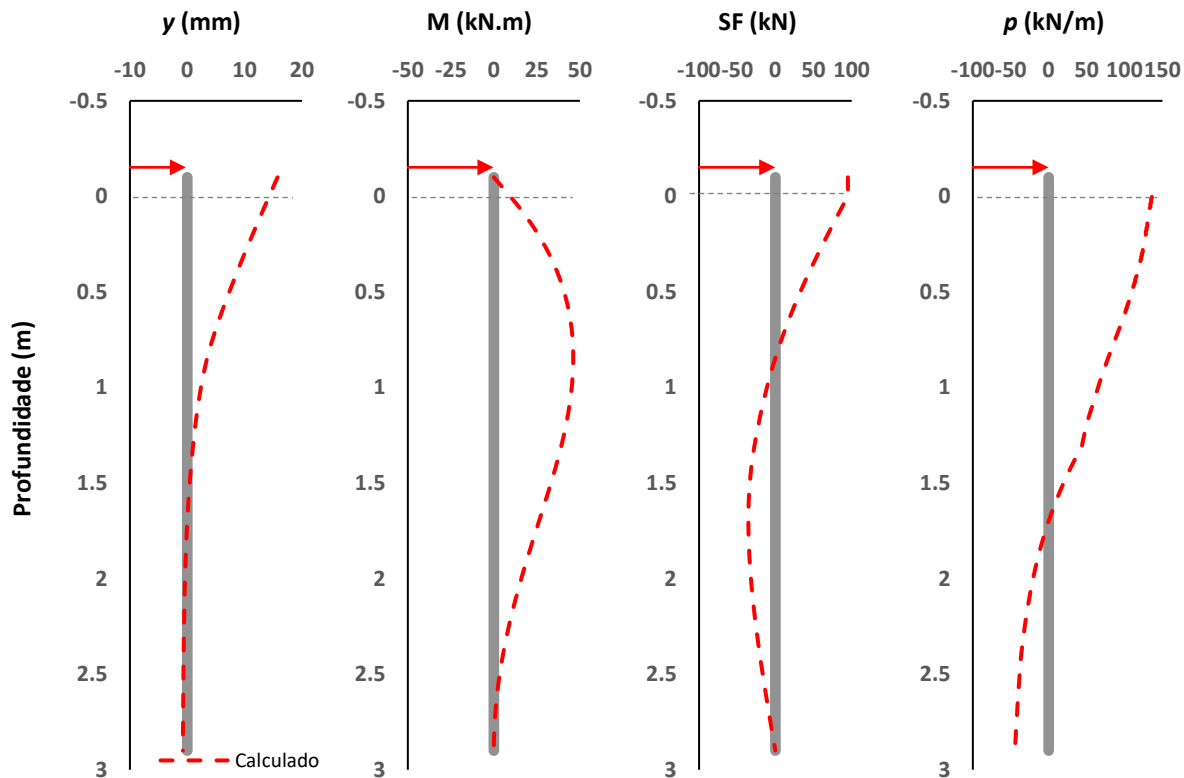


Figura 4.57 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – D = 600 mm – L = 3 m (Faro, 2014).

• **Estaca Circular – D = 400 mm – L = 4 m (Reginato, 2019)**

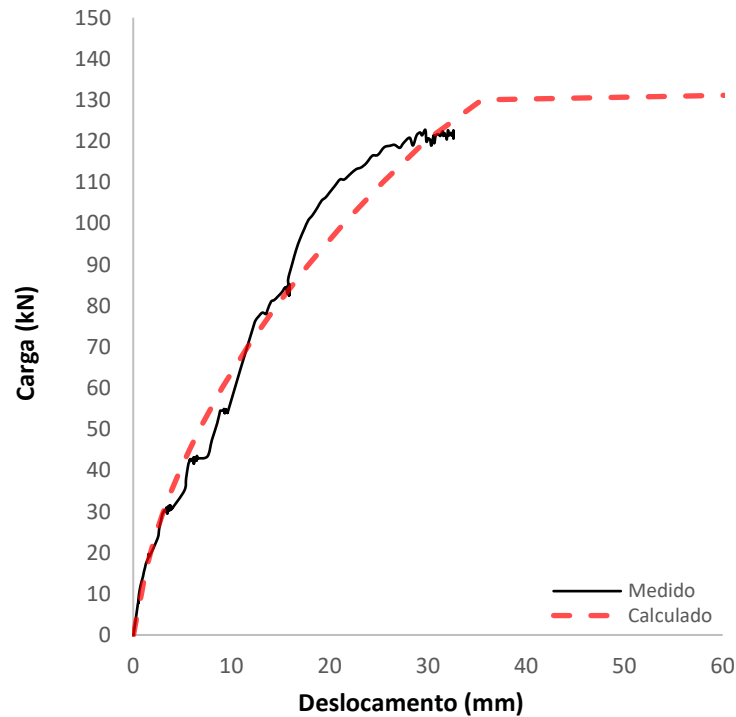


Figura 4.58 – Resultado – carga x deslocamento – D = 400 mm – L = 4 m (Reginato, 2019).

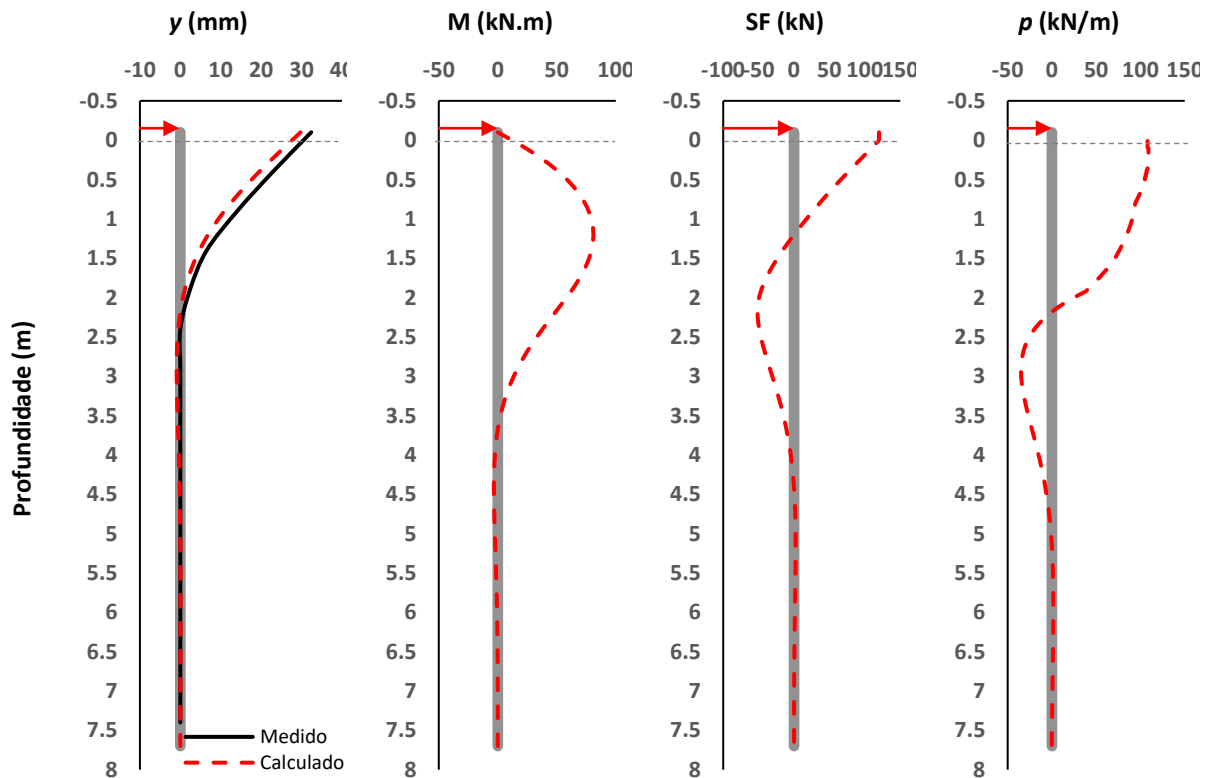


Figura 4.59 – Resultado – deformada y , momento fletor M , força cortante SF , e reação do solo mobilizada p – D = 400 mm – L = 4 m (Reginato, 2019).

Os resultados apresentados entre a Figura 4.40 e Figura 4.49 mostram a comparação entre o comportamento medido e calculado para as estacas desta pesquisa. Conforme o esperado, visto que estas próprias estacas foram a base dos dados instrumentados, os resultados medidos e calculados mostraram em geral uma boa aproximação.

No caso da estaca circular de 152,4 mm de diâmetro e 4 m de comprimento, conforme Figura 4.42, verifica-se uma diferença mais pronunciada especialmente no diagrama de momentos fletores. Observou-se este comportamento mais diferenciado especialmente para níveis de carga mais elevados, onde a não-linearidade do comportamento estrutural entra em cena.

Para a estaca circular de 323,8 mm de diâmetro e 3 m de comprimento, conforme Figura 4.44 e Figura 4.45, verificou-se diferenças mais pronunciadas entre os resultados medidos e calculados, muito por conta da limitação dos dados de instrumentação, visto a falha dos sensores durante os ensaios. Na curva carga x deslocamento, Figura 4.44, embora o trecho inicial e médio da curva mostre uma grande diferença entre o comportamento medido e calculado (dada a perturbação gerada no solo durante a cravação da estaca), para os dois últimos estágios de carga, 110 e 120 kN, verifica-se uma aproximação dos resultados.

Faro (2014) ensaiou estacas frente a carregamentos lateral no mesmo campo experimental. A Figura 4.50 e Figura 4.51 mostram os resultados de uma estaca circular metálica de 101,6 mm de diâmetro e 5 m de comprimento. A comparação entre os valores medidos e calculados mostra uma mesma tendência na curva carga x deslocamento, porém verifica-se o formato côncavo de curva para os valores medidos, convertendo-se para um formato convexo nos últimos 3 estágios de carga. De acordo com relatos do autor, houveram dificuldades durante a cravação da estaca, o que pode ter gerado perturbações no solo adjacente a mesma. À exemplo das estacas de 323,8 mm de diâmetro ensaiadas nesta pesquisa, a perturbação do solo adjacente as estacas é um fator importante a ser considerado neste tipo de solo. De acordo com o modelo previsto, no estágio de carregamento de ≈ 20 kN atingiu-se um ponto de redução significativa da rigidez estrutural, devido a plastificação do material. Verifica-se ainda que a estaca apresentou um comportamento flexível, não conseguindo mobilizar reações do solo em profundidades maiores que $\approx 2,8$ m.

Ainda, Faro (2014) ensaiou estacas escavadas com 3 configurações distintas: 300 mm de diâmetro e 6 m de comprimento (Figura 4.52 e Figura 4.53), 400 mm de diâmetro e 8 m de comprimento (Figura 4.54 e Figura 4.55), e 600 mm de diâmetro e 3 m de comprimento (Figura 4.56 e Figura 4.57). Seus resultados são analisados na sequência, conforme:

- $D = 300 \text{ mm} - L = 6 \text{ m}$

A previsão de comportamento para a estaca de 300 mm mostrou uma boa aproximação com os valores medidos, tanto na curva carga x deslocamento, como na deformada. Para o estágio de carga de $\approx 42 \text{ kN}$, verifica-se um ponto de ruptura do sistema, devido a falha estrutural ao atingir-se o limite de plastificação do elemento. Verificou-se um comportamento flexível para esta estaca, não conseguindo mobilizar reações do solo em profundidades maiores que $\approx 2,7 \text{ m}$.

- $D = 400 \text{ mm} - L = 8 \text{ m}$

A estaca de 400 mm mostrou também uma boa previsão de comportamento com uma aproximação com os valores medidos, tanto na curva carga x deslocamento, como na deformada. Para o estágio de carga de $\approx 61 \text{ kN}$, verifica-se um ponto de ruptura do sistema, devido a falha estrutural ao atingir-se o limite de plastificação do elemento. Verificou-se também um comportamento flexível para esta estaca, não conseguindo mobilizar reações do solo em profundidades maiores que $\approx 3 \text{ m}$.

- $D = 600 \text{ mm} - L = 3 \text{ m}$

Para a estaca de 600 mm a previsão de comportamento mostrou uma aproximação com os valores medidos na curva carga x deslocamento, porém o ponto verificado de ruptura no sistema (devido a falha estrutural ao atingir-se o limite de plastificação do elemento no estágio de carga de $\approx 95 \text{ kN}$) difere em cerca de 18% do valor medido. Verificou-se um comportamento rígido desta estaca, conseguindo mobilizar reações do solo até a ponta da estaca. Porém, de acordo com o modelo calculado, verifica-se deslocamento praticamente nulos na ponta da estaca, mostrando que o seu conjunto de diâmetro e rigidez não foram suficientes mobilizar tais movimentos.

Reginato (2019) também ensaiou estacas frente a carregamentos lateral no mesmo campo experimental. A Figura 4.58 e Figura 4.59 mostram os resultados de uma estaca escavada de 400 mm de diâmetro e 8 m de comprimento. Tal estaca possui as mesmas configurações

geométricas da estaca ensaiada por Faro (2014), porém com uma configuração de armaduras diferentes, tendo um momento de plastificação $\approx 427\%$ maior. A previsão de comportamento mostrou uma boa aproximação com os valores medidos, tanto na curva carga x deslocamento, como na deformada. No estágio de carga de ≈ 140 kN, verifica-se um ponto de ruptura do sistema, devido a falha estrutural ao atingir-se o limite de plastificação do elemento. Verificou-se um comportamento flexível para esta estaca, não conseguindo mobilizar reações do solo em profundidades maiores que $\approx 4,8$ m. Realizando uma comparação com a estaca de Faro (2014), de mesma configuração geométrica, verifica-se que esta conseguiu mobilizar reações do solo em profundidades maiores. Tal diferença se dá pelo aumento de rigidez da estaca, a qual permite que o elemento estaca consiga mobilizar reações do solo em profundidades maiores, e conseqüentemente apresente um comportamento mais rígido e eficiente, mostrando então a importância da consideração do comportamento estrutural.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

- A partir da análise de uma série de ensaios de carregamento lateral em estacas de diferentes formas de seção (circular, perfil H e quadrada), de mesma dimensão de seção nominal, mesmo comprimento, e mesma rigidez, têm-se as seguintes conclusões acerca do **efeito de forma**:
 - As estacas de seção circular apresentaram o melhor desempenho entre as formas estudadas, sendo que para um deslocamento de topo de ≈ 25 mm, conseguiu-se mobilizar cargas 13% e 23% superiores as estacas de seção perfil H e quadrada respectivamente.
 - De acordo com a curvas ***p-y*** derivadas, para a profundidade $z = 0$ as curvas apresentaram valores de mesma grandeza, sendo a estaca de seção H um pouco superior nos valores mobilizado de ***p***. Para profundidades maiores, na ordem de $z \geq 4D$, as estacas de seção circular apresentaram resultados já com uma acentuada diferença, sendo cerca de 28% e 39% mais rígidos em relação as estacas de perfil H e quadrada respectivamente.
 - Trabalhos anteriores que estudaram o efeito de forma em estacas carregadas lateralmente, especificamente em solos puramente argilosos ou arenosos, concluíram que estacas de seção perfil H e quadradas apresentavam comportamentos 20-25% e 30-35% respectivamente mais rígidos que estacas de seção circular. A presente pesquisa mostrou que solos de origem residual apresentam um mecanismo de transferência de carga diferente.
 - Elucida-se o ineditismo da pesquisa em ensaios de carregamento lateral em estacas de diferentes formas em solo de origem residual.
- A partir da análise de uma série de ensaios de carregamento lateral em estacas de diferentes configurações geométricas, bem como através da previsão de comportamento de outras estacas já ensaiadas no mesmo campo experimental, realizada através das curvas ***p-y***

derivadas, têm-se as seguintes conclusões acerca da **previsibilidade de comportamento (carga x deslocamentos)**:

- O dimensionamento de fundações almeja caminhar para análises em termos de Estado Limite de Serviço, ou seja, prevendo o comportamento dos deslocamentos. Métodos clássicos utilizados no dimensionamento apresentam em geral apenas soluções para cargas de ruptura, sem previsão de deslocamentos. Outros métodos, como o método *p-y*, apresentam a previsão de deslocamentos, porém seus resultados dependem da qualidade dos dados de entrada acerca das propriedades do solo, os quais muitas vezes são atribuídos através da interpretação de sondagens de simples reconhecimento. Sendo assim, a acurácia da previsibilidade está diretamente ligada a qualidade dos dados de entrada, bem como na correta criação e interpretação de modelos e hipóteses de comportamento.
- Em casos onde a previsão de deslocamentos for um fator essencial, a realização de um ensaio de carregamento lateral deve ser considerada.
- A realização de um ensaio em uma estaca de diâmetro e comprimento pequenos, a exemplo do realizado nesta pesquisa, ainda com o advento da instrumentação, permite a derivação do mecanismo de transferência de carga para o solo local, e sua posterior extrapolação para estacas de dimensões maiores.
- Os resultados de um ensaio instrumentado no solo local apresentarão valores precisos, e não haverá necessidade da utilização de correlações para parametrização de parâmetros de resistência e deformabilidade, os quais tendem a representar os maiores erros na previsão de comportamento.
- A estaca de pequeno porte instrumentada pode ser executada, testada, e posteriormente retirada para ser levada a algum outro campo de ensaio.
- Este tipo de ensaio/análise deve ser utilizado com maior frequência, e encarado como uma etapa de investigação do solo.

- A partir do acompanhamento executivo e da análise dos resultados de uma série de ensaios de carregamento lateral em estacas de diferentes configurações geométricas, têm-se as seguintes conclusões acerca da **questão executiva em solos de origem residual**:
 - Solos de origem residual apresentam a formação de uma estrutura em sua formação, e esta é responsável por boa parte de sua rigidez inicial. Verificou-se que na cravação de estacas de diâmetros maiores, como no caso das estacas de 323,8 mm, houve uma grande perturbação e quebra do solo no entorno das estacas. Sendo assim, recomenda-se a verificação da perturbação que o processo executivo pode gerar no comportamento das estacas.

- A partir da realização de análises numéricas de previsão de comportamento e comparação com resultados de uma série de ensaios de carregamento lateral em estacas de diferentes configurações geométricas, têm-se as seguintes conclusões acerca do **comportamento estrutural das estacas**:
 - O “problema” de uma estaca carregada lateralmente é um caso típico de interação solo-estrutura. Sendo assim, a consideração do comportamento não-linear do elemento estrutural é essencial para a correta previsão do comportamento do sistema estaca-solo. A utilização de modelo numéricos para previsão do comportamento momento x curvatura se mostrou eficiente nos exemplos testados.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para o prosseguimento dos estudos na linha de pesquisa de estacas carregadas lateralmente em solo residuais, algumas sugestões são citadas:

- Realização de novos ensaios de carregamento lateral, em estacas escavadas de concreto armado, utilizando-se de sensores com extensômetros, os quais permitam derivar o mecanismo de transferência de carga destas estacas.
- Recomenda-se a variação na relação de diâmetros de estacas estudados, especificamente na faixa de diâmetros entre 400 mm e 1500 mm, permitindo avaliar-se possíveis efeitos na escala do diâmetro das estacas.

- Recomenda-se a utilização de estacas com nível adequado de reforço estrutural, visto que as condições de contorno na previsão de comportamento estrutural serão mais facilmente interpretadas.
- Recomenda-se que, sempre que possível, os ensaios sejam levados até níveis de deslocamentos grandes, leia-se >150 mm. Embora do ponto de vista prático tal nível de deslocamento lateral seja extremamente excessivo, foi verificado que níveis superiores de deslocamento permitem a compreensão mais profunda do mecanismo de transferência de carga, bem como do comportamento geotécnico à profundidade.
- Recomenda-se que, sempre que possível, o sistema de reação do ensaio de carregamento lateral ofereça rigidez superior ao elemento a ser ensaiado, o que permitirá a retirada de um nível de informações mais elevado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDRABBO, F. M.; GAAVER, K. E., 2011, **Simplified analysis of laterally loaded pile groups**. 459-464. Disponível em: <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84860250164&partnerID=40&md5=fd80c801412ffa808ab9d18f51e0cf73>.

ABNT. **NBR 6484** : Solo–Sondagens de Simples Reconhecimentos com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT 2001.

ACHMUS, M.; KUO, Y.-S.; ABDEL-RAHMAN, K. Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. **Computers and Geotechnics**, 36, n. 5, p. 725-735, 2009/06/01/ 2009.

ACHMUS, M.; THIEKEN, K., 2011, **Behavior of piles under combined lateral and axial loading**. 465-470. Disponível em: <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84860253228&partnerID=40&md5=6a9557516c7588f0fdedda795ef1a221>.

ANDERSON, J. B.; TOWNSEND, F. C.; GRAJALES, B. Case history evaluation of laterally loaded piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 129, n. 3, p. 187-196, 2003/03/01 2003.

API. **Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms**. American Petroleum Institute, 1987. (API Recommended Practice).

API. **Geotechnical and foundation design considerations ANSI/API recommended practice 2GEO ; ISO 19901-4:2003 (modified)**. Washington, DC: API Publ. Services, 2014.

ARENAS, A. E.; FILZ, G. M.; COUSINS, T. E. **Thermal response of integral abutment bridges with mechanically stabilized earth walls**. Virginia Polytechnic Institute and State University. Virginia. 2013.

ASHOUR, M.; NORRIS, G. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 126, n. 5, p. 420-428, 2000/05/01 2000.

ASTM. D5778 - 12, Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International 2012.

ASTM. **D3966-13 - Standard test methods for deep foundations under lateral load**. Philadelphia, Pa.: ASTM International, 2013.

ASTM. A572 / A572M-15, Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel. West Conshohocken, PA: ASTM International 2015.

ASTM. D7400-17, Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing. West Conshohocken, PA: ASTM International 2017.

BANERJEE, P. K.; DAVIES, T. G. The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils. **Géotechnique**, 28, n. 3, p. 309-326, 1978.

BARTON, Y. O. **Laterally loaded model piles in sand : Centrifuge tests and finite element analyses**. 1982. (PhD Thesis) - Civil Engineering, University of Cambridge, Cambridge.

BARTON, Y. O., 1984, Balkema, Rotterdam. **Response of pile groups to lateral loading in the centrifuge**.

BASILE, F. Discussion: Analysis of laterally loaded pile groups using a variational approach. **Géotechnique**, 53, n. 5, p. 525-526, 2003.

BASU, D.; SALGADO, R. Analysis of laterally loaded piles with rectangular cross sections embedded in layered soil. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 32, n. 7, p. 721-744, 2008.

BASU, D.; SALGADO, R.; PREZZI, M. A continuum-based model for analysis of laterally loaded piles in layered soils. **Geotechnique**, 59, n. 2, p. 127-140, 2009.

BORN, R. B. **Efeito de Grupo em Estacas Carregadas Transversalmente Associadas a Solos Melhorados**. 2015. (Mestrado) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2015.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 2nd ed. ed. New York ; London: McGraw-Hill, 1977. 0070067503.

BOZOZUK, M.; BOZOZUK, M.; NATIONAL RESEARCH COUNCIL, C.; DIVISION OF BUILDING, R. **Bridge foundations move**. Ottawa: National Research Council, Division of Building Research, 1979.

BRANSBY, M. F. Selection of p - y curves for the design of single laterally loaded piles. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 23, n. 15, p. 1909-1926, 1999.

BRIAUD, J.-L.; SMITH, T.; MEYER, B., 1984, **Laterally loaded piles and the pressuremeter: comparison of existing methods**. 97-111.

BRIAUD, J. L. **Introduction to geotechnical engineering : unsaturated and saturated soils**. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2013. 9780470948569.

BRINCH HANSEN, J. **The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces**. Copenhagen: Geoteknisk Institut, 1961.

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE**, 90, n. 3, p. 123-156, 1964a.

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE**, 90, n. 2, p. 27-63, 1964b.

BROWN, D.; HIDDEN, S.; ZHANG, S. Determination of p-y curves using inclinometer data. 1994.

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

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

BROWN, D. A.; SHIE, C. F. Three dimensional finite element model of laterally loaded piles. **Computers and Geotechnics**, 10, n. 1, p. 59-79, 1990b.

BROWN, D. A.; SHIE, C. F. Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile. **Computers and Geotechnics**, 12, n. 2, p. 149-162, 1991.

BS-EN-1997-1. Eurocode 7 – Geotechnical design, Part 1 – general rules. London: British Standards Institution: 999 p. 2004.

BUDHU, M.; DAVIES, T. G. Analysis of laterally loaded piles in soft clays. **Journal of Geotechnical Engineering**, 114, n. 1, p. 21-39, 1988/01/01 1988.

BUSTAMANTE, G. Influence of Pile Shape on Resistance to Lateral Loading. 2014.

CARRETA, M. S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Método de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. (Dissertação de Mestrado) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CHELLIS, R. D. **Pile foundations**. 2d ed. New York,: McGraw-Hill, 1961. 704 p. p. 0070107513.

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

CIRIA. **Design of laterally-loaded piles**. Report No. 103. Construction Industry Research and Information Association. London. 1984. (0860172163).

CODUTO, D. P. **Foundation design : principles and practices**. 2nd ed. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall, 2001. xxii, 883 p., 884 p. of plates p. 0135897068.

CODUTO, D. P.; KITCH, W. A.; YEUNG, M.-C. R. **Foundation design : principles and practices**. Third edition. ed. Upper Saddle River: Prentice Hall, 2014.

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID, F.; BORN, R. B. *et al.* Crosswise-loaded short and long piles in artificially cemented top sand layers embedded in lightly bonded residual soil. **Soils and Foundations**, 57, n. 6, p. 935-946, 2017.

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

COX, W. R.; REESE, L. C.; GRUBBS, B. R. Field testing of laterally loaded piles in sand, 1974, OTC: Offshore Technology Conference, 1974/1/1/. DOI: 10.4043/2079-MS.

CZERNIAK, E. Resistance to overturning of single, short piles. **Journal of the Structural Division**, 83, n. 2, p. 1-25, 1957.

D6635-15, A. Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. West Conshohocken, PA: ASTM International 2015.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. *In: XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural*, 2004, Argentina. p. 1-12.

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

DIGIOIA, A.; ROJAS-GONZALEZ, L. Discussion of “Analysis of Laterally Loaded Shafts in Rock” by John P. Carter and Fred H. Kulhawy (June, 1992, Vol. 118, No. 6). **Journal of Geotechnical Engineering**, 119, n. 12, p. 2014-2015, 1993/12/01 1993.

DONATO, M. Ensaios triaxiais do solo do campo experimental do CETEC/FAER/UPF. 2005.

DUNNAVANT, T. W. **Experimental and analytical investigation of the behavior of single piles in overconsolidated clay subjected to cyclic lateral loads**. 1986. -, University of Houston.

DUNNAVANT, T. W.; O'NEILL, M. W. **Performance, analysis, and interpretation of a lateral load test of a 72-inch-diameter bored pile in overconsolidated clay**. Houston: University of Houston, Dept. of Civil Engineering, 1985.

DUNNAVANT, T. W.; O'NEILL, M. W. Experimental py Model for Submerged, Stiff Clay. **J. Geotech. Engrg. Journal of Geotechnical Engineering**, 115, n. 1, p. 95-114, 1989.

EVANS, L. T.; DUNCAN, J. M. Simplified analysis of laterally loaded piles. 1982.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes**. 2014. (D.Sc.) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FINN, W. D. L.; DOWLING, J. Modelling effects of pile diameter. **Canadian Geotechnical Journal**, 53, n. 1, p. 173-178, 2016/01/01 2015.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. **Piling engineering**. 3rd ed. London ; New York: Taylor & Francis, 2009. vii, 398 p. p. 9780415266468.

GABR, M. A.; LUNNE, T.; POWELL, J. J. *p-y* analysis of laterally loaded piles in clay using DMT. **Journal of Geotechnical Engineering**, 120, n. 5, p. 816-837, 1994/05/01 1994.

GUO, F. **Lateral response of single piles in cemented sand and weak rock**. 2015. Doctoral Thesis -.

GUO, F.; LEHANE, B. Experimentally derived CPT-based *p-y* curves for soft clay. *In: 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing*, 2014. v. 1, p. 1021-1028.

GUO, F.; LEHANE, B. M. Lateral response of piles in weak calcareous sandstone. **Canadian Geotechnical Journal**, 53, n. 9, p. 1424-1434, 2016/09/01 2016.

GUO, W. D. Laterally loaded rigid piles in cohesionless soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 45, n. 5, p. 676-697, 2008.

GUO, W. D. **Theory and practice of pile foundations**. Boca Raton, Fla.: CRC Press, 2013. 9780415809337 0415809339.

GUO, W. D. Case studies on response of laterally loaded nonlinear piles. **Geotechnical Engineering**, 45, n. 2, p. 70-77, 2014. Article.

GUO, W. D.; LEE, F. H. Load transfer approach for laterally loaded piles. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 25, n. 11, p. 1101-1129, 2001.

HAN, F.; SALGADO, R.; PREZZI, M. Nonlinear analyses of laterally loaded piles – A semi-analytical approach. **Computers and Geotechnics**, 70, p. 116-129, 10// 2015.

HEIDARI, M.; JAHANANDISH, M.; NAGGAR, H. E.; GHAHRAMANI, A. Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 51, n. 2, p. 129-143, 2014. Article.

HELWANY, S. **Applied soil mechanics: with ABAQUS applications**. Hoboken, N.J.: John Wiley & Sons, 2007. xiv, 385 p. p. 9780471791072.

HUANG, A. B.; HSUEH, C. K.; O'NEILL, M. W.; CHERN, S. *et al.* Effects of construction on laterally loaded pile groups. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 127, n. 5, p. 385-397, 2001.

ISMAEL, N. F. Behavior of Laterally Loaded Bored Piles in Cemented Sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, 116, n. 11, p. 1678-1699, 1990.

JUIRNARONGRIT, T.; ASHFORD, S. A. **Effect of pile diameter on the modulus of sub-grade reaction**. University of California. San Diego. 2005.

KULHAWY, F. H.; CHEN, Y. J. A thirty year perspective of Broms' lateral loading models, as applied to drilled shafts. *In*: B. B. Broms' Symposium on Geotechnical Engineering, 1993, Singapore. p. 225-240.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LIU, R.; ZHOU, L.; LIAN, J.-J.; DING, H.-Y. Behavior of Monopile Foundations for Offshore Wind Farms in Sand. **Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering**, 142, n. 1, p. 04015010, 2016.

LOPES JUNIOR, L. S.; THOMÉ, A. Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, Executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. *In*: Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GEORS 2005), Passo Fundo/RS, 2005.

MARCHETTI, S. **Studio Prof. Marchetti** - <http://www.marchetti-dmt.it>. 2017. Acesso em: 23/02/2017.

MARTIN, C. M.; RANDOLPH, M. F. Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil. **Geotechnique**, 56, n. 2, p. 141-145, 2006.

MATLOCK, H. Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, 1970, Offshore Technology Conference.

MCCLELLAND, B.; FOCHT, J. A. Soil modulus for laterally loaded piles. **Transactions ASCE**, 123, n. (Paper No. 2954), p. 1049-1086, 1956.

MEYERHOF, G. G.; MATHUR, S. K.; VALSANGKAR, A. J. **Lateral resistance and deflection of rigid walls and piles in layered soils**. [Ottawa]: National Research Council Canada, 1981.

MOULTON, L.; HALVORSEN, G.; GANGARAO, H. Tolerable movement criteria for highway bridges. 1985.

MOULTON, L. K.; FEDERAL HIGHWAY, A.; WEST VIRGINIA, U.; DEPARTMENT OF CIVIL, E. **Tolerable movement criteria for highway bridges**. Washington, D.C.: 1986.

MURFF, J. D.; HAMILTON, J. M. P-Ultimate for Undrained Analysis of Laterally Loaded Piles. **Journal of Geotechnical Engineering**, 119, n. 1, p. 91-107, 1993/01/01 1993.

NAKAI, S.; KISHIDA, H., 1982, **NONLINEAR ANALYSIS OF A LATERALLY LOADED PILE**. 835-842. Disponível em: <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-0020231410&partnerID=40&md5=29ee4b95a472225ea6b5d6731e1b34be>.

NARASIMHA RAO, S.; RAMAKRISHNA, V. G. S. T.; BABU RAO, M. Influence of rigidity on laterally loaded pile groups in marine clay. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 124, n. 6, p. 542-549, 1998. Article.

NG, C. W. W.; ZHANG, L. M. Three-dimensional analysis of performance of laterally loaded sleeved piles in sloping ground. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 127, n. 6, p. 499-509, 2001/06/01 2001.

NYMAN, K. J. **Field load tests of instrumented drilled shafts in coral limestone**. 1980. (M.Sc. thesis) - Grad. School, The University of Texas at Austin.

O'NEILL, M. W.; DUNNAVANT, T. W. **A Study of the Effects of Scale, Velocity, and Cyclic Degradability on Laterally Loaded Single Piles in Overconsolidated Clay**. University of Houston, Department of Civil Engineering, 1984.

O'NEILL, M. W.; MURCHISON, J. M. **An evaluation of p-y relationships in sands**. [Houston, Tex.]: University of Houston, 1983.

PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T. H. **Foundation engineering**. 2d ed. New York,: Wiley, 1974. xxiii, 514 p. p. 0471675857.

POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. Foundations and retaining structures - Research and practice. **PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING**, 4, n. Conf 15, p. 2527-2606, 2002.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York ; Chichester: Wiley, 1980. 0471020842.

PRASAD, Y. V. S. N.; CHARI, T. R. Lateral Capacity of Model Rigid Piles in Cohesionless Soils. **SOILS AND FOUNDATIONS -TOKYO-**, 39, n. 2, p. 21-30, 1999.

RANDOLPH, M. F. The response of flexible piles to lateral loading. **Géotechnique**, 31, n. 2, p. 247-259, 1981.

RANDOLPH, M. F.; HOULSBY, G. T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. **Geotechnique**, 34, n. 4, p. 613-623, 1984.

- REESE, L. C. Discussion of "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles". **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - ASCE**, 123, p. 1071-1074, 1958.
- REESE, L. C. Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 123, n. 11, p. 1010-1017, 1997/11/01 1997.
- REESE, L. C.; COX, W. R. Soil Behavior from Analysis of Tests of Uninstrumented Piles under Lateral Loading. **ASTM STP 444**, p. 160-176, 1969.
- REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D., 1974, Houston. **Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand**. 473-483.
- REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D., 1975, Houston. **Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay**. 671-690.
- REESE, L. C.; IMPE, W. F. V. **Single piles and pile groups under lateral loading**. Rotterdam: Balkema, 2001. 9058093409.
- REESE, L. C.; ISENHOWER, W. M.; WANG, S.-T. **Analysis and design of shallow and deep foundations**. Hoboken, N.J.: Chichester: Wiley, 2006. 9780471431596.
- REESE, L. C.; VAN IMPE, W. **Single piles and pile groups under lateral loading, 2nd ed.** Leiden, the Netherlands: CRC Press, 2011. 9780415469883 0415469880.
- REGINATO, N. **Concepção e análise de fundações profundas submetidas ao carregamento lateral em solo coesivo friccional**. 2019. (Dissertação de Mestrado) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- ROBERTSON, P., 2010, **Soil behaviour type from the CPT: an update**. 9-11.
- RUSSELL, A. R.; KHALILI, N. On the problem of cavity expansion in unsaturated soils. **Computational Mechanics**, 37, n. 4, p. 311, 2005/08/10 2005.
- SA'DON, N. M. **Full scale static and dynamic lateral loading of a single pile**. 2012. (Ph.D.) -, University of Auckland, Auckland.
- SALGADO, R. **The engineering of foundations**. Boston: McGraw Hill, 2008. xiv, 882 p. p. 0072500581.
- SCHNAID, F.; HUAT, B. B. K. Sampling and testing of tropical residual soils. *In*: HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G., *et al* (Ed.). **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**: CRC Press, 2012. p. 65-115.
- SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **A short course in foundation engineering**. Guildford: IPC Science and Technology Press, 1975. 4 , iv, 159 p. p. 0902852426.

SIMPSON, M. K.; BROWN, D. A. **Development of P-Y Curves for Piedmont Residual Soils**. Highway Research Center, 2003.

SOURI, A.; ABU-FARSAKH, M.; VOYIADJIS, G. Study of static lateral behavior of battered pile group foundation at I-10 Twin Span Bridge using three-dimensional finite element modeling. **Canadian Geotechnical Journal**, 53, n. 6, p. 962-973, 2016/06/01 2015.

SOUSA, C. T. D. **Ensaios e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob ações horizontais**. 2013. (M.Sc.) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

STRECK, E. V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E. *et al.* **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2002.

SUN, K. Laterally loaded piles in elastic media. **Journal of Geotechnical Engineering**, 120, n. 8, p. 1324-1344, 1994/08/01 1994.

SURYASENTANA, S. K.; LEHANE, B. M. Updated CPT-based p-y formulation for laterally loaded piles in cohesionless soil under static loading. **Géotechnique**, 66, n. 6, p. 445-453, 2016.

TAK KIM, B.; KIM, N.-K.; JIN LEE, W.; SU KIM, Y. Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in nak-dong river sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 130, n. 4, p. 416-425, 2004/04/01 2004.

TOMLINSON, M. J.; WOODWARD, J. **Pile design and construction practice**. 5th ed. London: Taylor & Francis, 2008. xi, 551 p. p. 9780415385824.

TRUONG, P. **Experimental investigation on the behaviour of laterally loaded piles in soft clay, sand and residual soils**. 2017. (Ph.D) - School of Civil, Environmental and Mining Engineering, University of Western Australia, Perth.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Soil mechanics, foundations, and earth structures**. 1st ed. New York,: McGraw-Hill, 1951. 655 p. p. (McGraw-Hill civil engineering series).

TULADHAR, R.; MAKI, T.; MUTSUYOSHI, H. Cyclic behavior of laterally loaded concrete piles embedded into cohesive soil. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 37, n. 1, p. 43-59, 2008. Article.

VELARDE, J. **Design of Monopile Foundations to Support the DTU 10 MW Offshore Wind Turbine**. 2016. (M. Sc. Thesis) - Department of Marine Technology – Group of Marine Structures, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim.

VERRUIJT, A.; KOOIJMAN, A. P. Laterally loaded piles in a layered elastic medium. **Geotechnique**, 39, n. 1, p. 39-46, 1989.

VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. **Piles and pile foundations**. Abingdon, Oxon. ; New York: Spon Press, 2012. xviii, 278 p. p. 9780415490665.

WELCH, R. C.; REESE, L. C. **Lateral load behavior of drilled shafts**. Austin: Center For Highway Research, University of Texas at Austin, 1972.

WINKLER, E. **Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit**. Praga: 1867.

YANG, K.; LIANG, R. Methods for deriving py curves from instrumented lateral load tests. **Geotechnical testing journal**, 30, n. 1, p. 31-38, 2006.

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

YANG, Z.; JEREMIĆ, B. Numerical study of group effects for pile groups in sands. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 27, n. 15, p. 1255-1276, 2003.

ZHANG, F.; KIMURA, M.; NAKAI, T.; HOSHIKAWA, T. Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state. **Soils and Foundations**, 40, n. 5, p. 1-17, 2000. Article.

ZHANG, L. M. Behavior of Laterally Loaded Large-Section Barrettes. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 129, n. 7, p. 639-648, 2003/07/01 2003.