

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SETOR DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL – PPGECC

DARLAN AMORIM PEREIRA

ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS EM ESTACAS
ESCAVADAS EM AREIA

CURITIBA
2016

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SETOR DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL – PPGECC

DARLAN AMORIM PEREIRA

ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS EM ESTACAS
ESCAVADAS EM AREIA

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Construção Civil, Área de Concentração em Geotecnia, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann
Coorientadora: Prof^a. Dr^a. Larissa de Brum Passini

CURITIBA
2016

-
- P436a Pereira, Darlan Amorim
 Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia / Darlan Amorim Pereira. – Curitiba, 2016.
 190f. . : il. [algumas color.] ; 30 cm.
- Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2016.
- Orientador: Alessandro C. M. Kormann -- Co-orientadora: Larissa de Brum Passini.
1. Construção civil. 2. Estacas. I. Universidade Federal do Paraná. II. Kormann, Alessandro C. M. III. Passini, Larissa de Brum. IV. Título.

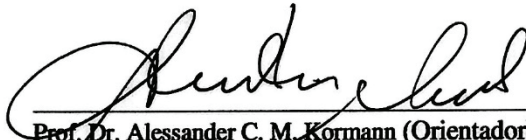
CDD: 690

TERMO DE APROVAÇÃO

DARLAN AMORIM PEREIRA

ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS EM ESTACAS ESCAVADAS EM AREIA

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Construção Civil, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, pela banca examinadora formada pelos professores:



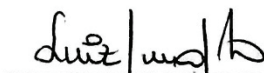
Prof. Dr. Alessander C. M. Kormann (Orientador)
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR.



Dr. Larissa de Brum Passini (Coorientadora)
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR.



Prof. Dr. Sidnei H. C. Teixeira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR.



Prof. Dr. Luiz Russo Neto
Pontifícia Universidade Católica do Paraná - PUCPR

Curitiba, 30 de maio de 2016

AGRADECIMENTOS

No decorrer destes dois anos de mestrado vivi muitas experiências e conheci diversas pessoas que me auxiliaram direta ou indiretamente na realização deste trabalho. A todos, gostaria de prestar meus agradecimentos.

À CAPES pela bolsa de estudos, que possibilitou minha permanência no mestrado.

Às empresas envolvidas no Campo Experimental, que proporcionaram os dados necessários para a realização da presente pesquisa.

Aos professores das disciplinas que tive o prazer de cursar durante o mestrado, me incentivando a seguir estudando e me profissionalizando.

Ao Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann por pela orientação e apoio no decorrer do trabalho.

À Dr^a. Larissa de Brum Passini pela coorientação, paciência e auxílio durante os últimos meses de trabalho.

Aos colegas e amigos da sala 28, pelas conversas, churrascos e companhia. Não vou citar nomes pois são muitas pessoas, mas, com certeza, vocês tornaram este mestrado muito mais agradável e satisfatório.

Aos meus pais, Hairton e Rose, pelo exemplo de vida, apoio e compreensão em todos os momentos. Amo vocês!

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Hairton e Rose, pelo apoio e
compreensão em todos os momentos;
As amizades construídas ao longo destes anos de
estudo.*

RESUMO

A prova de carga estática é uma importante ferramenta para se compreender o comportamento de uma estaca, sendo que o ensaio convencional, sem instrumentação em profundidade, fornece a curva carga \times recalque no topo da estaca. Contudo, esta informação por si só não permite entender o desenvolvimento das parcelas de atrito lateral e ponta, as quais são essenciais para o dimensionamento deste tipo de fundação e previsão dos recalques, sendo necessário o uso de métodos para a interpretação destes dados, para definição da carga de ruptura e separação das parcelas resistentes. No caso de estacas instrumentadas em profundidade, é possível obter a carga de ruptura e realizar a separação das parcelas resistentes, diretamente. Tendo em vista esta realidade, o presente trabalho analisou provas de carga estática instrumentadas, realizadas em duas estacas do tipo escavada com polímero, no município de Araquari (SC). As estacas possuem, respectivamente, diâmetro de 0,7 e 1,0 m, comprimento de 15,7 e 24,1 m e estão instaladas em solo predominantemente arenoso. A instrumentação utilizada consiste em pares de *strain gages* distribuídos ao longo do fuste, em ambas as estacas. Com os dados das curvas carga \times recalque coletados no topo da estaca e os dados da instrumentação do fuste, foram realizados estudos comparativos entre os valores de carga de ruptura, atrito lateral e resistência de ponta, obtidos através de métodos de interpretação e os valores alcançados pelos dados da instrumentação. Foram realizados também estudos comparativos com métodos semiempíricos para dimensionamento de estacas, baseados nos ensaios SPT e CPT/CPTU, no intuito de analisar suas estimativas de carga de ruptura, atrito lateral e resistência de ponta para estacas estudadas. Ao todo foram analisados seis métodos semiempíricos para dimensionamento de estacas, seis métodos para a definição da carga de ruptura em provas de carga e dois métodos para a separação das parcelas resistentes de atrito e ponta. Os resultados mostraram uma grande dispersão entre os valores obtidos pelos métodos semiempíricos, cujas estimativas de capacidade de carga se mostraram conservadoras. Para os métodos de interpretação que definem da carga de ruptura, se observou uma variação grande nos resultados, em função do método empregado e também em função da curva carga \times recalque utilizada, no caso de estacas submetidas a sucessivos carregamentos. Quanto aos métodos para separação das parcelas resistentes de atrito e ponta, os resultados mostraram uma boa aproximação com os resultados da instrumentação.

Palavras-chave: Provas de carga estática, instrumentação em estacas, carga de ruptura, atrito lateral, resistência de ponta, métodos semiempíricos, métodos de interpretação da curva carga \times recalque.

ABSTRACT

Static load test is an important tool for understanding the behavior of a pile, once the conventional test, without depth instrumentation, provides load \times displacement curve at the top of the pile. However, this information by itself does not allow understanding the development of shaft and tip resistances, which are essential for the design of this type of foundation and to predict settlements. Thus it is required to use methods for interpretation of these data, to define the bearing capacity, shaft and tip resistances. For instrumented piles in depth it is possible to obtain bearing capacity, shaft and tip resistances portions directly. Based on this reality, this study analyzed instrumented static load tests in two bored piles with polymer, in the city of Araquari (SC). The piles have, respectively, diameter of 0.7 and 1.0 m, length of 15.7 and 24.1 m and they are located in predominantly sandy soil. The instrumentation consists of a pairs of strain gages distributed along the depth, on both piles. With data from load \times displacement curves collected on top of the pile and the data instrumentation, there were conducted comparative studies of the bearing capacity values, shaft and tip resistances, obtained through methods of interpretation and instrumentations data achieved. Also comparative studies were performed with semiempirical methods for pile design, based on SPT and CPT/CPTU tests, in order to analyze its bearing capacity, shaft and tip resistances to the studied piles. Six semiempirical methods for pile design, six methods for the bearing capacity definition from load \times displacement curves and two methods for separating the portions of shaft and tip resistances were analyzed. The results showed a wide dispersion between the values obtained by the semiempirical methods, whose bearing capacity estimates proved to be conservative. For the interpretation methods which define the bearing capacity, it was observed a wide variation in results depending on the method used and also depending on the load \times displacement curve used in the case of piles subjected to successive static load tests. The methods for separation of shaft and tip resistances, from load \times displacement curves, showed a good approximation to the results of instrumentation.

Keywords: Static load test, instrumentation on piles, bearing capacity, shaft resistance, tip resistance, semiempirical methods, load \times displacement curve interpretation.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	ii
DEDICATÓRIA	iii
RESUMO	iv
ABSTRACT	v
SUMÁRIO	vi
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE QUADROS	xiv
LISTA DE TABELAS	xiv
NOTAÇÕES E SÍMBOLOS	xvi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVO GERAL	2
1.1.1 Objetivos Específicos	2
1.2 JUSTIFICATIVA.....	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	4
2.1.1 SPT (<i>Standard Penetration Test</i>)	5
2.1.2 CPT (<i>Cone Penetration Testing</i>) e CPTU (<i>Piezocone Penetration Testing</i>)	8
2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	12
2.2.1 Estaca escavada	13
2.2.2 Segurança nas estruturas de fundações profundas	16
2.3 MÉTODOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS.....	19
2.3.1 Método de Aoki & Velloso (1975)	22
2.3.2 Método Décourt & Quaresma (1978).....	24
2.3.3 Método Meyerhof (1976)	25
2.3.4 Método Teixeira (1996)	26
2.3.5 Método Bustamante e Gianceselli ou LCPC (1982).....	27
2.3.6 Método Eslami e Fellenius (1997)	30
2.4 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	32

2.4.1	Prova de carga controlada lenta	35
2.4.2	Prova de carga controlada rápida	36
2.4.3	Modos de ruptura	36
2.4.4	Cargas residuais em estacas	38
2.4.5	Relações de Cambefort.....	44
2.5	INSTRUMENTAÇÃO EM PROVAS DE CARGA EM ESTACAS.....	46
2.5.1	Sensores de deformação (<i>strain gages</i>).....	47
2.5.2	<i>Strain Gage</i> de corda vibrante.....	48
2.6	MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA × RECALQUE PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA.....	52
2.6.1	Método da norma NBR 6122: 2010	52
2.6.2	Van der Veen (1953).....	53
2.6.3	Método de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971).....	54
2.6.4	Método de Davisson (1972).....	55
2.6.5	Método DeBeer (1968).....	56
2.6.6	Método de Brinch-Hansen (1963).....	56
2.7	MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA × RECALQUE PARA SEPARAÇÃO DE ATRITO LATERAL E RESISTÊNCIA DE PONTA.....	57
2.7.1	Método das duas retas (Massad, 1992; 1993 e Massad e Lazo, 1998)	58
2.7.2	Rigidez (Décourt, 1996; 2008).....	65
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	69
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO: ENSAIOS E PROCEDIMENTOS.....	69
3.1.1	Localização.....	69
3.1.2	Ensaio de campo	71
3.1.3	Perfil geotécnico da área	72
3.1.4	Estacas teste e estacas de reação	76
3.1.5	Instrumentação (<i>strain gages</i>).....	78
3.1.6	Provas de carga estática.....	81
3.2	INSTRUMENTAÇÃO (<i>STRAIN GAGES</i>)	89
3.2.1	Dados brutos.....	90
3.2.2	Deformações.....	92
3.2.3	Rigidez	95
3.3	APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	100
3.4	CURVAS CARGA × RECALQUE E MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO	104

4	RESULTADOS.....	108
4.1	INSTRUMENTAÇÃO.....	108
4.2	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	120
4.3	INTERPRETAÇÃO DAS CURVAS CARGA × RECALQUE PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA.....	126
4.4	MÉTODO DA RIGIDEZ (DÉCOURT, 1996; 2008).....	143
4.5	MÉTODO DAS DUAS RETAS (MASSAD E LAZO, 1998).....	149
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	160
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	165
6	REFERÊNCIAS	166
	ANEXO 1 – RELATÓRIO DE SONDAÇÃO CPTU.....	172
	ANEXO 2 – RELATÓRIO DE SONDAÇÃO SPT	180
	ANEXO 3 –RELATÓRIO DE EXECUÇÃO DE ESTACA ESCAVADA	187
	ANEXO 4 –RELATÓRIO DE RUPTURA DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO	190

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Etapas na execução de sondagem a percussão: a) avanço da sondagem por desagregação lavagem; b) ensaio de penetração dinâmica.....	5
Figura 2.2 - Ensaio CPT: a) princípio de funcionamento e b) vista do equipamento.....	8
Figura 2.3 - Ponteiras (da esquerda para a direita: 2 cm ² , 10 cm ² , 15 cm ² e 40 cm ²)	9
Figura 2.4 - Ábacos para classificação do solo	11
Figura 2.5 - a) Efeitos da execução de estaca escavada no terreno; b) Alívio das tensões horizontais em função do tempo. Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010).....	13
Figura 2.6 - Execução de estaca escavada com fluido estabilizante	15
Figura 2.7 - Valores de Nq de vários autores	20
Figura 2.8 - Fluxograma para a escolha dos métodos semiempíricos	21
Figura 2.9 - Ábaco para classificação do solo e definição de C_s	31
Figura 2.10 - Sistemas de reação e aplicação de carga: a) Compressão com cargueira; b) Compressão com estacas de reação e viga; c) Compressão com tirantes de reação; d) Tração com estacas de reação e viga; e) Esforço transversal. Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).....	33
Figura 2.11 - Sistema de medição e aplicação de carga.....	34
Figura 2.12 - Curvas carga-tempo e recalque-tempo: (A) Carga incremental lenta; (B) Carga incremental rápida; (C) Deformação controlada; (D) Método do equilíbrio	34
Figura 2.13 - Curvas carga-recalque de provas de carga com diferentes velocidades de carregamento	35
Figura 2.14 - Modos de ruptura: (a) ruptura nítida; (b) ruptura física; (c) ruptura convencional.....	37
Figura 2.15 - Efeito da rigidez da estaca e do tipo de solo no desenvolvimento das cargas residuais: (curva 1) estaca rígida; (curva 2) estaca intermediária; (curva 3) estaca compressível; (a) estaca em argila rija; (b) estaca em argila mole; (c) estaca em areia.....	38
Figura 2.16 - Estaca com a presença de cargas residuais (esquerda) e sem cargas residuais (direita) ...	39
Figura 2.17 - Comportamento da parcela de atrito lateral com e sem cargas residuais.....	40
Figura 2.18 - Comportamento da parcela de ponta com e sem cargas residuais	41
Figura 2.19 - Distribuição das cargas residuais típica de uma estaca cravada.....	42
Figura 2.20 - Distribuição real das resistências durante a ruptura	44
Figura 2.21 - Primeira relação de Cambefort.....	45
Figura 2.22 - Segunda relação de Cambefort.....	45
Figura 2.23 - Exemplo de instrumentação durante prova de carga.....	47
Figura 2.24 - Exemplo de <i>Strain gage</i> de corda vibrante modelo 4911A	48

Figura 2.25 - Deformação devido a cura do concreto e formação de cargas residuais.....	49
Figura 2.26 - Influência da posição do <i>strain gage</i>	51
Figura 2.27 - Carga de Ruptura Convencional	53
Figura 2.28 - Solução gráfica de Van der Veen	54
Figura 2.29 - Método de Extrapolação proposto por Chin-Kondner	54
Figura 2.30 - Método do offset limit.....	55
Figura 2.31 - Exemplo do método DeBeer (1968).....	56
Figura 2.32 - Estacas escavadas: cargas residuais e Relações de Cambefort Modificadas	58
Figura 2.33 - Curva carga-recalque no topo (teórica).....	62
Figura 2.34 - Método gráfico para estacas rígidas ou curtas.	63
Figura 2.35 - Ábaco para determinação direta de k	65
Figura 2.36 - Método de rigidez de Décourt.....	65
Figura 2.37 - Determinação do domínio de ponta e limite inferior de atrito lateral	67
Figura 2.38 - Limite inferior atrito lateral.....	67
Figura 2.39 - Determinação do limite superior de atrito.....	68
Figura 3.1 - Localização Campo Experimental Araquari (SC).....	70
Figura 3.2 - Mapa geológico da região de Joinville.....	70
Figura 3.3 - Croqui com localização das estacas teste, estacas de reação, sondagens CPTU e sondagens SPT	71
Figura 3.4 - Perfil geotécnico da área segundo ábacos de Robertson <i>et al.</i> (1986)	73
Figura 3.5 - Parâmetros de resistência médio dos ensaios SPT (N_{SPT}) e CPTU (q_c ; u_2 ; f_s).....	74
Figura 3.6 - Camisas metálicas usadas nas estacas teste com 120 e 90 cm de diâmetro.	77
Figura 3.7 - Processo de execução das estacas teste: (1) posicionamento da camisa guia; (2) escavação; (3) posicionamento da armadura; (4) concretagem	77
Figura 3.8 - Execução das estacas de reação: (1) perfuração; (2) concretagem; (3) limpeza do furo; (4) posicionamento da armadura; (5) alinhamento da armadura.	78
Figura 3.9 - Instrumentação: (1) detalhamento do sensor fornecido pelo fabricante; (2) vista do <i>strain gage</i> instalado junto a armadura; (3) detalhe da fixação do <i>strain gage</i>	79
Figura 3.10 - Croqui com a localização dos <i>strain gages</i> nas estacas ET02 e ET04.....	80
Figura 3.11 - Aplicação das cargas e monitoramento, figura (a): (1) sistema de aplicação das pressões; figura (b): (1) célula de carga;(2) macaco hidráulico;(3) manômetro; (4) dispositivo para leitura das cargas medidas pela célula de carga; figura (c): (1) macaco hidráulico; (2) manômetro; (3) células de carga.....	85

Figura 3.12 - Monitoramento dos deslocamentos, figura (a) estaca teste: (1) extensômetro; (2) extensômetro; (3) vigas de referência; figura (b) estaca de reação: (1) extensômetro; (2) viga de referência; (3) barra de Dywidag	86
Figura 3.13 - Monitoramento dos <i>strain gages</i> : (1) cabos de transmissão de dados; (2) <i>datalogger</i> ; (3) acompanhamento dos dados recebidos durante a prova de carga	86
Figura 3.14 - Detalhe do sistema de aplicação de cargas e monitoramento de deslocamentos utilizados na estaca ET02: (1) célula de carga; (2) macaco hidráulico; (3) manômetro para controle pressão; (4) Sistema para coleta de dados da célula de carga; (5) extensômetros para medição dos deslocamentos.	87
Figura 3.15 - Visão geral do sistema de reação da prova de carga estática figura (a): (1) viga de reação principal; (2) vigas auxiliares; (3) barras <i>Dywidag</i> das estacas de reação; figura (b): croqui com as distâncias entre eixo do sistema de reação.....	88
Figura 3.16 - Monitoramento dos deslocamentos figura (a): (1) extensômetros no topo da estaca teste; (2) células de carga; figura (b): (1) detalhe do extensômetro ligado à viga de referência; figura (c): detalhe do extensômetro no topo da estaca de reação; figura (d): monitor para acompanhamento das leituras nas células de carga	89
Figura 3.17 - Registro dos Strain Gages e (variação dos dígitos com o tempo) ET02	90
Figura 3.18 - Registro dos Strain Gages e (variação dos dígitos com o tempo) ET04	91
Figura 3.19 - Variação de temperatura dos <i>strain gages</i> ET02	92
Figura 3.20 - Variação de temperatura dos <i>strain gages</i> ET04	92
Figura 3.21 - Deformações médias em cada nível de instrumentação na estaca ET02	94
Figura 3.22 - Deformações médias em cada nível de instrumentação na estaca ET04	94
Figura 3.23 - Deformações nos 5 últimos estágios de carregamento (PCE1) na estaca ET02	95
Figura 3.24 - Deformações nos 6 últimos estágios de carregamento (PCE1) na estaca ET04	95
Figura 3.25 - Rigidez da estaca ET02	96
Figura 3.26 - Rigidez da estaca ET04	96
Figura 3.27 - Perfis de solo dos ensaios SPT e CPTU para estaca ET02	101
Figura 3.28 - Perfis de solo dos ensaios SPT e CPTU para estaca ET04	102
Figura 3.29 - Curvas carga × recalque estaca ET02	104
Figura 3.30 - Curvas carga × recalque estaca ET04	105
Figura 3.31 - Curvas carga × rigidez da estaca ET02	106
Figura 3.32 - Curvas carga × rigidez da estaca ET04	106
Figura 4.1 - Distribuição de cargas ET02	109

Figura 4.2 - Desenvolvimento do atrito lateral na estaca ET02 durante a primeira prova de carga estática.....	110
Figura 4.3 - Desenvolvimento das resistências de atrito na estaca ET02	111
Figura 4.4 - Desenvolvimento da resistência de ponta na estaca ET02	111
Figura 4.5 - Distribuição de cargas sem ajustes na estaca ET04	112
Figura 4.6 - Perfis das sondagens SPT e CPTU para estaca ET04	113
Figura 4.7 - Desenvolvimento do atrito lateral na estaca ET04 durante a primeira prova de carga estática.....	114
Figura 4.8 - Desenvolvimento da resistência de atrito na estaca ET04	115
Figura 4.9 - Desenvolvimento da resistência de ponta na estaca ET04	116
Figura 4.10 - Curvas carga × recalque estaca ET04.....	117
Figura 4.11 - Comparativo dos valores de atrito obtidos nas estacas ET02 e ET04: instrumentação (esquerda), atrito médio (direita)	118
Figura 4.12 - Capacidades de carga obtidas para estaca ET02	121
Figura 4.13 - Porcentagens de resistência de ponta e atrito estimadas para estaca ET02.....	122
Figura 4.14 - Capacidades de carga obtidas para estaca ET04	122
Figura 4.15 - Porcentagens de resistência de ponta e atrito estimadas para estaca ET04.....	123
Figura 4.16 - Comparativo entre valores obtidos por métodos semiempíricos e instrumentação na ET02.....	124
Figura 4.17 - Comparativo entre valores obtidos por métodos semiempíricos e provas de carga na estaca ET04	125
Figura 4.18 - Aplicação do método da norma NBR 6122:2010 na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02.....	127
Figura 4.19 - Aplicação do método da norma NBR 6122:2010 na PCE1 e PCE2 da estaca ET04.....	127
Figura 4.20 - Melhor ajuste do método de Van der Veen (1953) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02.....	128
Figura 4.21 - Curvas carga × recalque teóricas e reais para PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02.....	129
Figura 4.22 - Melhor ajuste do método de Van der Veen (1953) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04 ...	130
Figura 4.23 - Curvas carga × recalque teóricas e reais para PCE1 e PCE2 da estaca ET04.....	130
Figura 4.24 - Melhor ajuste do método de Chin-Kondner na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02 ...	131
Figura 4.25 - Curvas carga × recalque teóricas e reais para PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02.....	132
Figura 4.26 - Melhor ajuste do método de Chin-Kondner na PCE1 e PCE2 da estaca ET04	133
Figura 4.27 - Curvas carga × recalque teóricas e reais para PCE1 e PCE2 da estaca ET04.....	133
Figura 4.28 - Aplicação do método de Davisson (1972) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02	134

Figura 4.29 - Aplicação do método de Davisson (1972) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04.....	135
Figura 4.30 - Aplicação do método DeBeer (1968) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02.....	136
Figura 4.31 - Aplicação do método DeBeer (1968) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04	136
Figura 4.32 - Cargas de ruptura pelo método DeBeer (1968) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02	137
Figura 4.33 - Cargas de ruptura pelo método DeBeer (1968) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04.....	137
Figura 4.34 - Aplicação do método Brinch-Hansen (1963) para determinação dos parâmetros β e α na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02.....	138
Figura 4.35 - Curvas carga \times recalque teóricas e reais para PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02.....	139
Figura 4.36 - Aplicação do método Brinch-Hansen (1963) para determinação dos parâmetros β e α na PCE1 e PCE2 da estaca ET04	139
Figura 4.37 - Curvas carga \times recalque teóricas e reais para PCE1 e PCE2 da estaca ET04.....	140
Figura 4.38 - Melhor ajuste do atrito para estaca ET02.....	143
Figura 4.39 - Curva carga \times recalque real, teórica e ruptura convencional ($R_{ult 10\%}$) na estaca ET02.	144
Figura 4.40 - Primeiro ajuste realizado na estaca ET04	145
Figura 4.41 - Melhor ajuste para o domínio de atrito na estaca ET04.....	146
Figura 4.42 - Melhor ajuste atrito e ponta na estaca ET04	146
Figura 4.43 - Limite inferior do atrito lateral na estaca ET04	147
Figura 4.44 - Curva carga \times recalque real, teórica e ruptura convencional ($R_{ult 10\%}$) na estaca ET04.	148
Figura 4.45 - Ajustes de atrito e ponta para o carregamento na PCE1 da estaca ET02.....	150
Figura 4.46 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE1 da estaca ET02.....	150
Figura 4.47 - Aplicação do método das duas retas no carregamento da PCE2 da estaca ET02	151
Figura 4.48 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE2 da estaca ET02.....	152
Figura 4.49 - Aplicação do método das duas retas no carregamento da PCE3 da estaca ET02	153
Figura 4.50 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE3 da estaca ET02.....	153
Figura 4.51 - Ajustes de atrito e ponta para o carregamento na PCE1 da estaca ET04.....	155
Figura 4.52 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE1 da estaca ET04.....	155
Figura 4.53 - Aplicação do método das duas retas no carregamento da PCE3 da estaca ET04	156
Figura 4.54 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE3 da estaca ET04.....	157

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Resumo das sondagens SPT	75
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo de verificação, manutenção e calibração do equipamento para ensaio CPT	10
Tabela 2.2 - Potencialidades do CPT e do CPTT	11
Tabela 2.3 - Relação dos parâmetros para solos arenosos derivados de ensaios CPTU.....	12
Tabela 2.4 - Classificação das ações atuantes nas estruturas	17
Tabela 2.5 - Valores de F1 e F2 sugeridos por diferentes autores	23
Tabela 2.6 - Valores de “k” e “ α ” propostos por diferentes autores	23
Tabela 2.7 - Valores do coeficiente característico do solo K.....	24
Tabela 2.8 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e solo	25
Tabela 2.9 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e solo	25
Tabela 2.10 - Valores do parâmetro α	27
Tabela 2.11 - Valores do parâmetro β	27
Tabela 2.12 - Valores de α	28
Tabela 2.13 - Valores de k_c	29
Tabela 2.14 - Valores de q_{ci}/α	29
Tabela 2.15 - Valores de C_s	32
Tabela 2.16 - Intervalos de variação de μ	59
Tabela 2.17 - Tipos de estacas em função de λ	61
Tabela 3.1 - Níveis dos Strain Gages instalados nas estacas teste ET02 e ET04	79
Tabela 3.2 - Cargas de ruptura por Brochero (2014)	82
Tabela 3.3 - Valores de <i>gage factor</i>	93
Tabela 3.4 - Rigidezes para as estacas ET02 e ET04.....	97
Tabela 3.5 - Datas e idades dos concretos durante a execução das provas de carga estática (PCE)	98
Tabela 3.6 - Valores de f_{cj} em diferentes idades	98
Tabela 3.7 - Valores de módulo de elasticidade (E) para ET02 e ET04.....	99
Tabela 3.8 - Área média das seções nas estacas ET02 e ET04.....	99
Tabela 3.9 - Valores de rigidez para as seções instrumentadas nas estacas ET02 e ET04.....	100
Tabela 3.10 - Sondagens utilizadas na aplicação dos métodos semiempíricos	100

Tabela 3.11 - Fatores de atrito e ponta utilizados no cálculo de capacidade de carga das estacas ET02 e ET04.....	103
Tabela 3.12 - Zonas de influência para o cálculo da parcela de ponta	104
Tabela 3.13 - Dados para aplicação dos métodos NBR 6122:2010 e Davisson (1972)	105
Tabela 4.1 - Resumo dos valores de atrito máximo para estaca ET02 e ET04.....	119
Tabela 4.2 - Valores de ponta para as estacas ET02 e ET04	120
Tabela 4.3 - Cargas de ruptura obtidas para a estaca ET02	141
Tabela 4.4 - Razão entre métodos de interpretação e instrumentação para estaca ET02	141
Tabela 4.5 - Cargas de ruptura obtidas para a estaca ET04	142
Tabela 4.6 - Razão entre métodos de interpretação e instrumentação para estaca ET04	142
Tabela 4.7 - Valores obtidos pelo método da rigidez para estaca ET02.....	144
Tabela 4.8 - Valores obtidos pelo método da rigidez para estaca ET04.....	147
Tabela 4.9 - Valores de carga de ruptura, atrito e ponta	148
Tabela 4.10 - Valores de atrito lateral (A_{lr}) e resistência de ponta (R_p) na estaca ET02	154
Tabela 4.11 - Valores de atrito lateral (A_{lr}) e resistência de ponta (R_p) na estaca ET04	157
Tabela 4.12 - Valores de carga de ruptura, atrito e ponta	158
Tabela 44 - Identificação das estacas no relatório de ruptura	190

NOTAÇÕES E SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição	Unidade
A	Área da seção transversal da estaca	(m ²)
Ad	Ações em valores de projeto	(-)
A _L	Área lateral de contato solo-fuste	(m ²)
A _{lr}	Atrito lateral na ruptura	(kN/m ²)
A _{lrt}	Atrito lateral na tração ou descarregamento	(kN/m ²)
A _{lrc}	Atrito lateral de ruptura na compressão ou carregamento da estaca	(kN/m ²)
A _P	Área de ponta	(m ²)
A _k	Ações características	(-)
B	Diâmetro ou menor dimensão da base da estaca	(m)
c	Coesão do solo	(kN/m ²)
c _a	Adesão inicial fuste-solo	(kN/m ²)
E	Módulo de elasticidade	(GPa)
ECD	Ensaio de Carregamento Dinâmico	(-)
f _s	Atrito lateral no cone	(kN/m ²)
F _{sg}	Fator de segurança	(-)
k	Rigidez relativa solo-estaca	(-)
K _r	Rigidez do elemento estrutural estaca	(kN/mm)
K _s	Coefficiente de empuxo	(-)
L	Comprimento da estaca	(m)
P	Carga atuante	(kN)
P _h	Carga residual	(kN)
PCE	Prova de Carga Estática	(-)
P _r	Carga aliviada no topo durante prova de carga estática	(kN)
N _{SPT}	Índice de resistência a penetração	(golpes)
N _c , N _q e N _γ	Fatores de capacidade de carga	(-)
q _c	Resistência de ponta do cone	(MPa)
q _L	Tensão lateral atuante	(kN/m ²)

q_p	Tensão de ponta atuante	(kN/m ²)
$q_{L,ult}$	Tensão de ruptura fuste-solo	(kN/m ²)
$q_{P,ult}$	Tensão de ruptura na ponta	(kN/m ²)
R_{adm}	Carga admissível na estaca	(kN)
R_d	Carga resistente de projeto	(kN)
$R_{c,k}$	Resistência característica (NBR 6122:2010)	(kN)
$(R_{c,cal})_{med}$	Resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros	(kN)
$(R_{c,cal})_{min}$	Resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros	(kN)
R_{ult}	Carga de ruptura	(kN)
R_{Lult}	Resistência lateral na ruptura	(kN)
R_{Pult}	Resistência de ponta na ruptura	(kN)
R_L	Resistência lateral	(kN)
R_P	Resistência de ponta	(kN)
U	Perímetro do fuste	(m)
λ	Coefficiente de Rigidez Fuste-Ponta	(-)
γ	Peso específico do solo	(kN/m ³)
γ_m	Coefficiente de minoração da resistência	(-)
γ_f	Fatores de majoração	(-)
ξ_1 e ξ_2	Fatores de minoração da resistência	(-)
φ_a	Ângulo de atrito fuste-solo	(°)
σ_h	Tensão horizontal	(kN/m ²)
σ_v	Tensão vertical	(kN/m ²)
Δr	Recalque de ruptura convencional	(mm)
ρ	Recalque para uma carga aplicada	(mm)

1 INTRODUÇÃO

O estudo de fundações profundas em estacas é uma área importante no meio geotécnico, pois a necessidade de execução de estruturas com cargas elevadas, em regiões com maciços superficiais pouco competentes, principalmente em grandes cidades e regiões litorâneas, aumenta a demanda por este tipo de fundação, a qual proporciona transferência de grandes carregamentos para camadas profundas e resistentes do maciço. Todavia, a interação do conjunto solo/estaca é complexa e de difícil previsão de comportamento, pois o solo é um material heterogêneo e com comportamento variável em função de fatores intrínsecos como: tipo, formação, localização, profundidade, idade, grau de saturação, histórico de tensões e fatores extrínsecos como: a forma de execução da estaca (moldada *in loco* ou pré-moldada; escavada ou cravada), material utilizado (madeira, aço, concreto), tempo entre a instalação e aplicação de carga, intensidade, direção e velocidade do carregamento, os quais também influenciam no desempenho do conjunto solo/estaca. Na tentativa de prever o comportamento de fundações em estacas, diferentes métodos foram desenvolvidos ao longo dos anos, destacando-se os métodos semiempíricos como os de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), e os métodos de interpretação das curvas carga \times recalque, provenientes de ensaios de prova de carga, como o método da rigidez (Décourt, 1996, 2008), Van der Veen (1953) e método das duas retas (Massad, 1992, 1993 e Massad e Lazo, 1998).

Os métodos semiempíricos tratam-se de correlações estatísticas feitas entre ensaios de campo e resultados de provas de carga, sendo comum sua utilização em projetos de fundações profundas em função da sua facilidade de aplicação, no entanto, devido a sua natureza estatística, sua precisão está limitada a práticas regionais e às condições específicas dos casos históricos usados no seu desenvolvimento.

Os métodos de interpretação da curva carga \times recalque, pelo fato de utilizarem os dados de provas de carga, fornecem resultados mais precisos, independente da região onde são aplicados e do tipo de estaca, no entanto, a interpretação de um conjunto de pontos no gráfico carga \times recalque, por si só, não fornece informações importantes sobre a distribuição das cargas ao longo do fuste ou os limites de deslocamento e carga para plena mobilização da resistência de atrito e ponta de estacas. Tais informações são necessárias para se compreender o comportamento do conjunto solo/estaca, e podem ser obtidas através de provas de carga instrumentadas.

A maneira mais eficiente de estudar a interação estaca/solo e analisar seu comportamento carga \times recalque, é por meio de provas de carga, principalmente após a introdução de instrumentação para determinação das cargas localizadas através de medidas de deslocamentos e/ou deformações ao longo do fuste da estaca (Décourt, 1995).

Dentre os tipos de provas de carga executadas em estacas, a mais utilizada é a prova de carga estática (PCE). Este é o ensaio que mais se aproxima das condições reais de carregamento (para obras usuais onde não ocorre carregamento dinâmico), sendo um ensaio de referência para profissionais da área. Neste sentido, a presente pesquisa analisará os resultados de provas de carga estática a compressão, instrumentadas, realizadas no município de Araquari (SC), em estacas escavadas em areia.

1.1 OBJETIVO GERAL

A presente pesquisa tem como objetivo analisar os resultados de provas de carga estática (PCE), instrumentadas, realizadas em duas estacas escavadas em areia, localizadas no município de Araquari (SC), para a determinação das parcelas resistentes de atrito lateral, ponta e distribuição de cargas ao longo do fuste, no intuito de melhor compreender os mecanismos de transferência de carga do conjunto estaca/solo.

1.1.1 Objetivos Específicos

Com base nos resultados obtidos nas provas de carga instrumentadas, propõe-se os seguintes objetivos específicos:

- 1) Verificar, para o caso estudado, estacas escavadas com polímero em areia, a aplicabilidade de métodos semiempíricos, baseados nos ensaios SPT e CPT/CPTU, para a determinação da capacidade de carga total, resistência de atrito e ponta.
- 2) Avaliar a aplicabilidade de métodos para definição da carga de ruptura, baseados na curva carga \times recalque, para estacas escavadas em areia, submetidas a carregamentos sucessivos.
- 3) Analisar a aplicabilidade de métodos para a separação das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta, com base na curva carga \times recalque, para estacas escavadas em areia.

1.2 JUSTIFICATIVA

Ampliar o entendimento do comportamento carga \times recalque de fundações em estacas, por meio da análise de provas de carga instrumentadas, torna possível um melhor dimensionamento das fundações com conseqüente diminuição de custos, ganho de tempo na execução e aumento da segurança. Neste sentido, é necessário dar continuidade a pesquisas (Décourt, 1995, 2006, 2008; Massad, 1986, 1992,

1993, 1994a, 1994b; Massad & Lazo, 1998; Briaud & Tucker, 1988; Fellenius, 1980, 2001) já realizadas nesta área, para assim compreender melhor o comportamento de fundações em estacas, neste caso escavadas em areia, e buscar o aprimoramento contínuo nos métodos rotineiramente utilizados para dimensionamento de fundações e interpretação de provas de carga estática em estacas.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturada em cinco capítulos. O capítulo atual, **Capítulo 1**, corresponde a esta introdução em que se apresenta a contextualização e a problemática do tema, os objetivos e as justificativas para a execução desta pesquisa.

O **Capítulo 2** contém uma breve revisão sobre investigação geotécnica e fundações profundas em estacas, com ênfase para estacas escavadas, e considerações sobre segurança em estruturas de fundação. A segunda parte apresenta a descrição de métodos para previsão capacidade de carga em estacas, mais precisamente métodos semiempíricos baseados nos ensaios SPT e CPT/CPTU. A terceira parte aborda as provas de carga estática, instrumentação e os diferentes métodos para a interpretação de seus resultados, tanto para determinação da carga de ruptura, como para separação das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta.

O **Capítulo 3** contém a caracterização do local da pesquisa, com os procedimentos realizados em campo e considerações sobre os dados obtidos pela instrumentação das estacas teste. Na sequência são apresentadas considerações sobre a aplicação dos métodos semiempíricos estudados e, por fim, observações sobre as curvas carga \times recalque obtidas nos ensaios de prova de carga e os métodos de interpretação analisados.

No **Capítulo 4** são apresentados os resultados e discussões do trabalho, no qual se analisa os resultados obtidos pela instrumentação nas provas de carga, os resultados dos métodos semiempíricos, métodos para definição da carga de ruptura com base na curva carga \times recalque e métodos para separação das parcelas de atrito e ponta em provas de carga estática. Ao final de cada item são realizados comparativos entre os resultados obtidos pela instrumentação e os resultados dos respectivos métodos analisados.

No **Capítulo 5**, por fim, se expõem as considerações finais derivadas dos procedimentos realizados, e se propõem diferentes sugestões de pesquisa que permitiriam uma continuidade e aprofundamento dos aspectos abordados na presente pesquisa.

Apresentam-se ainda, em anexo, relatórios de sondagem e calibração de instrumentos utilizados na presente pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta a revisão bibliográfica sobre temas relevantes à pesquisa, iniciando com investigação geotécnica, onde são abordados os ensaios SPT e CPT/CPTU, seguido de uma apresentação sobre fundações profundas, mais especificamente estaca escavada, e segurança em estruturas de fundação, mostrando a abordagem da NBR 6122:2010. A revisão trata também os métodos de previsão de capacidade de carga em estacas, com enfoque para os métodos semiempíricos, sendo detalhados três métodos fundamentados no ensaio SPT e três métodos nos ensaios CPT/CPTU.

A segunda parte da revisão trata de assuntos relacionados a provas de carga estática em estacas, onde são abordados diferentes tipos de execução do ensaio, com aplicação lenta e rápida das cargas, modos de ruptura durante a execução do ensaio, cargas residuais em estacas, mecanismos de transferência de esforços solo/estaca (relações de Cambefort) e instrumentação em provas de carga, com enfoque para sensores de deformação (*strain gages*) do tipo corda vibrante.

A terceira e última parte da revisão ocupa-se de apresentar métodos de interpretação das curvas carga \times recalque, obtidas em ensaios de prova de carga. Primeiramente são descritos métodos para a obtenção da carga de ruptura e em seguida métodos para a separação das parcelas resistentes de atrito e ponta, tendo como base apenas as curvas carga \times recalque no topo da estaca.

2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A elaboração de projetos geotécnicos e em especial de fundações exige um conhecimento adequado dos solos e suas propriedades geotécnicas. Sendo necessária a identificação e classificação das camadas componentes do substrato a ser analisado (Quaresma *et al.*, 1998).

O reconhecimento do subsolo e suas características é pré-requisito para projetos de fundações seguros e econômicos. No Brasil, o custo de uma sondagem de reconhecimento gira por volta de 0,2 % a 0,5 % do custo total da obra e as informações geotécnicas obtidas são indispensáveis à previsão dos custos e dimensionamento das fundações (Schnaid, 2000).

A seguir serão apresentados dois ensaios de investigação geotécnica, SPT e CPTU, executados no local da presente pesquisa e suas principais características.

2.1.1 SPT (*Standard Penetration Test*)

O SPT é uma ferramenta popular de investigação do solo no mundo, permitindo uma indicação da densidade de solos granulares, usado também na identificação da consistência de solos coesivos e rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam os resultados de SPT, especialmente no Brasil (Schnaid, 2000).

No Brasil o SPT é normalizado pela NBR 6484: 2001 Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.

Os objetivos do ensaio descritos na norma são: 1) determinação dos tipos de solo, através da coleta de amostras deformadas, e suas respectivas profundidades de ocorrência; 2) a posição do nível d'água; 3) os índices de resistência a penetração (N) a cada metro.

A penetração dinâmica é realizada a cada metro de sondagem e consiste na cravação de um amostrador normalizado por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo a 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessário para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. Este procedimento fornece o índice de resistência à penetração (N), cuja determinação se dá pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm finais do amostrador, após a cravação inicial de 15 cm.

A Figura 2.1 apresenta um esquema básico do ensaio com o processo de perfuração e o ensaio de penetração dinâmica com o amostrador padrão.

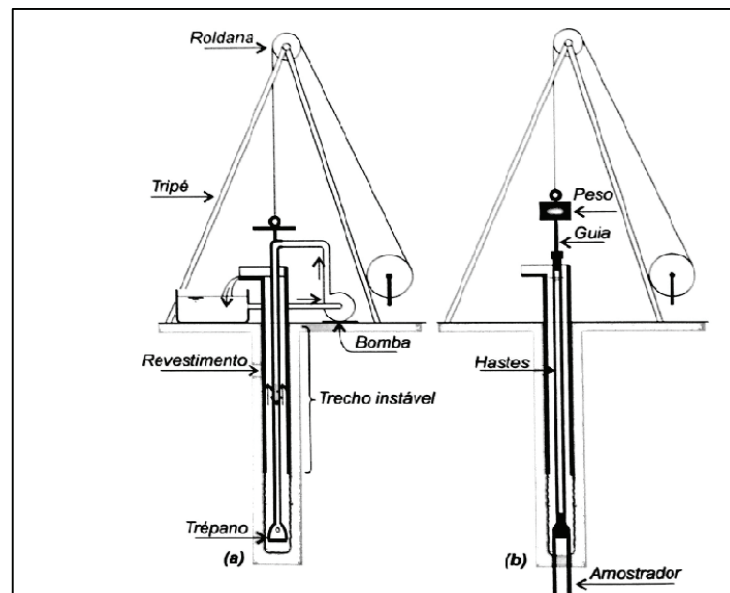


Figura 2.1 - Etapas na execução de sondagem a percussão: a) avanço da sondagem por desagregação lavagem; b) ensaio de penetração dinâmica

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

O resultado do SPT é influenciado por diversos fatores, sendo necessário o conhecimento destes para se garantir a qualidade da sondagem. Schnaid e Odebrecht (2012) listam os principais fatores como sendo:

- 1) Técnica de escavação e método de estabilização: a) perfuração revestida e não preenchida totalmente com água; b) uso de bentonita; c) revestimento cravado além do limite de cravação; d) ensaio realizado dentro da região revestida.
- 2) Equipamento: a) martelo – energia transferida pelos diferentes mecanismos de levantamento e liberação para queda, massa do martelo e uso de cepo de madeira no martelo; b) hastes – peso, rigidez, comprimento e perda de energia nos acoplamentos; c) amostrador – integridade da sapata cortante, uso de válvula, uso de revestimento plástico interno.
- 3) Condições do solo: a) solos granulares – índice de vazios, tamanho médio da partícula, coeficiente de uniformidade, pressão neutra, angulosidade das partículas, cimentação, nível de tensões, idade; b) solos coesivos – plasticidade, sensibilidade e fissuração do solo.

Outro ponto que altera o resultado da sondagem é a eficiência na transferência da energia potencial gravitacional (EPG) do martelo, para a cravação do amostrador. Durante o procedimento ocorrem perdas de energia que variam de acordo com o tipo de equipamento utilizado e seu estado de conservação, sendo importante o conhecimento destas perdas para eventuais correções no resultado do SPT. Instrumentações por acelerômetros e células de carga podem identificar essas perdas durante o ensaio. No Brasil o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo fornece uma eficiência de 70 % a 80 % da energia potencial teórica (Schnaid e Odebrecht, 2012; Décourt *et al.*, 1989). Na Europa, o sistema mecanizado tem uma eficiência em torno de 60 % e equipamentos americanos podem ter uma eficiência variável (Kormann, 2002).

Segundo Cintra *et al.* (2013), o valor de eficiência médio obtido no sistema manual empregado no Brasil é de 72 % (N_{72}), sendo este corrigido para o valor internacional de referência de 60 % (N_{60}) por meio da seguinte equação:

$$N_{60} = \frac{N_{72} * 72}{60} \quad (2.1)$$

Pesquisas brasileiras sobre a consideração da energia no ensaio SPT, Belincanta (1998); Odebrecht (2003); Lobo (2005); Lukiantchuki (2012), reforçam a necessidade quanto à determinação da

energia efetivamente transmitida ao solo, durante o ensaio, e as implicações destas medidas na previsão de parâmetros geotécnicos e dimensionamento de fundações.

O índice de resistência à penetração (N), a cada metro, e as amostras de solo coletadas compõem os dados fornecidos pela sondagem SPT. Sendo possível a utilização destes dados de duas maneiras distintas:

- Previsão de parâmetros geotécnicos do solo.

Para solos granulares, caso da presente pesquisa, o ensaio SPT fornece dados para a estimativa de alguns parâmetros geotécnicos, como:

Densidade relativa (D_r) (Skempton, 1986 apud Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27}} \quad (2.2)$$

Onde: $N_{SPT,60}$ – índice de resistência a penetração para uma eficiência energética de 60 %;
 σ'_{vo} – tensão efetiva vertical.

Ângulo de atrito interno (ϕ') (Hatanaka e Uchida, 1996 apud Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$\phi' \sim 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}} \quad (2.3)$$

Parâmetros geotécnicos obtidos por meio de ensaio SPT devem ser, sempre que possível, comparados à valores obtidos por outros ensaios de campo ou laboratório (Schnaid e Odebrecht, 2012). Isso é devido ao próprio processo executivo do ensaio, muito dependente de operadores, do tipo de equipamento utilizado e da eficiência energética do ensaio.

- Aplicação direta na previsão da capacidade de carga ou recalque de um elemento de fundação.

Para fundações em estacas, caso da presente pesquisa, existem métodos diretos para a estimativa da capacidade de carga utilizando os dados do ensaio SPT. No item 2.3 do capítulo 2, serão descritos três métodos, Décourt & Quaresma (1978), Teixeira (1996) e Meyerhof (1976) e posterior análise dos resultados encontrados com estes métodos em comparação com resultados de provas de carga estática.

A qualidade destes dados, em especial da resistência à penetração (N), está diretamente ligada a qualidade da fundação dimensionada com base nos mesmos. Portanto um ensaio bem realizado é essencial para um projeto de fundação bem dimensionado.

2.1.2 CPT (*Cone Penetration Testing*) e CPTU (*Piezocone Penetration Testing*)

Os ensaios de cone (CPT) e piezocone (CPTU), são importantes ferramentas de investigação geotécnica. O ensaio pode ser utilizado para determinação de propriedades dos materiais prospectados, e previsão da capacidade de carga de fundações (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Campanella (1995) apud Kormann (2002) afirma que objetivo principal do ensaio é a obtenção da estratigrafia do local e a avaliação preliminar de parâmetros geotécnicos. Kormann (2002) destaca ainda que: devido à complexidade das condições de contorno do ensaio e do comportamento do solo, as abordagens de interpretação dos dados não deixam de ser semiempíricas.

O ensaio é normalizado no Brasil pela NBR 12069:1991 com recomendações sobre terminologia, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação de resultados.

Desenvolvido na Holanda na década de 1930, o ensaio de cone consiste na cravação a velocidade lenta e constante (“estática” ou “quase estática”) de uma haste com ponta cônica, medindo-se a resistência encontrada na ponta (q_c) e a resistência por atrito lateral (f_s) (Figura 2.2).

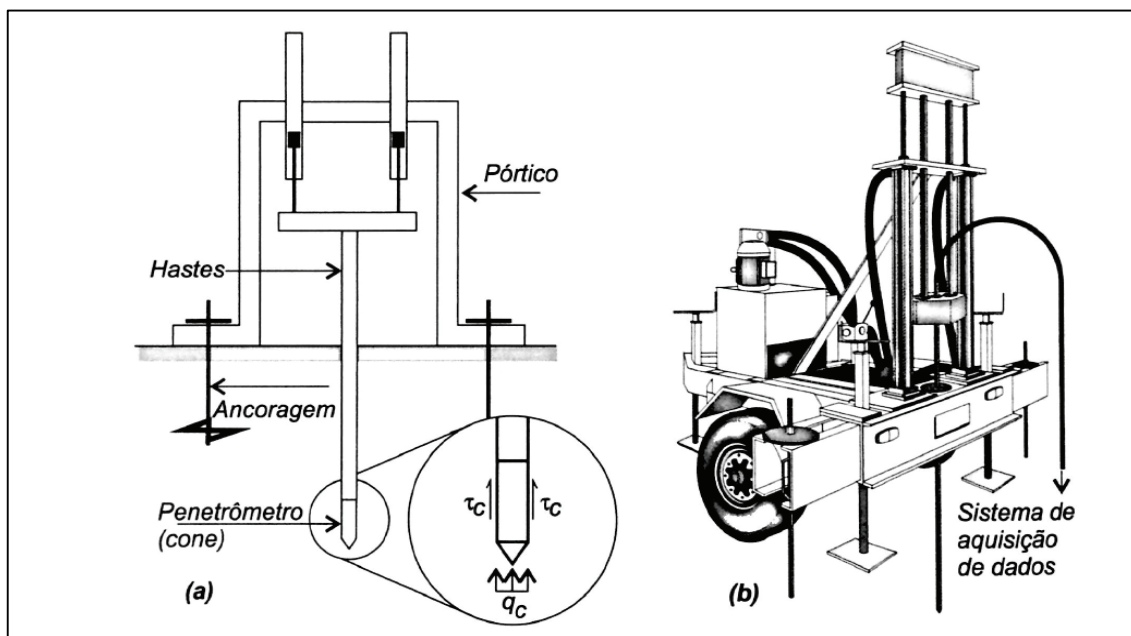


Figura 2.2 - Ensaio CPT: a) princípio de funcionamento e b) vista do equipamento.
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

As vantagens do ensaio são o registro contínuo da resistência a penetração, possibilitando uma descrição mais detalhada das camadas do subsolo e a eliminação da influência direta do operador nas medidas (q_c , f_s e u) do ensaio (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Os equipamentos podem ser classificados em três categorias: 1) cone mecânico, caracterizado pela medida, na superfície, via transferência mecânica das hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica (q_c) e do atrito lateral (f_s); 2) cone elétrico, cuja adaptação de células de carga instrumentadas eletricamente permite a medida de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) diretamente na ponteira; 3) piezocone, que permite a medida de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e contínua monitoração das pressões neutras (u) geradas durante o processo de cravação.

O aparato para a execução do ensaio é composto de uma estrutura de reação e o sistema de aplicação de carga, que consiste em sistemas hidráulicos, com o pistão sendo acionado por bomba acoplada a um motor de combustão ou elétrico. A velocidade de cravação é mantida constante por meio de uma válvula reguladora de vazão. O conjunto de hastes é formado por elementos de 1 m de comprimento. O ensaio pode ser realizado tanto em terra (*onshore*) como em água (*nearshore e offshore*).

Existem no mercado uma variedade de ponteiras cônicas que apresentam diferentes configurações quanto à sua dimensão (área de ponta), configuração interna (tipos de célula de carga), externa (posição do elemento poroso), sistema de alimentação e transmissão de dados à superfície. Cada uma apresentando vantagens e desvantagens. A Figura 2.3 apresenta algumas ponteiras de diferentes tamanhos.



Figura 2.3 - Ponteiras (da esquerda para a direita: 2 cm², 10 cm², 15 cm² e 40 cm²)

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

Um ponto importante para a garantia na qualidade da sondagem é a calibração e manutenção dos equipamentos que deve ser feita periodicamente para assegurar que os dados fornecidos pelo ensaio representem a realidade do subsolo. O Tabela 2.1 apresenta um resumo das calibrações do equipamento.

Tabela 2.1 - Resumo de verificação, manutenção e calibração do equipamento para ensaio CPT

Item	Frequência			
	No início de um programa de sondagens	No início de cada sondagem	Ao final de cada sondagem	Em intervalos trimestrais
Verticalidade do sistema de cravação		x		
Inspeção no sistema de cravação:				
- Velocidade de cravação	x			x
- Vazamentos	x			x
- Linearidade	x			x
Linearidade das Hastes		x		x
Leitura Zero		x	x	
Desgaste da Ponteira:				
- Dimensões	x			x
- Rugosidade	x			x
Vedações:				
- Presença de Solo	x	x		
- Integridade	x	x		
Calibração:				
- Células de carga				x
- Parâmetro "a"				x
- Temperatura				x

Fonte: adaptado de Campanella (2005) apud Schnaid e Odebrecht (2012)

Para a classificação de solos, através de sondagens CPTU, um método conhecido é o de Robertson *et al.* (1986), que relaciona os seguintes parâmetros do ensaio:

$$q_t = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{(\sigma_{vo} - u_o)} \quad (2.4)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_o)}{(q_c - \sigma_{vo})} \quad (2.5)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} \cdot 100 \% \quad (2.6)$$

Onde: q_t = resistência total do cone; q_c = resistência de cone medida; σ_{vo} = tensão vertical *in situ*; u_o = pressão hidroestática; B_q = parâmetro de classificação dos solos; u_2 = poropressão medida na base do cone; F_r = parâmetro de classificação dos solos; f_s = atrito lateral na luva.

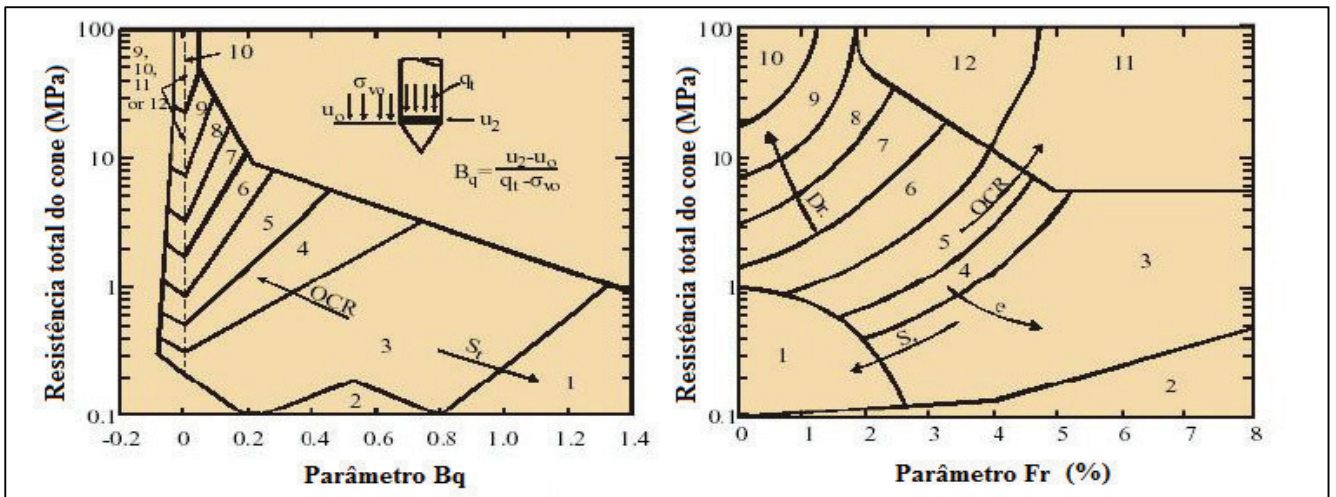


Figura 2.4 - Ábacos para classificação do solo
 Fonte: Robertson *et al.* (1986)

Vários estudos foram realizados ao longo dos anos para se conseguir determinar parâmetros geotécnicos através dos resultados da sondagem CPT e CPTU. A Tabela 2.2 e Tabela 2.3 a seguir apresentam algumas das potencialidades do ensaio e um resumo dos parâmetros, para solos arenosos, que podem ser obtidos com seus resultados.

Tabela 2.2 - Potencialidades do CPT e do CPTU

Item	CPT	CPTU
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de Adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de liquefação	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

Fonte: adaptado de Battagio *et al.* (1986) apud Schnaid e Odebrecht (2012)

Tabela 2.3 - Relação dos parâmetros para solos arenosos derivados de ensaios CPTU

Parâmetros do solo	Referência
Classificação do solo	Douglas e Olsen (1981); Senneset e Janbu (1985); Robertson et al (1986); Robertson (1990)
Estado de tensões in situ (k_0)	Kulhawy, Jackson e Mayne (1989); Mayne, Kulhawy e Kay (1990); Brown e Mayne(1993)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	Senneset e Janbu (1985); Sandven (1990); Kulhaway e Mayne (1990)
Módulo oedométrico (M)	Kulhawy e Mayne (1990); Duncan e Buchignani (1975)
Módulo Cisalhante ($G_{máx}$)	Rix e Stroke (1992); Mayne e Rix (1993); Tanaka, tanaka e Iguchi (1994); Simonini e Cola (2000); Powell e Butcher (2004); Watabe, tanaka e Takemura (2004); Schnaid (2005)
História de tensões (σ'_p , OCR)	Schmertmann (1978); Senneset, Janbu e Svano (1982); Jamiolkowski <i>et al.</i> (1985); Konrad e Law (1987); Larsson e Mulabdic (1991); Mayne (1991, 1992); Chen e Mayne (1994)
Peso específico aparente (γ)	Larsson e Mulabdic (1991)

Fonte: adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012)

Além da determinação de parâmetros geotécnicos, o ensaio de cone é utilizado no dimensionamento direto de fundações. No caso de estacas existem diversos métodos, para a previsão da capacidade de carga, baseados nos resultados do ensaio de cone. No item 2.3 do capítulo 2, três destes métodos, Aoki & Velloso (1975), Bustamante e Gianceselli (1982) e Eslami e Fellenius (1997), serão apresentados em detalhes.

2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Fundação pode ser definida como a estrutura que transmite as cargas geradas por uma edificação/empreendimento ao maciço, seja ele solo ou rocha, podendo ter diferentes formatos e ser composta pelos mais diversos materiais como concreto armado, metal, solo e etc.

Fundação profunda, segundo a NBR 6122 – 2010, é definida como: elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se estacas e os tubulões.

Também segundo a NBR 6122 – 2010 a definição de estaca é: elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores.

Estaca também pode ser definida como um elemento de fundação profunda executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem,

vibração ou escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos (Décourt, 1998).

A presente pesquisa utiliza dados de provas de carga estática em estacas escavadas, sendo assim, no item a seguir será apresentado o processo de execução deste tipo de estaca e principais características.

2.2.1 Estaca escavada

Assim se denominam as estacas executadas por uma perfuração ou escavação, com retirada de material, que, na sequência, é preenchida com concreto. As escavações podem ter suas paredes suportadas ou não, e o suporte pode ser garantido por um revestimento recuperável, perdido ou por fluido estabilizante (Velloso e Lopes, 2010). O presente trabalho trata de estacas escavadas com o uso de fluido estabilizante.

Está no grupo de estacas de substituição, onde ocorre a retirada de solo para substituição por concreto e durante esse processo acontece o amolgamento e um alívio de tensões no solo ao redor da estaca (Figura 2.5a). Durante a escavação as tensões horizontais (σ_h) são reduzidas ao empuxo do fluido estabilizante ($\gamma_l z$) e, após a concretagem, são controladas pelo empuxo do concreto fresco ($\gamma_c z$) (Figura 2.5b).

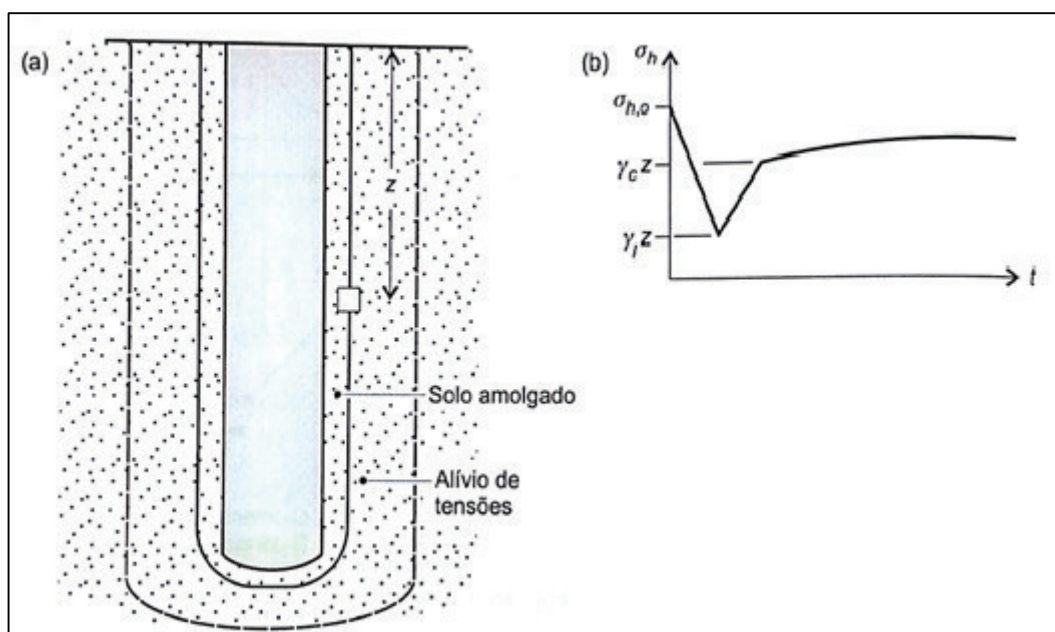


Figura 2.5 - a) Efeitos da execução de estaca escavada no terreno; b) Alívio das tensões horizontais em função do tempo. Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Segundo NBR 6122 – 2010, estaca escavada com fluido estabilizante é: uma estaca moldada in loco, sendo a estabilidade da parede da perfuração assegurada pelo uso de fluido estabilizante ou água quando tiver revestimento metálico. Recebe a denominação de estaca escavada quando a perfuração é

feita por uma caçamba acoplada a uma perfuratriz, e estaca barrete quando a seção for retangular e escavada com a utilização de clam-shell.

Os fluídos normalmente usados durante a execução da estaca são: Lama Bentonítica ou Lama Polimérica Sintética. O objetivo destes é garantir a estabilização do solo, evitando o desmoronamento da perfuração.

Lama Bentonítica consiste numa mistura de água e bentonita. A bentonita é uma argila da família das montmorilonitas encontrada em depósitos naturais. Suas propriedades variam de uma jazida para outra. A lama é obtida misturando-se bentonita em pó com água, numa concentração variando normalmente de 3 % a 8 %, em misturadores de alta turbulência (Saes, 1998).

O processo de execução deste tipo de estaca (Figura 2.6) é dividido nas seguintes etapas (NBR 6122 – 2010):

- Escavação – É cravada uma camisa metálica, usada como guia, e esta deve ser embutida no terreno com comprimento não inferior a 1 m. A escavação então é iniciada simultaneamente ao lançamento do fluído estabilizante, cuidando-se para que o nível do fluido esteja acima do lençol freático.
- Colocação da armadura – Após a escavação, a armadura deve ser centralizada com espaçadores e inserida no furo preenchido com o fluido estabilizante.
- Concretagem – O tubo tremonha é inserido na estaca e a concretagem é submersa e contínua, devendo ser feita ao menos 50 cm acima da cota de arrasamento.

Segundo Velloso e Lopes (2010) este tipo de estaca apresenta os seguintes pontos positivos e negativos: Vantagens – 1) possibilidade de execução em zonas urbanas, pois não produzem perturbações na vizinhança em decorrência de levantamento do solo ou vibrações durante a instalação; 2) cargas admissíveis elevadas; 3) adaptação fácil às variações de terreno; 4) conhecimento do terreno atravessado; Desvantagens – 1) tamanho avantajado dos equipamentos necessários a sua execução; 2) canteiro de obras difícil de manter; 3) necessidade de grandes volumes de concreto em curto intervalo de tempo.

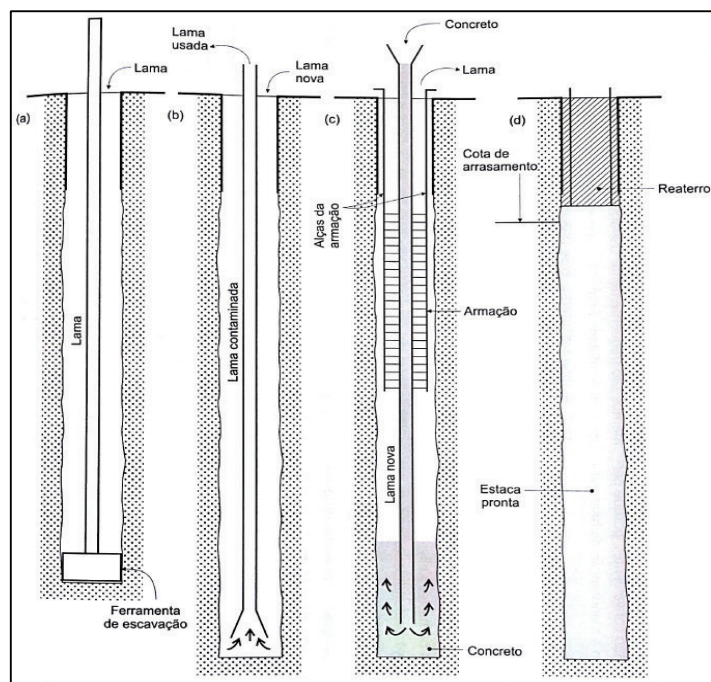


Figura 2.6 - Execução de estaca escavada com fluido estabilizante
 Fonte: Velloso e Lopes (2010)

A pesquisa sobre estacas escavadas é importante, pois se trata de um tipo de fundação muito comum, cujo comportamento é complexo. A seguir são citadas algumas pesquisas brasileiras envolvendo provas de carga em estacas escavadas:

Kormann (2002) – Estudo realizado nos solos sobre-adensados (Formação Guabirotuba) da região de Curitiba (PR), através ensaios de carregamento dinâmico em estacas escavadas mecanicamente com diâmetro variando de 0,25 a 0,60 m e comprimento de 11,00m.

Albuquerque *et al.* (2004) – Apresenta estudo do comportamento de três estacas escavadas com diâmetro 0,4 m e comprimento de 12,0 m, instrumentadas, submetidas a provas de carga lenta de compressão, em argila silto-arenosa no município de Campinas (SP).

Marques e Massad (2004) – Estudo feito em cinco estacas escavadas com bulbos, com 0,3 m de diâmetro e 9,0 m de comprimento, em solo sedimentar na região de Maceió (AL). Foram realizadas provas de carga de compressão lenta e rápida.

Bessa (2005) – Pesquisou, por meio de provas de carga estáticas à tração, a resistência por atrito lateral em 4 estacas escavadas de 0,25 m de diâmetro, 6 m de comprimento, em perfil de solo composto de argila arenosa e silte arenoso na cidade de Viçosa (MG).

França (2011) – Estudou o comportamento, por meio de provas de carga estática instrumentadas de compressão, de três estacas escavadas de grande diâmetro (1,2 m), com comprimento variando de 23 a 31 m em solos da bacia sedimentar da cidade de São Paulo.

Schulze (2013) – Pesquisa comparativa entre resultados de capacidade de carga de métodos semiempíricos e prova de carga instrumentada em estaca escavada de diâmetro 0,25 m e 5,0 m de comprimento, em solo laterítico na região de Campinas (SP).

Falconi *et al.* (2015) – Prova de carga estática de compressão em estaca escavada instrumentada de 1,0 m de diâmetro e 54,1 m de comprimento. Estudo realizado em perfil estratificado de areia e argila mole na cidade de Santos (SP).

Falconi *et al.* (2015a) – Apresenta resultados de treze provas de carga estática, realizadas em estacas escavadas, com diâmetro variando de 0,8 a 1,0 m e comprimento de 52,0 a 60,0 m, em perfil estratificado de areia e argila mole na cidade de Santos (SP).

2.2.2 Segurança nas estruturas de fundações profundas

O projeto de fundações deve assegurar que estas apresentem segurança quanto aos estados limites último e de serviço (NBR 6122:2010): 1) estado limite último (*ELU*) – associados a colapso parcial ou total da obra; 2) estado limite de serviço (*ELS*) – quando ocorrem deformações, fissuras etc. que comprometem o uso da obra.

A NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas, define os estados limites último (*ELU*) e de serviço (*ELS*) como sendo caracterizados por: 1) *ELU* – perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como corpo rígido; ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais; transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático; instabilidade por deformação; instabilidade dinâmica; 2) *ELS* – danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura; deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético; vibração excessiva ou desconfortável.

Para se definir o tipo de fundação e garantir que esta apresente segurança, as causas (ações) que provocam os esforços ou deformações a que uma estrutura/fundação está sujeita devem ser conhecidas e são classificadas de acordo com a NBR 8681:2003 em: 1) ações permanentes – ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção; 2) ações variáveis – que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno da sua média, durante a vida da construção; 3) ações excepcionais – as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção;

Outro exemplo para a classificação das ações atuantes na estrutura é a divisão destas em “vivas” e “mortas” como apresentado na Tabela 2.4 a seguir.

Tabela 2.4 - Classificação das ações atuantes nas estruturas

Cargas Vivas	Operacionais	Ocupação por pessoas e móveis
		Passagem de veículos e pessoas
		Operação de equipamentos móveis (guindastes etc.)
		Armazenamento
		Atracação de navios, pouso de helicópteros
		Frenagem, aceleração de veículos (pontes)
	Ambientais	Vento
		Ondas, correntes
		Temperatura
		Sismos
Acidentais	Solicitações especiais de construção e instalação	
	Colisão de veículos (navios, aviões etc.)	
	Explosão, fogo	
Cargas mortas ou permanentes	Peso próprio da estrutura e equipamentos permanentes	
	Empuxo de água	
	Empuxo de terra	

Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Com as informações das ações solicitantes na estrutura e os dados do local como, topografia da área, propriedades geológico-geotécnicas do subsolo e dados de construções próximas, o projetista pode dimensionar e realizar a verificação da segurança na fundação.

A NBR 6122:2010 determina que o projeto de fundações profundas em estacas pode ser realizado por meio da carga admissível ou carga resistente de projeto. No método de valores admissíveis as cargas de ruptura são divididas por um fator de segurança global onde:

$$R_{adm} \leq \frac{R_{ult}}{F_{sg}} \quad e \quad R_{adm} \geq A_k \quad (2.7)$$

Onde: R_{adm} - carga admissível na estaca; R_{ult} - carga de ruptura (última); F_{sg} - fator de segurança global; A_k - representa as ações características.

No método de valores de projeto as cargas de ruptura são divididas pelo coeficiente de minoração das resistências e as ações são multiplicadas por fatores de majoração onde:

$$R_d \leq \frac{R_{ult}}{\gamma_m} \quad , \quad A_d = A_k \cdot \gamma_f \quad e \quad R_d \geq A_d \quad (2.8)$$

Onde: R_d – carga resistente de projeto; R_{ult} – carga de ruptura (última); γ_m – coeficiente de minoração da resistência; γ_f – fatores de majoração; A_k – representa as ações características; A_d – representa as ações em valores de projeto.

A carga admissível ou resistente de projeto deve ser determinada a partir da carga de ruptura e a determinação da carga de ruptura é possível através dos seguintes procedimentos (NBR 6122:2010): 1) provas de carga estática; 2) métodos estáticos - teóricos de acordo com teoria desenvolvida na mecânica dos solos e métodos semiempíricos quando são usadas correlações com ensaios *in situ*; 3) a partir do estado limite de serviço – utilizando provas de carga ou métodos teóricos ou semiempíricos; 4) métodos dinâmicos – previsão e/ou verificação do seu comportamento sob ação de carregamento dinâmico; 5) fórmulas dinâmicas – baseadas na nega e repique elástico; 5) ensaios de carregamento dinâmico – visa à avaliação de cargas mobilizadas na interface solo-estaca, fundamentada na aplicação da Teoria da Equação da Onda Unidimensional.

A NBR 6122:2010 determina que o fator de segurança a ser usado para a determinação da carga admissível ou resistente de projeto varia em função de como a resistência última é calculada. Caso a resistência seja calculada por métodos semiempíricos o fator de segurança para carga admissível pode variar de 2,0 a 1,4 e para carga resistente de projeto é de 1,4. Caso seja calculada por meio de provas de carga, o fator de segurança para carga admissível pode variar de 1,6 a 1,4 e para carga resistente de projeto é 1,14.

A variação nos fatores de segurança no caso das resistências calculadas por métodos semiempíricos é função do número de ensaios de campo (sondagens) realizadas no terreno. Já para resistências calculadas com base em provas de carga a variação é devida ao número de provas de carga executadas no local. Quando em uma mesma região representativa do terreno for realizado mais de uma prova de carga ou mais de um ensaio de campo (sondagem), a resistência última (R_{ult}) pode ser calculada em termos de resistência característica ($R_{c,k}$), para posterior determinação da carga admissível ou resistente de projeto.

A resistência característica ($R_{c,k}$), prescrita na NBR 6122:2010, é determinada pela seguinte expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left[\frac{(R_{c,cal})_{med}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_2} \right] \quad (2.9)$$

Onde: $R_{c,k}$ - resistência característica; $(R_{c,cal})_{med}$ – resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros; $(R_{c,cal})_{min}$ - resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros; ξ_1 e ξ_2 - fatores de minoração da resistência.

Na sequência será apresentada uma breve descrição dos métodos para previsão da capacidade de carga com ênfase para os métodos estáticos, mais especificamente os métodos semiempíricos, escopo da presente pesquisa.

2.3 MÉTODOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

A capacidade de carga é a máxima carga que o sistema solo-estaca suporta, sem ocorrer a ruptura do solo, recalques excessivos ou danos na estrutura da estaca. É dividida em uma parcela correspondente à resistência de ponta e uma parcela devido à resistência por atrito lateral e depende de fatores como o tipo de solo (coesivo ou granular), o estado em que o solo se encontra (sobre adensado ou normalmente adensado, compacto ou fofo), tipo de estaca (substituição ou deslocamento), material da estaca e sua geometria (seção transversal e comprimento).

Métodos para prever a capacidade de carga de estacas foram desenvolvidos por diversos pesquisadores e segundo Velloso e Lopes (2010) são divididos em:

- 1) **Estáticos** – estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo e são subdivididos em:
 - Racionais ou teóricos - utilizam soluções clássicas de capacidade de carga a partir de parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão;
 - Métodos semiempíricos - se baseiam em correlações entre a capacidade de carga da estaca com resultados de ensaios de campo como CPT e SPT.
 - Empíricos – onde a capacidade de carga é calculada apenas com base na classificação das camadas de solo atravessadas, servindo apenas como uma estimativa grosseira da capacidade de carga.

- 2) **Dinâmicos** – determinam a capacidade de carga com base na observação da sua resposta à cravação e são subdivididos em:
 - Fórmulas dinâmicas - relacionam a resistência à cravação com a energia de cravação e com o deslocamento axial da estaca causado pelo impacto do martelo. São estabelecidas com base em diferentes hipóteses e seus resultados tendem a variar bastante. São recomendadas apenas como sistema de controle na homogeneidade de estacas cravadas.
 - Soluções da equação da onda – analisa a cravação como um fenômeno de propagação de ondas de tensão ao longo da estaca, permitindo a obtenção das resistências estática e dinâmica da estaca. Os métodos de interpretação do ensaio de carregamento dinâmico (ECD) tem como base a teoria de propagação de ondas de tensão em barras.

Segundo Velloso e Alonso (2000) apud Silva (2013), soluções teóricas conduzem a resultados bastante discrepantes dependendo do método utilizado. Podendo um fator de capacidade de carga (N_q), para um mesmo ângulo de atrito interno (ϕ), variar até 10 vezes dependendo do autor (Figura 2.7).

A dificuldade em se ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em fundações profundas, em conjunto com a elevada discrepância nos resultados dos métodos teóricos e sua limitação em considerar os solos exclusivamente coesivos ou granulares, enquanto na natureza é comum a ocorrência de solos com coesão e atrito, leva tais métodos a ter pouca utilização em projetos, sendo preteridos por métodos semiempíricos (Cintra e Aoki, 2010).

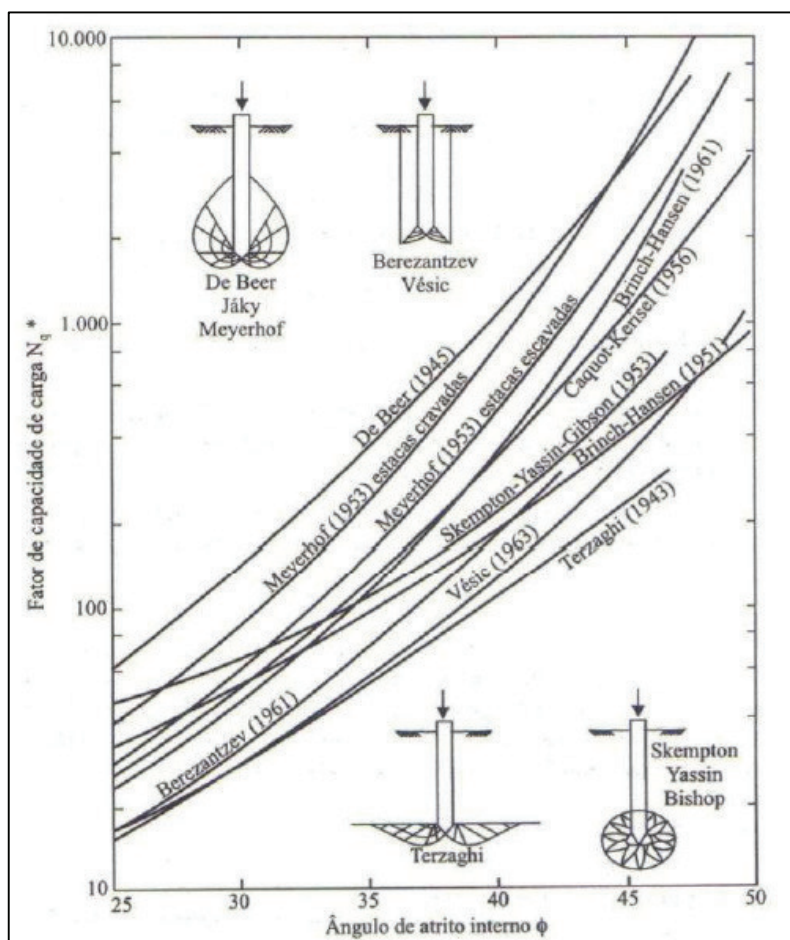


Figura 2.7 - Valores de N_q de vários autores
 Fonte: Vésic (1967) apud Silva (2013)

O uso de métodos semiempíricos é bem difundido no Brasil, devido a facilidade e rapidez de se obter a capacidade de carga da fundação através de correlações com ensaios de campo. Muitas vezes o engenheiro tem acesso apenas a dados de ensaios de campo, como SPT e CPT, para o dimensionamento da fundação, o que aumenta o uso destes métodos e reforça sua importância no meio geotécnico. No entanto, segundo Schnaid (2000), apesar de ser uma ferramenta muito útil e difundida, é importante reconhecer que, devido a sua natureza estatística, a validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento. Sendo assim se faz

necessário o aperfeiçoamento constante de tais métodos no intuito de aumentar o banco de dados e melhorar sua precisão nas estimativas de capacidade de carga.

Na presente pesquisa, dentre os métodos estáticos, se optou por trabalhar somente com métodos semiempíricos, devido à disponibilidade de ensaios de campo (SPT e CPT/CPTU) e por se tratarem de métodos consagrados no meio geotécnico para a estimativa da capacidade de carga. O fluxograma a seguir (Figura 2.8) mostra como se deu a tomada de decisão para a escolha dos métodos semiempíricos.

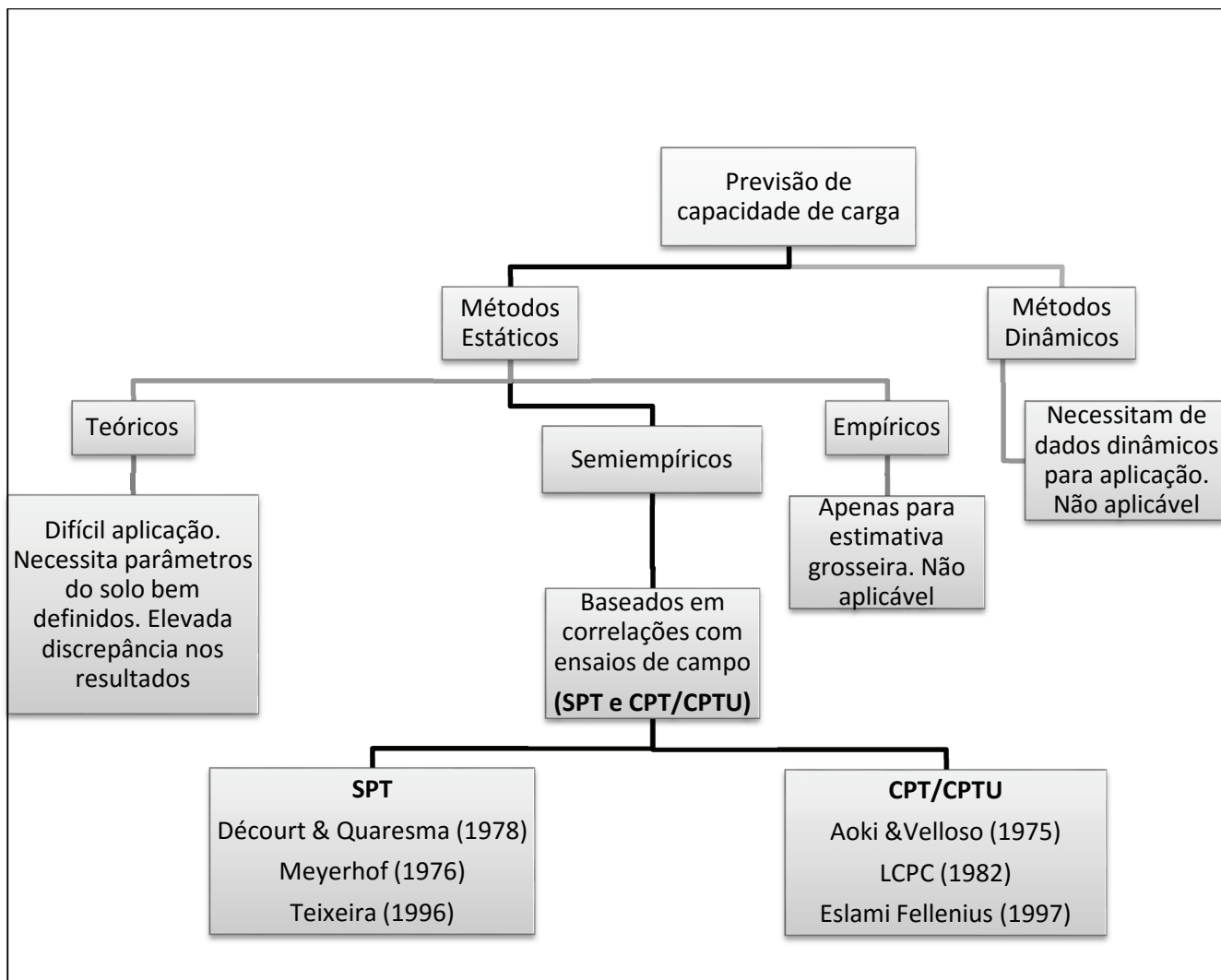


Figura 2.8 - Fluxograma para a escolha dos métodos semiempíricos

A seguir serão apresentados os seis métodos semiempíricos selecionados para esta pesquisa. As informações foram coletadas de Velloso e Lopes (2010), Cintra e Aoki (2010), Lobo (2005), Silva (2013), Schulze (2013) e Fellenius (2014).

2.3.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Método desenvolvido no Brasil, foi concebido a partir da correlação de resultados de prova de carga estática com resultados de ensaios de cone (CPT). É possível o seu uso com o resultado de ensaios de penetração dinâmica (SPT) por meio do coeficiente de conversão “k” da resistência de ponta do cone (q_c) para o índice de resistência a penetração (N_{SPT}). A expressão da capacidade de carga da estaca é dada pela equação (2.10):

$$R_{ult} = A_p \cdot q_p + U \cdot \sum (q_l \cdot \Delta_l) \quad (2.10)$$

Onde: R_{ult} - carga de ruptura estaca; U - perímetro do fuste; q_l - tensão cisalhante por atrito lateral; Δ_l - segmento da estaca; q_p - tensão normal na ponta da estaca; A_p - área da ponta.

As tensões atuantes no fuste (q_l) e na ponta (q_p) são relacionadas com a resistência de ponta (q_c) do ensaio CPT por meio das expressões:

$$q_p = \frac{q_c}{F1} \quad (2.11)$$

$$f_l = \frac{f_s}{F2} = \frac{\alpha \cdot q_c}{F2} \quad (2.12)$$

Onde: q_c - resistência de ponta do ensaio CPT; $F1$ e $F2$ - são fatores de correção das resistências de ponta e lateral e dependem do tipo de estaca; f_s - atrito lateral no cone; α - coeficiente que depende do tipo de solo.

Unindo as equações (2.10), (2.11) e (2.12) obtém-se a equação (2.13):

$$R_{ult} = A_p \cdot \frac{q_c}{F1} + U \cdot \sum \left(\frac{\alpha \cdot q_c \cdot \Delta_l}{F2} \right) \quad (2.13)$$

Para o uso do método com os resultados do ensaio SPT é adicionado à equação (2.10) o coeficiente “k” que depende do tipo de solo e se obtém a seguinte equação:

$$R_{ult} = A_p \cdot \frac{k \cdot N_{SPT}}{F1} + U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{SPT}}{F2} \quad (2.14)$$

Na Tabela 2.5 a seguir são apresentados os valores de “F1” e “F2” propostos por Aoki-Velloso (1975), Laprovitera (1988) & Benegas (1993), Monteiro (1993) apud Lobo (2005).

Tabela 2.5 - Valores de F1 e F2 sugeridos por diferentes autores

Tipos de Estaca	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1993)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,2
Metálica	1,8	3,5	2,4	3,4	1,7	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	1,8	3,5	2,0	3,5	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,8	3,5	2,0	3,5	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	7,0	4,5	4,5	3,5	4,4
Strauss	3,5	7,0	4,5	4,5	4,2	3,9
Raiz	-	-	-	-	2,2	2,4
Hélice contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

Fonte: adaptado de Lobo (2005)

Valores para os coeficientes “k” e “α” propostos por Aoki-Velloso (1975), Laprovitera (1988), Monteiro (1997) apud Lobo (2005), são apresentados na Tabela 2.6 a seguir:

Tabela 2.6 - Valores de “k” e “α” propostos por diferentes autores

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40	0,60	1,40	0,73	2,10
Areia siltosa	0,80	2,00	0,53	1,90	0,68	2,30
Areia silto-argilosa	0,70	2,40	0,53	2,40	0,63	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00	0,53	3,00	0,54	2,80
Areia argilo-siltosa	0,50	2,80	0,53	2,80	0,57	2,90
Silte	0,40	3,00	0,48	3,00	0,48	3,20
Silte arenoso	0,55	2,20	0,48	3,00	0,50	3,00
Silte areno-argiloso	0,45	2,80	0,38	3,00	0,45	3,20
Silte argiloso	0,23	3,40	0,30	3,40	0,32	3,60
Silte argilo-arenoso	0,25	3,00	0,38	3,00	0,40	3,30
Argila	0,20	6,00	0,25	6,00	0,25	5,50
Argila arenosa	0,35	2,40	0,48	4,00	0,44	3,20
Argila areno-siltosa	0,30	2,80	0,30	4,50	0,30	3,80
Argila siltosa	0,22	4,00	0,25	5,50	0,26	4,50
Argila silto-arenosa	0,33	3,00	0,30	5,00	0,33	4,10

Fonte: adaptado de Lobo (2005)

2.3.2 Método Décourt & Quaresma (1978)

Se trata de outro método desenvolvido no Brasil, muito utilizado nacionalmente, assim como o método Aoki & Velloso (1975). Foi desenvolvido inicialmente para estacas pré-moldadas de concreto e posteriormente (Décourt, 1996) apud Cintra e Aoki (2010) adaptado a outros tipos de estaca. Diferente do método anterior, que é baseado nos resultados do ensaio CPT, este utiliza os resultados do ensaio SPT como parâmetro base para o cálculo da capacidade de carga.

Assim como os métodos apresentados anteriormente este também divide a resistência da estaca em uma componente devido ao atrito lateral (R_{Lult}) e uma componente devido a ponta (R_{Pult}), sendo a capacidade de carga expressa pela equação (2.15) a seguir:

$$R_{ult} = R_{Pult} + R_{Lult} = \alpha \cdot K \cdot Np \cdot Ap + U \cdot L \cdot \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{NL}{3} + 1 \right) \quad (2.15)$$

Onde: α - fator de correção da resistência de ponta em função do tipo de estaca e solo; K - coeficiente característico do solo que relaciona a resistência de ponta com o valor de Np ; Np - valor médio do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) na ponta, obtido a partir da média do N_{SPT} ao nível da ponta e dos níveis imediatamente superior e inferior; A_p - área da ponta; U - perímetro da estaca; L - comprimento da estaca; β - fator de correção da resistência de atrito lateral em função do tipo de estaca e solo; N_L - valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste.

Para determinação do N_L é aplicada a seguinte regra: **1) Estacas de deslocamento e escavadas com bentonita** - os valores de N_{SPT} menores que 3, devem ser considerados igual a 3 e os valores maiores que 50, devem ser considerados igual a 50; **2) Estacas Strauss e tubulões a céu aberto** – os valores de N_{SPT} maiores que 15, devem ser considerados igual a 15 e para valores menores que 3, devem ser considerados igual a 3. A seguir são apresentados os valores, sugeridos pelos autores, do coeficiente característico do solo (K) e dos fatores de correção (α e β). Para estacas pré-moldadas de concreto, metálicas e tipo Franki os valores dos fatores de correção (α e β) são iguais a 1.

Tabela 2.7 - Valores do coeficiente característico do solo K

Tipo de Solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Fonte: adaptado de Décourt & Quaresma (1978) apud Cintra e Aoki (2010)

Tabela 2.8 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e solo

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos Residuais	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: adaptado de Décourt (1996) apud Cintra e Aoki (2010)

Tabela 2.9 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e solo

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos Residuais	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: adaptado de Décourt (1996) apud Cintra e Aoki (2010)

2.3.3 Método Meyerhof (1976)

Meyerhof (1976) desenvolveu seu método para estimativa da capacidade de carga com base nos resultados do ensaio SPT, cuja equação é apresentada a seguir:

$$R_{ult} = q_{p,ult} \cdot A_p + q_{l,ult} \cdot A_l \quad (2.16)$$

Onde: $q_{p,ult}$ – resistência unitária de ponta; A_p – área da ponta; $q_{l,ult}$ – atrito lateral unitário; A_l – área lateral.

As informações a seguir foram coletadas de Velloso e Lopes (2010):

- 1) Para estacas cravadas até a profundidade D em solo arenoso, a resistência unitária de ponta (kgf/cm^2) é:

$$q_{p,ult} = \frac{0,4 \cdot N \cdot D}{B} \leq 4 \cdot N \quad (2.17)$$

Onde: N - valor do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) na ponta.

O atrito lateral unitário (kgf/cm^2) é dado por:

$$q_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{50} \quad (2.18)$$

Onde: \bar{N} - valor do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) médio ao longo do fuste.

- 2) Para siltes não plásticos, pode-se adotar como limite superior da resistência unitária de ponta o valor de $3N$.
- 3) Para estacas escavadas em solos não coesivos, a resistência de ponta é da ordem de um terço dos valores dados pela equação (2.17), e a resistência lateral da ordem da metade do valor da equação (2.18).
- 4) Para estacas com base alargada tipo Franki, a resistência de ponta é da ordem do dobro das fornecidas pelas equações (2.17) e (2.18).
- 5) Se as propriedades da camada de suporte arenosa variam nas proximidades da ponta da estaca, deve-se adotar para N um valor médio calculado ao longo de 4 diâmetros acima e 1 diâmetro abaixo da ponta da estaca.
- 6) Em camadas de suporte arenosa sobrejacentes a uma camada de solo fraco e a espessura H entre a ponta da estaca e o topo da camada fraca for menor do que a espessura crítica da ordem de $10B$, a resistência unitária da ponta da estaca será:

$$q_{p,ult} = q_0 + \frac{(q_1 - q_0) \cdot H}{10 \cdot B} \leq q_1 \quad (2.19)$$

Onde: q_0 – resistência limite na camada inferior; q_1 – resistência limite na camada resistente; B – diâmetro ou lado da estaca.

- 7) Para estacas em argila, nenhuma relação direta entre capacidade de carga e N_{SPT} é apresentada.

2.3.4 Método Teixeira (1996)

Tendo como base os métodos Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e outros, Teixeira (1996) apud Cintra e Aoki (2010) propõe uma equação unificada para a capacidade de carga, na qual também divide a resistência da estaca (R_{ult}) em uma componente devido ao atrito lateral (R_{Lult}) e uma componente devido a ponta (R_{Pult}), em função dos parâmetros α e β :

$$R_{ult} = R_{Pult} + R_{Lult} = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (2.20)$$

Onde: α - parâmetro, relativo a resistência de ponta, adotado em função do tipo de estaca e solo; N_P - valor médio do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo; A_P - área da ponta; β - parâmetro, relativo a resistência de atrito lateral, adotado em função apenas do tipo de estaca; N_L - valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste; U - perímetro da estaca; L - comprimento da estaca.

Este método não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole, com N_{SPT} inferiores a 3 (Cintra e Aoki, 2010). Os valores sugeridos para os parâmetros α e β são apresentados na Tabela 2.10 e Tabela 2.11 a seguir.

Tabela 2.10 - Valores do parâmetro α

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

Fonte: adaptado de Teixeira (1996) apud Cintra e Aoki (2010)

Tabela 2.11 - Valores do parâmetro β

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

Fonte: adaptado de Teixeira (1996) apud Cintra e Aoki (2010)

2.3.5 Método Bustamante e Gianeselli ou LCPC (1982)

Método criado no Lanoratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), na França. Foi desenvolvido com base na comparação de resultados de prova de carga e ensaios CPT, em diferentes tipos de estacas. A expressão geral do método para capacidade de carga é:

$$R_{ult} = k_c \cdot q_{ca} \cdot A_P + \sum \frac{q_{ci}}{\alpha} \cdot A_{Li} \quad (2.21)$$

Onde: R_{ult} – carga de ruptura; k_c – fator de conversão de q_{ca} para resistência de ponta da estaca; q_{ca} – resistência de ponta do cone média no nível da ponta da estaca, obtida por média aritmética entre as resistências acima e abaixo da ponta da estaca em 1,5 vezes o diâmetro; A_P – área de ponta da estaca; q_{ci} – resistência de ponta média para a camada i ; α – coeficiente que leva em conta a natureza do solo e o processo de execução; A_{Li} – área lateral da estaca para a camada i .

Os autores classificam as estacas nas seguintes categorias:

- Categoria IA: estacas escavadas sem revestimento ou com uso de lama, estacas hélice, estacas raiz;
- Categoria IB: estacas escavadas com revestimento de aço ou concreto, estacas cravadas e moldadas *in situ* (tipo Franki);
- Categoria IIA: estacas pré-moldadas cravadas;
- Categoria IIB: estacas de aço cravadas;
- Categoria IIIA: estacas cravadas injetadas;
- Categoria IIIB: estacas injetadas com altas pressões com diâmetro maior que 250 mm.

Os valores sugeridos de α e k_c sugeridos são apresentados na Tabela 2.12 e Tabela 2.13:

Tabela 2.12 - Valores de α

Tipo de solo	q_c (MPa)	Coeficiente α			
		Categoria			
		I		II	
		A	B	A	B
Argilas moles e turfas	< 1	30	90	90	30
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	40	80	40	80
Silte e areias fofas	≤ 5	60	150	60	120
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	60	120	60	120
Areias medianamente compactas e pedregulho	5 a 12	100	200	100	200
Areias compactas e pedregulhos	> 12	150	300	150	200

Fonte – adaptado de Bustamente e Gianceselli (1982) apud Reinert (2011)

Tabela 2.13 - Valores de k_c

Tipo de solo	Fator k_c		
	q_c (MPa)	Grupo I	Grupo II
Argilas moles e turfas	< 1	0,40	0,50
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	0,35	0,45
Silte e areias fofas	≤ 5	0,40	0,50
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	0,45	0,55
Areias medianamente compactas e pedregulho	5 a 12	0,40	0,50
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,30	0,40

Fonte – adaptado de Bustamente e Gianceselli (1982) apud Reinert (2011)

O cálculo de q_{ca} deve ser feito da seguinte forma

- Calcula-se a resistência de ponta de cone (q_c) média, para o trecho 1,5 vezes o diâmetro da estaca acima e abaixo da ponta;
- Os valores de q_c superiores 1,3 vezes e inferiores 0,7 vezes a média são eliminados;
- É calculada uma nova média dentro da faixa definida no item anterior, sendo está média o valor de q_{ca} .

São atribuídos valores limites para q_{ci}/α , dependendo do tipo de estaca e da resistência de ponta do solo, conforme Tabela 2.14 a seguir:

Tabela 2.14 - Valores de q_{ci}/α

Tipo de solo	q_c (MPa)	Limite máximo de q_{ci}/α			
		Categoria			
		I		II	
		A	B	A	B
Argilas moles e turfas	< 1	0,015	0,015	0,015	0,015
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035
Silte e areias fofas	≤ 5	0,035	0,035	0,035	0,035
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035
Areias medianamente compactas e pedregulho	5 a 12	0,08 (0,12)	0,035 (0,12)	0,08 (0,12)	0,08
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,12 (0,15)	0,08 (0,15)	0,12 (0,15)	0,12

Fonte – adaptado de Bustamente e Gianceselli (1982) apud Reinert (2011)

Os valores entre parênteses na Tabela 2.14, correspondem à execução cuidadosa e um processo executivo que altere o mínimo possível as condições naturais do solo.

2.3.6 Método Eslami e Fellenius (1997)

O método usa os resultados do ensaio de piezocone (CPTU), que segundo Fellenius (2014), promove uma correlação mais confiável aos parâmetros do solo e melhores resultados.

A expressão geral do método é:

$$R_{ult} = q_{Pult} \cdot A_P + q_{Lult} \cdot A_L \quad (2.22)$$

Onde: R_{ult} – carga de ruptura; q_{Pult} – resistência unitária de ponta; A_P – área de ponta da estaca; q_{Lult} – resistência unitária de atrito lateral ao longo do fuste; A_L – área lateral da estaca.

Os valores de q_{Pult} e q_{Lult} são definidos como:

$$q_{Pult} = C_t \cdot q_{EG} \quad (2.23)$$

$$q_{Lult} = C_s \cdot q_E \quad (2.24)$$

$$q_E = q_c \cdot u_2 \quad (2.25)$$

Onde: C_t – Coeficiente de correlação de ponta; q_{EG} – média geométrica da resistência de cone na zona de influência de ponta, após a correção da poropressão e ajuste da tensão “efetiva” aparente; C_s - Coeficiente de correlação de atrito lateral que é função do tipo de solo; q_E – resistência do cone “efetiva” aparente; u_2 – poropressão medida durante o ensaio.

Segundo Fellenius (2014) a resistência total do cone (q_c) é transformada em resistência “efetiva” aparente (q_E), subtraindo a poropressão (u_2) da resistência total do cone. A resistência unitária de ponta da estaca (r_t) é obtida por meio da média geométrica da resistência efetiva (q_{EG}) do cone sobre uma área de influência, que depende da estratigrafia do solo e reduz potenciais desproporcionalidades de camadas mais ou menos resistentes, o que uma média aritmética simples não faz.

Quando a estaca atravessa de uma camada fraca de solo para uma camada densa, a média geométrica (q_{EG}) é determinada com base em uma zona de influência que se estende de 4B abaixo da ponta da estaca à 8B acima da ponta, sendo B o diâmetro da estaca. Caso contrário a zona de influência se estende de 2B acima da ponta à 4B abaixo da ponta da estaca.

O coeficiente de correlação de ponta (C_t) depende do diâmetro da estaca. Segundo os autores, na maioria dos casos, seu valor é igual a unidade. Quanto maior o diâmetro da estaca, maior a força

necessária para mobilizar toda a resistência de ponta, todavia a resistência “utilizável” diminui com o aumento do diâmetro. Sendo assim, para estacas com diâmetro maior que 0,4 m o coeficiente C_t deve ser igual a:

$$C_t = \frac{1}{3 \cdot B} \quad (2.26)$$

Onde: B – diâmetro da estaca em metros.

O coeficiente de correlação do atrito lateral (C_s) é determinado com base na carta de classificação do solo (Figura 2.9) e utiliza tanto a resistência de ponta do cone como o atrito lateral da luva. Como a medida do atrito lateral é mais variável do que a medida da resistência de ponta, o atrito lateral não é aplicado diretamente no cálculo da resistência de atrito lateral unitária (r_s) e sim de acordo com a equação (2.24).

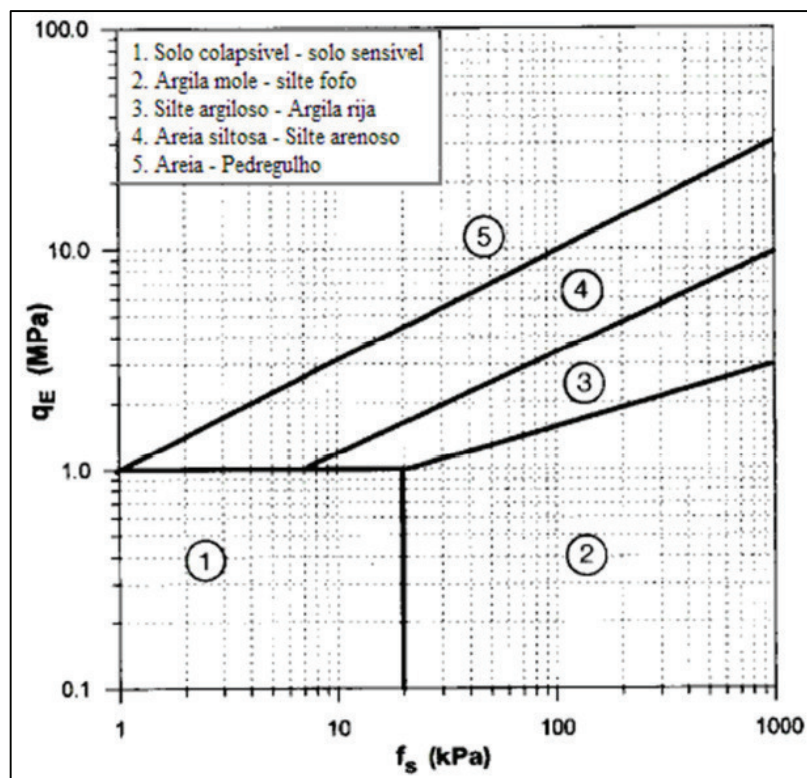


Figura 2.9 - Ábaco para classificação do solo e definição de C_s
 Fonte: Eslami e Fellenius (1997) apud Reinert (2011)

O Tabela 2.15 a seguir apresenta os valores de C_s sugeridos por Fellenius (2014).

Tabela 2.15 - Valores de C_s

Tipo de solo	C_s (%)
Solo mole alta sensibilidade	8,0
Argila	5,0
Argila siltosa, argila rija e silte	2,5
Silte arenoso e silte	1,5
Areia fina ou areia siltosa	1,0
Areia e areia com pedregulho	0,4

Fonte: adaptado de Eslami e Fellenius (1997) apud Fellenius (2014)

2.4 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

As provas de carga estáticas são realizadas com o intuito de verificar o comportamento da fundação previsto em projeto (capacidade de carga e recalques) e podem ser usadas para definir a carga admissível, quando não se consegue uma previsão de comportamento da fundação (Velloso e Lopes, 2010).

A norma de fundações NBR 6122: 2010 diz que a carga admissível da fundação pode ser determinada por meio de provas de carga estáticas e a capacidade de carga da estaca é considerada definida quando ocorre ruptura nítida do elemento testado, ruptura essa caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Caso a prova de carga não atinja a ruptura nítida, pode-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por critérios baseados na Engenharia Geotécnica.

No Brasil o método de ensaio é prescrito pela NBR 12131: 2006 Estacas – Prova de carga Estática. Esta norma se aplica às provas de carga com cargas controladas que se subdividem em: carregamento lento; carregamento rápido; carregamento misto (lento seguido de rápido); carregamento cíclico (lento ou rápido).

O ensaio pode ser feito para estacas com esforços de compressão, tração ou transversais (Figura 2.10). Sua aparelhagem (Figura 2.10 e Figura 2.11) consiste em um dispositivo de aplicação de carga (macaco hidráulico), um sistema de reação (cargueira, estacas de reação, tirantes ou alguma estrutura existente) e dispositivos para as medições de força (células de carga ou manômetros) e deslocamento (deflectômetros, extensômetros).

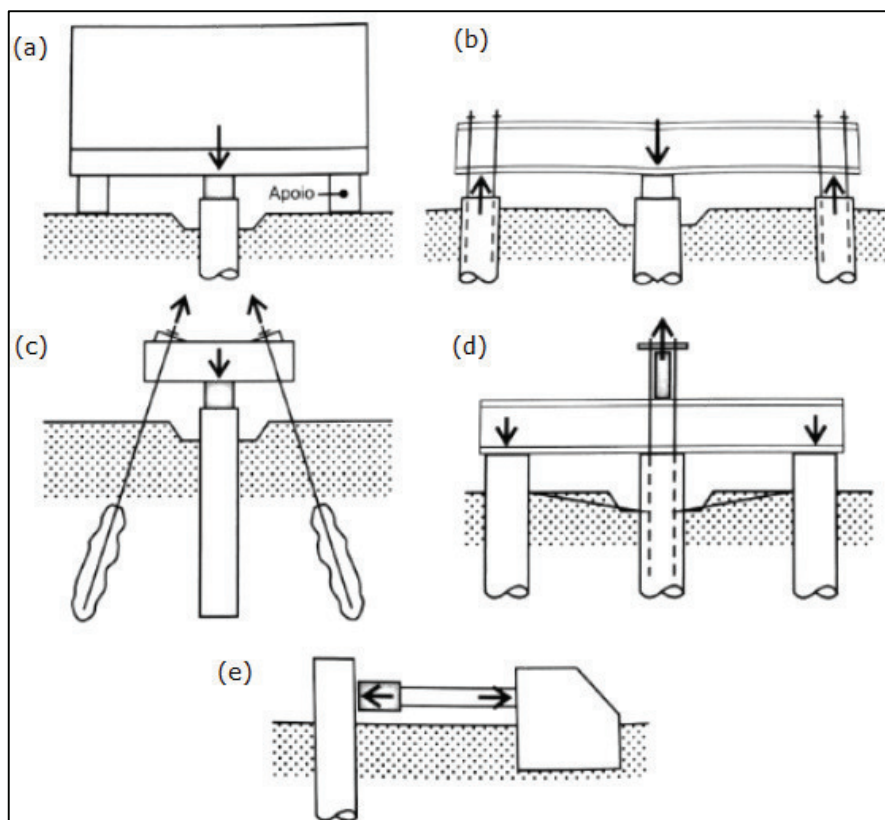


Figura 2.10 - Sistemas de reação e aplicação de carga: a) Compressão com cargueira; b) Compressão com estacas de reação e viga; c) Compressão com tirantes de reação; d) Tração com estacas de reação e viga; e) Esforço transversal. Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

As provas de carga estática são divididas quanto à aplicação de carga em três categorias (Figura 2.12): 1) Carga controlada: carga incremental lenta, carga incremental rápida, carga incremental mista (lenta e rápida) e carga cíclica; 2) Deformação: deslocamento controlado; 3) Método do equilíbrio.

As categorias apresentadas acima podem ser divididas em ensaios rápidos (carga incremental rápida, deformação controlada e método de equilíbrio) e lentos (carga incremental lenta), com influência na curva carga-recalque e na capacidade de carga obtida (Figura 2.13). Para uma mesma carga ensaios com estágios de carregamento mais rápido apresentam menores recalques que ensaios com carregamento lento. Esse fato se deve a viscosidade do solo que faz com que este apresente menores deformações e maior resistência ao ser cisalhado mais rapidamente.

Qualquer esquema de montagem e categoria do ensaio deve atentar para certos cuidados como: centralização e alinhamento dos macacos e células de carga utilizadas, fixação e calibração do sistema para medida dos deslocamentos, distância mínima, dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar, carga máxima do sistema de reação, que deve ser superior a carga de ruptura estimada da estaca, tempo de cura do concreto para estacas moldadas *in loco*, intervalo de tempo entre a instalação das estacas e o início do ensaio, que deve corresponder ao tempo necessário para o reestabelecimento do solo em torno da estaca (Generoso, 2014).

Os ensaios mais comuns são os de carga controlada. Na seqüência são apresentados mais detalhes dos ensaios de carga controlada com incrementos de carga lento e rápido, para esforços de compressão axial em elementos de fundação isolados.

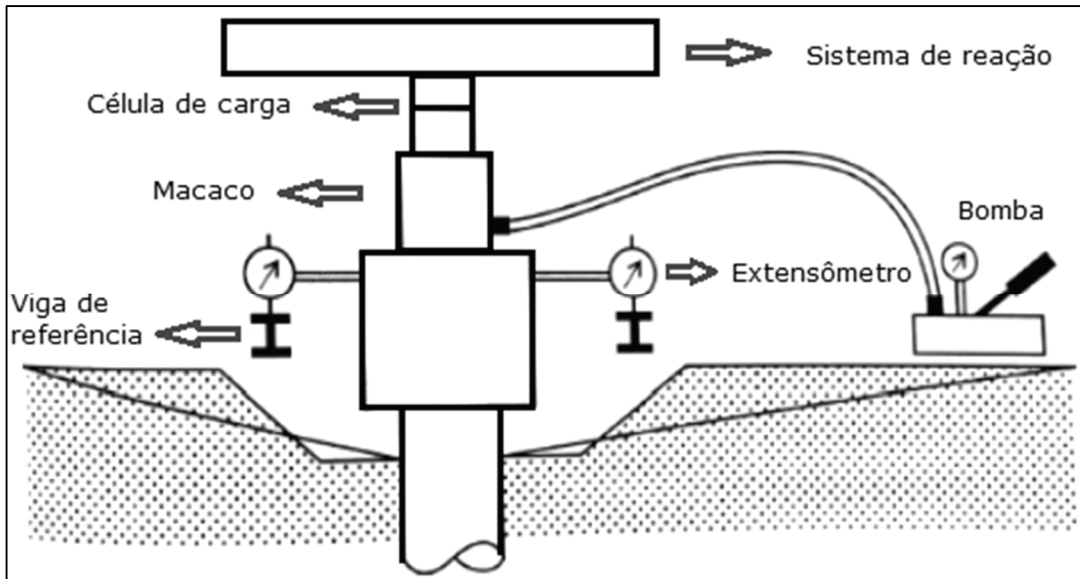


Figura 2.11 - Sistema de medição e aplicação de carga
 Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010)

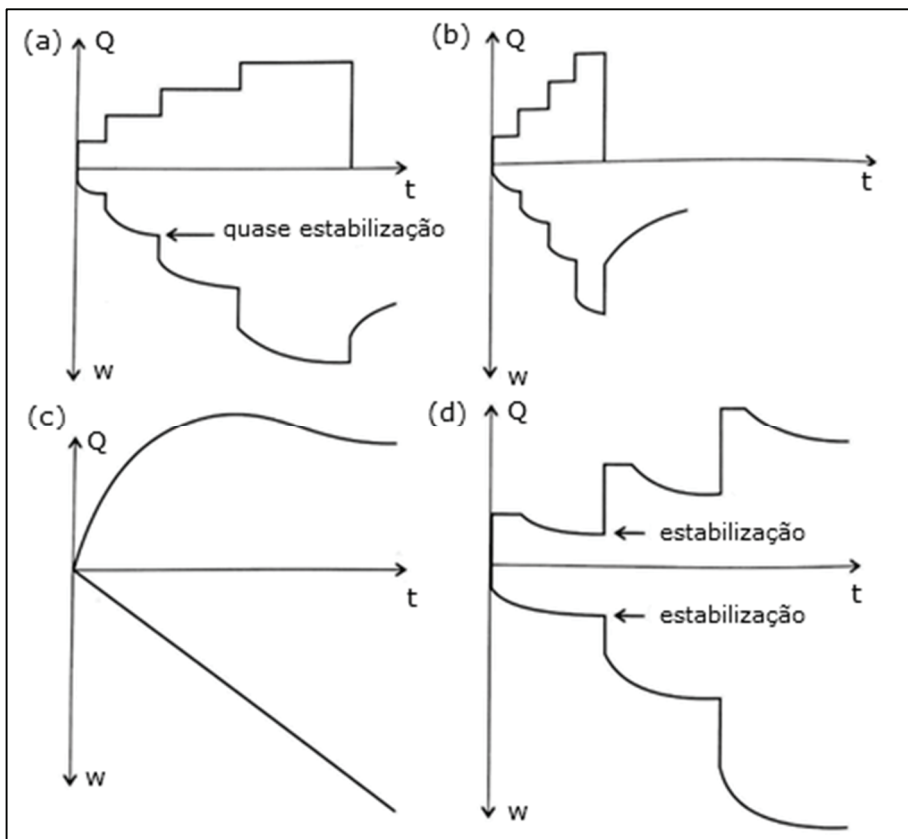


Figura 2.12 - Curvas carga-tempo e recalque-tempo: (A) Carga incremental lenta; (B) Carga incremental rápida; (C) Deformação controlada; (D) Método do equilíbrio
 Fonte: Velloso e Lopes (2010)

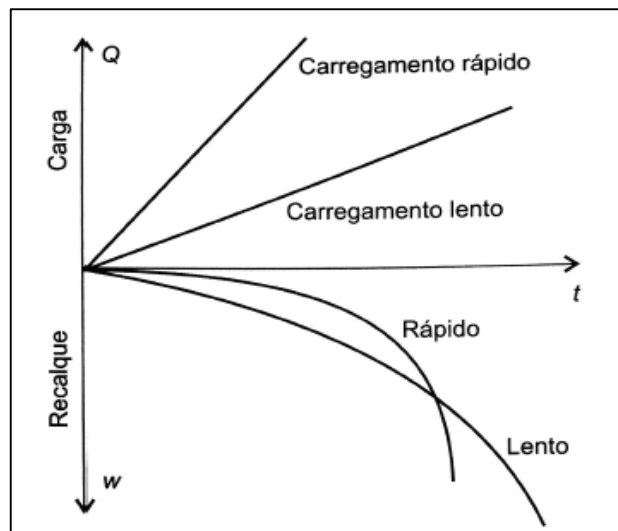


Figura 2.13 - Curvas carga-recalque de provas de carga com diferentes velocidades de carregamento
 Fonte: Velloso e Lopes (2010)

2.4.1 Prova de carga controlada lenta

O ensaio lento consiste na aplicação de cargas constante até a estabilização dos recalques. Os incrementos de carga são sucessivos e iguais a 20 % da carga admissível de projeto. A carga máxima do ensaio é definida pela NBR 6122: 2010 como sendo duas vezes a carga admissível da estaca, totalizando dez incrementos de carga. Contudo a norma autoriza a redução da carga máxima de ensaio para 1,6 vezes a carga admissível para ensaios realizados exclusivamente para avaliação de desempenho.

A norma brasileira NBR 12131: 2006 descreve o método de ensaio e prescreve os critérios para os incrementos de carga e os tempos mínimos para duração do ensaio. O tempo mínimo para cada incremento de carga é de 30 min e cada incremento é considerado estabilizado quando o recalque lido entre dois tempos sucessivos, com as leituras feitas em tempos dobrados (2, 4, 8, 15, 30 min.), contados a partir do início do estágio, não ultrapasse 5 % do recalque medido naquele estágio. Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 horas entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento. Já o descarregamento é feito em no mínimo quatro estágios até a estabilização dos deslocamentos, com tempo mínimo de cada estágio de 15 min.

Segundo Velloso e Lopes (2010), para casos correntes (edifícios, silos, tanques e pontes) este é o ensaio que mais se aproxima do carregamento real que a estaca sofrerá durante sua vida útil, pois o carregamento se dará de maneira lenta, atingindo recalques maiores e menores resistências. Todavia, nem o ensaio lento é capaz de reproduzir o futuro comportamento da estaca sob carregamento permanente, já que o tempo do ensaio é insuficiente para propiciar informações sobre o efeito do longo prazo nos recalques (Cintra *et al.*, 2013).

O ensaio lento é o mais antigo das provas de carga estática e é o mais utilizado no Brasil. Contudo, a obrigatoriedade de aguardar a estabilização dos recalques torna o ensaio demorado, principalmente a partir da metade da carga máxima programada (Cintra *et al.*, 2013).

2.4.2 Prova de carga controlada rápida

Uma opção para minimizar o tempo da prova de carga estática é a prova de carga rápida. O ensaio consiste em incrementos de carga com duração padronizada, sem a necessidade de aguardar a estabilização dos recalques. A norma NBR 12131: 2006 fixa a duração dos estágios em 10 min, sendo um total de vinte estágios de carregamento e cinco ou mais de descarregamento. A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10 % da carga de trabalho prevista para a estaca e após atingida a carga máxima, devem ser feitas cinco leituras a 10, 30, 60, 90 e 120 min. Após o descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras de deslocamento aos 30 e 60 min.

A norma americana ASTM D1143/D1143M – 2007 considera o ensaio de carga controlada com incrementos de carga rápido (*quick test*) como sendo o principal dentre as sete opções de ensaio presentes na norma. Os incrementos de carga devem ser de 5 % da carga de ruptura estimada, com intervalos de tempo entre 4 e 15 min, usando o mesmo intervalo de tempo para todos os incrementos de carga. O descarregamento deve ocorrer em 5 a 10 estágios, com o mesmo intervalo de tempo para cada estágio.

Fellenius (1980) apud Cintra *et al.* (2013) diz que o importante para o ensaio não é a duração dos estágios de carga, qualquer que seja ela, desde que os incrementos e suas durações sejam iguais.

Devido a não estabilização dos recalques, a curva da prova de carga rápida apresenta recalques menores que o ensaio lento, para um mesmo incremento de carga (Figura 2.13). Em consequência, a capacidade de carga atingida no ensaio rápido é maior que a obtida no lento. Segundo Cintra *et al.* (2013) essa diferença gira em torno de 10 %, para ensaios com incrementos de carga com duração de 15 min.

2.4.3 Modos de ruptura

Existem três modos de ruptura em provas de carga estática em estacas: ruptura nítida; ruptura física e ruptura convencional (Cintra *et al.*, 2013).

A ruptura nítida é caracterizada pela verticalização da curva carga \times recalque, com deformação incessante sem acréscimo de carga (Figura 2.14a). A partir deste ponto atinge-se a capacidade de carga (R_{ult}) do sistema solo-estaca, caracterizando a ruptura sem necessidade de interpretação para encontrar o valor de capacidade de carga (R_{ult}).

A ruptura física é caracterizada por uma condição onde a curva obtida na fase de carregamento é parte de uma curva assintótica (Figura 2.14b). Conforme o ensaio avança para a aplicação de sua carga máxima os recalques se tornam elevados, mas não atingem a verticalidade como na ruptura nítida. O valor de R_{ult} não pode ser alcançado diretamente no ensaio devido ao recalque elevado, sendo necessária a extrapolação da curva para se encontrar o valor de R_{ult} .

A ruptura convencional (Figura 2.14c) se caracteriza pela adoção arbitrária de um ponto na curva carga \times recalque, pois o ensaio não apresenta indício de ruptura nítida (verticalização da curva), admitindo-se que o sistema solo-estaca resiste a cargas superiores a carga de ruptura arbitrada.

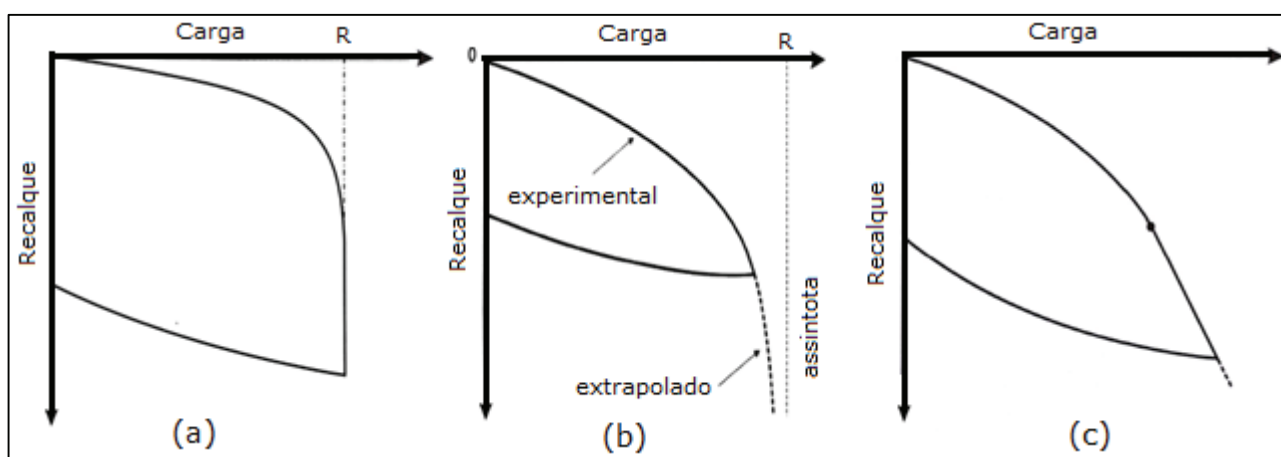


Figura 2.14 - Modos de ruptura: (a) ruptura nítida; (b) ruptura física; (c) ruptura convencional.

Fonte: adaptado de Cintra *et al.* (2013)

Décourt (2006) afirma que a ruptura só é atingida, na maioria dos casos, para o atrito lateral e que a ruptura nítida na ponta da estaca, definida por este como a carga correspondente a rigidez zero, inexistente na prática da engenharia por exigir uma deformação infinita. Só sendo possível se aproximar da ruptura nítida em dois casos: 1) atrito lateral solo-estaca em todos os tipos de estaca; 2) ruptura de ponta em estacas de deslocamento. No caso de estacas escavadas a ruptura somente será atingida para grandes deformações, da ordem de algumas vezes o diâmetro da estaca.

Segundo Fellenius (1999, 2001), a ruptura nítida é apenas um conceito e dentre os três componentes que comandam o comportamento carga-recalque da estaca a saber: atrito lateral solo-fuste, compressão elástica da estaca e resistência de ponta. Apenas o atrito lateral apresenta uma “ruptura nítida”, sendo que os outros dois componentes não apresentam uma carga de ruptura nítida (exceto no caso onde se atinge a carga de ruptura do material que compõe a estaca) mesmo para grandes deslocamentos.

Como pode ser visto nos parágrafos acima, a definição da carga de ruptura em fundações em estacas não é tarefa simples e não existe um consenso entre os pesquisadores da área, sendo necessário o uso de métodos, baseados em regras matemáticas, para a determinação da carga de “ruptura”.

No item a seguir é apresentada uma breve descrição do conceito de cargas residuais em estacas e sua importância para o entendimento do comportamento carga-recalque em ensaios de prova de carga.

2.4.4 Cargas residuais em estacas

Carga residual está associada a um esforço gerado a partir de um movimento relativo entre o solo e à estaca e a diferença entre a rigidez do elemento estaca e do solo ao seu redor. Este fenômeno se caracteriza pelo surgimento de atrito negativo na parte superior da estaca, que é resistido pelo atrito positivo na parte inferior e pela parcela de ponta (Fellenius, 2002).

Tais cargas podem surgir devido à dissipação do excesso de poro-pressão, produzida durante a execução da fundação, caso ocorra movimento relativo entre solo e estaca. Em estacas cravadas, cargas residuais resultam do próprio processo de cravação, pois a deformação elástica da estaca, gerada durante a cravação, não é toda recuperada e parte desta permanece devido ao confinamento da estaca no solo e o seu “travamento” (Briaud & Tucker, 1984; Fellenius, 2002, 2014).

No caso de estacas em areia grandes cargas residuais de ponta podem surgir em decorrência do pequeno movimento necessário para desmobilizar a resistência de atrito, enquanto grandes deslocamentos são necessários para descarregar toda a ponta da estaca (Briaud & Tucker, 1984).

Poulos (1987) afirma que a rigidez da estaca tem influência na magnitude das cargas residuais, onde: de maneira geral, menor rigidez apresenta maiores cargas residuais para um mesmo tipo de solo. Solos arenosos apresentam cargas residuais maiores, porém o efeito da rigidez é menor, pois a carga residual máxima se desenvolve próximo a ponta da estaca e no caso de outros solos a máxima carga residual se desenvolve a uma certa distância acima da ponta (Figura 2.15). No caso de cargas cíclicas, a existência de cargas residuais pode reduzir a resistência por atrito lateral e a rigidez do curva carga-recalque no topo da estaca.

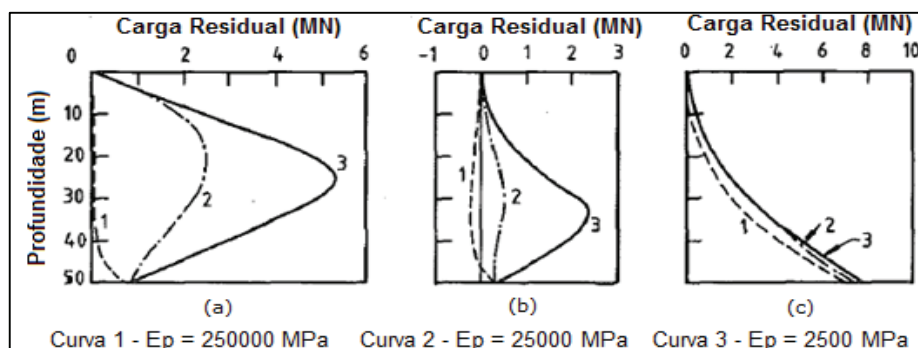


Figura 2.15 - Efeito da rigidez da estaca e do tipo de solo no desenvolvimento das cargas residuais: (curva 1) estaca rígida; (curva 2) estaca intermediária; (curva 3) estaca compressível; (a) estaca em argila rija; (b) estaca em argila mole; (c) estaca em areia.

Fonte: adaptado de Poulos (1987)

O curva carga-recalque de uma estaca é composta por três componentes: parcela de atrito lateral, compressão elástica da estaca e parcela de ponta. O movimento da estaca, registrado no topo, durante uma prova de carga, reflete a interação destes três componentes. Caso haja uma carga residual atuando, previamente ao carregamento, esta altera o formato da curva carga-recalque o que pode levar a interpretações erradas na determinação da carga de ruptura e das parcelas de atrito lateral e ponta.

Segundo Fellenius (2014), geralmente, a presença de carga residuais resultam em um aumento aparente na capacidade de carga da estaca, aumento na parcela de atrito lateral e correspondente diminuição na parcela resistente de ponta. O autor ressalta ainda que a carga residual leva a interpretações errôneas da curva carga-recalque com possíveis indicações de ruptura na parcela de ponta. A Figura 2.16 a seguir dá um exemplo na diferença no comportamento carga-recalque entre uma estaca com e sem a presença de cargas residuais.

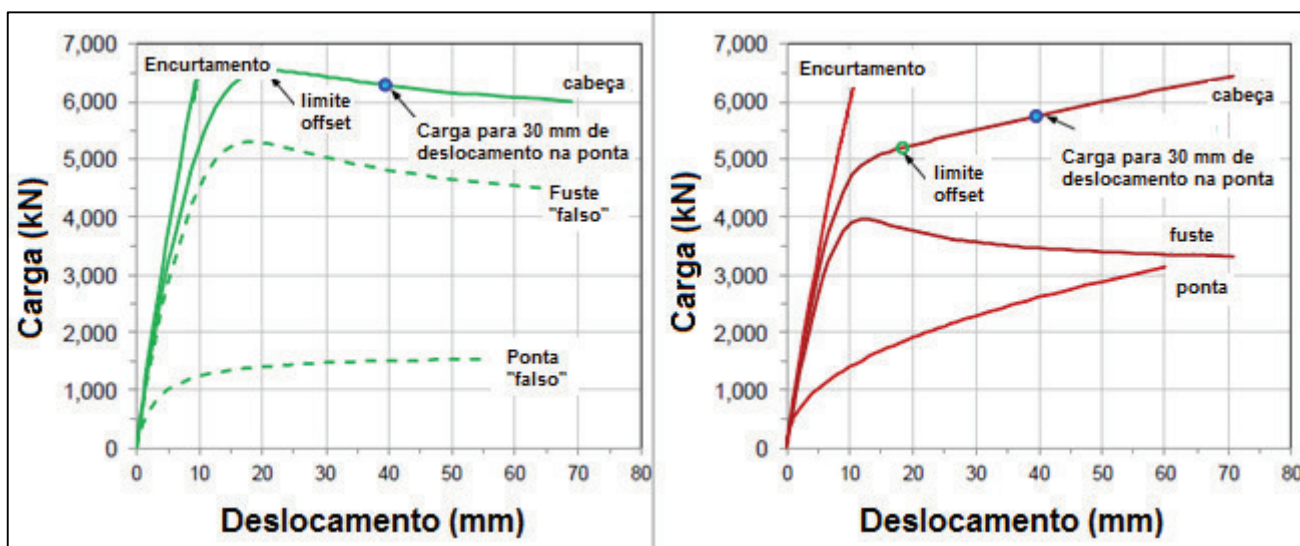


Figura 2.16 - Estaca com a presença de cargas residuais (esquerda) e sem cargas residuais (direita)
 Fonte: adaptado de Fellenius (2014)

É possível perceber na Figura 2.16 que a carga residual altera nitidamente o formato da curva carga-recalque no topo da estaca e das parcelas de atrito (*shaft*) e ponta (*toe*). A parcela de atrito apresenta um aparente “aumento”, caracterizado pela inversão do atrito negativo inicial, enquanto a parcela de ponta apresenta uma diminuição e um patamar de escoamento em comparação com a curva da direita (sem cargas residuais).

A seguir é apresentado um esquema que exemplifica o comportamento das parcelas de atrito e ponta com e sem a presença de cargas residuais de acordo com Fellenius (2014):

- **Resistência por Atrito Lateral:**

Quando uma prova de carga é executada em uma estaca com a presença de cargas residuais, parte da estaca (ou toda ela), está sujeita a um atrito negativo, que é revertido durante o carregamento, e somente depois se inicia a mobilização do atrito positivo. A Figura 2.17 exemplifica esse processo onde: **1)** A linha azul que liga os pontos O-B representa o comportamento sem cargas residuais e se inicia na origem com direção aos pontos B e C; **2)** A linha vermelha tracejada representa o comportamento da mesma estaca com cargas residuais. Percebe-se que o atrito não inicia na origem, mas sim no ponto A que representa o valor de atrito negativo inicial. Conforme o ensaio avança o atrito negativo é revertido e então se inicia a mobilização do atrito positivo. Ao se comparar a trajetória das duas curvas a linha com cargas residuais (vermelha) apresenta uma resistência de atrito maior, neste caso o dobro, que a linha azul o que leva a falsa impressão de “aumento” na resistência de atrito e interpretação errada da prova de carga.

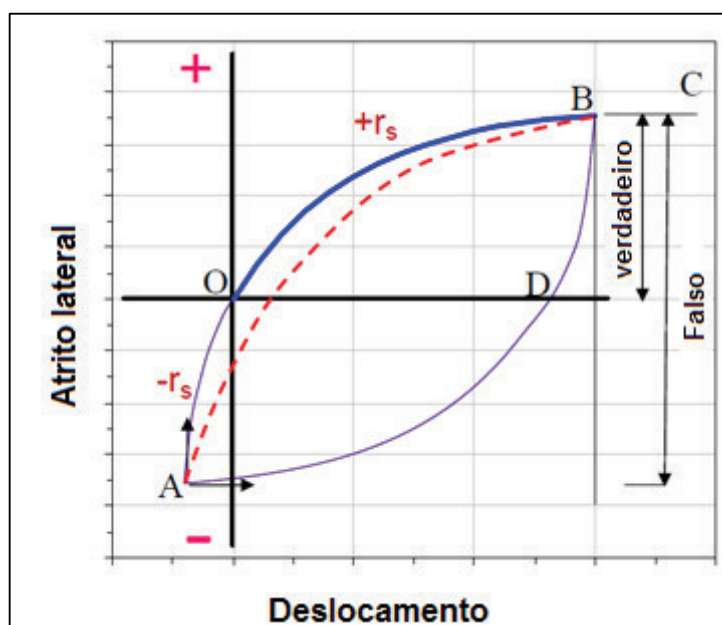


Figura 2.17 - Comportamento da parcela de atrito lateral com e sem cargas residuais
 Fonte: adaptado de Fellenius (2014)

- **Resistência de Ponta:**

A Figura 2.18 apresenta duas situações onde: **1)** Quando submetida a um carregamento, sem a presença de cargas residuais, a resistência de ponta se desenvolve de acordo com a linha azul, com início na origem (O), e passa pelos pontos O-B-C; **2)** Ao sofrer um ciclo de carga-descarga, seja ele causado por uma prova de carga anterior ou pelo próprio processo de execução da estaca (estacas cravadas), a trajetória de descarregamento segue o caminho marcado pelos pontos C-B-A e parte da resistência de ponta fica “aprisionada” em equilíbrio com o atrito negativo gerado na parte superior da estaca. Ao ser

submetida a um novo carregamento, o comportamento da parcela de ponta irá seguir o caminho representado pela linha vermelha pontilhada, e passará pelos pontos A-B-C. Contrário ao que ocorre na parcela de atrito, a resistência de ponta final obtida se apresenta menor quando se tem cargas residuais, podendo o ponto B ser identificado como um possível ponto de “ruptura de ponta”, devido à inflexão da curva apresentada neste ponto.

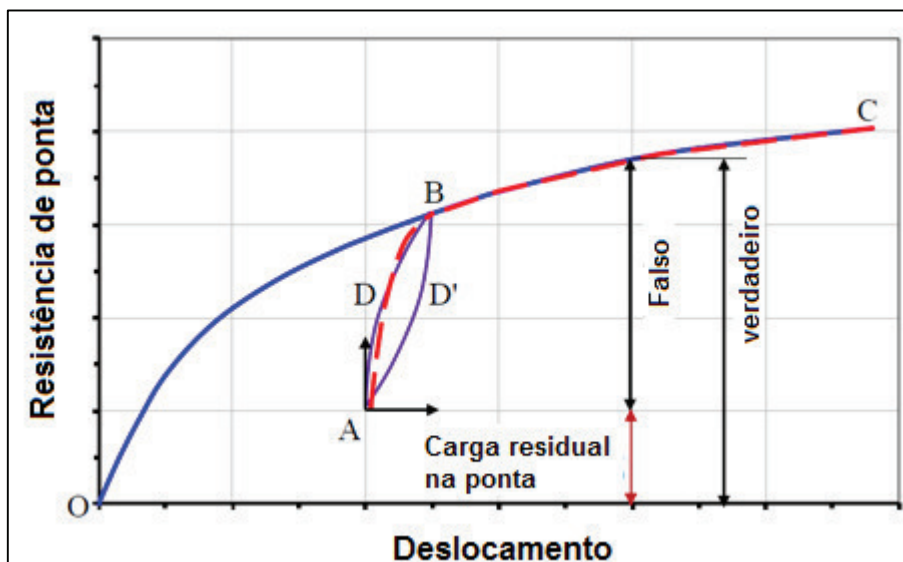


Figura 2.18 - Comportamento da parcela de ponta com e sem cargas residuais
 Fonte: adaptado de Fellenius (2014)

Rieke e Crowser (1987), através da interpretação de provas de carga instrumentadas levando em consideração as cargas residuais, comparam as forças “aparentes” e “verdadeiras” atuantes na estaca e observam que: 1) Durante ensaios de tração, o atrito lateral real na parte superior da estaca é geralmente maior que o atrito aparente e na parte inferior da estaca a situação se inverte, sendo o atrito aparente superior ao real; 2) Durante ensaios de compressão, na parte superior da estaca o atrito aparente é superior ao real e na parte inferior a situação se inverte.

Apesar das cargas residuais serem tipicamente compressivas, a direção e magnitude das tensões atuantes na interface solo-estaca variam ao longo da estaca para atingir o equilíbrio. A Figura 2.19 apresenta um exemplo simplificado da distribuição de tensões residuais ao longo de uma estaca após sua cravação.

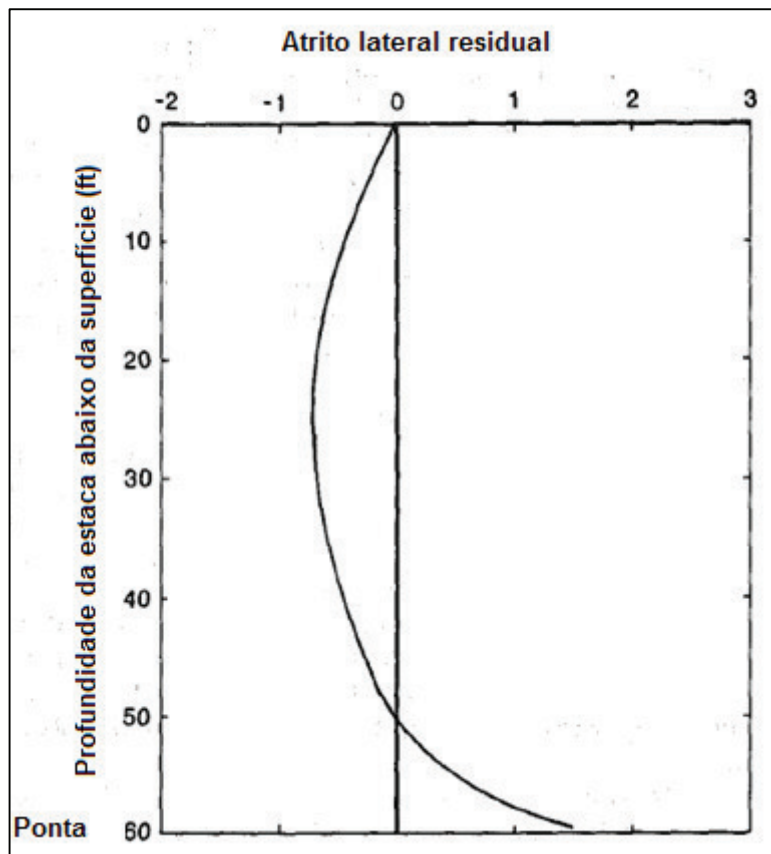


Figura 2.19 - Distribuição das cargas residuais típica de uma estaca cravada
 Fonte: Rieke e Crowser (1987)

A determinação das cargas residuais pode ser realizada por meio de instrumentação (*strain gages*) ao longo da estaca e monitoramento das deformações antes do início da execução, durante o processo de execução e durante ensaio de carregamento da estaca. Fellenius (2002) alerta para o fato de que as leituras dos sensores devem ser feitas imediatamente antes e depois de cada evento que afete as leituras nos sensores e não apenas durante o ensaio de carregamento. A primeira leitura “zero” do sensor é sempre a fornecida pelo fabricante e, no caso de estacas moldadas *in loco*, ele sugere que a segunda leitura “zero” seja feita antes de posicionar os sensores na estaca, a terceira após o sensor ter ajustado sua temperatura próximo ao solo, a quarta imediatamente após a concretagem, a quinta após a cura do concreto, a sexta imediatamente antes do início do ensaio de carregamento e assim sucessivamente. A razão de tantas leituras é porque no período entre à execução da estaca e o ensaio de carregamento, cargas residuais podem se desenvolver.

Caso não se tenha o registro dos sensores (*strain gages*) antes do início do ensaio de carregamento, ainda assim é possível estimar as cargas residuais presentes na estaca. Fellenius (2002) apresenta um método para análise dos registros de força ao longo da estaca e estimativa das cargas residuais, para perfis uniformes de solo. O método leva em consideração que a distribuição do atrito

lateral apresentada pelos sensores está superestimada, principalmente na parte superior da estaca, onde se desenvolve o atrito negativo. Na sequência são apresentadas as etapas do método:

- 1) Inicialmente se considera que a distribuição de cargas medida (quadrados vermelhos na Figura 2.20), na parte superior da estaca, é o dobro do real, levando em consideração que se desenvolveu atrito negativo nesta parte da estaca e este tem valor igual, mas sentido oposto, ao atrito positivo.
- 2) Plota-se metade da redução da carga, ou seja, a redução das cargas em função da profundidade, em um diagrama como mostrado na Figura 2.20 (pontos verdes em formato de diamante). Essa redução das cargas representa a distribuição “real” do atrito lateral.
- 3) Em seguida está distribuição “real” do atrito, também chamada pelo autor de “meia curva” é confrontada com uma curva teórica (linha roxa no lado esquerdo da Figura 2.20) gerada por meio de uma análise de tensões efetivas. A profundidade onde a curva teórica se afasta da “meia curva”, representa o ponto de transição entre o atrito negativo da parte superior e o atrito positivo na parte inferior da estaca no início do carregamento.
- 4) A verdadeira distribuição de resistência (linha roxa no lado direito da Figura 2.20), no trecho onde a curva teórica e a meia curva coincidem, é a diferença entre a carga aplicada no topo da estaca e a resistência de atrito da curva teórica ou meia curva.
- 5) Considerando o perfil de solo homogêneo, ou seja, os parâmetros do solo na parte inferior (onde a meia curva e a curva teórica não coincidem) são similares ao da parte superior (onde a meia curva e a curva teórica coincidem), é possível extrapolar a verdadeira distribuição de resistência (linha roxa pontilhada da Figura 2.20) por meio de uma análise de tensões efetivas.
- 6) A resistência de ponta real é calculada pela carga total aplicada no topo da estaca menos o somatório do atrito lateral, obtido através da verdadeira distribuição da resistência na estaca.
- 7) Por último, a distribuição das cargas residuais abaixo do trecho onde a meia curva e a curva teórica coincidem é calculada pelas cargas obtidas na verdadeira distribuição de resistência, menos as cargas medidas durante o ensaio de carregamento.
- 8) Para a verificação do trecho extrapolado de distribuição de resistência o autor sugere as seguintes verificações: se as cargas residuais na parte inferior da estaca (atrito positivo) forem totalmente mobilizadas, a verdadeira distribuição de resistências e a distribuição das cargas residuais serão paralelas; caso as cargas não forem totalmente mobilizadas, como na Figura 2.20, a inclinação da verdadeira distribuição de resistências (linha roxa pontilhada) nunca será maior que a inclinação da distribuição das cargas residuais (linha azul com pontos brancos), no trecho extrapolado.

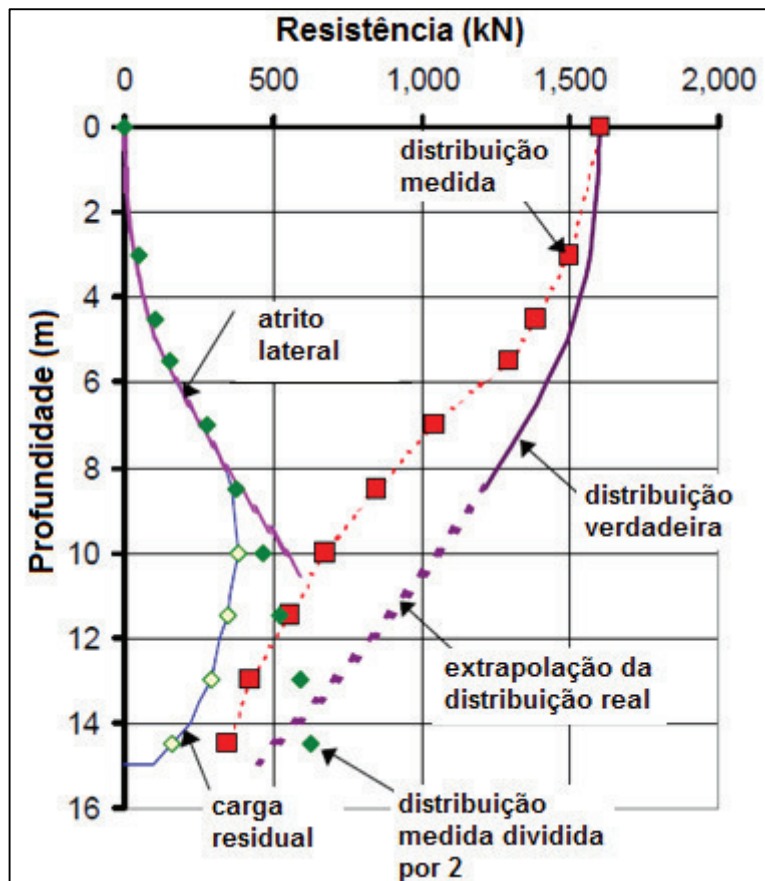


Figura 2.20 - Distribuição real das resistências durante a ruptura
 Fonte: adaptado de Fellenius (2002)

Em resumo, para um entendimento correto da interação solo-estaca é preciso levar em conta as cargas residuais existentes, principalmente no caso de provas de carga instrumentadas, onde a não consideração das cargas residuais leva a uma interpretação equivocada dos resultados e distribuições erradas de resistência para as parcelas de atrito e ponta (Rieke & Crowser, 1987; Poulos, 1987; Fellenius, 2002, 2014).

2.4.5 Relações de Cambefort

As relações de Cambefort (1964) mostram, para esforços axiais de compressão, os mecanismos existentes entre atrito lateral e resistência de ponta em função do recalque da estaca. A Figura 2.21 e Figura 2.22 ilustram a primeira e segunda relações, respectivamente.

A primeira relação explica que é necessário um pequeno deslocamento do fuste (Y_l) para que o atrito lateral unitário máximo ($f_{máx}$) seja mobilizado e, para deslocamentos inferiores a Y_l , o atrito lateral é mobilizado de acordo com a relação linear entre atrito lateral unitário/deslocamento (B), de acordo com a equação (2.26) a seguir:

$$\text{Atrito unitário} = \begin{cases} f = B \cdot y & \because y < y_1 \\ f_{m\acute{a}x} = B \cdot y_1 & \because y \geq y_1 \end{cases} \quad (2.27)$$

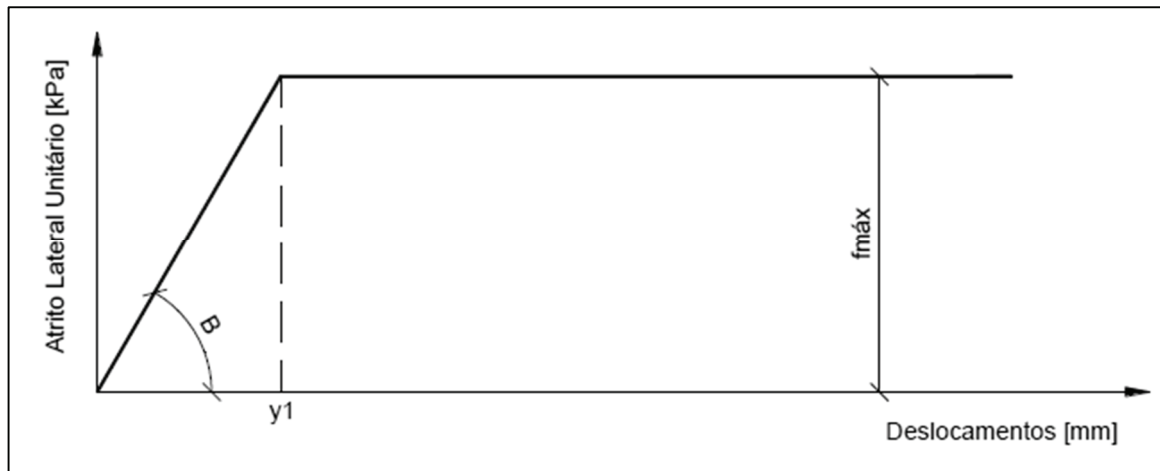


Figura 2.21 - Primeira relação de Cambeft
 Fonte: Cambeft (1964) apud França (2011)

A segunda relação explica que, para a mobilização total da resistência de ponta ($R_{Pm\acute{a}x}$), é necessário um grande deslocamento da ponta (Y_2) e, para deslocamentos inferiores a Y_2 , a ponta é mobilizada de acordo com a relação linear entre resistência de ponta/deslocamento (R), o que pode ser visto na Figura 2.22 e na equação (2.28) a seguir:

$$\text{Resistência de ponta} = \begin{cases} R_P = R \cdot y & \because y < y_2 \\ R_{Pm\acute{a}x} = R \cdot y_2 & \because y \geq y_2 \end{cases} \quad (2.28)$$

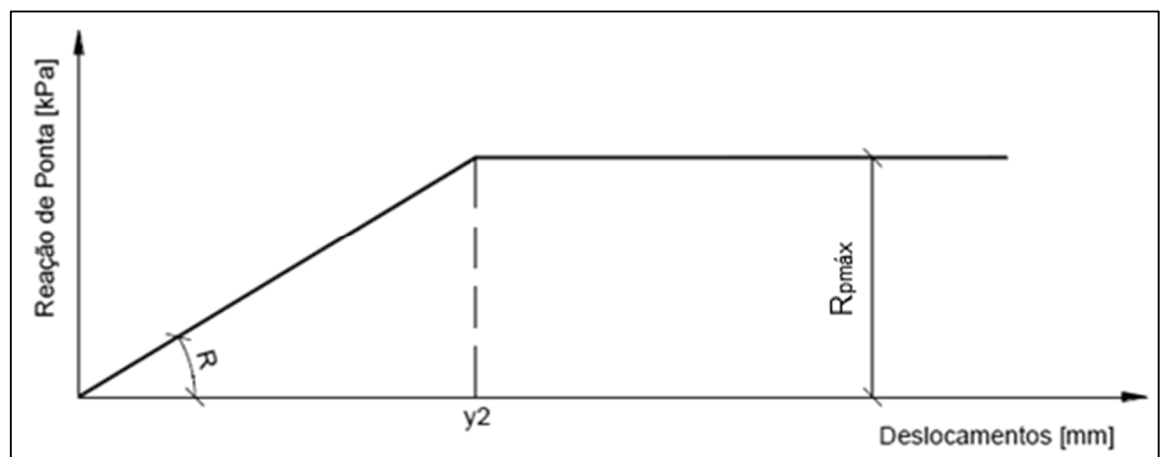


Figura 2.22 - Segunda relação de Cambeft
 Fonte: Cambeft (1964) apud França (2011)

No item 2.7 do capítulo 2, serão mostrados métodos para a separação do atrito lateral e resistência de ponta em provas de carga estática a compressão, e as relações de Cambeftort são utilizadas, mais especificamente, nos métodos de Massad (1992, 1993) e Massad e Lazo (1998).

2.5 INSTRUMENTAÇÃO EM PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

Instrumentações para medições de força e deformação em estruturas podem ser divididas em dois grupos: células de carga e sensores de deformação (*strain gages*). Em ambos os casos os sensores são usados para pequenas deformações, sejam elas de tração ou compressão. Células de carga são encaixadas nas estruturas de tal forma que as forças atuantes passem pela célula e *strain gages* são ligados ou incorporados a estrutura de maneira que deformem junto com esta (Dunnicliff, 1988).

Provas de carga em estacas podem conter instrumentação em profundidade ou não. A vantagem da instrumentação em profundidade é que esta possibilita, além das medições de carga e deslocamentos no topo da estaca, a medição das cargas e deformações atuantes em diferentes pontos (profundidades). Este mapeamento das cargas e deformações viabiliza a separação das parcelas resistentes devido ao atrito lateral e ponta. Quanto maior o número de sensores instalados maior o detalhamento conseguido na distribuição das cargas ao longo do fuste.

A instrumentação é especialmente importante em locais onde o perfil geotécnico é estratificado, possuindo camadas de diferentes tipos de solo com características distintas, permitindo identificar a contribuição de cada camada na resistência total da estaca e uma análise mais detalhada do conjunto solo-estaca. A Figura 2.23 mostra um esquema possível de instrumentação sugerido por Dunnicliff (1988).

Em estacas moldadas *in loco*, normalmente, a instrumentação em profundidade é incorporada junto a gaiola de armadura, sendo composta por sensores de deformação (*strain gages*) instalados em pares e diametralmente opostos. Conhecendo o módulo de elasticidade do material da estaca e sua seção transversal, as medidas de deformação coletadas são convertidas em força e então é feita a análise da distribuição da carga ao longo da profundidade. Em conjunto com os *strain gages* pode-se instalar uma ou mais células de carga ao longo do fuste, de preferência junto a ponta da estaca (Figura 2.23) para a medição da carga atuante na ponta.

No item a seguir é apresentada uma descrição breve dos tipos de *strain gages* mais comuns utilizados no monitoramento de estacas.

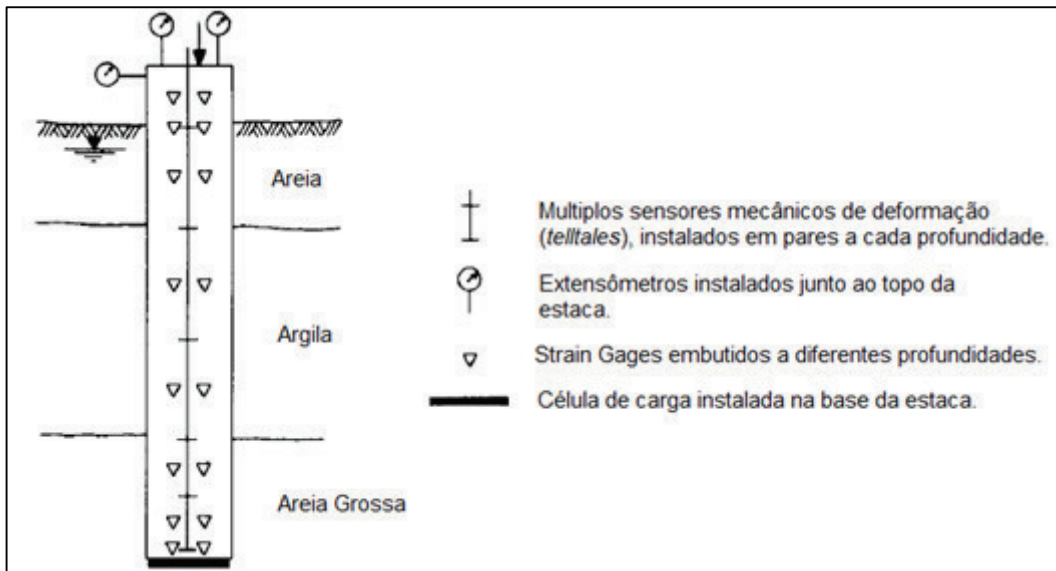


Figura 2.23 - Exemplo de instrumentação durante prova de carga
 Fonte: adaptado de Dunnycliff, 1988

2.5.1 Sensores de deformação (*strain gages*)

Dunnycliff (1988) divide os *strain gages* em dois grupos: os instalados junto a superfície da estrutura e os embutidos na estrutura. No caso de estacas moldadas *in loco*, com exceção do topo, a instrumentação é embutida devido ao próprio processo executivo, que impossibilita a instalação de sensores em profundidade junto a superfície da estaca. Os *strain gages* embutidos podem ter os seguintes princípios de operação:

- Mecânicos – Hastes medidoras de deslocamentos (*telltales*) composto por tubos de PVC ou metálicos e hastes, fios ou cordas, fixos na extremidade interna (ponto de medida) e livres na superfície externa, montados ao lado ou dentro do elemento estrutural que se deseja monitorar. As deformações são medidas por meio de deflectômetros instalados junto a extremidade livre no topo da estaca. Com valor do comprimento inicial (L) e do deslocamento (ΔL) posterior ao carregamento é possível medir a deformação específica no trecho monitorado. Este método necessita de acesso ao local que se deseja fazer a medição das deformações o que dificulta seu uso.
- Resistência elétrica – É composto por um material condutor cuja de variação da resistência elétrica é proporcional a sua deformação específica. A relação entre a mudança na resistência elétrica ($\Delta R/R$) e a deformação ($\Delta L/L$) é dada por um fator de correção (*gage factor*). Este fator varia de acordo com o material podendo atingir valores de 2 a 200.
- Corda Vibrante – Tem como princípio o uso de um fio metálico, preso em ambas as extremidades, cuja frequência natural de vibração varia de acordo com a tensão aplicada. O fio é perturbado

magneticamente por uma bobina elétrica próxima ao seu ponto central. Ao sofrer deformações sua frequência natural de vibração se altera e é captada por um contador de frequência que a transforma em sinais elétricos para posterior medição das deformações.

- Fibra Óptica – São estruturados de maneira que um feixe de luz branca é mantido dentro de um cabo, percorrendo grandes distâncias sem perda de sinal. Possui suas dimensões reduzidas e é confeccionado em material dielétrico, o que lhe confere imunidade a descargas atmosféricas, ondas de radiofrequência ou interferência eletromagnética (Silveira, 2006 apud Sestrem, 2012).

A seguir é descrito em mais detalhes o *strain gage* do tipo corda vibrante, por se tratar do tipo de instrumentação utilizado na presente pesquisa.

2.5.2 *Strain Gage* de corda vibrante

A presente pesquisa utilizará dados de *strain gages* do tipo corda vibrante, sendo assim, segue uma descrição mais detalhada deste tipo de sensor.

O equipamento consiste de uma barra de aço, perfurada em seu centro, para acomodar a corda vibrante, que é composta por um fino cabo de aço preso em suas extremidades, ligado à uma bobina eletromagnética que faz o cabo vibrar. Conforme ocorrem as deformações na barra de aço, a tensão no cabo se altera, assim como sua frequência natural de vibração. A frequência de vibração do cabo é coletada e depois transmitida por meio de um cabo ligado ao instrumento, conforme ilustrado Figura 2.24.

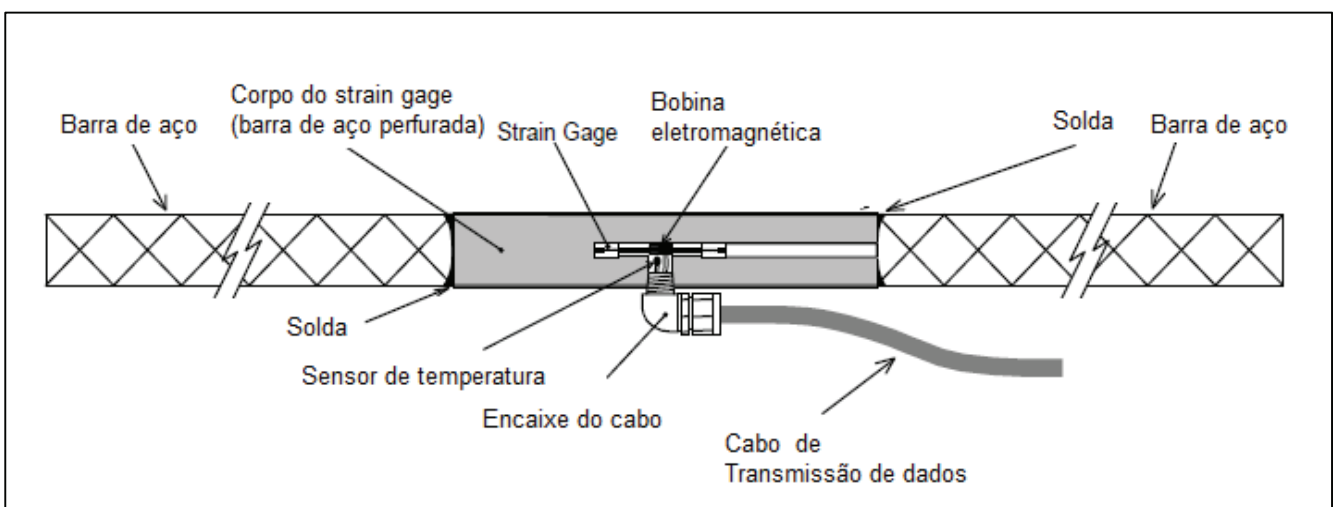


Figura 2.24 - Exemplo de *Strain gage* de corda vibrante modelo 4911A
Fonte: adaptado de *Installation Manual* Geokon (2013)

A instrumentação pode ser ligada diretamente as barras longitudinais da estaca por meio de solda, formando uma armadura contínua ou ser presa por meio de arames, tipo conhecido como *sister bar*.

Hayes e Simmonds (2002) afirmam que a vantagem dos sensores de corda vibrante sobre modelos de resistência elétrica ou semicondutores está no dado coletado, pois a frequência de vibração é mais fácil de ser transmitida por meio de longos cabos e sofre menos interferências em relação a voltagem ou resistência elétrica. Deformações no cabo de transmissão também não alteram o sinal de frequência transmitido, diferentemente de outros tipos de sensores. Outro ponto abordado diz respeito a robustez do equipamento, pois este requer uma instalação simples e não é frágil e afetado pela água, como sensores de resistência elétrica por exemplo.

Fellenius (2001) e Fellenius (2002) faz algumas considerações quanto aos cuidados necessários durante a instalação dos *strain gages*, alertando que choques e movimentações bruscas podem causar danos, descalibrar e conseqüentemente prejudicar os dados obtidos. Ressalta também a importância de um planejamento na localização dos sensores com a necessidade de ao menos 2 sensores, em cada nível instrumentado, pois caso um falhe o outro fornecerá os dados daquela profundidade.

Hayes e Simmonds (2002) listam possíveis causas de erros na interpretação das leituras dos *strain gages* como:

- Cargas residuais: Conforme foi abordado no item 2.4.4 do capítulo 2, as cargas residuais alteram as leituras iniciais dos sensores, antes mesmo da estaca sofrer qualquer tipo de carregamento. No caso de estacas moldadas *in loco*, carga residuais se desenvolvem durante o processo de cura do concreto e, portanto, a leitura “zero” feita durante a instalação do sensor é alterada conforme ilustra a Figura 2.25.

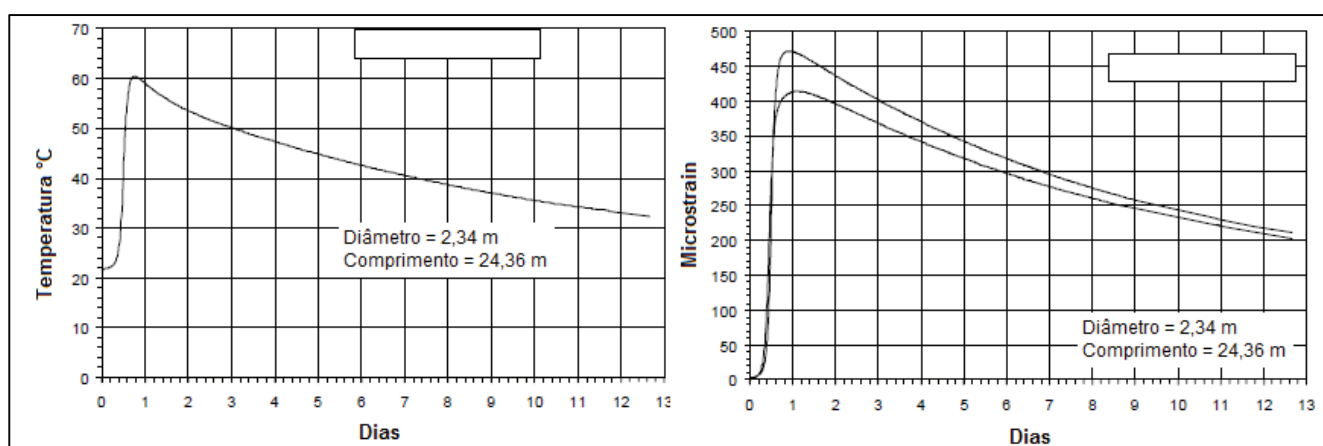


Figura 2.25 - Deformação devido a cura do concreto e formação de cargas residuais
Fonte: adaptado de Hayes e Simmonds (2002)

- Microfissuras no concreto: segundo os autores, microfissuras geradas durante a cura do concreto, podem alterar as leituras durante o início da prova de carga. Isso ocorreria porque durante os primeiros incrementos de carga as fissuras ainda estão abertas e somente o módulo e área da barra instrumentada devem ser usados para o cálculo da distribuição de cargas ao longo da estaca.
- Módulo de elasticidade do concreto: a correta estimativa do módulo do concreto tem influência direta no cálculo das cargas atuantes em cada nível instrumentado. Módulos estimados por meio da resistência a compressão de corpos de prova não apresentam valores reais, pois as condições de cura e as tensões atuantes no concreto ao longo da estaca são diferentes das condições de armazenagem dos corpos de prova. Os módulos na estaca tendem a ser superiores aos estimados por meio de corpos de prova e não são constantes, variando com as deformações. Para o cálculo do módulo os autores sugerem o método do módulo tangente de Fellenius (1989) e Fellenius (2001).
- Área da seção: no caso de estacas moldadas *in loco* a área do fuste pode variar ao longo da profundidade e gerar incertezas quanto as cargas estimadas em cada nível instrumentado. Pequenas variações no diâmetro da estaca podem resultar em variações significativas na área e prejudicar a distribuição de carga calculada.
- Posição dos *strain gages*: a posição do sensor causar leituras irreais, como no caso mostrado na Figura 2.26, onde o *strain gage* do lado esquerdo está praticamente fora do concreto, em contato com o solo e o do lado direito próximo ao centro da seção. Tal configuração gera deformações diferentes em sensores localizados no mesmo nível, o que poderia ser interpretado como falha em um dos sensores ou excentricidade nas cargas aplicadas no topo da estaca.

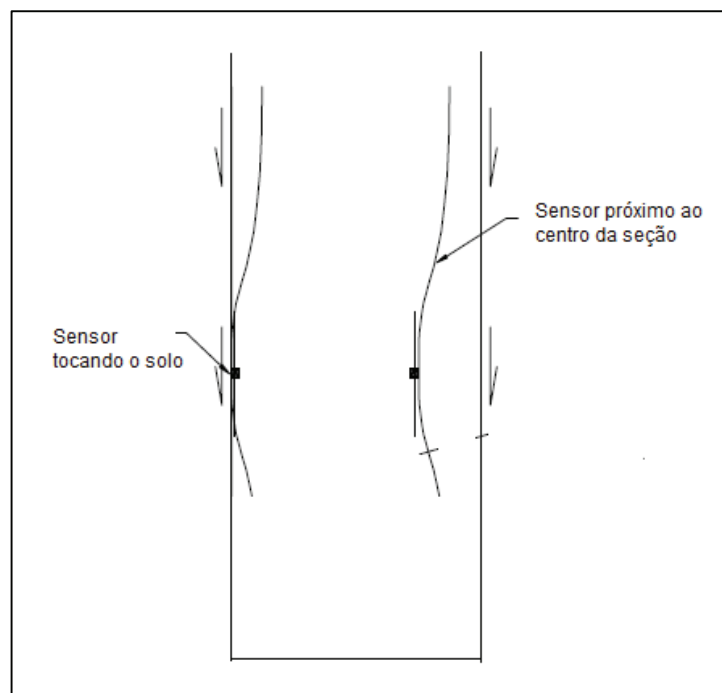


Figura 2.26 - Influência da posição do *strain gage*
 Fonte: adaptado de Hayes e Simmonds (2002)

De maneira geral os *strain gages* de corda vibrante são confiáveis e vem sendo utilizados em diversas pesquisas, porém deve-se ter cuidado na interpretação dos dados coletados, levando em consideração os diferentes fatores apresentados acima. Algumas pesquisas utilizando tal instrumentação são listadas a seguir:

- Paikowsky e Hajduk (2004) – Duas estacas de tubo de aço com ponta fechada, com comprimentos variando de 24 a 32 m, na reconstrução de uma ponta em Newbury, Massachusetts (EUA). O perfil do local é de argila nos 15 m iniciais, seguido de camadas intercaladas de silte, areia e argila, com rocha aos 30,5 m. O objetivo de verificar a relação entre o ganho de capacidade de carga e a dissipação do excesso de poropressão próximo à estaca.
- Liew *et al.* (2004) – Duas estacas escavadas instrumentadas, com diâmetro de 0,9 e 1,0 m, comprimento de 3,5 e 20,75 m, na região de Kenny Hill, Kuala Lumpur, Malásia. O perfil do local de argila arenosa e silte argiloso, seguido de leito rochoso. O objetivo foi verificar a distribuição de carga das duas estacas e verificar a influência da superfície irregular transferência de carga para o solo.
- Fellenius *et al.* (2009) – Duas estacas pré-moldadas de concreto, vazadas e concretadas após a cravação, de 31 e 56 m de comprimento e 0,6 m de diâmetro, instrumentadas em 12 e 7 níveis, monitoradas durante 200 dias, para estudo das tensões geradas na estaca devido à cura do concreto.

Pesquisa realizada na região de Busan, Coréia do Sul, com perfil de solo composto de uma grossa camada de argila mole normalmente consolidada e camadas intermediárias de areia.

- Flynn e McCabe (2012) – Pesquisa sobre o efeito da cura do concreto no surgimento de cargas residuais em uma estaca franki, com 7,7 m de comprimento e 0,34 m de diâmetro. O perfil do local é formado de uma camada inicial de 3 m aterro compactado, 4,2 m de argila siltosa aluvionar, seguido de areia densa. Foram utilizados 16 *strain gages*, em quatro profundidades ao longo da estaca.
- Fellenius e Hai (2013) – Duas estacas escavadas com lama bentonítica de 76 e 91 m de comprimento, com 1,5 e 1,8 m de diâmetro, instrumentadas em 11 e 14 níveis diferentes, na região de HoChiMinh, Vietnã, para verificar o comportamento das estacas no perfil de solo mole argiloso da região.

2.6 MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA × RECALQUE PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA

Quando não é possível alcançar a ruptura nítida durante a prova de carga, o valor da capacidade de carga deve ser definido através da interpretação da curva carga × recalque. A interpretação pode ser feita por diferentes maneiras: 1) critérios baseados em valores absolutos ou relativo ao diâmetro da estaca; 2) critérios baseados numa equação matemática ajustada ao trecho que se dispõe da curva; 3) critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca acrescido a uma porcentagem do diâmetro da base. A seguir serão apresentados alguns métodos como: NBR 6122:2010; Vander der Veen (1953); Chin-Kondner (1963; 1970; 1971); Décourt (1996); Davisson (1972); DeBeer (1968); Brinch-Hansen (1963).

2.6.1 Método da norma NBR 6122: 2010

A norma NBR 6122/2010 determina a ruptura convencional da estaca, baseado no encurtamento elástico da estaca, acrescido de um deslocamento fixo em função do diâmetro da estaca. A equação (2.29) mostra a formulação utilizada pelo método.

$$\Delta r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{B}{30} \quad (2.29)$$

Onde: Δr - recalque de ruptura convencional; P_r - carga de ruptura convencional; L - comprimento da estaca; A - área da seção transversal da estaca; E - módulo de elasticidade da estaca; B - diâmetro da estaca ou, no caso de barretes, diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

A Figura 2.27 mostra como se obtêm a carga de ruptura, representada pelo cruzamento da reta obtida pela equação (2.29) e a curva carga \times recalque.

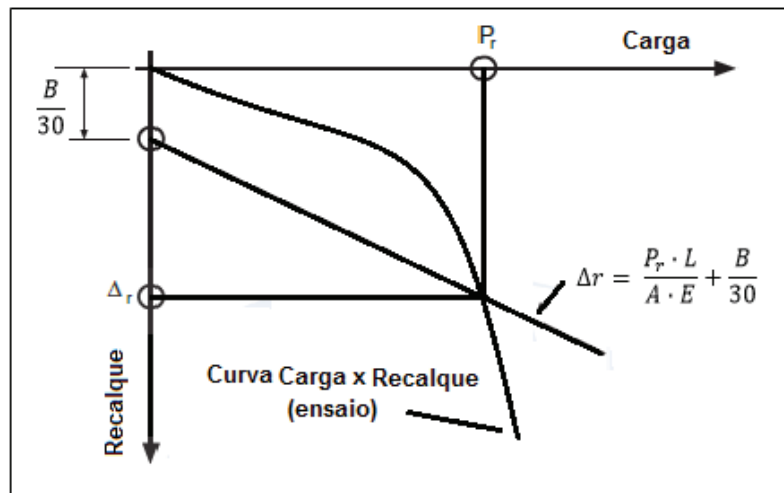


Figura 2.27 - Carga de Ruptura Convencional
Fonte: adaptado da NBR 6122: 2010

2.6.2 Van der Veen (1953)

Este método associa à curva carga \times recalque a seguinte função exponencial:

$$P = R_{ult} \cdot (1 - e^{-a \cdot \rho}) \quad (2.30)$$

Onde: P - carga aplicada; R_{ult} - carga de ruptura; a - coeficiente de forma da curva; ρ - recalque; e - base dos logaritmos naturais.

Reescrevendo a equação (2.30), obtém-se a equação de uma reta:

$$a \cdot \rho + \ln \cdot \left(1 - \frac{P}{R_{ult}}\right) = 0 \quad (2.31)$$

As constantes a e R_{ult} são determinadas em um processo iterativo, adotando-se valores para R_{ult} e desenhando-se os gráficos de $-\ln \cdot (1 - P/R_{ult})$ contra ρ (Figura 2.28). O gráfico que mais se aproximar de uma reta indicará o valor de R_{ult} , bem como o valor do coeficiente angular da reta (a).

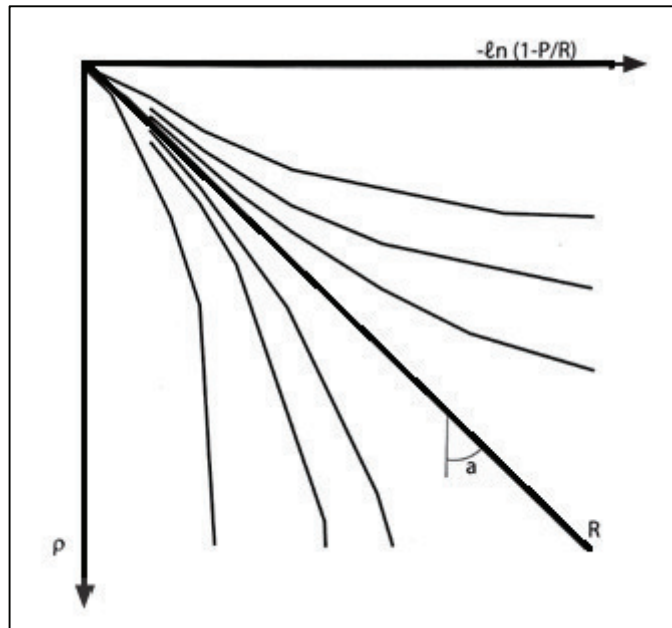


Figura 2.28 - Solução gráfica de Van der Veen
 Fonte: adaptado de Cintra *et al.* (2013)

2.6.3 Método de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971)

Proposto por Chin (1970, 1971) com base no trabalho de Kondner (1963). Consiste em traçar um gráfico (Figura 2.29 direita) onde no eixo das ordenadas se encontra o deslocamento vertical (recalque), dividido pela respectiva carga aplicada e nas abscissas colocam-se os deslocamentos verticais (recalques) obtidos durante a prova de carga estática.

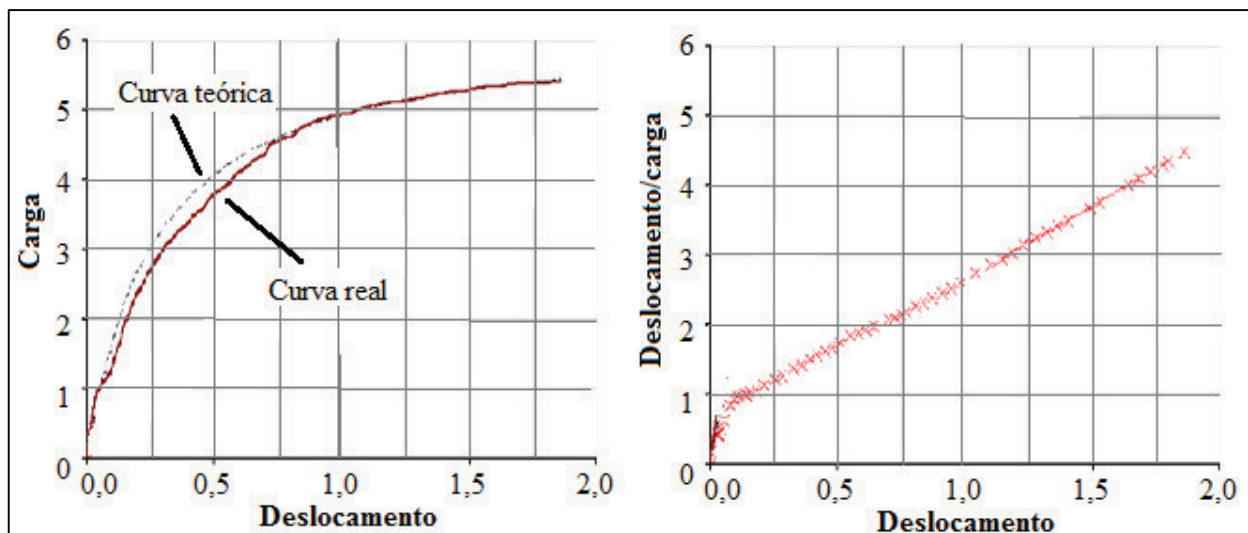


Figura 2.29 - Método de Extrapolação proposto por Chin-Kondner
 Fonte: adaptado de Fellenius (2014)

O gráfico deslocamento × deslocamento/carga (cruzes vermelhas), excetuando-se os primeiros pontos, forma uma reta, cujo inverso da inclinação é a carga limite da estaca dada pela equação:

$$R_{ult} = \frac{1}{m} \quad (2.32)$$

O método admite uma curva teórica hiperbólica (linha cinza pontilhada na Figura 2.29 esquerda) quando a carga se aproxima da ruptura. A curva teórica é dada pela equação:

$$P = \frac{\rho}{C + m \cdot \rho} \quad (2.33)$$

Onde: R_{ult} – Carga de ruptura; P - carga aplicada; C - intercepto com o eixo Y na da reta formada pelo gráfico recalque/ carga × recalque; m - Inclinação da reta; ρ - recalque correspondente à carga (P) aplicada.

2.6.4 Método de Davisson (1972)

Conhecido como *Offset Limit*, relaciona a carga de ruptura com: diâmetro da estaca, compressão elástica da estaca (seu material e dimensões), e um deslocamento constante de 4mm.

A Figura 2.30 exemplifica o método, que consiste em calcular a deformação elástica da estaca (função do material e dimensões) para a carga do ensaio, acrescida de 4 mm, mais uma deformação função do diâmetro da estaca. A carga de ruptura é determinada pelo cruzamento das linhas mostradas na Figura 2.30.

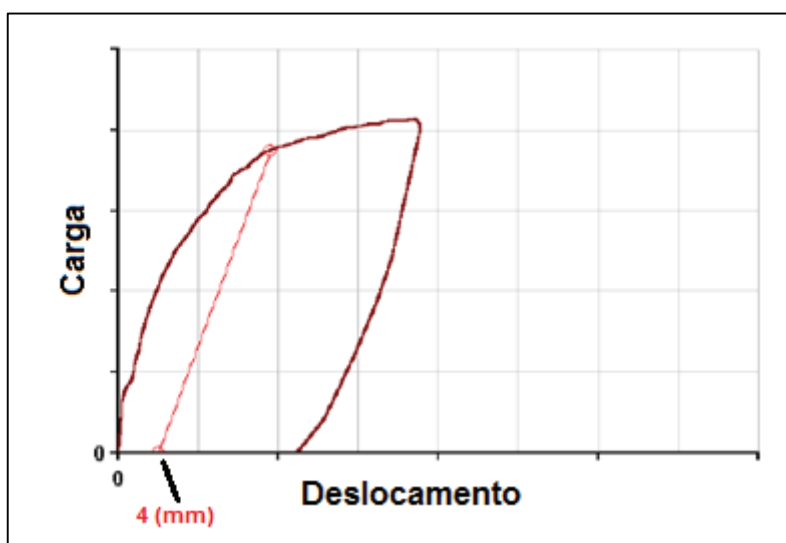


Figura 2.30 - Método do offset limit
Fonte: Fellenius (2014)

A formulação da reta presente na Figura 2.30 é apresentada a seguir:

$$\rho = \left(4 + \frac{B}{120}\right) + \frac{P \cdot L}{E \cdot A} \quad (2.34)$$

Onde: ρ - recalque para uma carga aplicada; B - diâmetro da estaca; L - comprimento da estaca; E - módulo de elasticidade da estaca; A - área da seção da estaca; P - carga aplicada.

2.6.5 Método DeBeer (1968)

Segundo Fellenius (2014), o método consiste em linearizar a curva carga \times recalque ao plotar os resultados desta em um gráfico $\log \times \log$ (Figura 2.31). Se o gráfico \log (carga) \times \log (recalque) apresentar retas com inclinações diferentes, a intersecção das retas será o ponto de ruptura da estaca, sendo este ponto chamado por DeBeer de “carga de escoamento”.

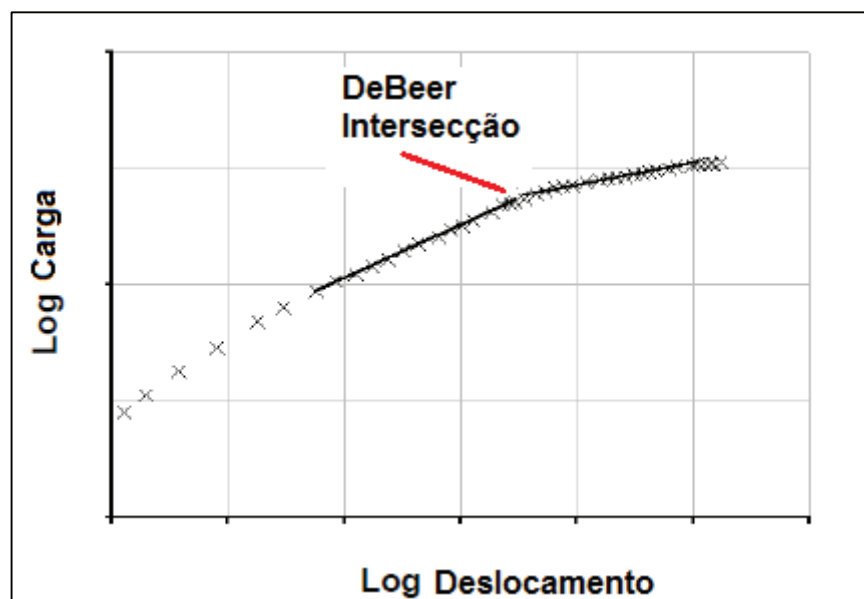


Figura 2.31 - Exemplo do método DeBeer (1968)
Fonte: adaptado de Fellenius (2014)

2.6.6 Método de Brinch-Hansen (1963)

O método define a carga de ruptura como a carga que provoca no topo da estaca um recalque 4 vezes maior do que aquele obtido com a aplicação de somente 80 % de seu valor.

O valor da carga de ruptura pode ser obtido em relação ao recalque (ρ) por meio da seguinte formulação:

$$P = \frac{\sqrt{\rho}}{\alpha + \beta \cdot \rho} \quad (2.35)$$

$$R_{ult} = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{\alpha \cdot \beta}} \quad (2.36)$$

$$\rho_{ult} = \frac{\alpha}{\beta} \quad (2.37)$$

Observando-se que:

$$\rho = \frac{1}{4} \cdot \rho_{ult} = \frac{\alpha}{4 \cdot \beta} \Rightarrow P = \frac{0,4}{\sqrt{\alpha \cdot \beta}} = 0,80 \cdot R_{ult} \quad (2.38)$$

Onde: P - carga aplicada; ρ - recalque para a carga aplicada; α e β - parâmetros do método; R_{ult} - carga de ruptura; ρ_{ult} - recalque na ruptura.

Os valores dos parâmetros α e β podem ser obtidos por meio de regressão linear da equação (2.35), conforme segue:

$$\frac{\sqrt{\rho}}{P} = \alpha + \beta \cdot \rho \quad (2.39)$$

2.7 MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA × RECALQUE PARA SEPARAÇÃO DE ATRITO LATERAL E RESISTÊNCIA DE PONTA

Além dos métodos citados anteriormente, que possibilitam a definição da carga de ruptura, existem técnicas que permitem, por meio da análise da curva carga × recalque no topo da estaca, a separação das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral. Tais métodos são importantes, pois possibilitam uma análise da distribuição de cargas quando não se tem instrumentação embutida na estaca durante as provas de carga. Alguns destes métodos serão apresentados e posteriormente aplicados na interpretação das curvas carga-recalque analisadas na presente pesquisa.

2.7.1 Método das duas retas (Massad, 1992; 1993 e Massad e Lazo, 1998)

Massad (1992 e 1993), baseado nas Relações de Cambefort Modificadas (Figura 2.32), desenvolveu um método de interpretação que considera a existência de uma carga residual (P_h) “aprisionada” na ponta da estaca e a reversão do atrito lateral durante a prova de carga. Inicialmente é assumido que toda estaca, ao sofrer algum ciclo de carregamento e descarregamento, mantém uma carga residual “aprisionada” junto a ponta, em equilíbrio com o atrito lateral “revertido” (atuando de cima para baixo). Em estacas cravadas o surgimento da carga residual se dá logo após a cravação desta, em estacas escavadas a carga residual aparece somente após um primeiro ciclo de carga/descarga, sendo que para o carregamento inicial a carga residual não existe. O surgimento desta carga altera o comportamento da curva carga-recalque e tudo se passa como se a carga residual fizesse parte do atrito lateral, por conta da reversão do atrito negativo no fuste.

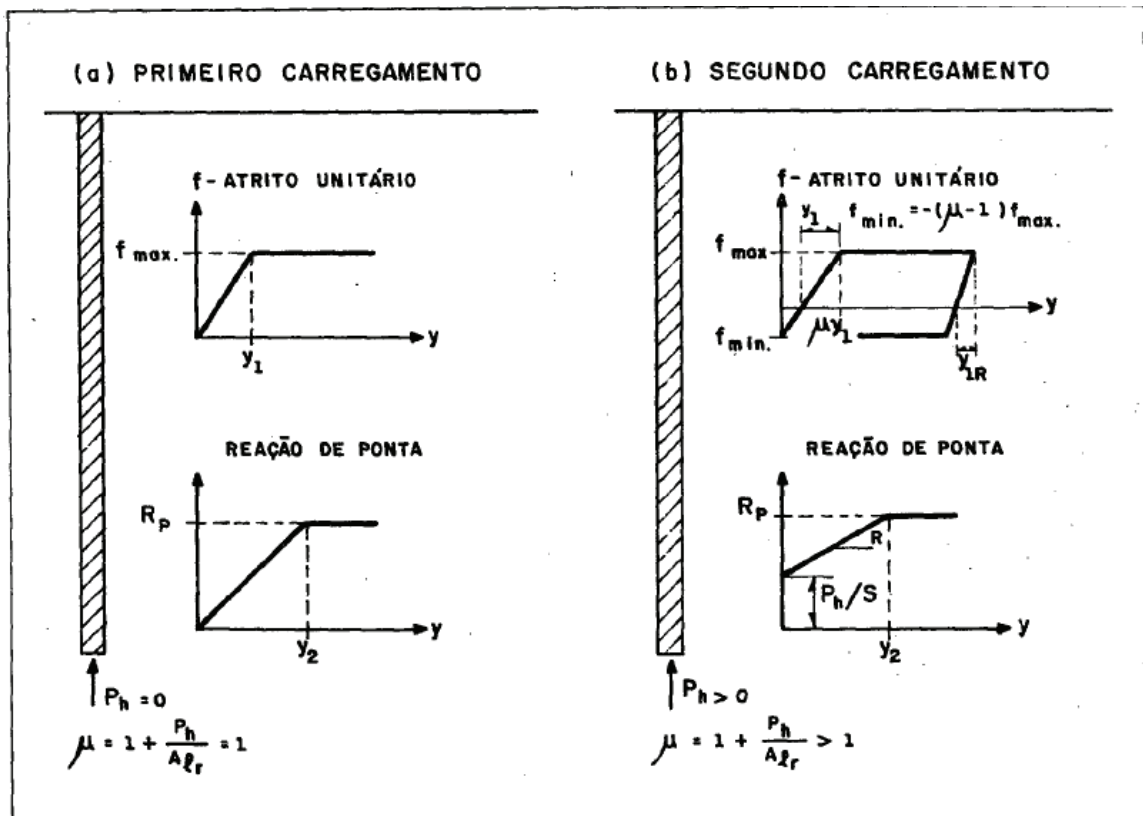


Figura 2.32 - Estacas escavadas: cargas residuais e Relações de Cambefort Modificadas
Fonte: Massad (1992)

Para solos homogêneos Massad (1992) propôs a quantificação da carga residual através da expressão:

$$P_h = (\mu - 1) \cdot A_{lr} \quad (2.40)$$

Onde: P_h – Carga residual de ponta; μ – parâmetro que relaciona carga residual e atrito lateral na ruptura (A_{lr}); A_{lr} – Atrito lateral na ruptura.

Massad (1992), para a generalização do modelo matemático proposto, introduz o parâmetro μ para quantificar a carga residual (P_h) e considerar a reversão do atrito lateral. Este parâmetro é expresso por:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} \quad (2.41)$$

Segundo o autor a determinação de μ é complexa e depende de uma série de fatores como: tipo de estaca; os solos por ela atravessados; o processo de instalação. Os intervalos de variação de μ são apresentados na Tabela 2.16, onde, R_p é a resistência de ponta, S_p é a área da seção transversal da estaca e A_{lr} é o atrito lateral na ruptura.

Tabela 2.16 - Intervalos de variação de μ

Estaca	Condição	Observação
Flutuante	$R_p \cdot S_p < A_{lr}$	$1 \leq \mu < 2$
Ponta	$R_p \cdot S_p \geq A_{lr}$	$1 \leq \mu \leq 2$

Fonte: adaptado de Massad (1993)

Pode ser percebido na Tabela 2.16 que: 1) para estacas flutuantes (escavadas ou cravadas) a reação na ponta da estaca é inferior ao atrito lateral, donde os valores de μ variam de 1 (carga residual zero) $\leq \mu < 2$ (carga residual igual a atrito lateral na ruptura); 2) para estacas de ponta a reação na ponta da estaca é superior ao atrito lateral, donde os valores de μ variam de 1 a 2 (carga residual igual a atrito lateral na ruptura).

Outros parâmetros importantes na aplicação do método e a curva carga-recalque teórica são apresentados a seguir:

- Rigidez do elemento estrutural estaca (K_r) expresso por:

$$K_r = \frac{E \cdot A}{L} \quad (2.42)$$

Onde: E – módulo de elasticidade do material da estaca; A – área da seção transversal da estaca; L - comprimento da estaca.

- Rigidez Relativa solo-estaca (k) expresso por:

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r \cdot y_1} = 4 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 \cdot \left(\frac{B \cdot D}{E}\right) = \frac{(\pi \cdot D \cdot L) \cdot B}{K_r} \quad (2.43)$$

Onde: A_{lr} – atrito lateral na ruptura; K_r – rigidez do elemento estrutural estaca; y_1 – deslocamento no topo da estaca conforme Figura 2.32(a); D – diâmetro da estaca; L – comprimento da estaca; B – inclinação da reta inicial da Primeira Relação de Cambefort conforme Figura 2.32(a) dada por $B = f_{máx}/y_1$;

Massad (1992, 1993) divide as estacas em três categorias, de acordo com a sua rigidez, em: **Rígida ($k \leq 2$); Intermediária – ($2 < k < 8$); Compressível ($k \geq 8$)**. É importante notar que o comportamento da curva carga-recalque está diretamente ligado a rigidez (k), em estacas muito rígidas o atrito lateral atinge o seu valor máximo muito rapidamente, já em estacas compressíveis a plena mobilização do atrito lateral acontece gradualmente o que altera o formato da curva carga-recalque.

- Coeficiente adimensional (m), definido por Baguelin *et al.* (1971) apud Massad (1992);

$$m = \frac{R \cdot A \cdot y_1}{A_{lr}} \quad (2.44)$$

Onde: A_{lr} – atrito lateral na ruptura; A – área da seção da estaca na ponta; y_1 – deslocamento no topo da estaca conforme Figura 2.32(a); R – inclinação da reta inicial da Segunda Relação de Cambefort, conforme Figura 2.32(a) dada por $R = R_P/y_2$.

- Coeficiente de Rigidez Fuste-Ponta (λ)

Introduzido por Massad (1993), na interpretação de provas de carga considerando o embutimento da ponta em camada mais resistente, este coeficiente relaciona a rigidez do solo na ponta, solo no fuste e do elemento estrutural estaca. O autor classifica os tipos de estacas em função de λ , conforme Tabela 2.17 a seguir.

Tabela 2.17 - Tipos de estacas em função de λ

Estaca	Condição	Significado
Elíptica	$\lambda < 1$	Deficiência de rigidez de ponta
Parabólica	$\lambda = 1$	Rigidez de ponta "equilibrada"
Hiperbólica	$\lambda > 1$	Excesso de rigidez de ponta

Fonte: Massad (1993)

Segundo Massad (1994) a condição $\lambda = 1$ é importante, pois nesta condição a curva carga-recalque teórica (Figura 2.33), no trecho 3-4, se aproxima de uma parábola e tudo se passa como se a rigidez da ponta fosse “calibrada” para tornar a estaca compressível. Sua dedução e maiores detalhes podem ser consultados no trabalho original Massad (1993).

- Curva Carga-Recalque teórica

O método divide a curva carga-recalque em sete estágios distintos, quatro de carregamento e três de descarregamento, associados a 8 diferentes pontos (Figura 2.33):

Primeiro estágio (0-3) é um trecho retilíneo que corresponde à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral (Primeira lei de Cambefort). O ponto 3 indica o momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca.

Segundo estágio (3-4) é um trecho curvo, que corresponde ao desenvolvimento pleno do atrito lateral ao longo do fuste, do topo (ponto 3) em direção à ponta (ponto 4). Segundo o autor o formato deste trecho varia de acordo com a Rigidez Relativa solo-estaca (k) e o coeficiente de rigidez relativa fuste-ponta (λ). Para valores de $k \geq 10$ (baixa rigidez) este assume uma forma parabólica, sendo que para valores de k menores (maior rigidez), até certa de 5, o trecho pode ser representado por um formato exponencial. Conforme a Rigidez Relativa (k) aumenta, valores de $k \leq 5$, os pontos 3 e 4 coincidem, deixando de existir este trecho da curva, o que representa uma mobilização instantânea do atrito lateral ao longo do fuste.

Terceiro Estágio (4-5) é linear assim como o primeiro trecho (0-3), correspondendo à mobilização da resistência de ponta, ao longo do trecho pseudo-elástico da Segunda Lei de Cambefort (Figura 2.32).

Quarto Estágio (5-6) representa a ruptura na ponta, cuja reação atinge seu valor máximo. Em estacas de atrito este trecho é atingido logo após o término do segundo estágio (3-4), pois a resistência da estaca é comandada pelo atrito lateral e toda a reação de ponta já foi mobilizada.

Quinto Estágio (6-7) trecho reto associado ao trecho pseudo-elástico da “volta” na Relação de Cambefort (Figura 2.32).

Sexto Estágio (7-8) trecho curvilíneo que corresponde ao início e fim da “plena mobilização” do atrito, no sentido inverso.

Sétimo Estágio (8-9) trecho retilíneo associado ao descarregamento da ponta da estaca.

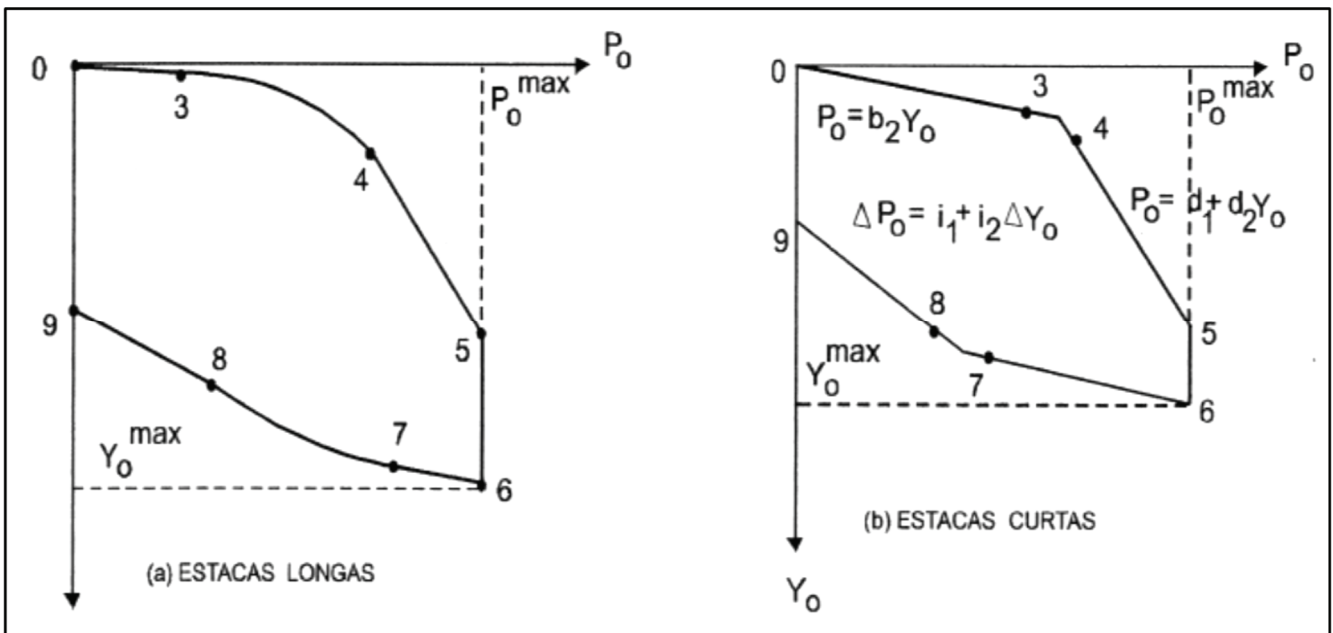


Figura 2.33 - Curva carga-recalque no topo (teórica)
 Fonte: Adaptado de Massad (1992) e Massad e Lazo (1998)

De maneira geral o método permite a determinação das parcelas de atrito lateral e ponta através da análise do trecho da curva correspondente à mobilização do atrito lateral (estágio 2), à mobilização da resistência de ponta (estágio 3) e ao descarregamento, por meio de um ajuste matemático da curva. Demais detalhes em relação aos trechos da curva teórica e suas equações podem ser consultados nos trabalhos originais de Massad (1992, 1993), para estacas “longas” e “intermediárias”.

Para estacas “rígidas” ou “curtas” ($k \leq 2$) Massad e Lazo (1998) desenvolveram um método gráfico, para interpretação da curva carga \times recalque no topo, que possibilita a determinação do atrito lateral e resistência de ponta na ruptura.

A Figura 2.34 apresenta a curva teórica de uma estaca “curta”, de acordo com Massa e Lazo (1998). Esta tem os mesmos estágios da curva teórica da Figura 2.33, sendo diferente apenas no estágio 3-4, pois como estaca é rígida, desenvolve o pleno atrito lateral simultaneamente ao longo de toda a profundidade e não possui este estágio curvo. Na curva de carregamento, o atrito lateral na ruptura (A_{lr}) é definido pela projeção do ponto M no eixo das cargas (horizontal), que representa a interseção da reta que representa o desenvolvimento da resistência de ponta com a reta referente ao encurtamento elástico da estaca ($P_0 = 2 \cdot K_r \cdot y_0$). O mesmo se aplica a curva de descarregamento, onde a distância entre o ponto 6 e a projeção do ponto N, no eixo das cargas, é assumido como 2 vezes o atrito lateral na ruptura, conforme mostra a Figura 2.34. As retas O-M e R-N são paralelas e representam a deformação elástica da estaca no carregamento e descarregamento, respectivamente.

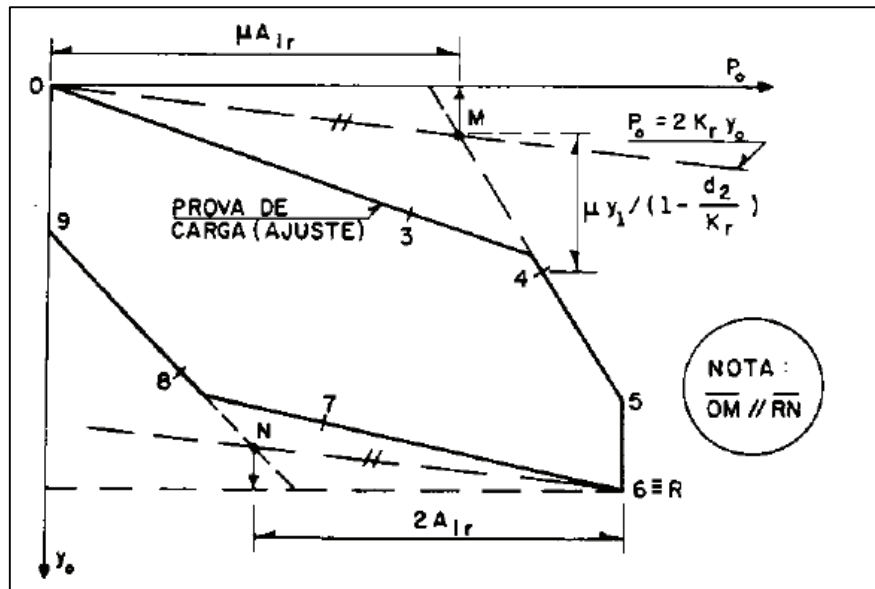


Figura 2.34 - Método gráfico para estacas rígidas ou curtas.

Fonte: Massa e Lazo (1998)

As equações da reta dos trechos 0-3 e 4-5 (Figura 2.34) são definidas, respectivamente, pelas expressões:

$$P_0 = b_2 \cdot y_0 \quad (2.45)$$

$$P_0 = d_1 + d_2 \cdot y_0 \quad (2.46)$$

Onde: P_0 – carga no topo da estaca; b_2 – inclinação da reta no trecho 0-3; y_0 – deslocamento no topo da estaca; d_1 – intercepto da reta 4-5 no eixo das cargas; d_2 – inclinação da reta no trecho 4-5.

Com os valores das constantes d_1 e d_2 , referentes a equação (2.46) do trecho 4-5, se obtêm as equações:

$$RS_p = \frac{1}{\frac{1}{d_2} - \frac{1}{K_r}} \quad (2.47)$$

$$\mu \cdot A_{lr} = \frac{d_1}{1 - \frac{d_2}{2 \cdot K_r}} \quad (2.48)$$

Onde: RS_p – é a rigidez do solo na ponta da estaca; μ – parâmetro que relaciona atrito lateral e carga residual, apresentado na equação (2.41); A_{lr} – atrito lateral na ruptura; K_r – rigidez do elemento estrutural estaca, apresentada na equação (2.42).

Para o descarregamento, os autores (Massad e Lazo 1998) sugerem, para o trecho 8-9 (Figura 2.34), o uso de equação semelhante a equação (2.46), sendo expressa por:

$$\Delta P_0 = j_1 + j_2 \cdot \Delta y_0 \quad (2.49)$$

$$\Delta P_0 = P_0^{max} - P_0 \quad (2.50)$$

$$\Delta y_0 = y_0^{max} - y_0 \quad (2.51)$$

Onde: ΔP_0 – variação da carga no topo da estaca; j_1 – intercepto da reta 8-9 no eixo das cargas; j_2 – inclinação da reta no trecho 8-9; Δy_0 – variação do deslocamento no topo da estaca; P_0^{max} – carga máxima no topo da estaca; y_0^{max} – deslocamento máximo no topo da estaca.

Com os valores das constantes j_1 e j_2 , referentes a equação (2.49) do trecho 8-9 do descarregamento, se obtêm a equação:

$$\mu_{reb} \cdot A_{lr} = 2 \cdot A_{lr} = \frac{j_1}{1 - \frac{j_2}{2 \cdot K_r}} \quad (2.52)$$

Onde: μ_{reb} – parâmetro que relaciona atrito lateral e carga residual, apresentado na equação (2.41), que para o descarregamento é considerado igual a 2; A_{lr} – atrito lateral na ruptura; K_r – rigidez do elemento estrutural estaca, apresentada na equação (2.42).

Para a estimativa da rigidez relativa estaca solo (k), Massad e Lazo (1998) desenvolveram um ábaco apresentado na Figura 2.35. O valor da abcissa do ábaco (RS_p/K_r) é obtido pela equação (2.42), que fornece a rigidez da estaca (K_r) e a equação (2.47), que fornece a rigidez do solo na ponta da estaca (RS_p). O valor da ordenada é obtido pela equação (2.45), referente ao trecho 0-3 de desenvolvimento do atrito lateral (Figura 2.34), sendo igual a inclinação da reta (b_2).

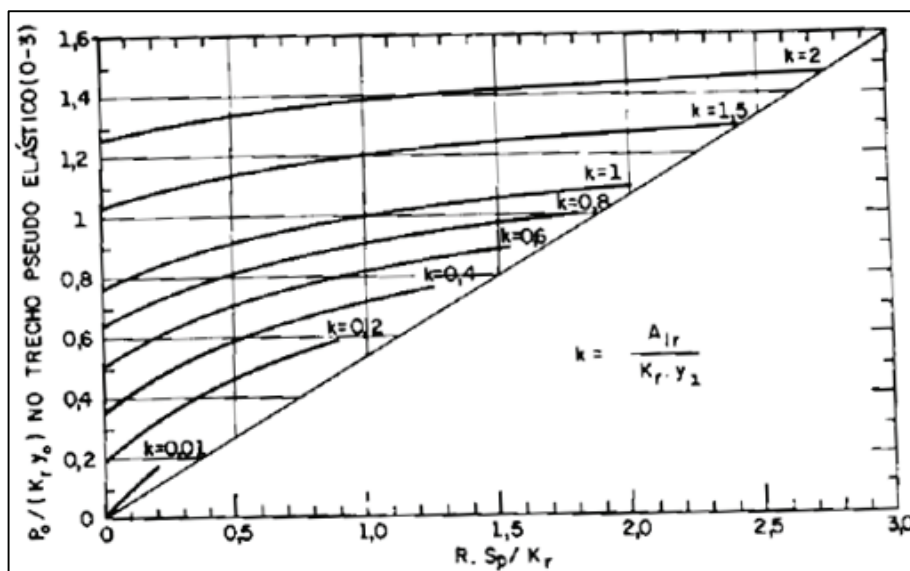


Figura 2.35 - Ábaco para determinação direta de k
 Fonte: Massa e Lazo (1998)

2.7.2 Rigidez (Décourt, 1996; 2008)

Proposto por Décourt (1996), inicialmente para definição da carga de ruptura em ensaios de prova de carga, este método utiliza o conceito de rigidez, que é a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e seu recalque. Similar ao método de Chin-Kondner (1970; 1971; 1963) (item 2.6.3 do capítulo 2), este também admite uma curva carga \times recalque teórica hiperbólica (Figura 2.36 lado esquerdo).

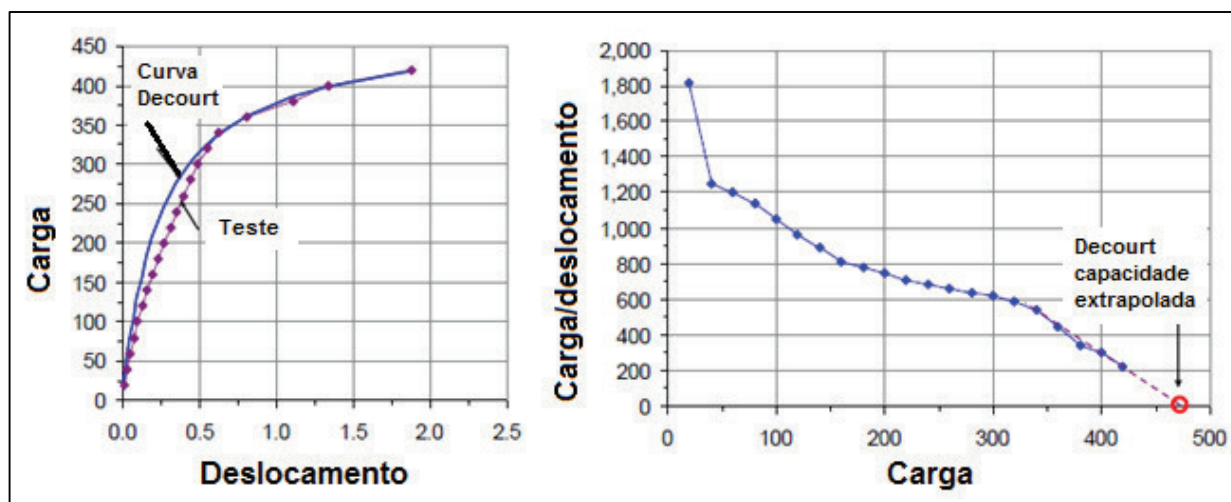


Figura 2.36 - Método de rigidez de Décourt
 Fonte: adaptado de Fellenius (2014)

O gráfico da direita na Figura 2.36 exemplifica o método para obtenção da carga de ruptura, conforme as cargas aumentam (eixo horizontal) a rigidez (eixo vertical) diminui. A ruptura física é atingida quando a rigidez é nula.

O gráfico de rigidez permite visualizar a que distância se está da ruptura física, que por sua vez é definida por extrapolação linear, como sendo o ponto de carga da curva rigidez \times carga correspondente à rigidez nula (Décourt, 1996).

A extrapolação da curva Rigidez \times Carga é igual à razão entre o intercepto no eixo vertical (C) e a inclinação (m) da reta mostrada na Figura 2.36 (lado direito).

$$R_{ult} = \frac{C}{m} \quad (2.53)$$

A equação da curva carga \times recalque hiperbólica apresentada na Figura 2.36 (lado esquerdo) é dada por:

$$P = \frac{C \cdot \rho}{1 - m \cdot \rho} \quad (2.54)$$

Onde: R_{ult} – carga de ruptura; P - carga aplicada; C - intercepto com o eixo Y da reta formada pelo gráfico de Rigidez \times Carga; m - Inclinação da reta; ρ - recalque correspondente à carga (P) aplicada.

Em Décourt (2008) o método foi ampliado, permitindo a identificação de um intervalo para o atrito lateral na ruptura, com um limite “superior” e outro “inferior”, sendo o valor adotado para o atrito lateral a média destes dois limites. O procedimento para a obtenção destes valores é descrito a seguir:

- Limite Inferior

Segundo Décourt: no trecho onde a transferência por ponta é predominante, a relação entre carga \times rigidez é uma curva, tornando-se linear em um gráfico log \times log. Já no trecho onde o atrito é dominante, essa relação é nitidamente linear.

Inicialmente colocam-se os pares de valores de carga e rigidez em ordem e são estabelecidas correlações lineares entre log carga e log rigidez, começando pelos pontos de carga mais elevada, e determinados os coeficientes de correlação R^2 , conforme Figura 2.37 a seguir. A melhor correlação é aquela com o maior número de pontos e maior valor de R^2 . Após encontrada a melhor correlação para a ponta, traça-se uma reta ligando os pontos referentes a ponta no gráfico carga \times recalque e o limite inferior de atrito é o valor onde está reta cruza com o eixo das cargas, conforme Figura 2.38.

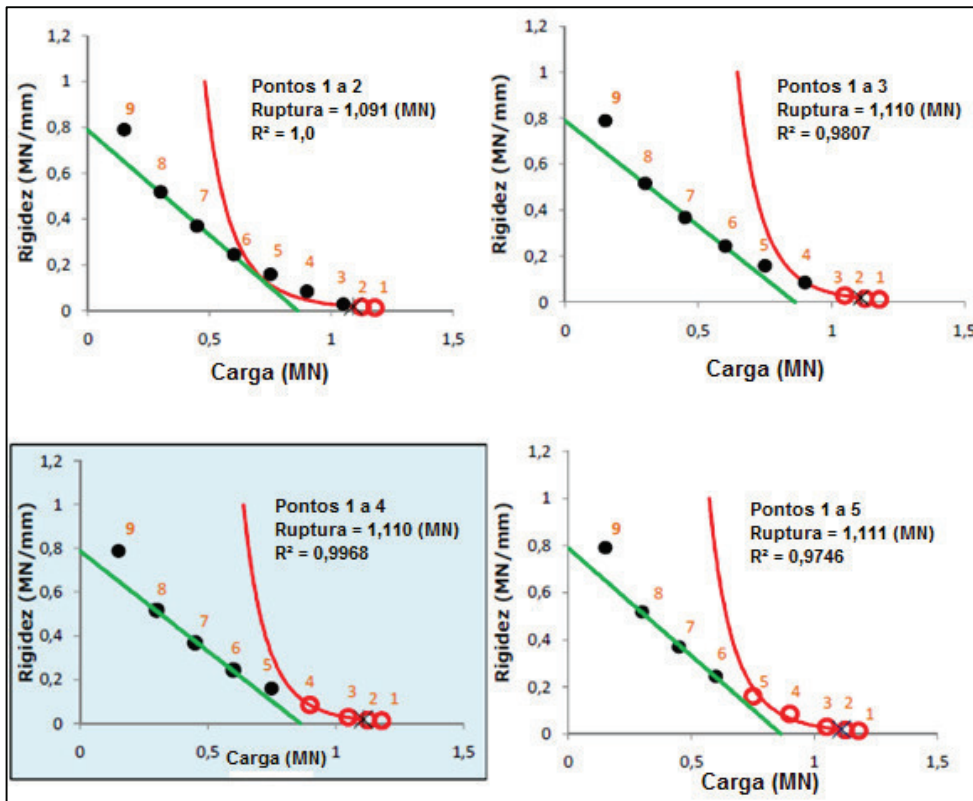


Figura 2.37 - Determinação do domínio de ponta e limite inferior de atrito lateral
 Fonte: adaptado de Décourt 2008

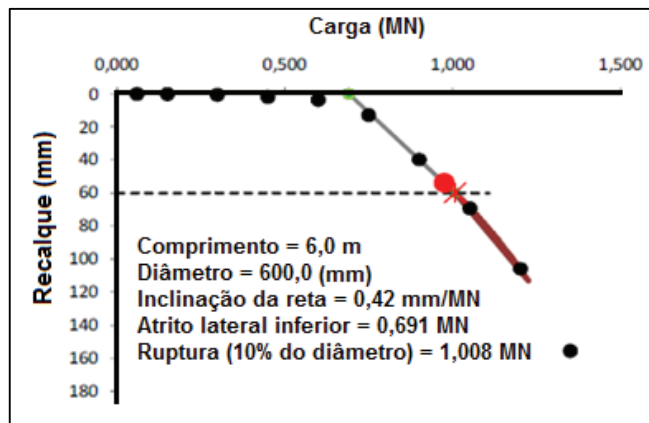


Figura 2.38 - Limite inferior atrito lateral
 Fonte: adaptado de Décourt 2008

- Limite Superior

O limite superior é traçado diretamente no gráfico da rigidez, conforme Figura 2.39 (linha verde), neste caso são feitas várias tentativas na identificação do domínio de atrito, após encontrado o domínio da ponta, sendo a melhor aquela com maior número de pontos e maior R^2 . O valor de atrito superior é aquele onde a reta do domínio de atrito cruza com o eixo das cargas (Figura 2.39).

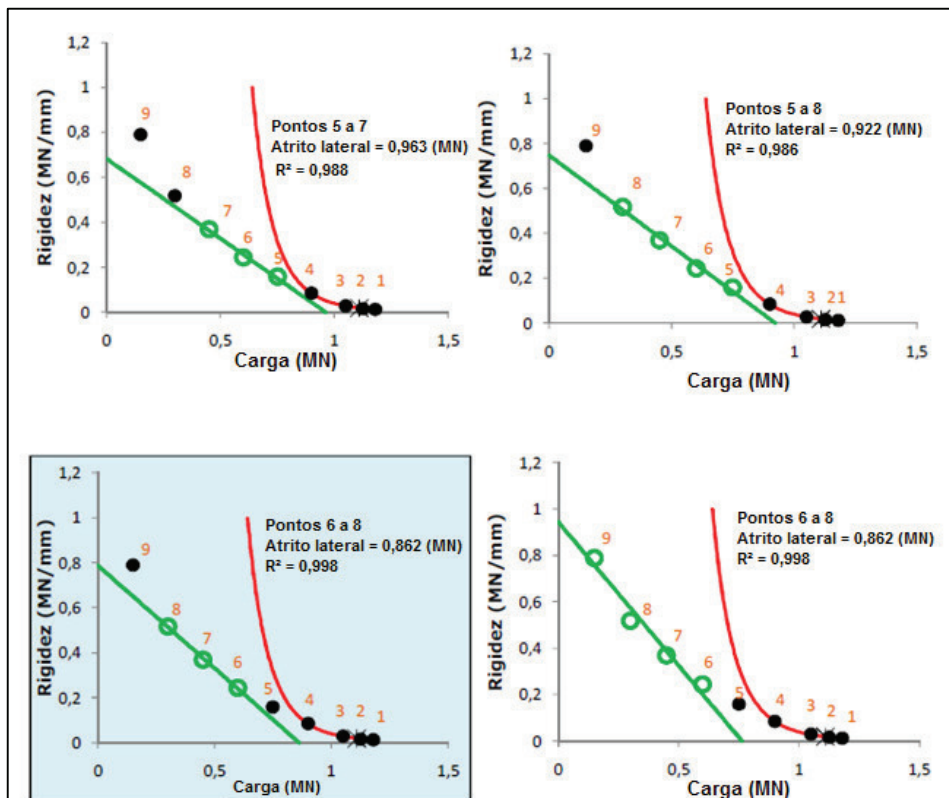


Figura 2.39 - Determinação do limite superior de atrito
 Fonte: adaptado de Décourt 2008

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A fim de atingir os objetivos estabelecidos referentes a análise comparativa entre métodos semiempíricos para previsão de capacidade de carga em estacas, métodos de interpretação de curvas carga × recalque para determinação da carga de ruptura, atrito lateral e resistência de ponta, e resultados da instrumentação em provas de carga estática, o presente capítulo foi dividido em quatro etapas. A primeira contém uma caracterização da área de estudo e descrição dos ensaios e procedimentos realizados em campo. A segunda etapa contém os dados brutos da instrumentação e considerações para determinação das deformações e rigidezes médias ao longo das estacas teste. A terceira etapa compreende as considerações feitas para a aplicação dos métodos semiempíricos na estimativa da capacidade de carga, com base nas investigações geotécnicas (SPT e CPTU). A quarta etapa apresenta as curvas carga × recalque utilizadas na presente pesquisa e as considerações feitas para a aplicação dos métodos descritos no item 2.6 e 2.7 do capítulo 2.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO: ENSAIOS E PROCEDIMENTOS

A presente pesquisa utiliza os dados obtidos no Campo Experimental de Araquari (SC), que, por sua vez, é uma parceria da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Universidade do Estado de Santa Catarina (UDESC), *Seconda Università Degli Studi di Napoli (SUN)* e empresas colaboradoras: *Dywidag-Systems International*, Grupo Brasfond, Petrobras, Fugro In Situ Geotecnia, Geoforma Engenharia Ltda, Geotechne, Votorantim Cimentos, Geotesc Fundações, Mineração Veiga Ltda, Flexfer, *Pile Dynamics Inc*, Inácio Estaqueamento e Rudnick Minérios. Tendo como objetivo o estudo de fundações profundas em areia e seu comportamento sob carregamentos de compressão axial. Maiores informações podem ser encontradas no site do campo experimental pelo endereço eletrônico: <<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/>>. A seguir será feita uma descrição do local e dos ensaios lá realizados.

3.1.1 Localização

O Campo Experimental se localiza no município de Araquari (SC), próximo à rodovia BR 101, km 66 Norte. Suas coordenadas são 26°28'58,17"S e 48°43'22,09"O. O local pertence à Mineração Veiga Ltda e faz parte de uma área destinada a extração industrial de areia. A Figura 3.1 mostra sua localização.

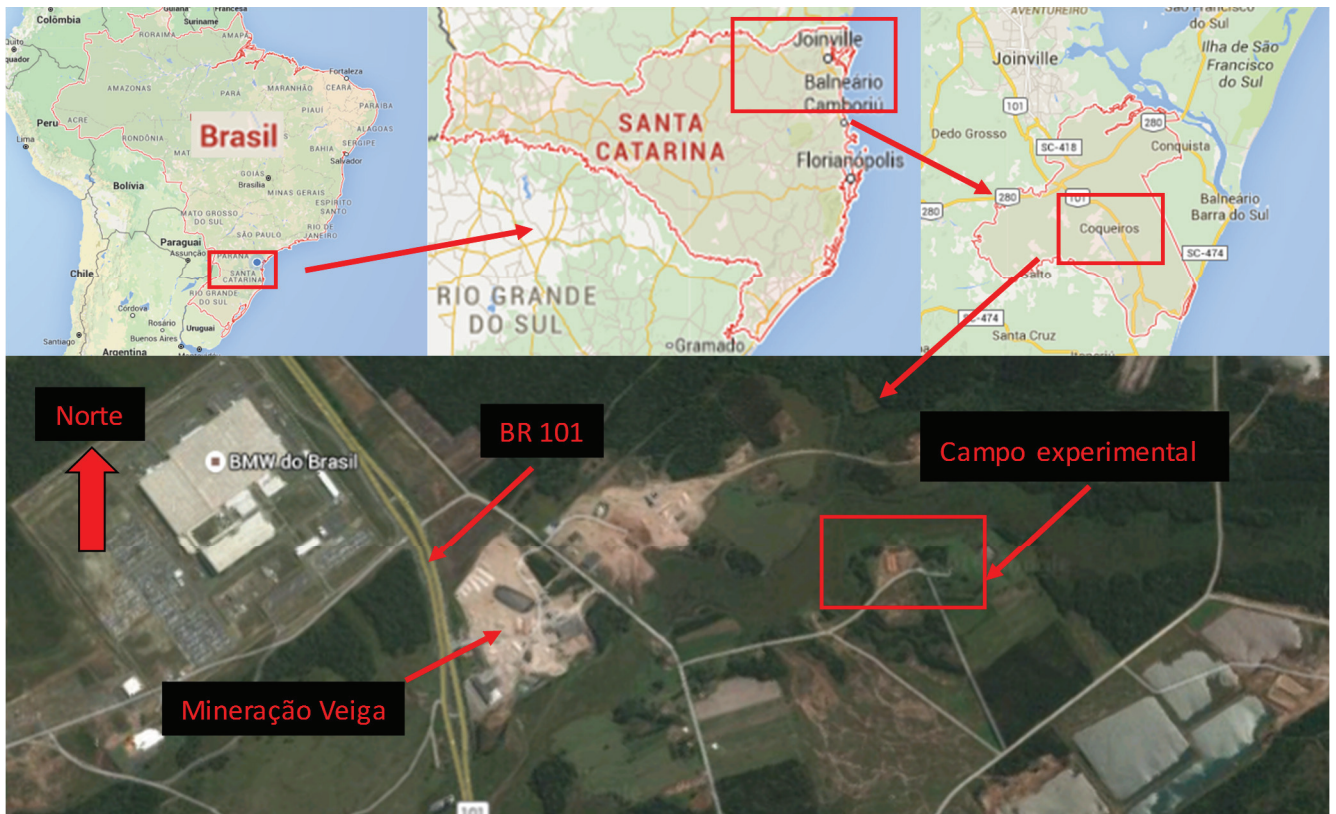


Figura 3.1 - Localização Campo Experimental Araquari (SC)

Segundo Horn Filho (2003) apud Brochero (2014) a área situa-se na província costeira de Santa Catarina com granulometria predominantemente arenosa e presença de afloramentos rochosos. Encontra-se na unidade cenozóica sobre cobertura sedimentar marinha do quaternário, sendo constituído por depósitos inconsolidados ou francamente consolidados (Horn Filho, 1997 e Bigarella 1961 apud Brochero, 2014). A Figura 3.2 a seguir mostra detalhe do mapa geológico da região de Joinville (SC).

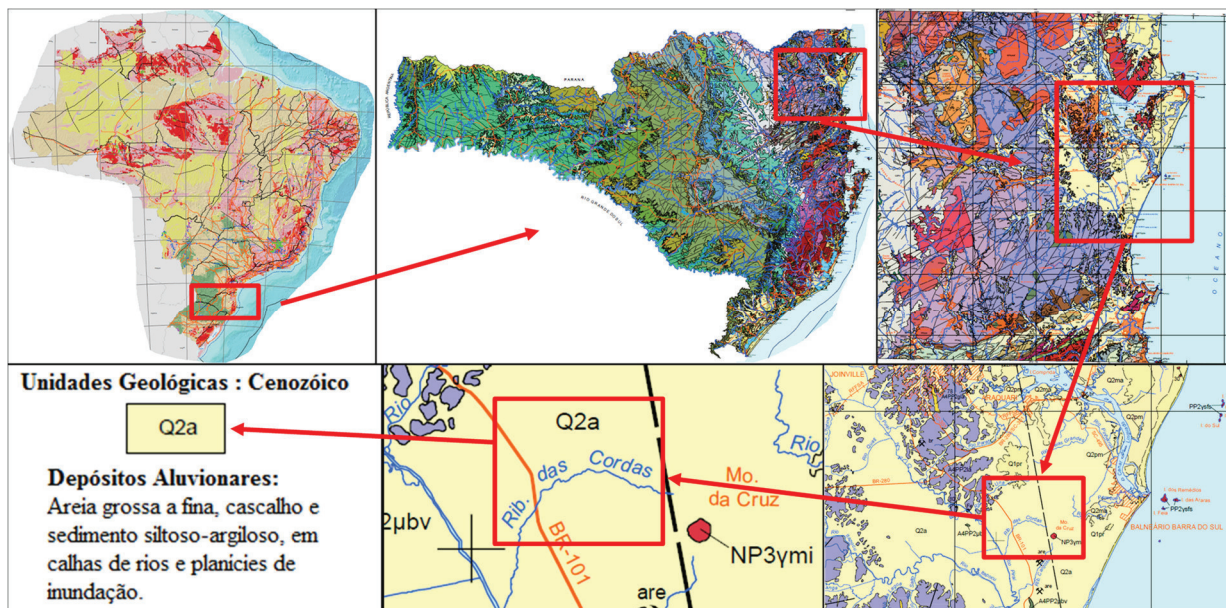


Figura 3.2 - Mapa geológico da região de Joinville

Fonte: Serviço Geológico do Brasil, mapa de Joinville SG-22-Z-D

3.1.2 Ensaios de campo

Antes da execução das estacas teste e de reação, foram realizadas investigações geotécnicas para a posterior identificação do perfil geotécnico da área. Os seguintes ensaios foram realizados:

- **Sondagens SPT (*Standard Penetration Test*)**

Três furos executados pela empresa Geoforma Engenharia Ltda, com profundidades de 30 m cada. As sondagens foram realizadas de acordo com a norma brasileira NBR 6484:2001 – Solo Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, NBR 7250:1982 e NBR 8036:1983. A localização dos furos é apresentada na Figura 3.3.

- **Sondagens CPTU (*Piezocone Penetration Testing*)**

Sete ensaios realizados pela empresa Fugro In Situ Geotecnia, com profundidades variando de 29,80 a 30,02 m, seguindo os procedimentos da norma brasileira NBR 12069:91 – Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* e norma americana ASTM D 5778:07 – *Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone testing of soils*. A localização destes é apresentada na Figura 3.3.

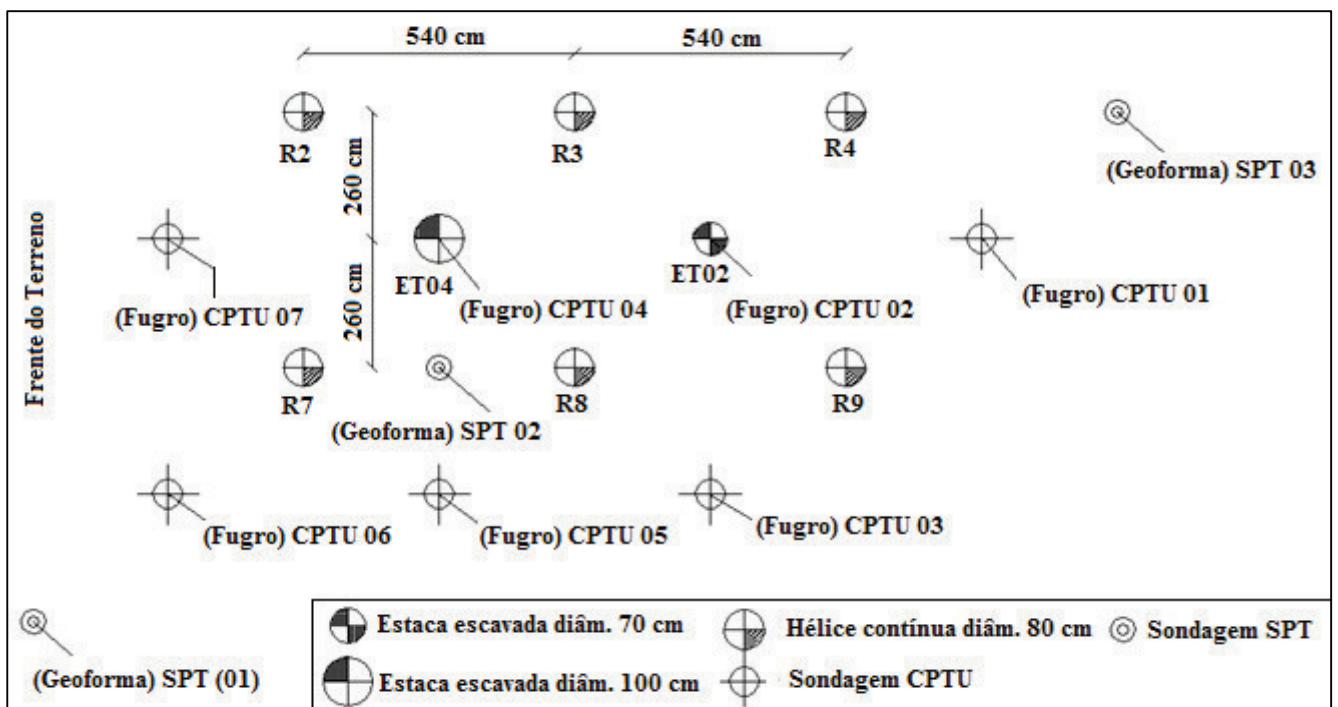


Figura 3.3 - Croqui com localização das estacas teste, estacas de reação, sondagens CPTU e sondagens SPT

3.1.3 Perfil geotécnico da área

Segundo análise feita na área por Brochero (2014), o perfil é descrito como predominantemente arenoso, não coesivo, normalmente adensado, com alguns pontos apresentando argilas com ligeiro grau de sobre-adensamento entre 19 e 22 m de profundidade.

Para a presente pesquisa foram feitos dois perfis do local, um utilizando as sondagens CPTU (Figura 3.4) e outro utilizando as sondagens SPT (Quadro 1), com posterior comparativo de ambos perfis e comparativo com perfil traçado por Brochero (2014). A classificação do solo, utilizando sondagens CPTU, foi feita de acordo com Robertson *et al.* (1986), conforme descrito no item 2.1.2 do capítulo 2.

A Figura 3.4 apresenta o resumo do perfil geotécnico da área, de acordo com as sondagens CPTU, sendo este dividido em: **0 a 4 m** – camada de areia siltosa e silte arenoso, com valor de resistência de ponta do cone (q_c) variando de 0 a 5 MPa e razão de atrito (f_s/q_c) em torno de 1 %, sem picos de poropressão (u_2); **4 a 11 m** – camada de areia e areia siltosa, com valor de resistência de ponta do cone (q_c) variando de 5 a 25 MPa e razão de atrito (f_s/q_c) em torno de 1 %, sem picos de poropressão (u_2). Os furos 03, 04, 05, e 06 apresentam uma camada de argila/silte argiloso aos 7 m de profundidade, marcada por uma diminuição abrupta na resistência de ponta e aumento no fator de atrito (F_r); **11 a 22 m** – camada variando entre silte arenoso, areia siltosa e presença de argila entre 12 e 14 m e 20 e 22 m, resistência de ponta do cone (q_c) inferior a 5 MPa, com picos entre 18 e 19 m devido a lentes de areia, razão de atrito (f_s/q_c) variando de 1 a 2 % e picos de poropressão (u_2) entre 12 e 13 m e 19 e 22 m; **22 a 30 m** – camada de areia/areia siltosa/areia com pedregulho, com pequenas camadas de silte arenoso/silte argiloso aos 25 e 28 m, resistência de ponta de cone (q_c) crescente com a profundidade, variando de 5 a 15 MPa, razão de atrito (f_s/q_c) inferior a 1 %, apresentando picos apenas aos 25 e 28 m.

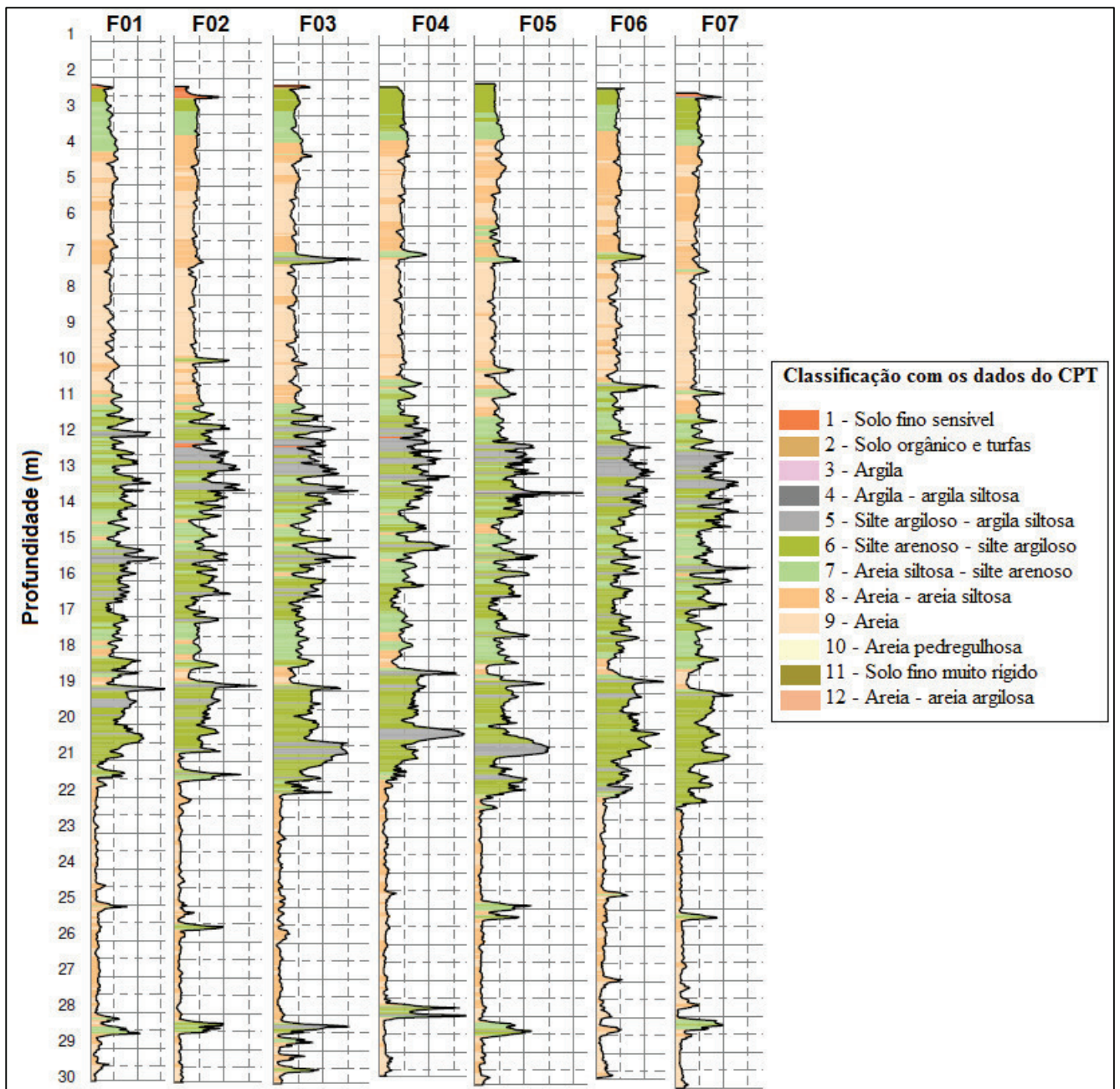


Figura 3.4 - Perfil geotécnico da área segundo ábacos de Robertson *et al.* (1986)

Fonte: adaptado de Fugro In Situ geotecnia - *Report: Geotechnical Investigation URS-01-GRE-02*

O Quadro 1 apresenta o resumo do perfil geotécnico, de acordo com as sondagens SPT, sendo este dividido em: **0 a 3 m** - camada superficial de areia fofa de coloração marrom e N_{SPT} variando de 3 a 8 golpes; **3 a 10 m** - areia fina, areia siltosa compacta a muito compacta e N_{SPT} variando de 20 a 40 golpes; **10 a 21 m** - areia fina, areia siltosa e argila arenosa fofa a muito fofa de coloração cinza N_{SPT} variando de 4 a 11 golpes; **21 a 27 m** - areia fina e grossa fofa a muito fofa e N_{SPT} variando de 4 a 11 golpes; **27 a 30 m** - areia grossa com pedregulho de coloração cinza. N_{SPT} variando de 13 a 20 golpes.

A Figura 3.5 apresenta os parâmetros de resistência médios, para as três sondagens SPT e as sete sondagens CPTU realizadas.

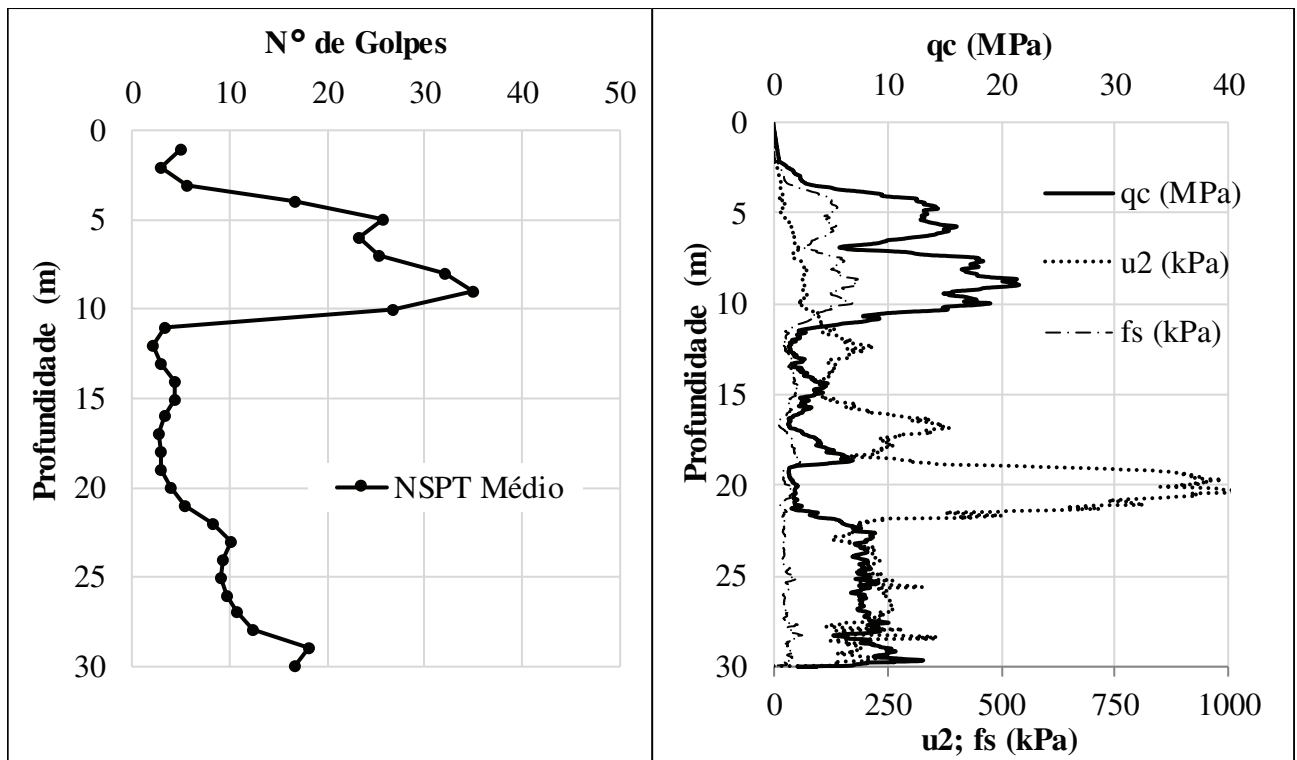


Figura 3.5 - Parâmetros de resistência médio dos ensaios SPT (N_{SPT}) e CPTU (q_c ; u_2 ; f_s)

Comparando o perfil feito por Brochero (2014) e os perfis dos ensaios SPT (Quadro 1) e CPTU (Figura 3.4), percebe-se que: perfil predominantemente arenoso em todo o extrato, com areia limpa e fofo nos metros iniciais; pico de resistência na região de 4 a 10 m de profundidade, onde se encontra uma camada de areia fina compacta; regiões com presença maior de material argiloso e siltoso entre 11 e 20 m de profundidade; região entre 20 e 30 m com material arenoso e ganho de resistência progressivo com a profundidade.

Quadro 1 - Resumo das sondagens SPT

Profundidade (m)	SP-01 (NA = 2,55 m)		SP-02 (NA = 2,77 m)		SP-03 (NA = 2,15 m)		Resumo do Perfil	
	Descrição da amostra	SPT (15 a 45 cm)	Descrição da amostra	SPT (15 a 45 cm)	Descrição da amostra	SPT (15 a 45 cm)		
1	Areia fina marrom muito fofa	3	Areia fina fofa a muito fofa marrom	7	Areia fina fofa marrom	5	Camada superficial de areia fofa de coloração marrom. Valores de NSPT variando de 3 a 8 golpes.	
2	Areia fina marrom fofa e muito fofa	4	Areia fina fofa a muito fofa marrom	3	Areia fina fofa marrom	1/15		
3	Areia fina marrom fofa e muito fofa	8	Areia fina muito fofa marrom escuro	4	Areia fina fofa a muito fofa marrom	5		
4	Amostra não recuperada	20	Areia fina muito fofa marrom escuro	24	Areia fina fofa a muito fofa marrom	6	Camada de areia fina e areia siltosa compacta a muito compacta. Valores de NSPT variando de 20 a 40 golpes.	
5	Areia siltosa densa amarela com cascalho	35	Areia fina densa cinza	20	Areia siltosa fina densa cinza claro	22		
6	Areia fina densa amarela	24	Areia fina densa a muito densa cinza claro	25	Areia siltosa fina densa cinza claro	21		
7	Areia fina densa amarela	22	Areia fina densa a muito densa cinza claro	31	Areia fina densa cinza claro	23		
8	Areia fina siltosa densa amarela	21	Amostra não recuperada	41	Areia siltosa fina densa cinza claro	34		
9	Areia fina cinza claro	26	Amostra não recuperada	>40	Areia siltosa fina densa cinza claro	39		
10	Amostra não recuperada	32	Areia fina densa a muito densa cinza claro	20	Areia fina densa cinza claro	28		
11	Areia fina cinza claro	3	Areia fina densa cinza claro	4	Areia fina densa cinza	3		
12	Areia fina argilosa muito fofa cinza escuro	2	Areia siltosa fina muito fofa cinza	2	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	1/15		
13	Areia fina argilosa muito fofa cinza escuro	4	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	1/15	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	3		
14	Areia fina argilosa muito fofa cinza escuro	3	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	3	Areia fina siltosa fofa a muito fofa cinza escuro	7	Camadas de areia fina, areia siltosa e argila arenosa fofa a muito fofa de coloração cinza.	
15	Areia fina argilosa muito fofa cinza escuro	4	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	6	Areia fina siltosa fofa a muito fofa cinza escuro	3		
16	Areia fina siltosa muito fofa cinza escuro	3	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	5	Areia fina pouco argilosa muito fofa cinza escuro	1/15	Valores de NSPT variando de 2 a 7 golpes.	
17	Areia fina siltosa muito fofa cinza escuro	2	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	4	Areia fina argilosa muito fofa cinza escuro	2		
18	Areia fina siltosa muito fofa cinza escuro	2/33	Areia argilosa fina muito fofa cinza escuro	4	Areia fina siltosa muito fofa cinza escuro	3		
19	Argila arenosa mole cinza escuro	3	Areia argilosa muito fofa cinza escuro	3	Areia fina siltosa muito fofa cinza escuro	3		
20	Argila arenosa mole cinza escuro	4	Argila arenosa mole cinza escuro	4	Areia fina siltosa muito fofa cinza escuro	4		
21	Argila arenosa mole cinza claro	4	Argila arenosa mole cinza	5	Areia fina argilosa mole cinza escuro	7		
22	Argila arenosa mole cinza claro	8	Argila arenosa mole cinza	7	Argila arenosa mole cinza	10		
23	Areia média fofa cinza claro	7	Areia siltosa média fofa cinza	7	Areia média fofa a meio densa cinza	11		Camadas de areia fina, areia grossa fofa a muito fofa. Valores de NSPT variando de 4 a 11 golpes.
24	Amostra não recuperada	4	Areia siltosa média fofa cinza	12	Areia média fofa a meio densa cinza	11		
25	Areia grossa fofa a muito fofa cinza claro	7	Areia média meio densa cinza	13	Areia média fofa a meio densa cinza	10		
26	Areia grossa fofa cinza claro	7	Areia grossa com cascalho meio densa cinza	10	Areia média fofa a meio densa cinza	11		
27	Silte arenoso com cascalho cinza claro	9	Areia siltosa com cascalho meio densa cinza	11	Areia grossa com cascalho meio densa cinza	12		
28	Areia Grossa com cascalho fofa cinza claro	13	Areia siltosa com cascalho meio densa a densa cinza	11	Areia grossa com cascalho meio densa cinza	10		
29	Areia Grossa com cascalho fofa cinza claro	19	Areia grossa com cascalho meio densa a densa cinza	14	Areia grossa com cascalho meio densa cinza	15		
30	Areia Grossa com cascalho fofa cinza claro	12	Areia grossa com cascalho meio densa a densa cinza	20	Areia grossa com cascalho meio densa cinza	18		

Fonte: adaptado de GEFORMA - *Subsurface Exploration* (SPT)

3.1.4 Estacas teste e estacas de reação

As estacas teste utilizadas na presente pesquisa são estacas escavadas com polímero, conforme descrição a seguir:

Dados gerais da estaca ET02:

- Tipo - Escavada com Polímero
- Diâmetro – 0,7 m
- Comprimento – 15,7 m
- Concreto – $f_{ck} = 20$ MPa
- Armadura longitudinal – 4 barras de ϕ 32 mm e comprimento 15,4 m
- Armadura transversal – estribo espiral de ϕ 8 mm com espaçamento de 20 cm
- Data de execução da estaca – 16/12/2014

Dados gerais da estaca ET04:

- Tipo - Escavada com Polímero
- Diâmetro – 1,0 m
- Comprimento – 24,1 m
- Concreto – $f_{ck} = 20$ MPa
- Armadura longitudinal – 10 barras de ϕ 32 mm e comprimento 23,7 m
- Armadura transversal – estribo espiral de ϕ 8 mm com espaçamento de 20 cm
- Data de execução da estaca – 18/12/2014

Todas as estacas foram executadas conforme procedimento indicado na NBR 6122: 2010. Como guia da escavação, para as estacas escavadas, foi utilizada camisa metálica (Figura 3.6) com diâmetro 20 cm superior ao das estacas e comprimento de 3 m, fazendo com que os metros iniciais das estacas ficassem com a seção alargada. A Figura 3.7 mostra o procedimento de execução das estacas teste.

Durante a execução das estacas foi realizado controle de qualidade do concreto, através do *slump* teste e moldagem de corpos de prova para rompimento aos 7, 14 e 28 dias, de acordo com as normas NBR NM 67:1998, NBR 5738:2015 e NBR 5739:2007.



Figura 3.6 - Camisas metálicas usadas nas estacas teste com 120 e 90 cm de diâmetro.



Figura 3.7 - Processo de execução das estacas teste: (1) posicionamento da camisa guia; (2) escavação; (3) posicionamento da armadura; (4) concretagem

Além das estacas teste foram executadas estacas hélice contínua de reação, com profundidade de 20 m e diâmetro de 0,8 m, reforçadas com três barras Dywidag com diâmetro de 36 mm, conforme mostra a Figura 3.8. A configuração das estacas foi feita de tal maneira que cada estaca teste fosse cercada por quatro estacas de reação, conforme mostrado anteriormente na Figura 3.3 do item 3.1.2 do capítulo 3.



Figura 3.8 - Execução das estacas de reação: (1) perfuração; (2) concretagem; (3) limpeza do furo; (4) posicionamento da armadura; (5) alinhamento da armadura.

3.1.5 Instrumentação (*strain gages*)

Foram instalados sensores de deformação ao longo do fuste em todas as estacas teste. Os sensores utilizados foram de Corda Vibrante, Modelo 4911 “*Sister Bar*” fabricados pela Geokon (Figura 3.9) (Geokon). Detalhes do funcionamento e cuidados necessários no manuseio dos sensores foram descritos anteriormente no item 2.5.2 do capítulo 2 A disposição dos sensores se deu da seguinte forma: 1) em cada nível de instrumentação foram instalados, no mínimo, dois sensores, diametralmente opostos, junto da armadura longitudinal da estaca; 2) o espaçamento vertical entre os sensores varia de acordo com a estaca, assim como a quantidade de níveis instrumentados. As quantidades e profundidades de cada nível são apresentadas na Tabela 3.1, e a Figura 3.10 apresenta um croqui com a disposição dos sensores ao longo das estacas.

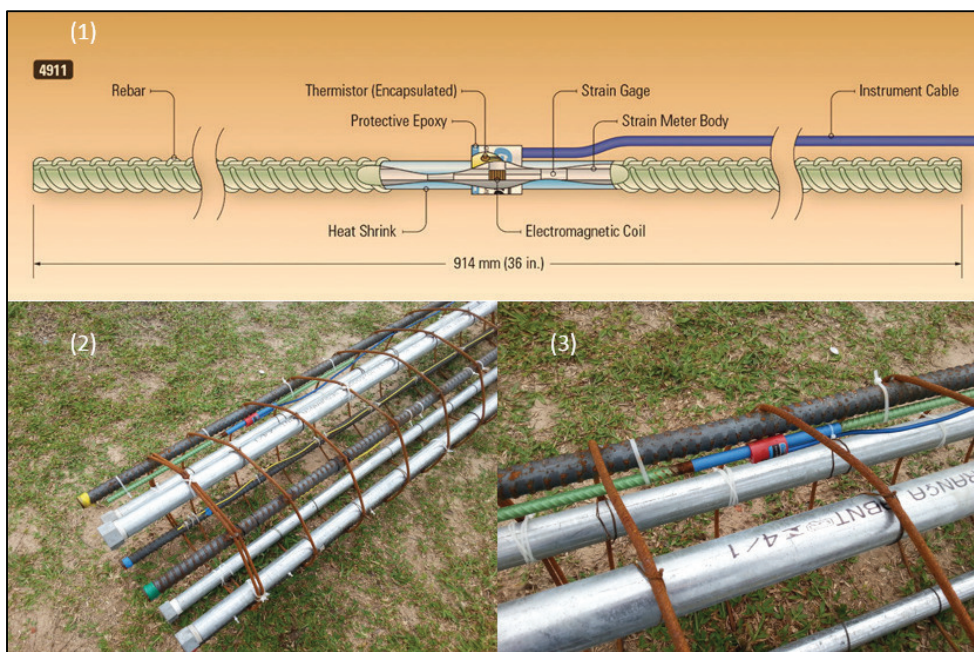


Figura 3.9 - Instrumentação: (1) detalhamento do sensor fornecido pelo fabricante; (2) vista do *strain gage* instalado junto a armadura; (3) detalhe da fixação do *strain gage*

Tabela 3.1 - Níveis dos Strain Gages instalados nas estacas teste ET02 e ET04

	Nível	Número de Sensores	Profundidade (m)
ET02	N1	2	1,40
	N2	4	4,60
	N3	2	7,60
	N4	4	11,10
	N5	2	15,10
ET04	N1	2	1,20
	N2	2	4,00
	N3	2	7,00
	N4	2	11,50
	N5	2	14,50
	N6	2	18,50
	N7	2	22,00
	N8	2	23,50

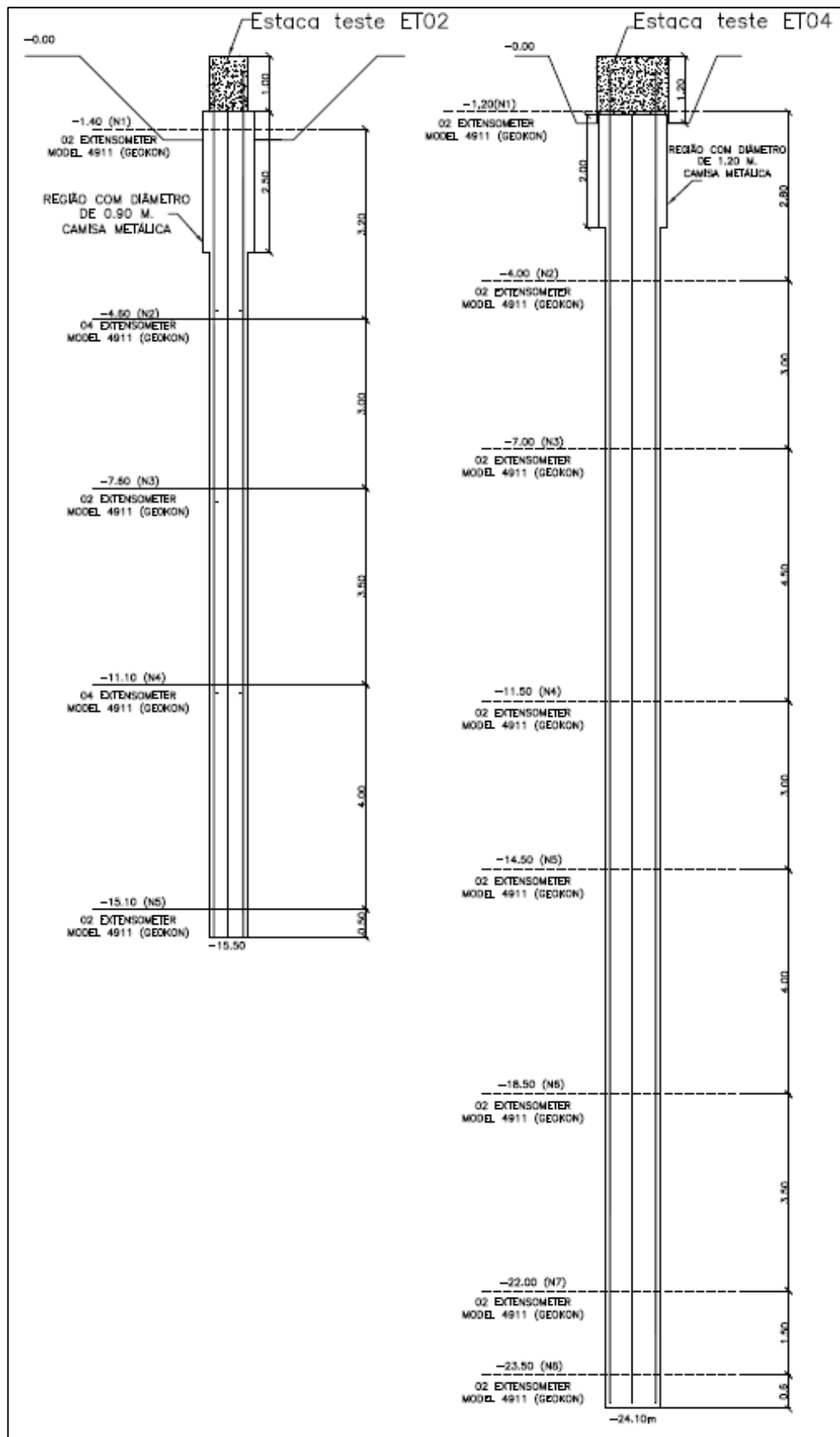


Figura 3.10 - Croqui com a localização dos *strain gages* nas estacas ET02 e ET04

A seguir são apresentados pontos importantes na instalação e verificação dos *strain gages*:

- Antes de sua instalação os sensores foram testados individualmente por meio de leitores manuais, e após a execução das estacas foram testados novamente para verificar possíveis danos durante a colocação da armadura e concretagem das estacas.
- Não foram realizadas leituras contínuas de variação de temperatura e deformações durante o período de cura do concreto, sendo realizadas apenas leituras esporádicas para a verificação da integridade dos sensores.
- Durante as provas de carga os sensores foram ligados à um *datalogger* para o monitoramento contínuo das deformações, e se admitiu como leitura “zero” o valor obtido imediatamente antes do início de cada ensaio, conforme será mostrado no item a seguir.
- A calibragem dos sensores foi realizada pelo fabricante.

3.1.6 Provas de carga estática

Os itens a seguir apresentam os procedimentos para o dimensionamento das estacas teste, dimensionamento das estacas de reação, provas de carga estática de compressão axial e equipamentos utilizados nas provas de carga estática.

- **Dimensionamento das estacas teste e estacas de reação**

Como o dimensionamento das estacas e do sistema de reação não compõem o escopo do presente trabalho, serão apresentadas, brevemente, as sugestões dadas por Brochero (2014), cuja pesquisa teve foco na caracterização do local e pré-dimensionamento das estacas, sendo base para o que foi realmente executado em campo.

Para a estimativa de capacidade de carga das estacas e dimensionamento do sistema de reação, foram utilizados os dados de sondagens CPTU, não sendo estas as mesmas utilizadas no presente trabalho, e aplicados métodos semiempíricos baseados em resultados SPT e CPTU, sendo eles: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), UFRGS (2005) e FHWA (O’neill e Reese, 1999). Como não se dispunha de ensaios SPT, os valores N_{SPT} usados foram estimados a partir de correlações com valores de resistência de ponta de cone (q_c), sendo adotada a correlação sugerida por Aoki e Velloso (1975). A Tabela 3.2 apresenta os valores de capacidade de carga médios, obtidos por Brochero (2014), sendo que a estaca de reação conta somente com a resistência de atrito e a teste com resistências de atrito e ponta.

Tabela 3.2 - Cargas de ruptura por Brochero (2014)

Tipo	Finalidade	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Carga última média (kN)
Hélice Contínua	Reação tração (lateral)	0,8	24	2293 (lateral)
Hélice Contínua	Teste compressão (lateral e ponta)	1,0	24	3870 (lateral e ponta)
Escavada	Teste compressão (lateral e ponta)	1,0	24	3120 (lateral e ponta)

Nota-se na Tabela 3.2 que, o comprimento considerado, para as estacas teste, foi de 24 m, pois nesta profundidade as estacas estariam assentadas em camada de solo arenoso com boa dissipação de poropressão, permitindo analisar o comportamento da ponta da estaca sobre camadas de solo não coesivo. No caso da estaca ET04 este comprimento se manteve, porém, para a estaca ET02 se executou um comprimento menor, 15 m, onde a ponta ficou assente sobre camada de areia fina silto/argilosa, de baixa resistência, permitindo analisar o comportamento de estacas flutuantes, com pouca ou nenhuma resistência de ponta.

O número de estacas de reação, 4 por estaca teste, foi determinado com base na maior estimativa de carga (4500 kN), obtida pelo método Aoki e Velloso, para estaca teste hélice contínua de 1 m de diâmetro e 24 m de profundidade. O que resultaria em uma carga máxima, para cada estaca de reação, de 1125 kN e fatores de segurança superiores a 2,0, considerando a carga última média (2293 kN) apresentada na Tabela 3.2. Brochero (2014) sugere em sua pesquisa que as estacas fossem do tipo hélice contínua com 0,8 m de diâmetro e 24,0 m de profundidade. O tipo e diâmetro executados se mantiveram, mas o comprimento foi reduzido para 20,0 m, o que se mostrou suficiente, visto que nenhum problema foi constatado com as estacas de reação durante as provas de carga. Cabe salientar que as cargas atingidas nas provas de carga superaram as previsões, com carga máxima superior a 8000 kN para a estaca ET04, enquanto a estimativa apresentada na Tabela 3.2, para estaca idêntica (escavada com 1 m de diâmetro e 24 m de profundidade) foi de 3120 kN. Valor este pouco maior que a carga máxima atingida pela estaca ET02 (2968 kN), cujas dimensões são muito inferiores (0,7 m diâmetro e 15,7 m de comprimento).

Demais detalhes quanto ao dimensionamento das estacas pode ser visto no trabalho de Brochero (2014).

- **Procedimento de ensaio**

Os procedimentos realizados nas provas de carga estática de compressão axial foram baseados na norma Brasileira (ABNT NBR 12131) e as normas internacionais Europeia (Eurocode 7 Parte 1) e Norte Americana (ASTM D1143). Este foi dividido em duas etapas, na seguinte ordem: prova de carga controlada lenta e prova de carga controlada rápida. Os detalhes de cada etapa são descritos

primeiramente conforme o planejado e depois o executado em campo, para cada uma das estacas. Em seguida é mostrado como foram realizados os procedimentos de aplicação de carga, medição dos deslocamentos e coleta de dados dos *strain gages*.

- Prova de carga controlada lenta
- 1) Dois carregamentos iniciais de no máximo 5 % da carga estimada de ruptura (R_{ult}), para controle e ajuste dos equipamentos de medição, com duração de 30 min cada.
 - Estaca teste ET02 – carregamentos iniciais de, aproximadamente, 130 KN, com duração de 30 min cada.
 - Estaca teste ET04 – carregamentos iniciais de, aproximadamente, 240 KN, com duração de 30 min cada.
 - 2) Incrementos de carga, após os dois iniciais, iguais a 10 % da carga de ruptura estimada, com duração de 60 min se, nos 20 min finais, a velocidade de deslocamento for menor que 0,1 mm/20 min. Caso contrário a carga deve ser mantida por 120 min.
 - Estaca teste ET02 – carregamento médio, nos treze incrementos de carga, de 209 KN, totalizando uma carga última no ensaio de 2968 kN. Os incrementos de carga 3 e 4 tiveram duração de 60 min e os demais 120 min, exceto o carregamento final, que teve duração de 30 min.
 - Estaca teste ET04 – carregamento médio, nos nove incrementos de carga, de 673 KN, sendo o último incremento de 291 KN, totalizando uma carga última de 6833 KN. Os incrementos de 3 e 4 tiveram duração de 60 min e os demais de 120 min, exceto o carregamento final, com duração de 10 min. Esta prova de carga foi interrompida, no decimo segundo incremento de carga, pois uma das barras de uma estaca de reação se rompeu, impossibilitando a continuação do ensaio por motivos de segurança.
 - 3) O carregamento é finalizado quando: um deslocamento rápido, contínuo e progressivo (ruptura nítida) for alcançado; atingido um deslocamento vertical no topo da estaca igual a 10 % do seu diâmetro (ruptura convencional); atingida a carga limite dos dispositivos de carga (vigas e estacas de reação).
 - Estaca teste ET02 – o carregamento foi finalizado quando se observou, para um deslocamento total de 70,8 mm, a ruptura através da seguinte formulação: deslocamento entre as duas últimas leituras superior à 5 % do deslocamento total observado no estágio de carga. Para este caso se observou a ruptura com 25 minutos de aplicação da carga última (2968 KN). Os intervalos de leituras de deslocamentos foram de 2, 5, 10, 20 e 25 minutos.

- Estaca teste ET04 – Ensaio interrompido devido a ruptura de uma das barras de uma estaca de reação, impossibilitando a continuação do ensaio por motivos de segurança.
- 4) O descarregamento é feito em 5 etapas, de 30 min cada, com a retirada de 20 % da carga final atingida durante o carregamento.
- Estaca teste ET02 – o descarregamento foi realizado em intervalos de 2 min cada, com o descarregamento total em 48 min e retiradas de carga na seguinte ordem: 1120, 442, 177, 138, 138, 98, 79, 84, 54, 64, 44, 49, 39, 25, 29, 25, 25, 25, 25, 20, 15, 187, e 49 KN.
 - Estaca teste ET04 – o descarregamento foi executado em cinco etapas de 30 min cada, com alívio médio da carga de 1366 KN.
- 5) Caso, ao final do procedimento, a estaca não tenha atingido a ruptura, a carga final deve ser mantida por um período mínimo de 12 horas, para uma velocidade de deslocamento vertical inferior a 0,25 mm/60 min. Para velocidades maiores que 0,25 mm/60 min a carga deve ser mantida por um período de 24 horas.
- Como ambas as estaca atingiram a ruptura, conforme mostrado acima, não foi necessário executar este procedimento.
- Prova de carga controlada rápida

Após a prova de carga lenta, ambas as estacas foram submetidas a uma prova de carga de compressão axial rápida, conforme descrito a seguir:

- 1) Quatro incrementos de carga de 25 % da carga final (R_{ult}) atingida na prova de carga anterior, com duração de 10 min cada incremento.
- Estaca teste ET02 – foram realizados quatro incrementos de carga, com carregamento médio de 678 KN, atingindo a carga máxima de 2712 KN. A duração dos incrementos de carga foi de 10 min.
 - Estaca teste ET04 – foram executados seis incrementos de carga, com carregamento médio de 1420 KN, atingindo carga máxima de 8520 KN. Este foi um ensaio misto, pois devido ao primeiro ensaio, interrompido por questões de segurança, se sabia que a estaca suportaria cargas até 6500 KN sem romper, sendo assim os quatro primeiros incrementos de carga foram rápidos, com duração de 15 min e carga máxima de 6416 KN. A partir desta carga o ensaio voltou a aplicação lenta de carga, com mais dois incrementos de carga, um com duração de 120 min e o último com 30 min.
- 2) O carregamento é finalizado quando: um deslocamento rápido, contínuo e progressivo (ruptura nítida) for alcançado; atingido um deslocamento vertical no topo da estaca igual a 10 %

do seu diâmetro (ruptura convencional); atingida a carga limite dos dispositivos de carga (vigas e estacas de reação).

- Estaca teste ET02 – o carregamento foi finalizado quando, no último incremento de carga, se observou ruptura nítida, com deslocamento imediato a aplicação da carga de 14,5 mm.
 - Estaca teste ET04 – o carregamento foi finalizado, também, devido a ruptura nítida, com deslocamento imediato para o último incremento de carga de 35,8 mm. Após este deslocamento imediato, se manteve a carga aplicada por mais 30 min e se observou um acréscimo de 6,5 mm de deslocamento, totalizando 42,3 mm de deslocamento para o último incremento de carga.
- 3) O descarregamento é feito também em etapas de 25 % da carga final, com duração de 10 min cada etapa.
- Estaca teste ET02 – o descarregamento foi executado em quatro etapas, alívio médio de carga de 678 KN, com duração de 10 min cada.
 - Estaca teste ET04 -o descarregamento executado com em quatro etapas, alívio médio de carga de 2130 KN e duração de 30 min cada.
-
- Aplicação e monitoramento das cargas no topo da estaca teste

A aplicação das cargas foi realizada por meio de macaco hidráulico, um para estaca ET02 e dois para a estaca ET04, centralizado no topo da estaca. As pressões eram controladas por sistema automatizado, garantindo pressões e cargas constantes durante a prova de carga.

A medição e monitoramento das cargas foi realizado por meio de células de carga, posicionadas entre a viga de reação e o macaco hidráulico, garantindo o controle das cargas durante a prova de carga.

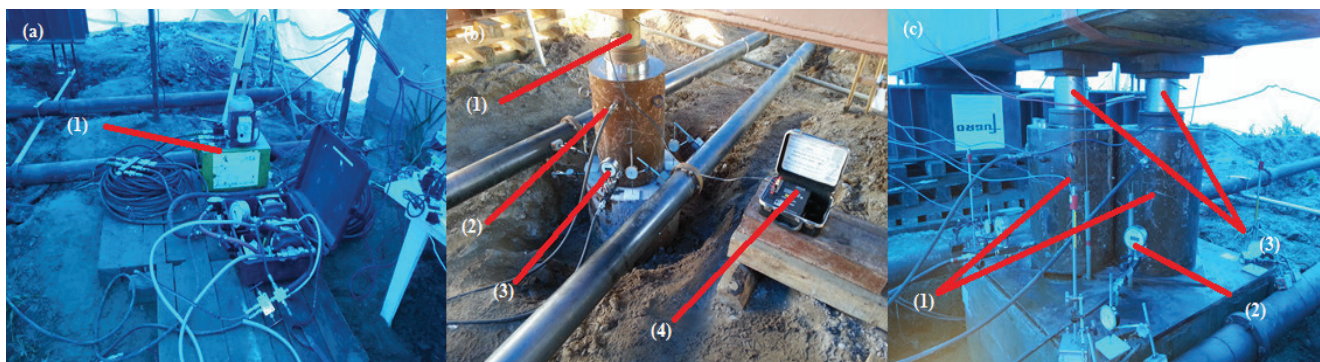


Figura 3.11 - Aplicação das cargas e monitoramento, figura (a): (1) sistema de aplicação das pressões; figura (b): (1) célula de carga;(2) macaco hidráulico;(3) manômetro; (4) dispositivo para leitura das cargas medidas pela célula de carga; figura (c): (1) macaco hidráulico; (2) manômetro; (3) células de carga

- Monitoramento dos deslocamentos no topo da estaca teste e estacas de reação
- 1) Estaca teste – foram realizadas medições de deslocamento no topo da estaca, para cada incremento de carga, por meio de 4 extensômetros mecânicos, em intervalos de 0, 2, 5, 10, 20, 30, 40, 60, 80, 100 e 120 min, para a prova de carga estática lenta, e intervalos de 0, 5 e 10 min para a prova de carga estática rápida. Os extensômetros foram posicionados sobre duas vigas de referência, fixas em pontos distantes da estaca teste.
 - 2) Estaca de reação - cada estaca de reação foi monitorada por um extensômetro, também fixo à uma viga de referência e nos mesmos intervalos de tempo da estaca teste.



Figura 3.12 - Monitoramento dos deslocamentos, figura (a) estaca teste: (1) extensômetro; (2) extensômetro; (3) vigas de referência; figura (b) estaca de reação: (1) extensômetro; (2) viga de referência; (3) barra de Dywidag

- Monitoramento dos *strain gages*

Durante as provas de carga os cabos de transmissão de dados dos *strain gages* foram ligados à um *datalogger*, para coleta automatizada dos dados em intervalos de 1 min, conforme Figura 3.13.

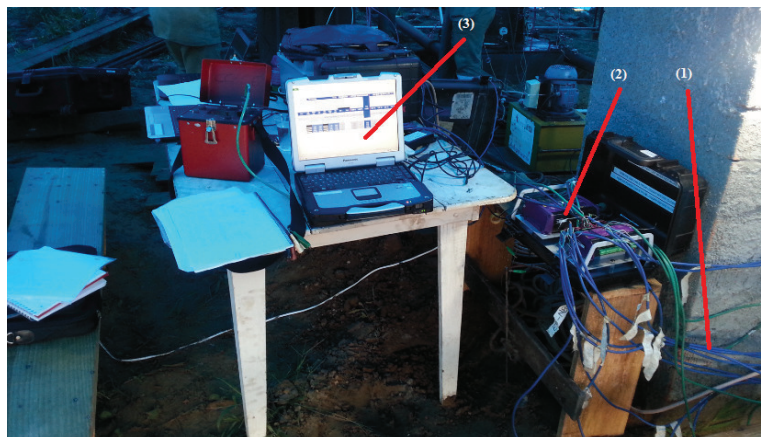


Figura 3.13 - Monitoramento dos *strain gages*: (1) cabos de transmissão de dados; (2) *datalogger*; (3) acompanhamento dos dados recebidos durante a prova de carga

- **Equipamentos utilizados**

A seguir é apresentada uma descrição dos equipamentos utilizados nas provas de carga estática. Estes são divididos em: dispositivo de aplicação de carga; sistema de reação; dispositivos para as medições de força e deslocamento.

- Dispositivo de aplicação de carga

Para a aplicação das cargas foram utilizados macacos hidráulicos, cujas pressões são controladas por um sistema automatizado. A Figura 3.14 mostra o sistema de aplicação de cargas.

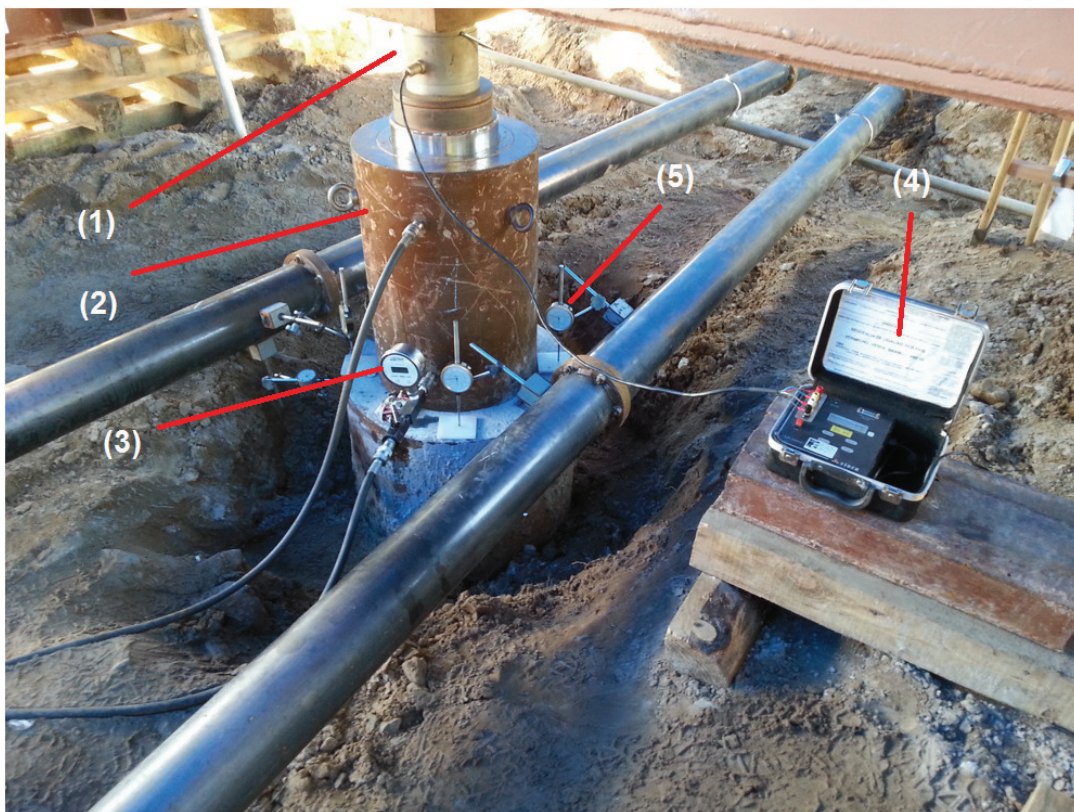


Figura 3.14 - Detalhe do sistema de aplicação de cargas e monitoramento de deslocamentos utilizados na estaca ET02: (1) célula de carga; (2) macaco hidráulico; (3) manômetro para controle pressão; (4) Sistema para coleta de dados da célula de carga; (5) extensômetros para medição dos deslocamentos.

- Dispositivos de reação

O sistema de reação é composto de:

- 1) Quatro estacas de reação, tipo hélice contínua, com profundidade de 20 m e diâmetro de 0,8 m, reforçadas com três barras *Dywidag* com diâmetro de 36 mm. O espaçamento entre as estacas seguiu o recomendado pela NBR 12131: 2006, que recomenda espaçamento mínimo, entre eixos de estaca, de 3,6 vezes o diâmetro da maior estaca. Neste caso o espaçamento mínimo, entre os eixos da estaca teste/estaca de reação foi de 3,6 m, sendo utilizado espaçamento de 3,75 m, conforme mostra a figura a seguir.
- 2) Uma viga de reação em aço, ligada as estacas de reação por meio de outras 4 vigas menores, conforme Figura 3.15.

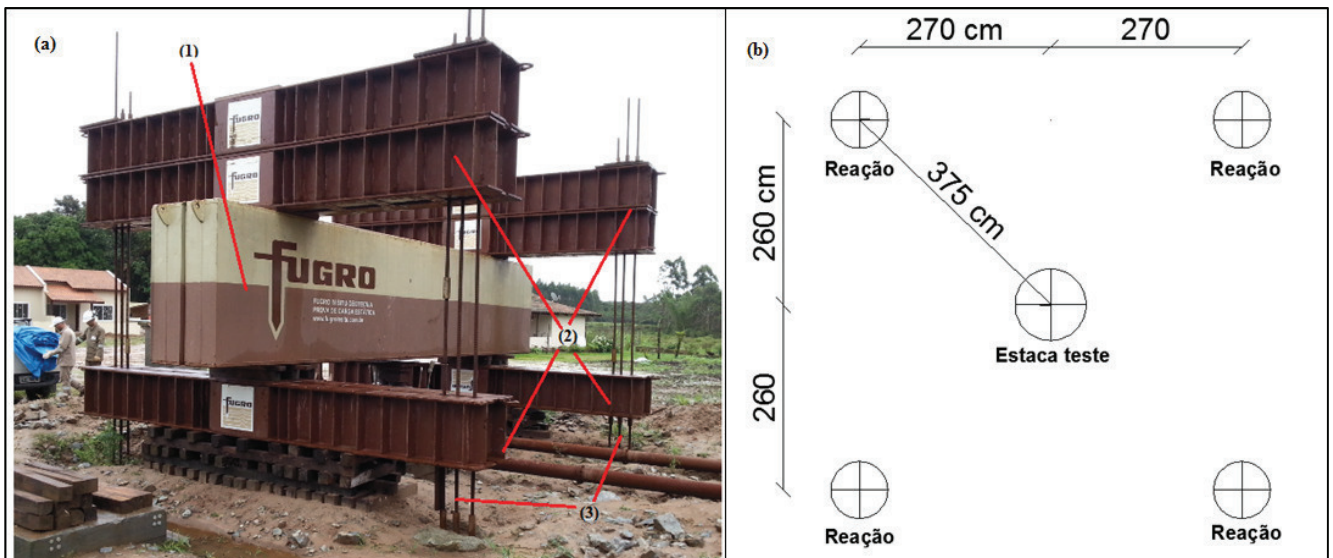


Figura 3.15 - Visão geral do sistema de reação da prova de carga estática figura (a): (1) viga de reação principal; (2) vigas auxiliares; (3) barras *Dywidag* das estacas de reação; figura (b): croqui com as distâncias entre eixo do sistema de reação.

- Dispositivos para medição de força e deslocamentos

O monitoramento da forças e deslocamento foi realizado por meio dos seguintes dispositivos:

- 1) Células de carga da Marca Líder (Líder Balanças), com faixa de medição de 0 a 6000 kN e resolução de 1 kN.

- 2) Extensômetros da Marca Panantec (Panantec) com faixa de medição de 0 a 100 mm e resolução de 0,01 mm. Destes, quatro são utilizados para monitorar os deslocamentos no topo da estaca teste e os demais (quatro) para medir os deslocamentos no topo de cada estaca de reação Figura 3.16.

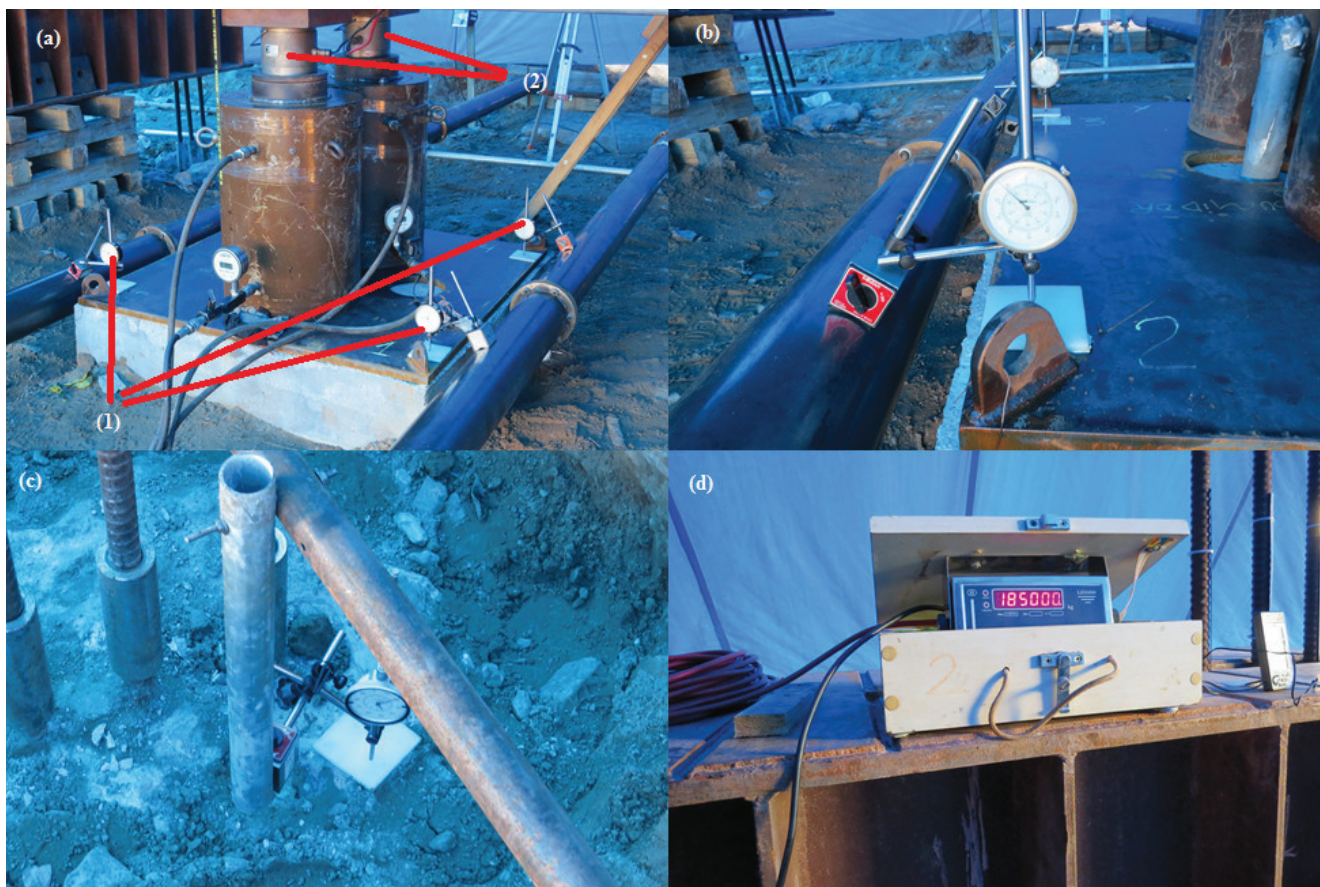


Figura 3.16 - Monitoramento dos deslocamentos figura (a): (1) extensômetros no topo da estaca teste; (2) células de carga; figura (b): (1) detalhe do extensômetro ligado à viga de referência; figura (c): detalhe do extensômetro no topo da estaca de reação; figura (d): monitor para acompanhamento das leituras nas células de carga

3.2 INSTRUMENTAÇÃO (*STRAIN GAGES*)

Neste item são descritos os procedimentos para obtenção dos resultados da instrumentação, sendo estes os valores de força e distribuição de cargas ao longo das estacas analisadas. Inicialmente são apresentados os dados brutos, seguido do cálculo das deformações e, por fim, a obtenção da rigidez média das estacas.

3.2.1 Dados brutos

- **Variação de dígitos**

Conforme descrito no item 2.5.2 do capítulo 2, os *strain gages* do tipo corda vibrante tem como base de seu funcionamento a vibração de um fio de aço, tensionado, em seu interior. Sendo que os dados brutos obtidos consistem em dígitos (frequência de vibração), que variam de acordo com a deformação do sensor. A Figura 3.17 e Figura 3.18 mostram a variação dos dígitos, registrados pelos *strain gages*, em função do tempo, para todos os níveis de instrumentação. Percebe-se nas figuras, claramente, as variações referentes aos carregamentos e descarregamentos de cada prova de carga estática (PCE), assim como o ponto referente ao início do ensaio, considerado o “zero” nas deformações.

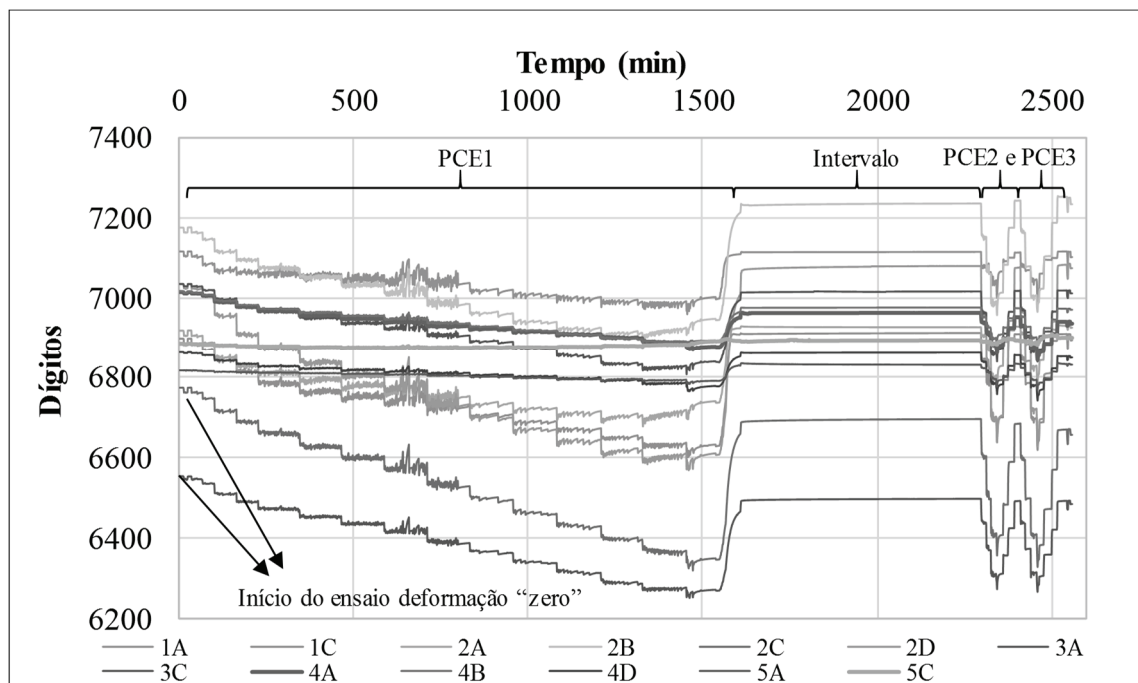


Figura 3.17 - Registro dos Strain Gages e (variação dos dígitos com o tempo) ET02

A Figura 3.18 mostra alguns picos nos dígitos registrados, causados possivelmente por alguma interferência na transmissão de dados. Todavia, de maneira geral, os dados apresentam comportamento consistente com os ensaios realizados e tais picos foram descartados no tratamento dos dados.

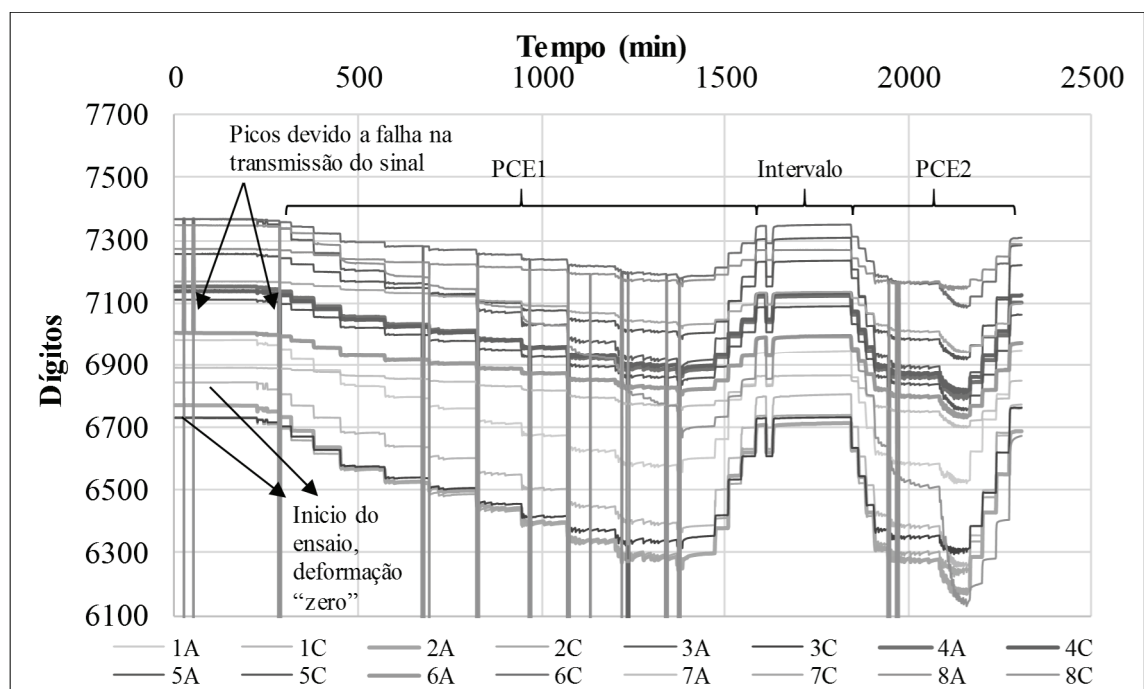


Figura 3.18 - Registro dos Strain Gages e (variação dos dígitos com o tempo) ET04

- **Variação de Temperatura**

Os sensores utilizados registram, além dos dígitos, a temperatura onde são instalados. A Figura 3.19 e Figura 3.20 mostram a variação da temperatura, em função do tempo, para todos os níveis de instrumentação, respectivamente para as estacas ET02 e ET04.

Percebe-se que, na estaca ET02, em nenhum nível houve grandes variações de temperatura durante as provas de carga, permanecendo estáveis de acordo com o esperado. As variações registradas foram de 0,5 °C do valor médio, praticamente constantes, o que está de acordo com a precisão do sensor (0,5 °C) informada pelo fabricante. Variações dessa ordem não apresentam influência sobre as deformações medidas nos sensores.

Para a estaca ET04 ocorreram variações de temperatura da ordem de 10 °C, sendo inconsistentes, pois o concreto já havia estabilizado a temperatura nos 5 meses entre concretagem e prova de carga. Outro ponto é que a variação observada foi muito rápida, de 10 °C em poucos minutos, o que seria impossível devido a inércia térmica da estaca. Assim sendo, tais variações foram desconsideradas e se admitiu temperatura constante durante o ensaio. Os picos observados também foram desconsiderados, causados possivelmente por alguma interferência na transmissão de dados.

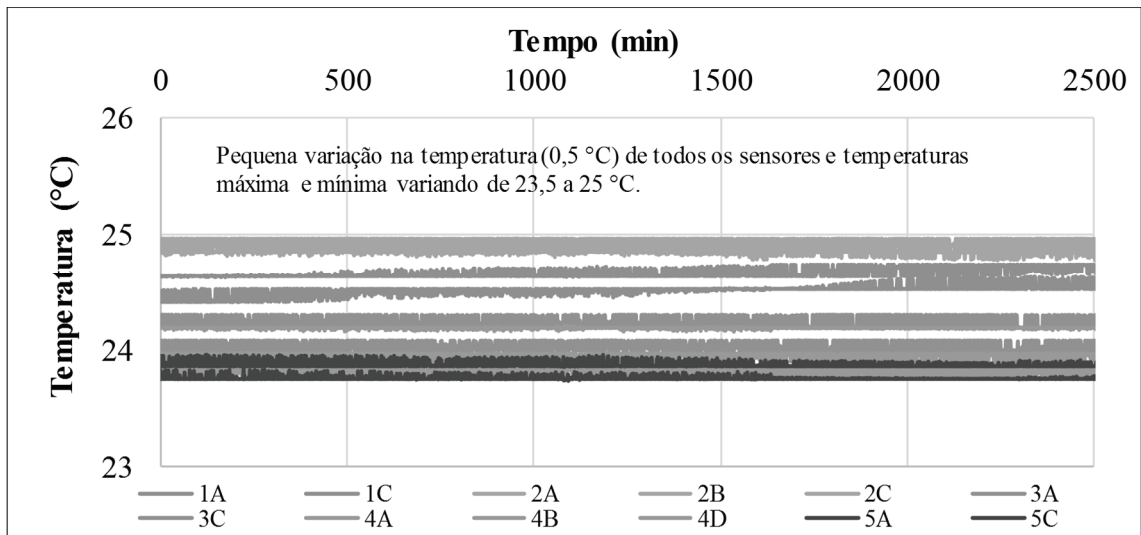


Figura 3.19 - Variação de temperatura dos *strain gages* ET02

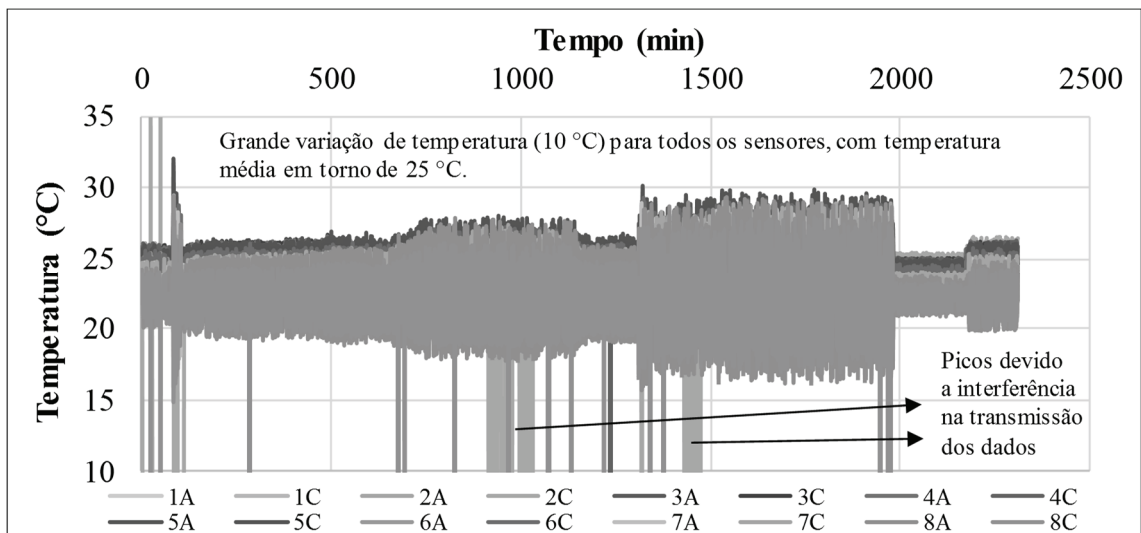


Figura 3.20 - Variação de temperatura dos *strain gages* ET04

3.2.2 Deformações

O cálculo das deformações é feito por meio da multiplicação da variação dos dígitos (Figura 3.17 e Figura 3.18) com o *gage factor* (C) fornecido pelo fabricante, conforme a expressão a seguir:

$$Deformação \text{ (microstrain)} = ((R_1 - R_0) * C) + ((T_1 - T_0) \cdot (k_{aço} - k_{concreto})) \quad (3.1)$$

Onde: R_0 - leitura inicial (zero) em dígitos; R_1 - leitura atual de dígitos; C - Gage Factor; T_0 - temperatura inicial (zero) do sensor em °C; T_1 - temperatura atual do sensor em °C; $k_{aço}$ - coeficiente de expansão térmica do aço; $k_{concreto}$ - coeficiente de expansão térmica do concreto.

A segunda parcela da equação (3.1) é responsável pela correção das deformações causadas pela variação de temperatura. Na presente pesquisa a temperatura durante o ensaio foi considerada constante, sendo assim utilizou-se a seguinte expressão:

$$\text{Deformação (microstrain)} = (R_1 - R_0) * C \quad (3.2)$$

A Tabela 3.3 mostra os valores do *gage factor*, para cada *strain gage*, nas estacas ET02 e ET04.

Tabela 3.3 - Valores de *gage factor*

Estaca ET02		Estaca ET04	
<i>strain gage</i>	<i>gage factor (microstrain/digito)</i>	<i>strain gage</i>	<i>gage factor (microstrain/digito)</i>
1A	0,353	1A	0,350
1C	0,350	1C	0,351
2A	0,354	2A	0,353
2B	0,352	2C	0,353
2C	0,355	3A	0,348
2D	0,351	3C	0,346
3A	0,351	4A	0,354
3C	0,345	4C	0,344
4A	0,350	5A	0,350
4B	0,349	5C	0,347
4C	0,350	6A	0,348
4D	0,351	6C	0,347
5A	0,346	7A	0,349
5C	0,348	7C	0,354
		8A	0,351
		8C	0,346

Fonte: Declaração de conformidade Geokon

Seguindo os procedimentos descritos acima, se obteve as deformações médias mostradas na Figura 3.21 e Figura 3.22, para cada incremento de carga da primeira prova de carga (PCE1). Numa primeira análise das figuras percebe-se que o nível 1 (N1), em ambas as estacas, apresenta deformações menores que o nível 2, em praticamente todos os estágios de carga da PCE1, diferentemente dos demais níveis, onde a deformação diminuí com a profundidade dos sensores. Tal comportamento se dá pelo fato da seção da estaca no nível 1 (N1) ser maior que nos demais níveis, fazendo com que as deformações registradas sejam menores que o nível 2 (N2), diretamente abaixo, apesar das cargas atuantes no nível 1 serem sabidamente maiores. Nas estacas em questão, a seção no nível 1 possui área maior, devido ao processo executivo, onde se utilizou camisas metálicas nos três metros iniciais com diâmetro 20 cm superior ao diâmetro nominal da estaca.

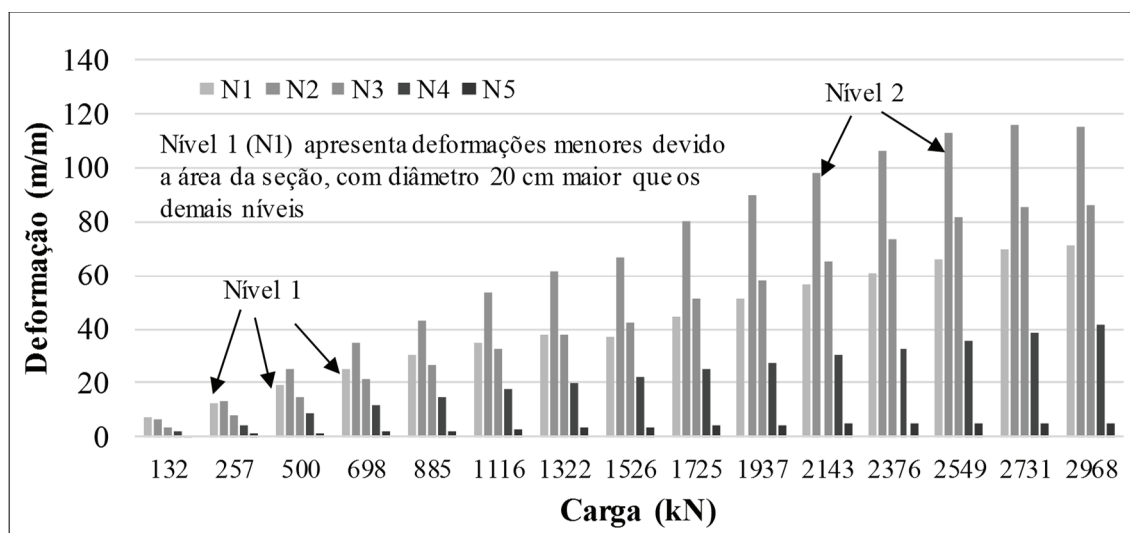


Figura 3.21 - Deformações médias em cada nível de instrumentação na estaca ET02

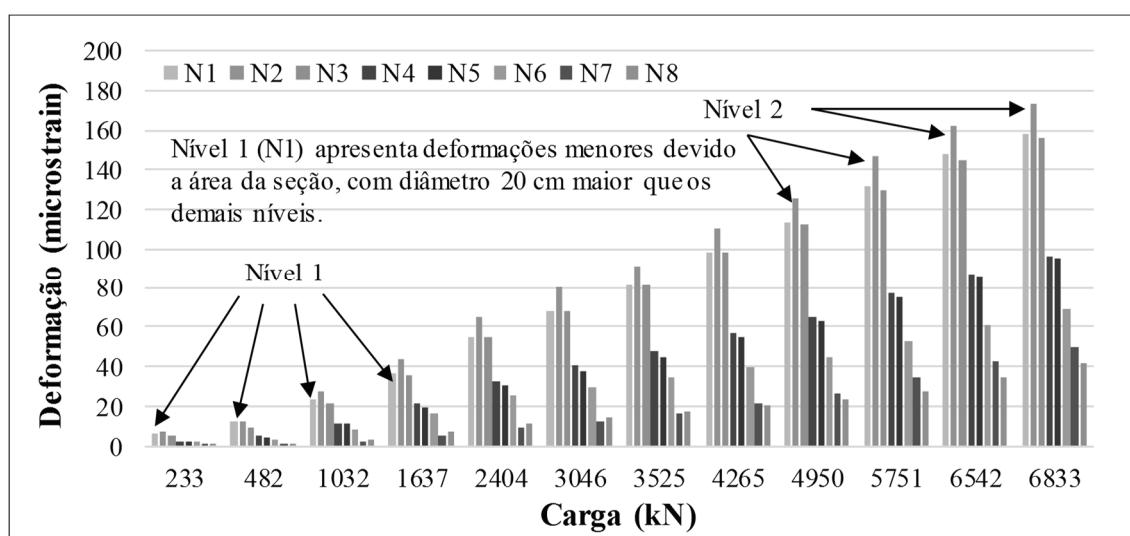


Figura 3.22 - Deformações médias em cada nível de instrumentação na estaca ET04

Outra questão diz respeito às deformações dos sensores individualmente. A Figura 3.23 e Figura 3.24 mostram as deformações, em cada sensor, nos últimos estágios de carga da PCE1.

Na estaca ET02 os níveis 1 e 2 apresentam, discrepâncias consideráveis, superiores a 100 %, entre as deformações presentes nos sensores do mesmo nível. Este comportamento pode ter sido gerado pela excentricidade nas cargas aplicadas no topo da estaca. Para tentar minimizar este problema foram utilizados os valores médios em cada nível, assumindo que os sensores estão funcionando corretamente e tais discrepâncias se deram devido à excentricidade nas cargas aplicadas no topo da estaca.

Para a estaca ET04 não foram observadas grandes variações nas deformações de sensores de mesmo nível, exceto para o nível 8, mais especificamente o sensor 8C, que apresentou deformações excessivas (Figura 3.24) e incompatíveis com o comportamento esperado para tal profundidade. Neste caso os dados deste sensor foram descartados, utilizando-se apenas o sensor 8A.

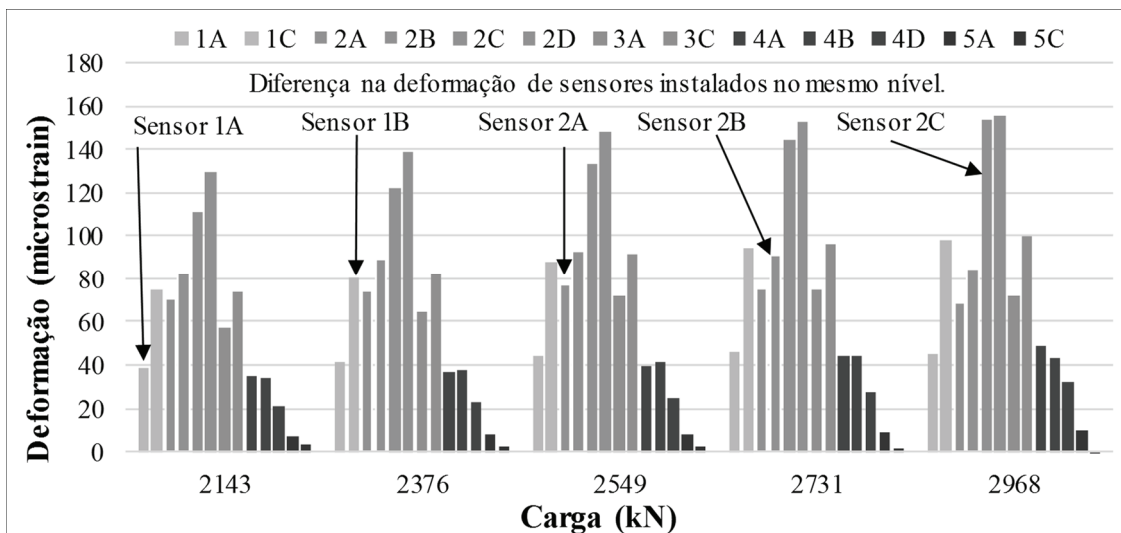


Figura 3.23 - Deformações nos 5 últimos estágios de carregamento (PCE1) na estaca ET02

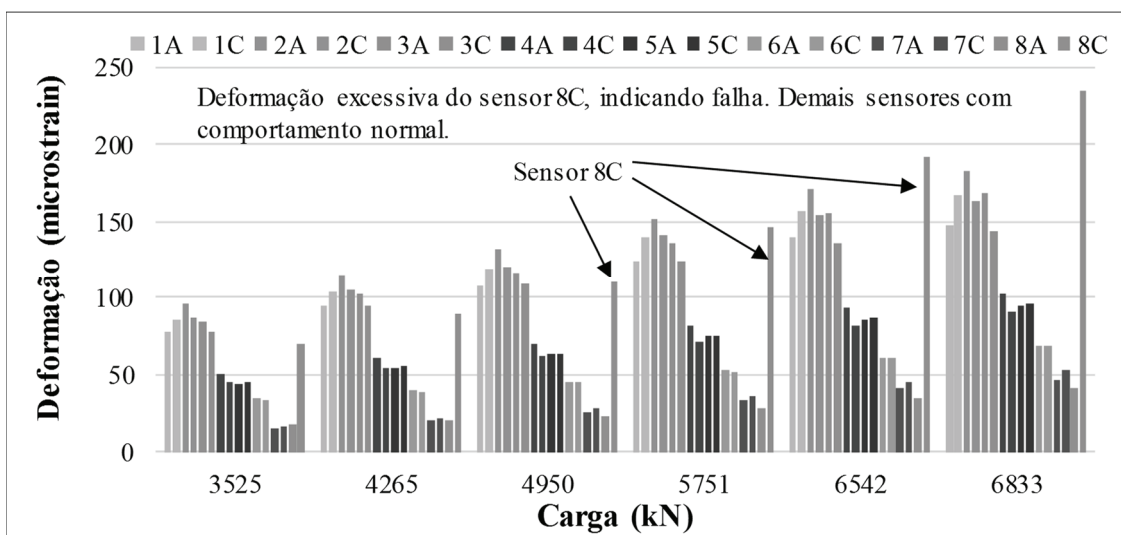


Figura 3.24 - Deformações nos 6 últimos estágios de carregamento (PCE1) na estaca ET04

3.2.3 Rigidez

A rigidez da estaca é ponto fundamental na determinação das cargas atuantes ao longo do fuste. As forças (F) atuantes em cada nível instrumentado são obtidas pelo produto da deformação (ε) do sensor e a rigidez (R_{ig}) característica da seção da estaca, sendo esta, o produto do módulo de elasticidade (E) do material da estaca pela área da seção transversal (A), conforme mostram as equações a seguir:

$$F = \varepsilon \cdot R_{ig} = \varepsilon \cdot E \cdot A \quad (3.3)$$

$$R_{ig} = E \cdot A \quad (3.4)$$

Como se trata de estaca moldada *in loco*, onde o processo de escavação não garante seção transversal constante e o diâmetro nominal fornecido pelo executor é um valor aproximado, se optou por não definir uma área ou módulo para a estaca, mas sim obter a rigidez média das seções diretamente pelo gráfico de carga \times deformação, aplicando o método do módulo tangente de Fellenius (1989) e Fellenius *et. al.* (2000). A Figura 3.25 e Figura 3.26 apresentam os gráficos carga \times deformação de todos os *strain gages* nas estacas ET02 e ET04. As cargas consideradas são as aplicadas no topo e não as cargas que efetivamente chegam em cada nível de instrumentação.

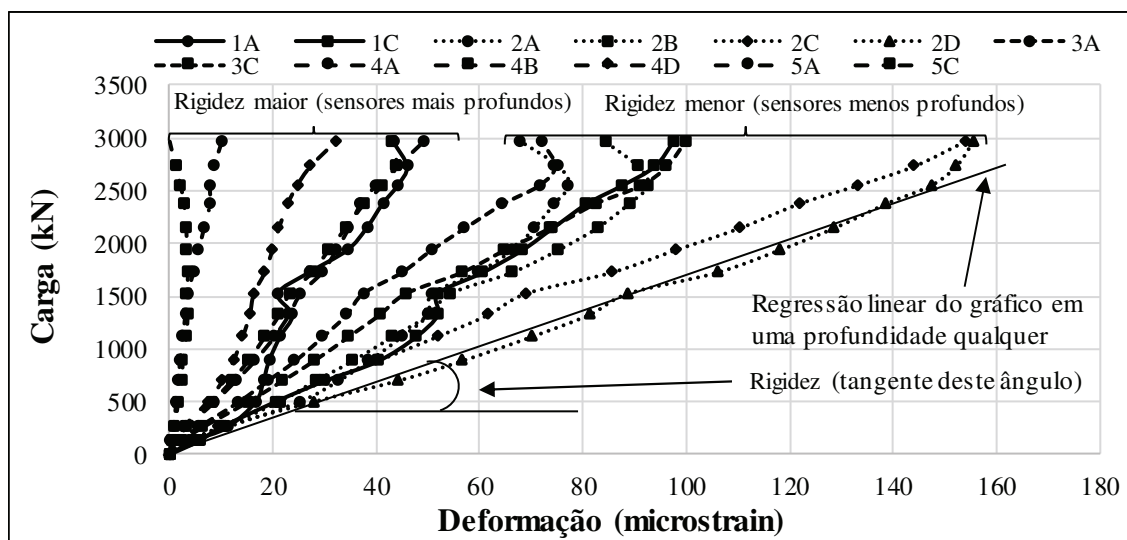


Figura 3.25 - Rigidez da estaca ET02

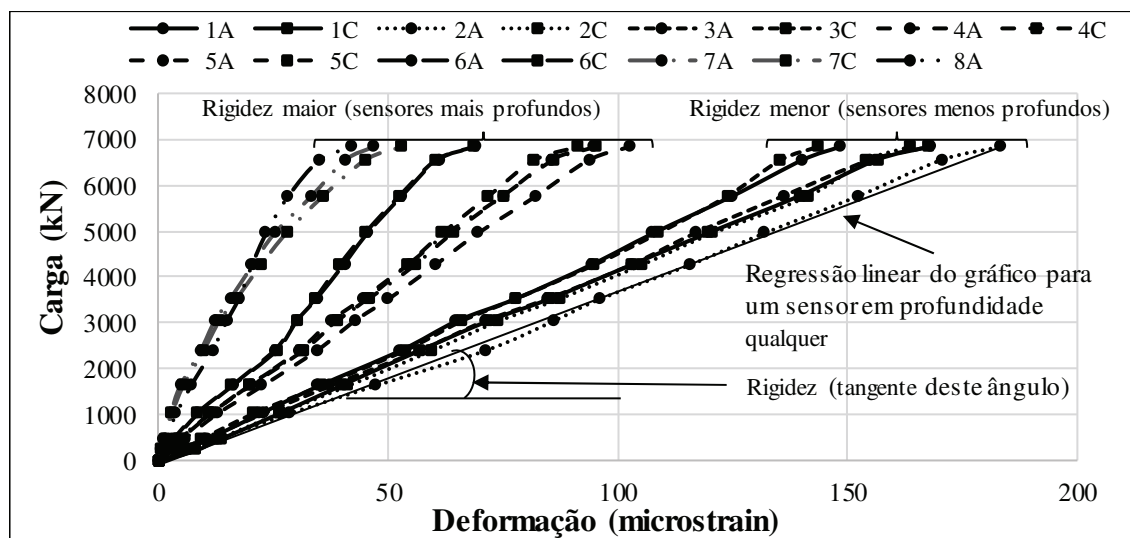


Figura 3.26 - Rigidez da estaca ET04

Percebe-se que, para a maioria dos sensores, os gráficos se aproximam de uma reta, sendo a inclinação desta reta a rigidez da estaca naquele ponto. Outra questão diz respeito a variação da rigidez de acordo com a profundidade do *strain gage*, sendo que profundidades maiores apresentam maior

rigidez. Isso se deve ao fato de a carga considerada no gráfico ser a carga aplicada no topo da estaca, que não é a carga atuante em todos os níveis, mas apenas no primeiro, pois está acima do solo e não tem redução devido ao atrito lateral. Os níveis 2 e 3 também apresentam menor rigidez, pois como se encontram próximos ao topo da estaca, em torno de 3 e 7 m de profundidade, não sofrem tanta influência do atrito lateral, em comparação com os níveis mais profundos. A Tabela 3.4 apresenta a rigidez média encontrada para cada nível instrumentado. Verifica-se, conforme descrito acima, que quanto mais profundo o nível, mais alta a rigidez da seção. Neste caso este comportamento é válido a partir do segundo nível, pois o primeiro nível, como se pode notar na Tabela 3.4, apresenta valor mais elevado que o segundo, causado pelo alargamento da seção nos metros iniciais da estaca pelo uso de camisa metálica (item 3.1.4 do capítulo 3).

Tabela 3.4 - Rigidezes para as estacas ET02 e ET04

	Nível	1	2	3	4	5	6	7	8
Rigidez média (GN)	ET02	38	23	33	71	472	--	--	--
	ET04	44	39	44	74	76	105	162	189

Levando em consideração o alargamento da seção no primeiro nível, se utilizará como referência, para ambas as estacas, os valores de rigidez obtidos no nível 2 (N2), sendo eles 23 e 39 GN, para ET02 e ET04, respectivamente. Estes valores não são exatos, mas sim uma aproximação, para cima, dos valores reais de rigidez. Salienta-se que estes não são os valores adotados na pesquisa, os quais foram considerados como um limite superior para a rigidez das estacas.

Uma próxima etapa do procedimento de determinação da rigidez foi estabelecer o limite inferior, com base em valores teóricos de módulo de elasticidade (E) do concreto e valores de área (A) da seção, considerando o consumo de concreto durante a execução da estaca.

Para a determinação do módulo de elasticidade (E) do concreto, foram utilizadas as seguintes formulações da NBR 6118:2014, NBR 12655:2015 e CEB:90, conforme equações a seguir, respectivamente:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{\left(\frac{1}{2}\right)} \quad (3.5)$$

$$f_{ck} = f_{cj} - 1,65 \cdot S_d \quad (3.6)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 21500 \cdot \left(\frac{f_{cj}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.7)$$

Onde: E_{ci} – módulo de elasticidade inicial do concreto em GPa; α_E – fator de correção que depende do tipo de agregado graúdo utilizado no concreto; f_{ck} – resistência a compressão característica do concreto em MPa; f_{cj} – resistência a compressão média do concreto em MPa; S_d – desvio padrão da dosagem em MPa.

Foi adotado o módulo inicial (E_{ci}) do concreto, pois para o nível de tensão máximo aplicado nas estacas, entre 15 % e 20 % da resistência média a compressão, o módulo inicial representa melhor o comportamento do concreto, sendo o módulo secante (E_{cs}) adequado para tensões superiores a 20 % da resistência a compressão conforme NBR 8522:2008.

Os valores de f_{cj} , para idade de 28 dias, foram obtidos dos relatórios de ruptura de corpos de prova, realizados pela empresa Geoforma (Geoforma REC 309). Contudo, como a resistência do concreto aumenta com a idade, e os ensaios de prova de carga foram realizados para idades superiores aos 28 dias, se fez necessário uma correção nos valores de f_{cj} para as idades mais avançadas. Tal procedimento foi realizado com base em resultados de ruptura de corpos de prova de concretos semelhantes (mesma classe de resistência, fornecedor e aplicação) utilizados no local da pesquisa, cujas idades de ruptura foram de 28 e 72 dias, apresentando aumento de resistência médio de 29 % entre as duas idades. A Tabela 3.5 mostra as datas de concretagem e realização das provas de carga, e a Tabela 3.6 os valores de resistência aos 28 e 72 dias para o concreto de referência e para as estacas ET02 e ET04.

Tabela 3.5 - Datas e idades dos concretos durante a execução das provas de carga estática (PCE)

	ET02	ET04
Concretagem	16/12/2014	18/12/2014
Execução da PCE	27/03/2015	07/05/2015
Idade do concreto (dias)	101	140

Tabela 3.6 - Valores de f_{cj} em diferentes idades

Idade do concreto (dias)	Resistência do concreto (MPa)		
	Concreto Referência	ET02	ET04
28	37	38	35
72	48	49	45
Aumento de resistência (%)	29	29	29

Como as idades dos concretos nas estacas ET02 e ET04, durante os ensaios de prova de carga, são superiores a 72 dias (Tabela 3.5), é provável que a resistência média dos concretos seja maior que a apresentada na Tabela 3.6. No entanto, como não se tem dados para projeções mais aproximadas, serão utilizados os valores de resistência aos 72 dias para o cálculo dos módulos. Foram consideradas também, no cálculo do módulo, as áreas de aço e respectivas taxas de armadura de cada estaca, considerando o

módulo do aço 210 GPa de acordo com a NBR 6118:2014 e calculando o módulo médio da seção, através de média ponderada. Os valores de $\alpha_E = 1,0$ e $S_d = 4,0$, foram retirados da norma NBR 6118:2010 e NBR 12655:2015, respectivamente, para agregado do tipo granito (agregado utilizado na região), e condição A de preparo do concreto. Para o cálculo do módulo inicial (E_{ci}) do concreto, foram utilizadas a fórmula da NBR 6118:2014 (equação (3.5)) e a fórmula do CEB:90 (equação (3.7)), sendo que ambas apresentaram valores semelhantes, adotando-se a média. A Tabela 3.7 mostra os valores de módulo calculados, de acordo com as considerações expostas acima, para diâmetros nominais de 0,7 e 1,0 m nas estacas ET02 e ET04.

Tabela 3.7 - Valores de módulo de elasticidade (E) para ET02 e ET04

	Área de aço (cm ²)	Área total (cm ²)	Taxa de aço (%)	E do aço (GPa)	E _{ci} concreto (GPa)	E médio da seção (GPa)
ET02	32	3848	0,8	210	36	38
ET04	80	7854	1,0	210	35	37

Para a determinação da área média da seção das estacas foram utilizados os volumes de concreto e comprimentos dos relatórios de execução, fornecidos pela empresa Brasfond (Brasfond F178 R1). Como a área da seção nos 3 metros iniciais de cada estaca já era conhecida, tendo área igual ao das camisas metálicas (item 3.1.4 do capítulo 3), foi calculada a área da seção média abaixo deste trecho alargado, sendo esta a área adotada para o cálculo da rigidez, e cujos valores são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Área média das seções nas estacas ET02 e ET04

	Comprimento total executado (m)	Volume de concreto total (m ³)	Volume dos 3 metros iniciais alargados (m ³)	Volume abaixo dos 3 metros iniciais (m ³)	Área média da seção da estaca abaixo dos 3 metros iniciais (m ²)
ET02	15,7	7,5	1,9	5,6	0,44
ET04	24,1	22,5	3,4	19,1	0,91

Considerando os valores de módulo de elasticidade (E) e área (A) da seção, mostrados na Tabela 3.7 e Tabela 3.8 respectivamente, se obteve os valores de rigidez média de 17 e 33 GN para as estacas ET02 e ET04. Estes valores não são exatos, mas sim uma aproximação, para baixo, dos valores reais de rigidez. Hayes e Simmonds (2002) lembram que, a resistência a compressão não confinada de corpos de prova concreto não refletem a resistência do concreto presente no fuste da estaca, sendo está última maior. Salienta-se que estes não são os valores adotados na pesquisa, os quais foram considerados como um limite inferior para a rigidez das estacas.

A Tabela 3.9 mostra os valores de rigidez superior, inferior e a rigidez média, sendo esta última adotada para todas as seções instrumentadas das estacas, a partir do segundo nível de instrumentação.

Tabela 3.9 - Valores de rigidez para as seções instrumentadas nas estacas ET02 e ET04

	Rigidez superior (GN)	Rigidez inferior (GN)	Rigidez média (GN)
ET02	23	17	20
ET04	39	33	36

3.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Neste item serão descritas as considerações feitas para a aplicação dos métodos semiempíricos apresentados item 2.3 do capítulo 2.

- **Escolha das sondagens**

Para a estimativa da capacidade de carga foram utilizados os dados de sondagens SPT e CPTU de acordo com a localização da estaca e do furo de sondagem. A Tabela 3.10 apresenta um resumo das estacas e das sondagens utilizadas. Para os métodos baseados no ensaio CPT/CPTU (Aoki & Velloso (1975), LCPC (1982), Eslami & Fellenius (1997)) foi usado um furo de sondagem por estaca, sendo esta sondagem localizada no eixo da respectiva estaca teste, conforme mostra a Figura 3.3 do item 3.1.2 do capítulo 3. No caso dos métodos que utilizam os dados de sondagens SPT (Décourt & Quaresma (1978), Meyerhof (1976) e Teixeira (1996)) foi utilizado, para estaca ET02, mais de um furo de sondagem, conforme mostra a Tabela 3.10, sendo adotado como N_{SPT} a média aritmética. Para a estaca ET04 foi usado uma sondagem SPT. Isso se deve a localização das estacas, sendo que a estaca ET02 esta, aproximadamente, entre as sondagens SPT02 e SPT03, enquanto a estaca ET04 se encontra mais próxima da sondagem SPT02, conforme mostra Figura 3.3 do item 3.1.2 do capítulo 3.

Tabela 3.10 - Sondagens utilizadas na aplicação dos métodos semiempíricos

Estaca	Tipo	Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Sondagens utilizadas no cálculo da capacidade de carga	
ET02	Escavada	15,7	0,7	CPTU 02	SPT 02 e 03
ET04	Escavada	24,1	1,0	CPTU04	SPT 02

- **Perfis de solo utilizados**

De maneira geral, os perfis de solo apresentados no item 3.1.3 do capítulo 3, obtidos pelos ensaios CPTU e SPT, são semelhantes, mas não idênticos. Sendo assim, para os métodos que utilizam os dados do ensaio CPT/CPTU foi usado o perfil do ensaio CPTU, e para os métodos que baseados no SPT foi utilizado o perfil do ensaio SPT. A Figura 3.27 e Figura 3.28 apresentam os perfis utilizados nas estacas ET02 e ET04.

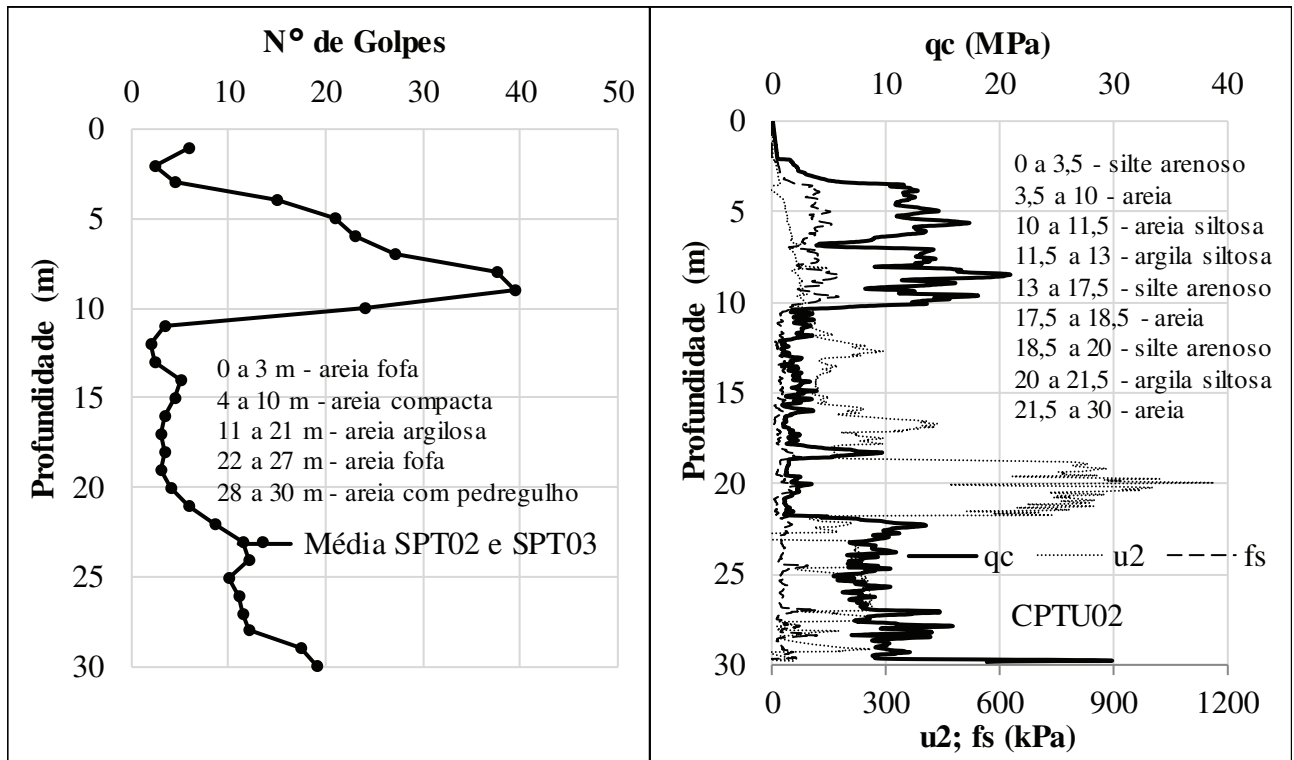


Figura 3.27 - Perfis de solo dos ensaios SPT e CPTU para estaca ET02

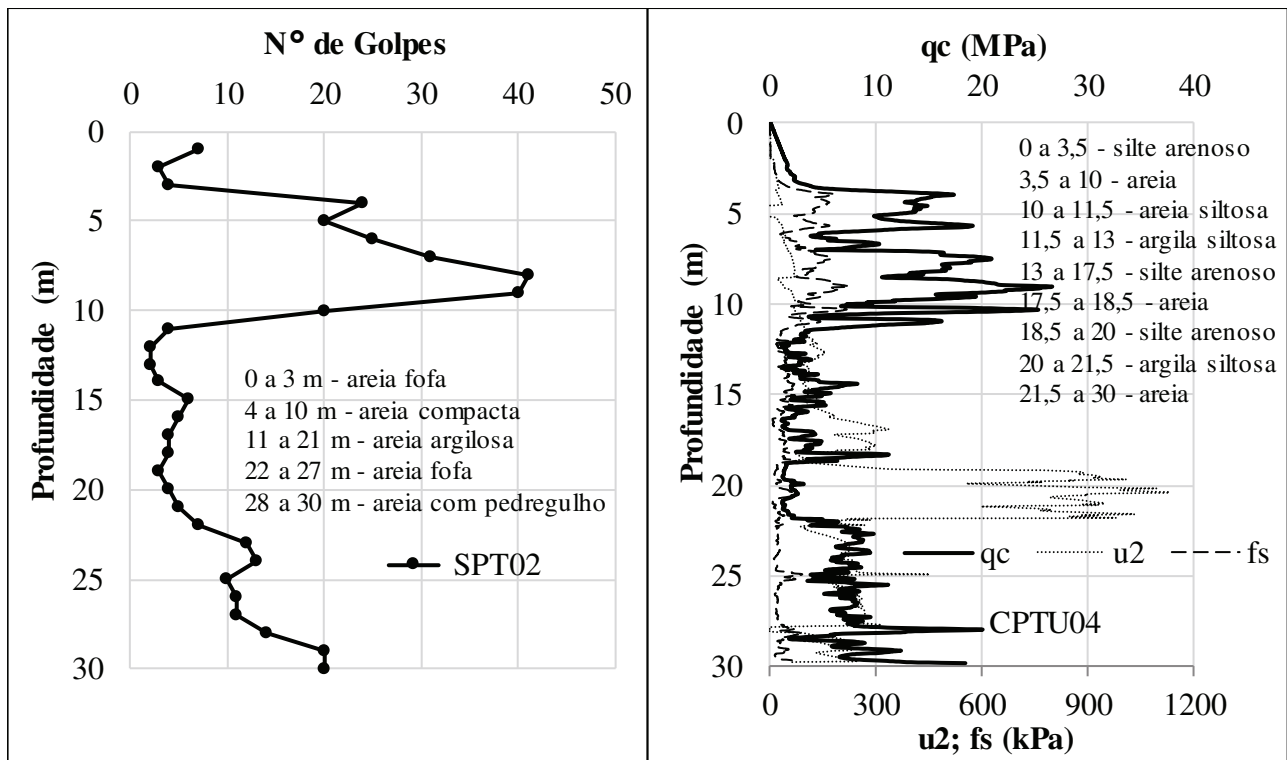


Figura 3.28 - Perfis de solo dos ensaios SPT e CPTU para estaca ET04

- **Correção da energia no ensaio SPT**

Para os métodos baseados no ensaio SPT, o valor de energia médio assumido no ensaio foi de 72 % (N_{72}), aceito como valor médio obtido no sistema manual empregado no Brasil (Cintra *et al.*, 2013), sendo este corrigido para o valor internacional de referência de 60 % (N_{60}) por meio da equação (2.1) do item 2.1.1 do capítulo 2.

- **Fatores de atrito e ponta**

Os fatores de atrito e ponta utilizados em cada método são apresentados na Tabela 3.11. O Método de Meyerhof (1976) não apresenta nenhum fator, pois suas considerações de atrito e ponta utilizam apenas o valor de N_{SPT} , profundidade da ponta e diâmetro da estaca, conforme explicado no item 2.3.3 do capítulo 2. O mesmo se aplica, para fator de ponta, ao método Eslami & Fellenius (1997), sendo este, função do diâmetro da estaca, conforme apresentado no item 2.3.6 do capítulo 2.

Tabela 3.11 - Fatores de atrito e ponta utilizados no cálculo de capacidade de carga das estacas ET02 e ET04

Solo	Método	Fatores de atrito							Fatores de ponta			
		α (%)	F2	α	$q_{ci}/\alpha(\text{máx.})$ (MPa)	Cs (%)	β	β (kPa)	F1	kc	α	α (kPa)
Areia	Aoki & Velloso	1,4	6,0	--	--	--	--	--	3,0	--	--	--
	Aoki & Velloso (Laprovitera)	1,4	4,5	--	--	--	--	--	4,5	--	--	--
	Aoki & Velloso (Monteiro)	2,1	4,5	--	--	--	--	--	3,5	--	--	--
	LCPC	--	--	150	0,120	--	--	--	--	0,30	--	--
	Eslami & Fellenius	--	--	--	--	0,4	--	--	--	--	--	--
	Décourt & Quaresma	--	--	--	--	--	0,6	--	--	--	0,5	--
	Meyerhof	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Teixeira	--	--	--	--	--	--	4	--	--	--	270	
Areia Siltosa	Aoki & Velloso	2,0	6,0	--	--	--	--	--	3,0	--	--	--
	Aoki & Velloso (Laprovitera)	1,9	4,5	--	--	--	--	--	4,5	--	--	--
	Aoki & Velloso (Monteiro)	2,3	4,5	--	--	--	--	--	3,5	--	--	--
	LCPC	--	--	100	0,080	--	--	--	--	0,40	--	--
	Eslami & Fellenius	--	--	--	--	1,0	--	--	--	--	--	--
	Décourt & Quaresma	--	--	--	--	--	0,6	--	--	--	0,5	--
	Meyerhof	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Teixeira	--	--	--	--	--	--	4	--	--	--	240	
Areia Argilosa	Aoki & Velloso	3,0	6,0	--	--	--	--	--	3,0	--	--	--
	Aoki & Velloso (Laprovitera)	3,0	4,5	--	--	--	--	--	4,5	--	--	--
	Aoki & Velloso (Monteiro)	2,8	4,5	--	--	--	--	--	3,5	--	--	--
	LCPC	--	--	60	0,080	--	--	--	--	0,40	--	--
	Eslami & Fellenius	--	--	--	--	2,5	--	--	--	--	--	--
	Décourt & Quaresma	--	--	--	--	--	0,6	--	--	--	0,5	--
	Meyerhof	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Teixeira	--	--	--	--	--	--	4	--	--	--	200	
Silte arenoso	Aoki & Velloso	2,2	6,0	--	--	--	--	--	3,0	--	--	--
	Aoki & Velloso (Laprovitera)	3,0	4,5	--	--	--	--	--	4,5	--	--	--
	Aoki & Velloso (Monteiro)	3,0	4,5	--	--	--	--	--	3,5	--	--	--
	LCPC	--	--	60	0,035	--	--	--	--	0,40	--	--
	Eslami & Fellenius	--	--	--	--	1,5	--	--	--	--	--	--
	Décourt & Quaresma	--	--	--	--	--	0,6	--	--	--	0,5	--
	Meyerhof	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Teixeira	--	--	--	--	--	--	4	--	--	--	160	
Argila Siltosa	Aoki & Velloso	4,0	6,0	--	--	--	--	--	3,0	--	--	--
	Aoki & Velloso (Laprovitera)	5,5	4,5	--	--	--	--	--	4,5	--	--	--
	Aoki & Velloso (Monteiro)	4,5	4,5	--	--	--	--	--	3,5	--	--	--
	LCPC	--	--	40	0,035	--	--	--	--	0,35	--	--
	Eslami & Fellenius	--	--	--	--	2,5	--	--	--	--	--	--
	Décourt & Quaresma	--	--	--	--	--	0,6	--	--	--	0,5	--
	Meyerhof	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Teixeira	--	--	--	--	--	--	4	--	--	--	100	

- **Zonas de influência de atrito e ponta**

No cálculo das parcelas de atrito e ponta foi considerada, para cada método, uma zona de influência. Para o atrito foi utilizado, para todos os métodos, o somatório dos atritos unitários até a cota de ponta, desconsiderando o atrito no primeiro metro de estaca, pois, em decorrência da escavação dos blocos de coroamento, este não se encontrava em contato direto com o solo. Para a ponta cada método admite uma zona de influência, conforme mostra a Tabela 3.12.

Tabela 3.12 - Zonas de influência para o cálculo da parcela de ponta

Método	Zona de influência da ponta
Aoki & Velloso (1975)	Um metro acima e abaixo da cota de ponta
Aoki & Velloso (1975) modificado por Laprovitera (1988)	Um metro acima e abaixo da cota de ponta
Aoki & Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997)	Um metro acima e abaixo da cota de ponta
LCPC (1982)	1,5 vezes o diâmetro acima e abaixo da cota de ponta
Eslami & Fellenius (1997)	2 vezes o diâmetro acima e 4 vezes o diâmetro abaixo da ponta
Décourt & Quaresma (1978)	Um metro acima e abaixo da cota de ponta
Meyerhof (1976)	Apenas a cota de ponta
Teixeira (1986)	4 vezes o diâmetro acima e 1 vez o diâmetro abaixo da ponta

3.4 CURVAS CARGA × RECALQUE E MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO

Neste item são apresentadas as curvas carga × recalque, obtidas dos ensaios de prova de carga estática (PCE) descritos no item 3.1.6 do capítulo 3. A Figura 3.29 mostra as três curvas carga × recalque da estaca ET02 e a Figura 3.30 as duas curvas carga × recalque da estaca ET04.

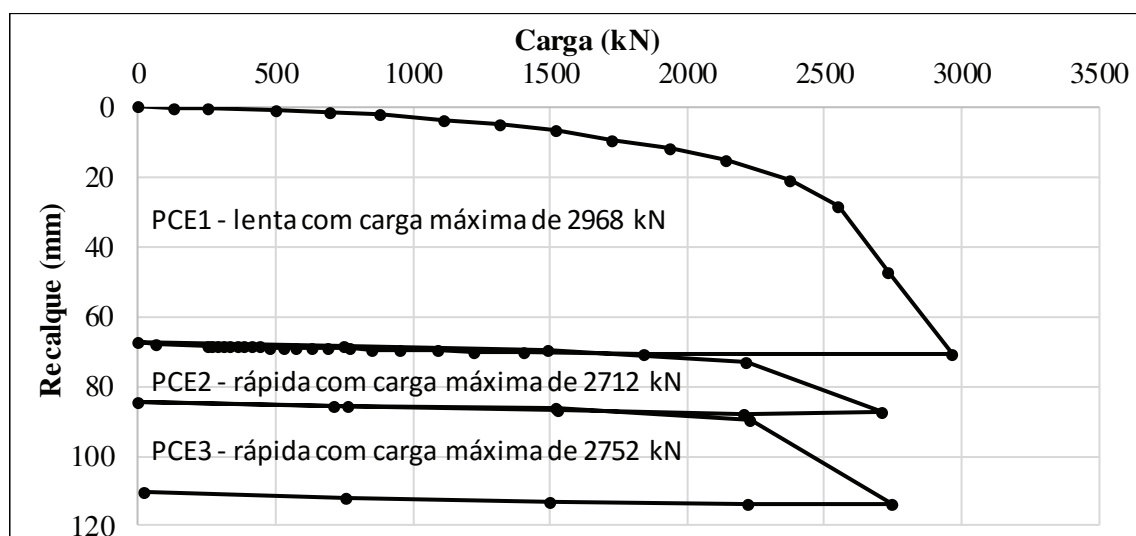


Figura 3.29 - Curvas carga × recalque estaca ET02

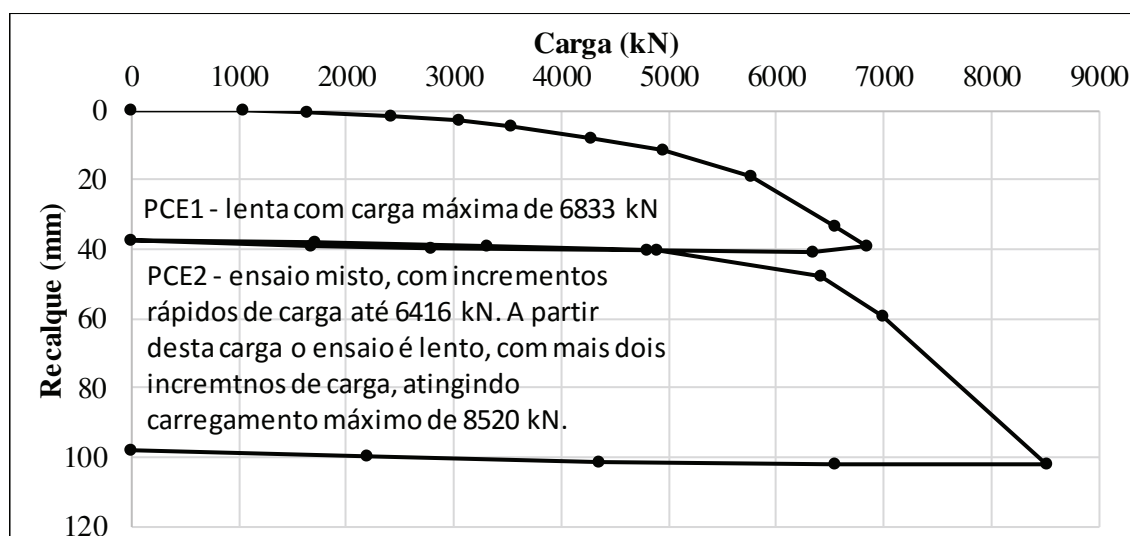


Figura 3.30 - Curvas carga × recalque estaca ET04

Para análise e interpretação de tais curvas foram utilizados, primeiramente, os métodos descritos no item 2.6 do capítulo 2, cuja finalidade foi obter as cargas de ruptura das estacas, sem separação das parcelas de atrito e ponta. Para a aplicação destes métodos houveram algumas considerações, as quais serão expostas no parágrafo a seguir.

Para os métodos NBR 6122:2010 e Davisson (1972), os quais utilizam os dados de área da seção da estaca (A), comprimento (L), diâmetro (B) e módulo de elasticidade (E), foram utilizados os valores apresentados na Tabela 3.13, respectivamente para as estacas ET02 e ET04. Os valores de área (A), diâmetro (B) e módulo (E), foram obtidos na Tabela 3.7 e Tabela 3.8 do item 3.2 do capítulo 3.

Tabela 3.13 - Dados para aplicação dos métodos NBR 6122:2010 e Davisson (1972)

Estaca	A (m ²)	L (m)	B (m)	E (Gpa)
ET02	0,44	15,7	0,75	38
ET04	0,91	24,1	1,08	37

Quanto aos demais métodos do item 2.6 do capítulo 2, não foram feitas consideração específicas, seguindo-se os procedimentos apresentados na descrição de cada método.

No caso dos métodos de separação das parcelas de atrito e ponta, descritos no item 2.7 do capítulo 2, foram feitas algumas considerações expostas a seguir.

- **Método da rigidez (Décourt, 1996; 2008)**

Conforme exposto no 2.7.2, o método utiliza o gráfico carga × rigidez, o qual é apresentado na Figura 3.31 e Figura 3.32, para as provas de carga estática (PCE) executadas na estaca ET02 e ET04, respectivamente.

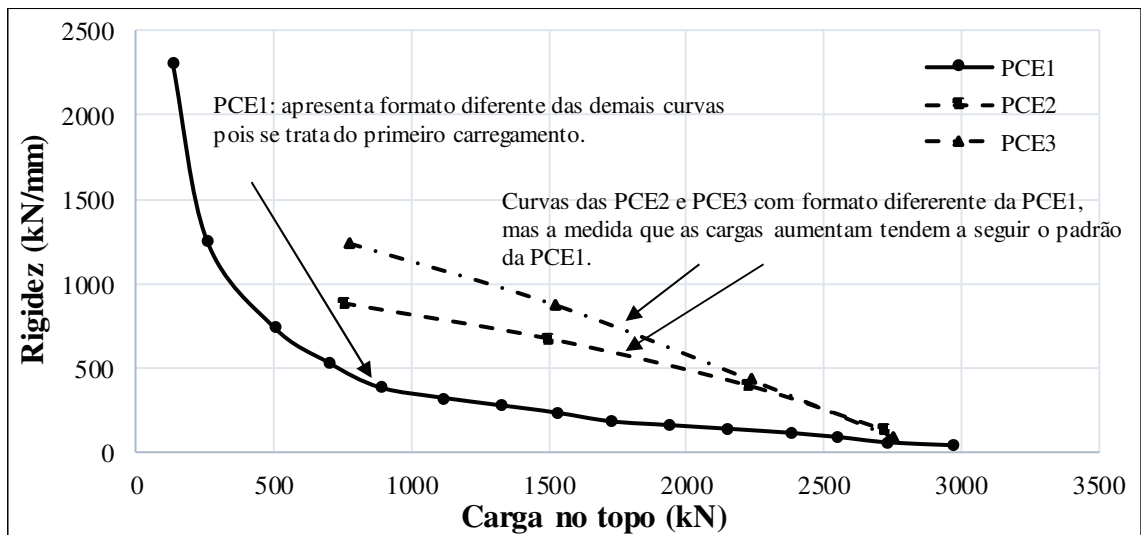


Figura 3.31 - Curvas carga × rigidez da estaca ET02

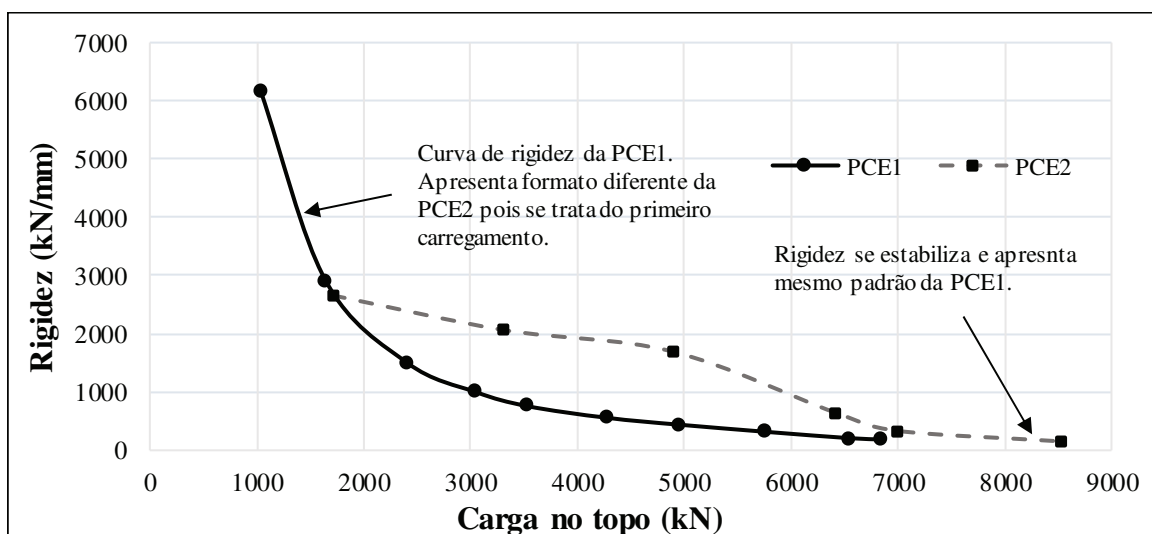


Figura 3.32 - Curvas carga × rigidez da estaca ET04

Para as análises de rigidez, foram utilizadas somente as curvas referentes a primeira PCE1, para ambas as estacas, pois as curvas dos carregamentos seguintes, PCE2 e PCE3 na estaca ET02 e PCE2 na estaca ET04, não apresentam formato adequado para análise. Isso devido à estaca já ter sofrido um primeiro carregamento, o que altera o formato original da curva carga × rigidez, conforme mostrado na Figura 3.31 e Figura 3.32. À medida que se elevam as cargas, as curvas PCE2 e PCE3 (Figura 3.31) e PCE2 (Figura 3.32) se aproximam da curva PCE1, sendo que em seus trechos finais, apresentam um padrão semelhante ao observado na PCE1, mas como o método não utiliza pontos de curvas distintas, serão utilizados somente os pontos da PCE1.

- **Método das duas retas (Massad e Lazo, 1998)**

Conforme exposto no item 2.7.1 do capítulo 2, o método das duas retas possui duas variantes, sendo o método original (Massad, 1992; 1993) aplicado para estaca longas e intermediárias, com rigidez relativa solo-estaca superior a 2 ($k \geq 2$). Já para estaca curtas ou rígidas, cuja rigidez relativa solo-estaca é inferior a 2 ($k \leq 2$), Massad e Lazo (1998) adaptaram o método original, considerando que o pleno desenvolvimento do atrito ocorre simultaneamente ao longo de toda a estaca (item 2.7.1 do capítulo 2).

Para as estacas analisadas na presente pesquisa, constatou-se que se tratavam de estacas curtas ($k \leq 2$) por meio do procedimento mostrado a seguir:

- 1) Rigidez das estacas (K_r): aplicando na equação (2.42) do item 2.7.1 do capítulo 2, os valores de área média da seção (A) e módulo médio (E), mostrados na Tabela 3.7 e Tabela 3.8 do item 3.2.3 do capítulo 3, e comprimento das estacas ET02 (15,5 m) e ET04 (24,1 m), se obteve os valores de K_r de: 1079 kN/mm para estaca ET02 e 1397 kN/mm para estaca ET04.
- 2) Atrito lateral (A_{lr}): os valores de atrito lateral utilizados foram obtidos através dos resultados da instrumentação (item 4.1 do capítulo 4), sendo estes de 2634 e 5460 kN, respectivamente para as estacas ET02 e ET04, apresentados no item 4.1 do capítulo 4.
- 3) Deslocamento para mobilização total do atrito lateral (y_l): tais deslocamentos foram obtidos através dos resultados da instrumentação (item 4.1 do capítulo 4), cujos valores foram de 40 e 30 mm, respectivamente para as estacas ET02 e ET04, conforme mostram a Figura 4.3 e Figura 4.8 do capítulo 4.
- 4) Rigidez relativa (k): aplicando-se os dados apresentados nas três etapas anteriores na equação (2.43) do item 2.7.1 do capítulo 2, se obteve valores de **k iguais a 0,06 e 0,13**, respectivamente para as estacas **ET02 e ET04**, confirmando que se tratavam de estacas curtas ou rígidas ($k \leq 2$).

Ao se constatar que se tratavam de estacas curtas ($k \leq 2$), se utilizou o método de Massad e Lazo (1998) nas três curvas carga \times recalque da estaca ET02 (Figura 3.29) e nas duas curvas carga \times recalque da estaca ET04 (Figura 3.30), conforme será visto nos resultados do método das duas retas no item 4.5 do capítulo 4.

4 RESULTADOS

Neste item são apresentados os resultados da presente pesquisa e suas análises. Inicia-se com os resultados obtidos pela instrumentação, sendo estes o atrito lateral, resistência de ponta e distribuição de cargas ao longo das estacas durante os ensaios de prova de carga estática. Na sequência são apresentados os resultados dos métodos semiempíricos descritos no item 2.3 do capítulo 2, seguido de comparativo com os resultados obtidos nas provas de carga.

São expostos também os resultados obtidos, para carga de ruptura, utilizando-se os métodos de interpretação da curva carga \times recalque descritos no item 2.6 do capítulo 2, seguido de comparativo com as cargas de ruptura obtidas através dos dados da instrumentação.

Por fim, são apresentados os resultados de dois métodos para separação das parcelas de atrito e ponta com base na interpretação da curva carga \times recalque, primeiramente o método da rigidez (Décourt, 1996; 2008), seguido do método das duas retas adaptado para estacas rígidas (Massad e Lazo, 1998). Ao final do item referente a cada método, seus resultados são confrontados com os resultados alcançados pela instrumentação.

4.1 INSTRUMENTAÇÃO

Neste item são apresentados e analisados os resultados obtidos pela instrumentação nas estacas ET02 e ET04. Primeiramente são mostrados os gráficos de distribuição de carga para a primeira prova de carga estática (PCE1), em ambas as estacas, seguido de análise destes quanto a atrito lateral total, resistência de ponta. Posteriormente é feito um comparativo entre as faixas de atrito e resistência de ponta obtidas para as duas estacas.

- **Estaca ET02**

A Figura 4.1 mostra a distribuição de cargas da estaca ET02, utilizando os valores de deformação e rigidez obtidos no item 3.2 do capítulo 3. Cada linha do gráfico representa um estágio de carregamento, sendo um total de 15 carregamentos, e cada marcador um nível de instrumentação.

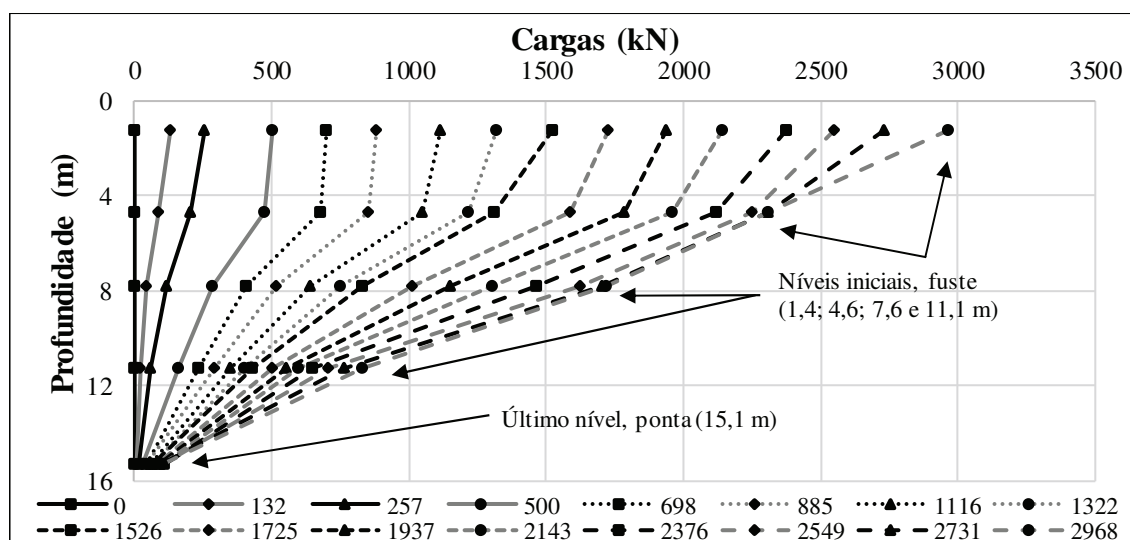


Figura 4.1 - Distribuição de cargas ET02

Percebe-se na Figura 4.1 que a estaca ET02 apresenta uma distribuição de cargas compatível com os perfis de sondagem (item 3.1.3 e item 3.3 do capítulo 3), sendo a maior parte da carga absorvida pelo atrito lateral, em torno de 2634 kN, e a ponta representando em torno de 97 kN ou 4 % da resistência total da estaca. Conforme exposto no item 3.1.3 do capítulo 3, o solo na região da ponta apresenta baixo N_{SPT} 5 golpes e resistência de ponta de cone (q_c) de 2 MPa. A maior redução de carga devido ao atrito, cerca de 900 kN, foi observada no terceiro trecho (entre 7,6 e 11,1 m), também em concordância com as sondagens, que neste trecho apresentaram o pico de N_{SPT} (40 golpes) e q_c (20 MPa). A menor redução de carga, cerca de 400 kN, foi observada no primeiro trecho (entre 1,4 e 4,6 m), cujas sondagens já apontavam areia fofa com N_{SPT} inferior a 10 golpe e q_c variando de 2 a 10 MPa.

A Figura 4.2 mostra o desenvolvimento do atrito unitário, para a estaca ET02. Nos trechos da estaca acima do primeiro nível de *strain gages* (1,4 m) e abaixo do último nível (15,1 m), os valores de atrito foram arbitrados, sendo estes iguais aos valores dos trechos mais próximos. Observa-se que, por se tratar de uma estaca curta, o atrito lateral se desenvolve simultaneamente ao longo de toda a estaca, sendo o pico de atrito atingido em diferentes estágios de carga, dependendo do trecho analisado, mas, de maneira geral, o pleno desenvolvimento do atrito é observado para o penúltimo estágio de carga (2731 kN), com atrito unitário médio de 84,6 kN/m². No estágio seguinte (2968 kN), o atrito unitário médio (84,5 kN/m²) se mantém estável, com redução nos 3 primeiros trechos e aumento no último trecho. Como se trata de estaca com baixa parcela de ponta, (4 % da carga última) e o atrito máximo é atingido para carga de 2731 KN, esta pode ser considerada a carga de ruptura da estaca, cujo recalque final no topo foi de 47 mm ou 7 % do diâmetro nominal da estaca (700 mm), conforme Figura 3.29 do item 3.4 do capítulo 3, referente a primeira prova de carga realizada na estaca ET02.

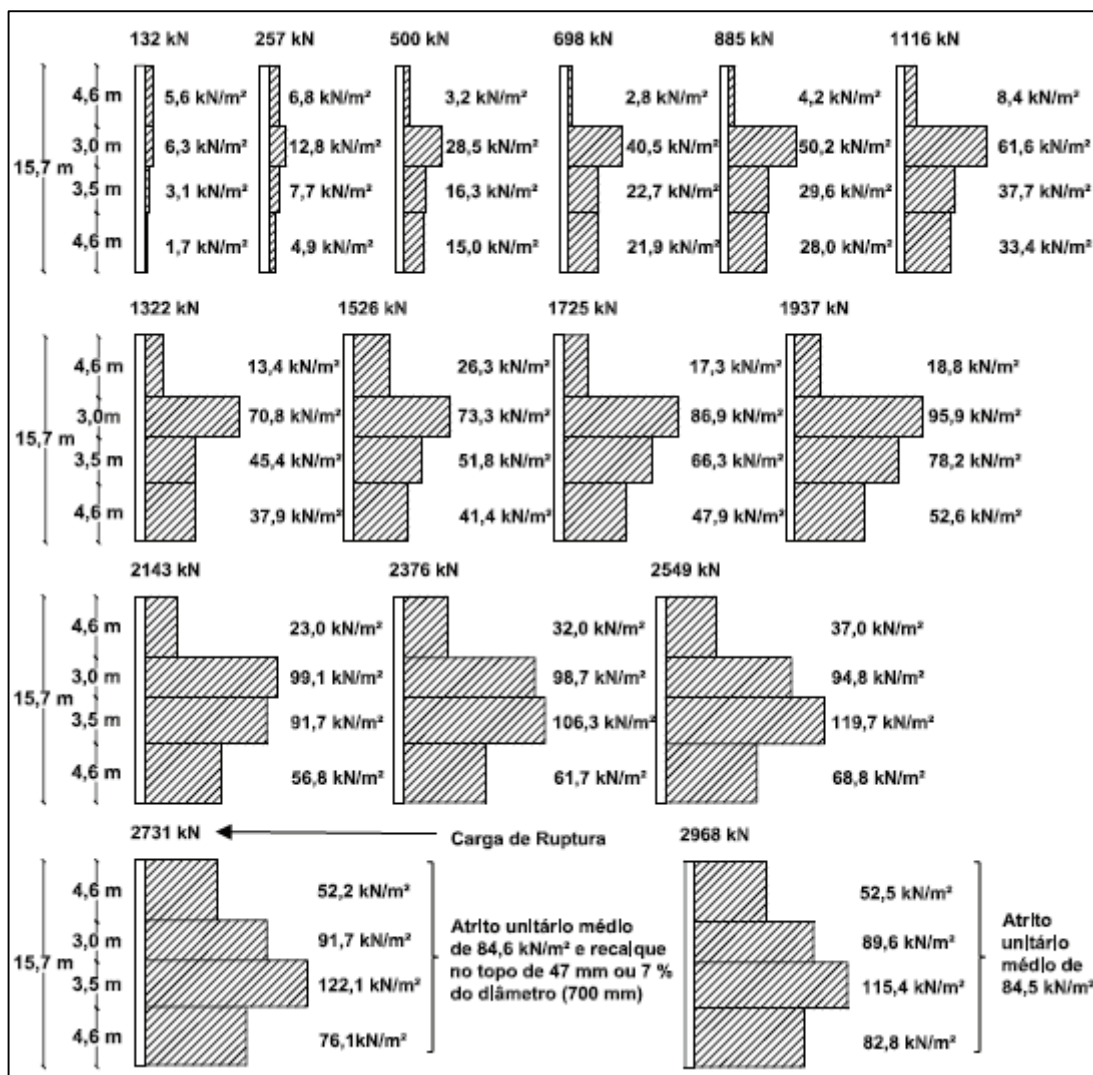


Figura 4.2 - Desenvolvimento do atrito lateral na estaca ET02 durante a primeira prova de carga estática

A Figura 4.3 mostra o desenvolvimento do atrito lateral unitário em função do deslocamento no topo da estaca ET02. Cada linha representa um trecho da estaca entre dois níveis de instrumentação e a linha tracejada, na parte central do gráfico, o desenvolvimento do atrito médio. Cada marcador se refere a um incremento de carga durante a prova de carga estática. Se observa que o atrito se desenvolve com diferentes inclinações para os quatro trechos apresentados, sendo o trecho de 4,6 a 7,6 m o mais inclinado. O trecho que atinge o maior atrito unitário é o de 7,6 a 11,1 m, com o pico em torno de 120 kN/m², para um deslocamento de 30 mm. No primeiro trecho (1,4 a 4,6 m) a resistência de atrito apresenta um comportamento fora do padrão dos demais, mas a linha de tendência por médias móveis corrige as anomalias na curva, apresentando padrão similar aos demais trechos. Quanto ao atrito médio, percebe-se que este se desenvolve de maneira retilínea apenas para deslocamentos de poucos milímetros (inferior a 5 mm), com posterior zona de transição e patamar de escoamento, diferentemente das relações de Cambeffort (item 2.4.5 do capítulo 2), que simplificam a curva em um trecho retilíneo inicial, seguido de um patamar de escoamento. O atrito médio começa a se esgotar a partir de 40 mm ou 6 % do diâmetro

da estaca, com patamar de escoamento por volta de 85 kN/m², atingindo o pico com 47 mm ou 7 % do diâmetro, deslocamento este correspondente a carga de ruptura (2731 kN) observada na Figura 4.2.

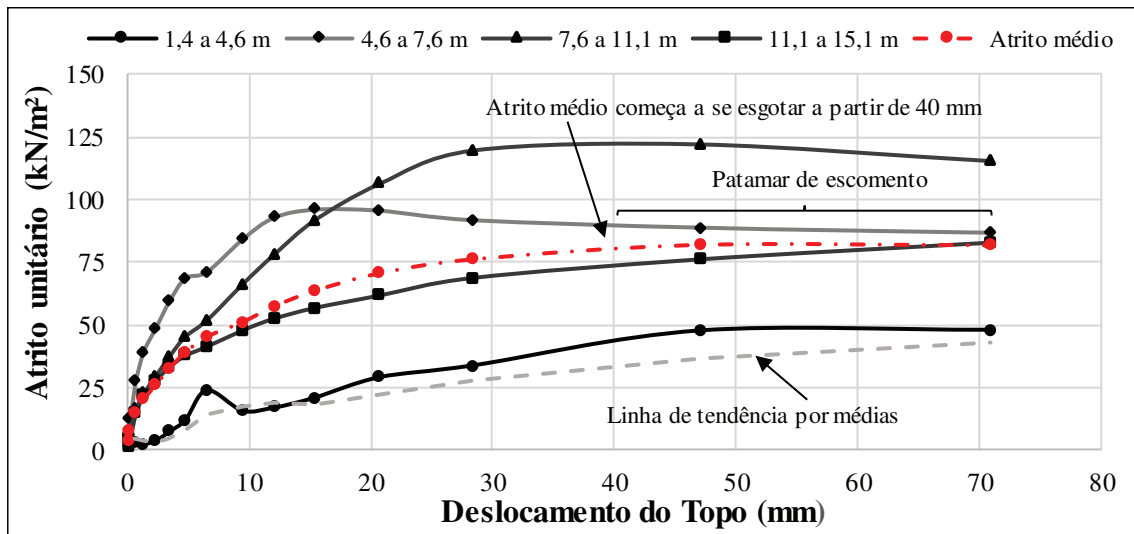


Figura 4.3 - Desenvolvimento das resistências de atrito na estaca ET02

A Figura 4.4 mostra o desenvolvimento da carga unitário na ponta da estaca em função do deslocamento no topo. Cada marcador se refere a um incremento de carga durante a prova de carga estática e a linha tracejada mostra a tendência da curva.

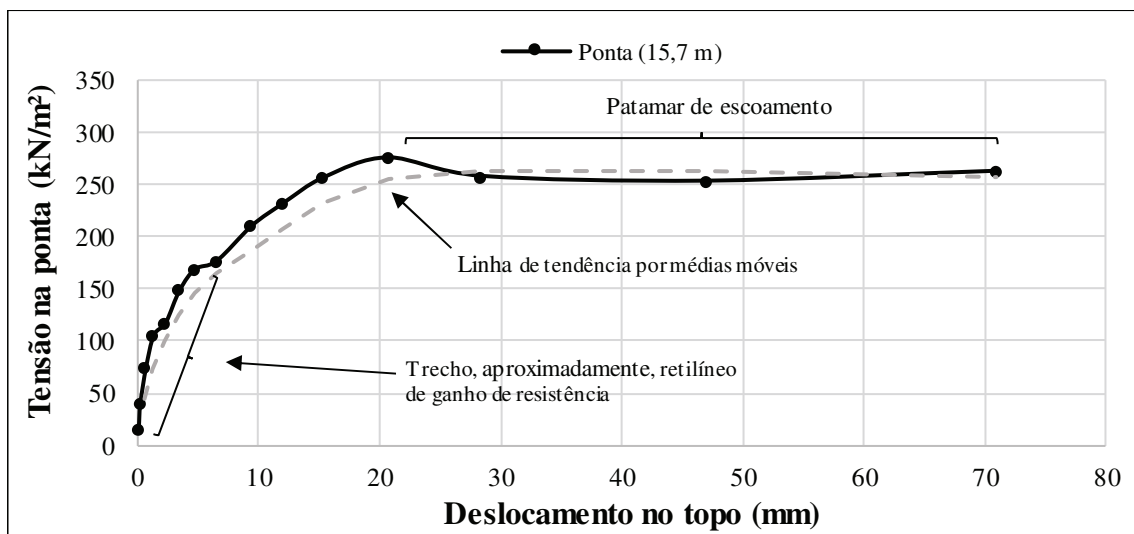


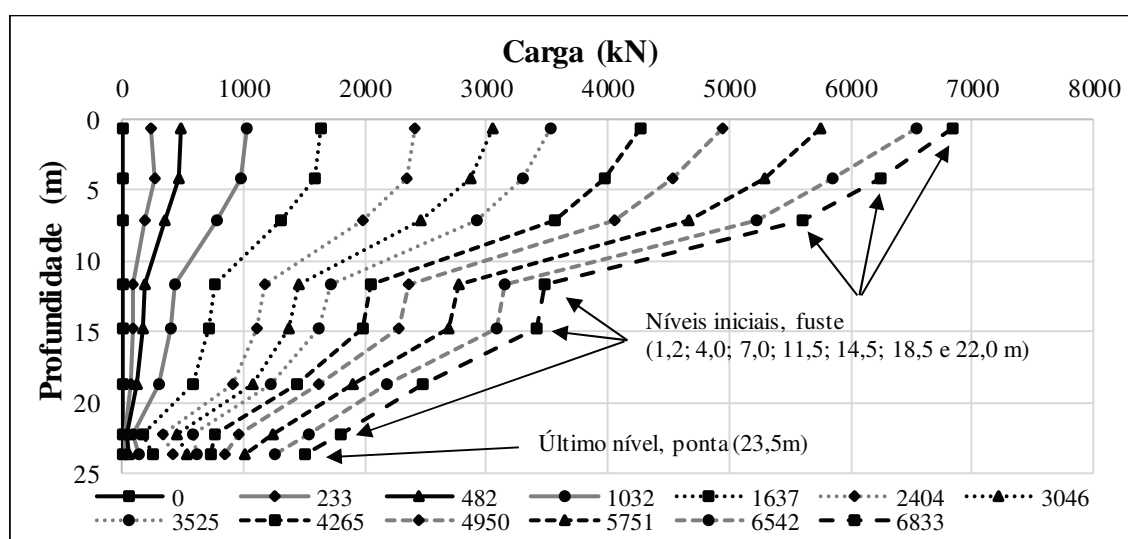
Figura 4.4 - Desenvolvimento da resistência de ponta na estaca ET02

Percebe-se claramente na Figura 4.4 o esgotamento da resistência de ponta a partir de 20 mm ou 3 % do diâmetro da estaca, com patamar de escoamento por volta de 250 kN/m². Assim como o atrito médio, percebe-se que a resistência de ponta se desenvolve de maneira retilínea apenas nos primeiros milímetros de deslocamento, aproximadamente 5 mm, com posterior zona de transição e patamar de escoamento, diferentemente das relações de Cambofort (item 2.4.5 do capítulo 2), que simplificam a curva em um trecho retilíneo inicial, seguido de um patamar de escoamento.

Em resumo, os valores de carga de ruptura, atrito total e ponta para a estaca ET02, foram, respectivamente, de 2731, 2634 e 97 kN. Isto para um recalque no topo da estaca de 47 mm ou 7 % o diâmetro nominal da estaca (700 mm).

- **Estaca ET04**

A Figura 4.5 apresenta a distribuição de cargas obtida para a estaca ET04, sendo a maior parte da carga suportada pelo atrito lateral. Para o último estágio de carregamento (6833 kN), o atrito suporta 5328 kN ou 78 % da carga, já a ponta suporta 1505 kN ou 22 % da carga máxima aplicada na primeira prova de carga estática.



O solo na região da ponta (24 m) apresenta N_{SPT} variando de 10 a 13 golpes e resistência de ponta de cone (q_c) de 8 MPa, sendo estes valores maiores que os encontrados na região de ponta da estaca ET02, justificando a maior porcentagem de ponta na estaca ET04. A maior redução de carga devido ao atrito, cerca de 2127 kN, foi observada no terceiro trecho (entre 7,0 e 11,5 m), em concordância com as sondagens, que neste trecho apresentaram o pico de N_{SPT} (41 golpes) e q_c (26 MPa). A menor redução de carga, cerca de 61 kN, foi observada no quarto trecho (entre 11,5 e 14,5 m), sendo tal redução muito inferior as demais. Percebe-se no gráfico que este trecho se apresenta quase na vertical, o que mostra que, praticamente, não houve redução de carga ao longo dos seus 3 m de comprimento. Tal comportamento não condiz com as sondagens, conforme mostra a Figura 4.6, com os perfis de sondagem SPT e CPTU mais próximos da estaca ET04, cujo perfil se mostra aproximadamente constante entre o trecho de 11 a 22 m de profundidade. Os três últimos trechos (entre 14,5 e 18,5 m; 18,5 e 22,0; 22,0 e 23,5 m), apresentam reduções de carga constante com a profundidade de 946, 679 e 291 kN, respectivamente, formando quase uma reta na parte final da distribuição de carga mostrada na Figura

4.5, condizente com os perfis mostrados na Figura 4.6. Com base nesta constatação se acredita que alguma falha possa ter ocorrido nos sensores presentes neste trecho entre 11,5 e 14,5 m de profundidade.

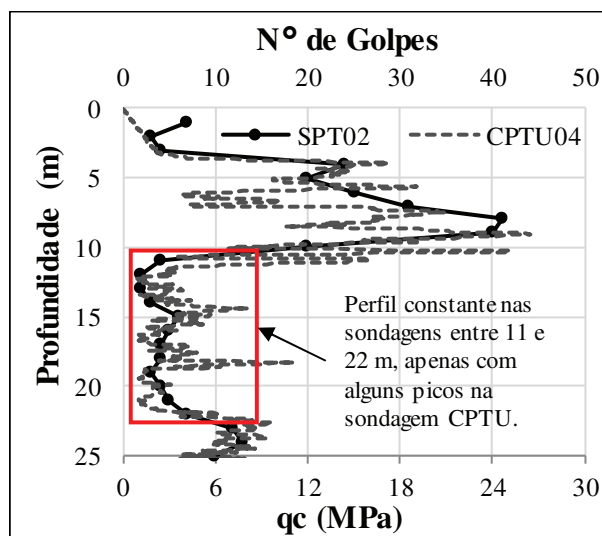


Figura 4.6 - Perfis das sondagens SPT e CPTU para estaca ET04

A Figura 4.7 mostra o desenvolvimento do atrito unitário, para a estaca ET04. Nos trechos da estaca acima do primeiro nível de *strain gages* (1,2 m) e abaixo do último nível (23,5 m), os valores de atrito foram arbitrados, sendo estes iguais aos valores dos trechos mais próximos. Observa-se na Figura 4.7 que, assim como na estaca ET02, o atrito lateral se desenvolve simultaneamente ao longo de toda a estaca, com exceção do último trecho (22,0 a 23,5 m), que não apresenta atrito positivo até a carga de 3525 kN. Até este carregamento o último nível (23,5 m) apresentava carga superior ao nível logo acima (22,0 m), acredita-se que isto tenha ocorrido pois as cargas próximo a ponta da estaca ainda eram baixas, em torno de 600 kN, mas conforme cargas maiores foram aplicadas este comportamento se inverteu e o último trecho passou a apresentar atrito positivo conforme o esperado. O terceiro trecho (entre 7,0 e 11,5 m), foi o que apresentou maior atrito unitário, com um pico de 150,4 kN/m² para a carga máxima no topo de 6833 kN. O menor atrito unitário foi observado no quarto trecho (11,5 e 14,5 m), com atrito unitário em torno de 7 kN/m². O pleno desenvolvimento do atrito é alcançado no penúltimo estágio de carga (6542 kN), com atrito unitário médio de 74,2 kN/m². No estágio seguinte (6833 kN), o atrito unitário médio (74,8 kN/m²) se mantém estável, com redução no primeiro trecho e leve aumento nos demais trechos. Neste sentido, pode-se afirmar que a resistência de atrito foi mobilizada para a carga aplicada no topo de 6542 kN, cujo recalque no topo foi de 33 mm ou 3 % do diâmetro nominal da estaca (1000 mm), conforme mostra Figura 3.30 do item 3.4 do capítulo 3, referente a primeira prova de carga estática realizada na estaca ET04.

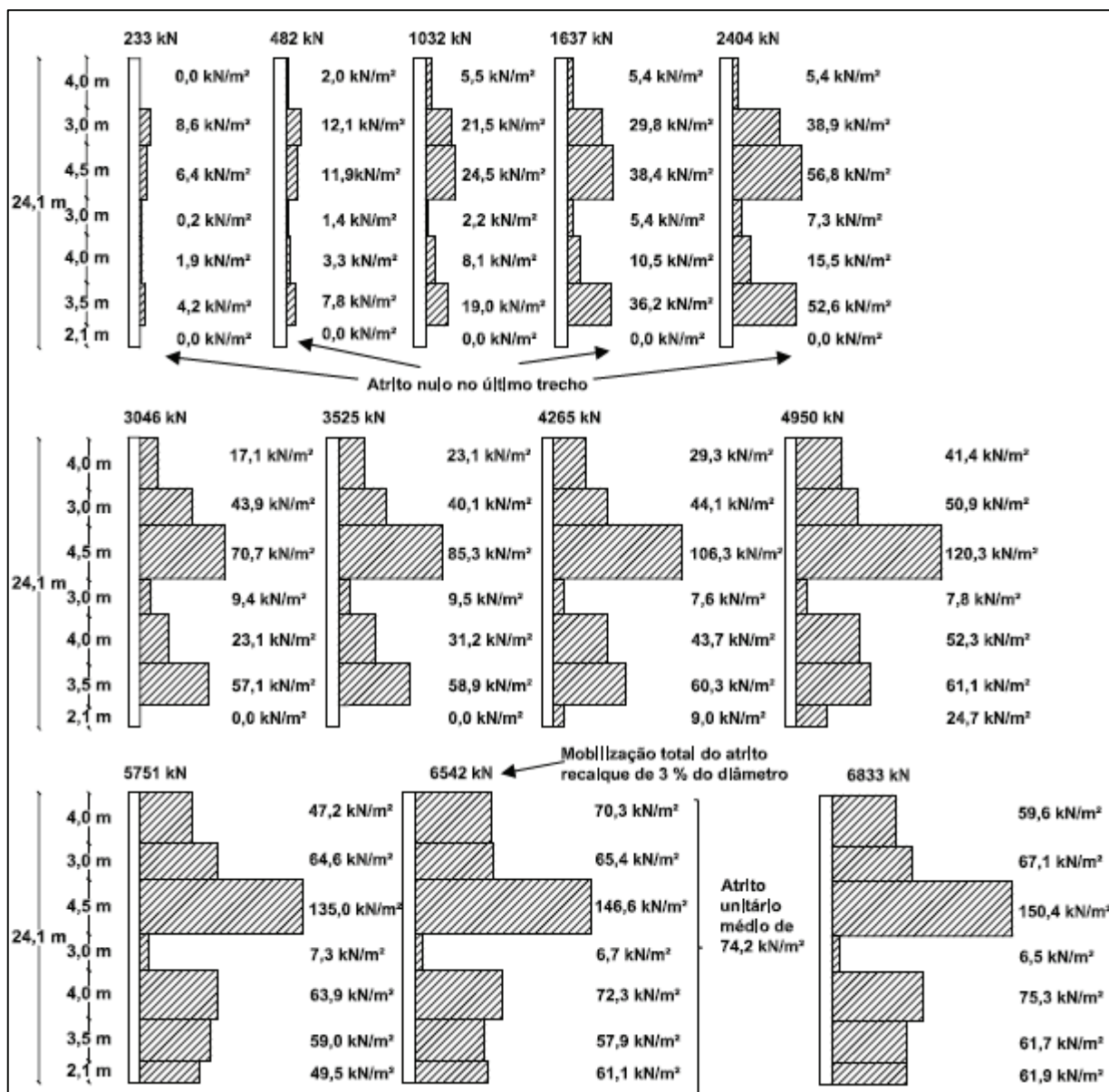


Figura 4.7 - Desenvolvimento do atrito lateral na estaca ET04 durante a primeira prova de carga estática

A Figura 4.8 mostra o desenvolvimento do atrito lateral unitário, na estaca ET04, em função do deslocamento no topo da estaca, para a primeira prova de carga estática. Cada linha representa um trecho da estaca entre dois níveis de instrumentação e a linha vermelha tracejada o desenvolvimento do atrito médio. Cada marcador se refere a um incremento de carga durante a prova de carga estática.

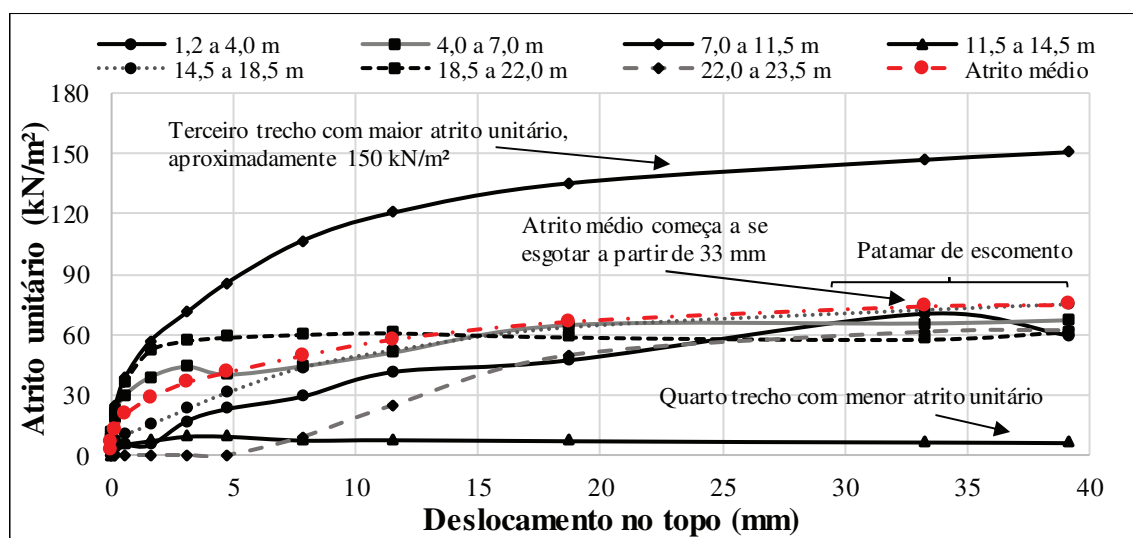


Figura 4.8 - Desenvolvimento da resistência de atrito na estaca ET04

Se observa que o atrito desenvolve sua resistência de maneira retilínea, somente nos primeiros milímetros de deslocamento, com posterior zona de transição e patamar de escoamento, diferentemente das relações de Cambefort (item 2.4.5 do capítulo 2), que simplificam a curva em um trecho retilíneo inicial, seguido de um patamar de escoamento. O terceiro trecho (7,0 e 11,5 m) apresenta atrito unitário muito superior aos demais, atingindo seu pico em 150 kN/m^2 , para um deslocamento de 35 mm. O quarto trecho apresenta atrito unitário muito inferior aos demais e constante em função do deslocamento, com valor em torno de 7 kN/m^2 . Os demais trechos mostram valores intermediários de atrito, entre 47 e 72 kN/m^2 , atingindo seu pico para deslocamentos entre 30 e 35 mm. Quanto ao atrito médio, este se esgota a partir de 30 mm ou 3 % do diâmetro da estaca, atingindo o pico, aproximadamente 74 kN/m^2 , com 33 mm ou 3 % do diâmetro, deslocamento correspondente a carga de plena mobilização do atrito (6542 kN) observada na Figura 4.7.

A Figura 4.9 mostra o desenvolvimento da carga unitário no último nível instrumentado (23,5 m), apenas 60 cm acima da ponta (24,1 m), em função do deslocamento no topo, para a primeira e segunda provas de carga executadas. Cada marcador se refere a um incremento de carga durante a prova de carga estática e a linha tracejada mostra a tendência da curva. O deslocamento inicial da segunda prova de carga estática (PCE2) foi zerado, para que as duas curvas partissem do mesmo ponto, de forma que se possa visualizar melhor a diferença entre elas.

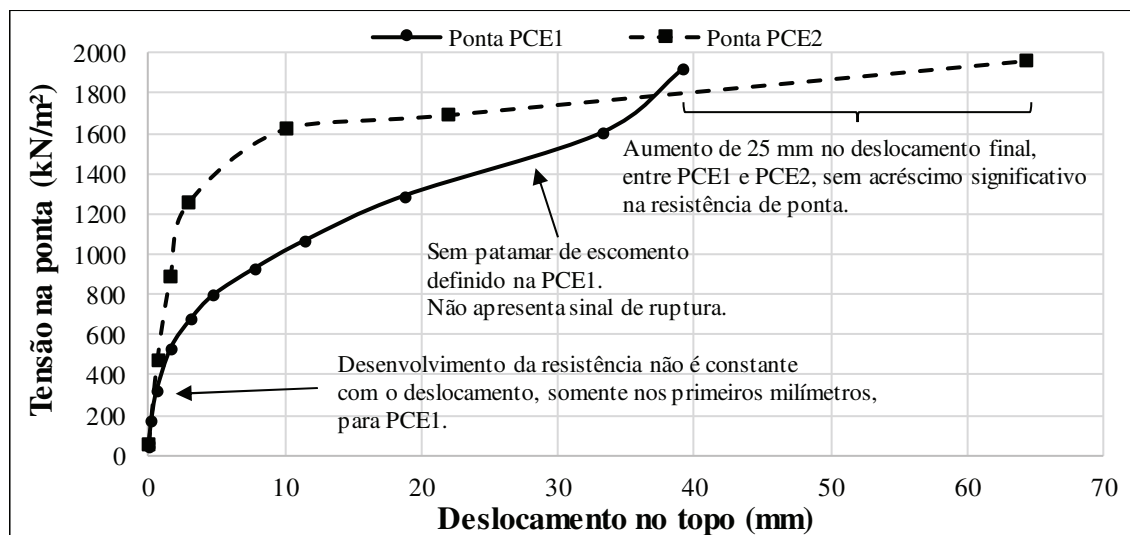


Figura 4.9 - Desenvolvimento da resistência de ponta na estaca ET04

Observa-se que, para o primeiro carregamento, não se obteve a ruptura na região da ponta da estaca, pois a curva da PCE1 não apresenta patamar de escoamento, sendo a carga unitária máxima atingida de 1916 kN/m². Na intenção de se obter a carga de ruptura na ponta da estaca, se apresenta também a curva referente ao segundo carregamento (PCE2), cujo deslocamento no topo é pequeno, 3 mm, até a tensão de 1250 kN/m², em comparação como o primeiro carregamento, cujo deslocamento para tal tensão foi de, aproximadamente, 19 mm, isso pode ter ocorrido devido a um possível sobre-adensamento do solo abaixo da ponta da estaca, causado pelo primeiro carregamento, caso contrário o nível de tensão nesta região não aumentaria desta maneira para deslocamentos no topo desta ordem, 3 mm. Conforme as tensões aumentam o deslocamento vai tomando proporções maiores, até se atingir uma tensão máxima de 1960 kN/m² no segundo carregamento, para um deslocamento de, aproximadamente, 65 mm no topo da estaca. Comparando as tensões e deslocamentos máximos obtidos nos dois carregamentos, percebe-se que para um aumento, aproximado, de 25 mm, entre o deslocamento máximo da PCE1 (39,17 mm) e PCE2 (64,26 mm), se obteve um aumento de carga unitária de 44 kN/m². Este acréscimo representa 2 % da tensão máxima (1916 kN/m²) obtida no primeiro carregamento. O que é um baixo ganho de resistência, considerando o acréscimo de 25 mm no deslocamento, que representa 40 % do deslocamento máximo obtido na PCE2 (64,26 mm). Isto representa um ganho de 1,76 kN/m² para cada milímetro de deslocamento, sendo necessário um deslocamento de 100 mm ou 10 % o diâmetro da estaca, para se obter um acréscimo de 176 kN/m² na resistência de ponta, o que representa um aumento de 9 % na tensão máxima, em relação a máxima atingida na PCE1 (1916 kN/m²), para um acréscimo de deslocamento de 255 %, em relação ao deslocamento máximo na PCE1 (39,17 mm). Tais observações levam a crer que, a tensão máxima de 1916 kN/m², obtida para a carga máxima de 6833 kN, na PCE1, pode ser considerada a tensão de ruptura na ponta da estaca ET04, pois, após tal nível de tensão são necessários grandes deslocamentos para pequenos acréscimos na carga unitária de ponta.

A Figura 4.10 apresenta as curvas carga \times recalque dos dois ensaios realizados na estaca ET04. Se observa que, para o segundo carregamento, os recalques se estabilizam até a carga de, aproximadamente, 6990 kN, sendo que para a carga seguinte, 8520 kN, a estaca sofre um grande recalque, 42,3 mm ou 42 % do recalque acumulado para as duas provas de carga (101,8 mm), sem estabilização, sendo o ensaio encerrado. Conforme abordado nos parágrafos anteriores, tanto a resistência de atrito, como a resistência de ponta foram plenamente mobilizadas no primeiro carregamento, cuja carga máxima foi de 6833 kN, sendo 5328 kN ou 78 % da carga resistidos pelo atrito e 1505 kN ou 22 % da carga resistido pela ponta. Valor este 157 kN ou 2 % inferior a carga de 6990 kN, que marca o último ponto, na PCE2, onde o recalque se estabiliza antes do ensaio ser encerrado. Esta pequena diferença, ocorrida devido a um leve aumento na parcela de atrito lateral, confirma que a plena mobilização das parcelas resistentes de atrito e ponta foram mobilizadas no primeiro carregamento. Sendo assim, pode-se dizer que a carga de ruptura, atrito lateral e resistência de ponta na estaca ET04 são, respectivamente, de 6833, 5328 e 1505 kN, para um deslocamento, aproximado, de 40 mm ou 4 % do diâmetro da estaca.

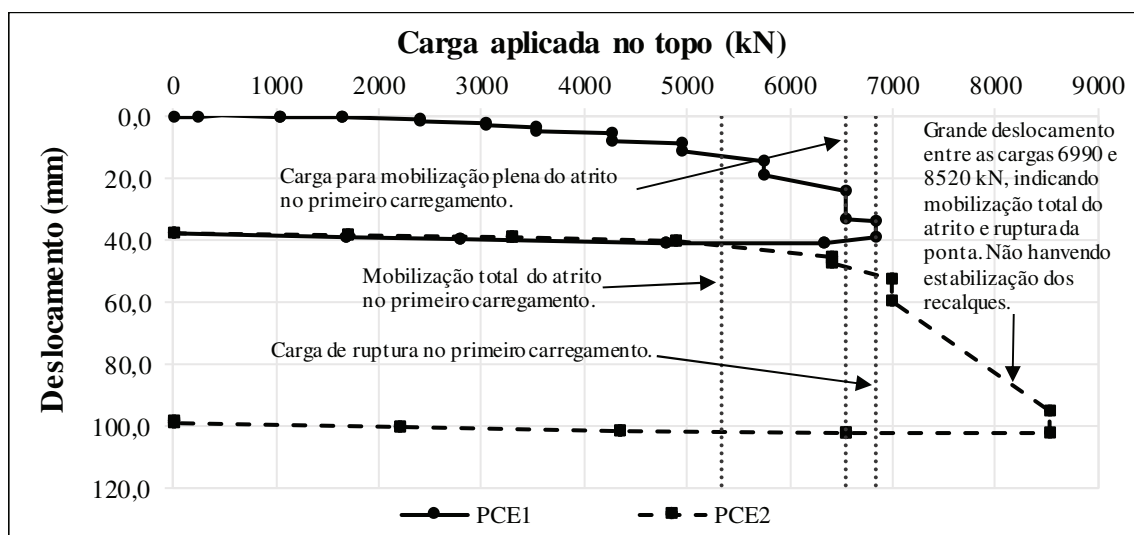


Figura 4.10 - Curvas carga \times recalque estaca ET04

- **Comparativo estacas ET02 e ET04**

Conforme exposto no item 3.1 do capítulo 3, as estacas analisadas se encontram no mesmo local, com distância entre eixos de 5 m e perfis de sondagem semelhantes. Sendo assim se faz necessário um comparativo entre os resultados, no intuito de verificar se estes seguem o mesmo padrão de comportamento. A Figura 4.11 mostra as faixas de atrito encontradas nas estacas ET02 e ET04, para as cargas de plena mobilização do atrito de 2731 kN na estaca ET02 e 6542 kN na estaca ET04, juntamente com as curvas de mobilização do atrito unitário médio, em função do deslocamento no topo das estacas ET02 e ET04.

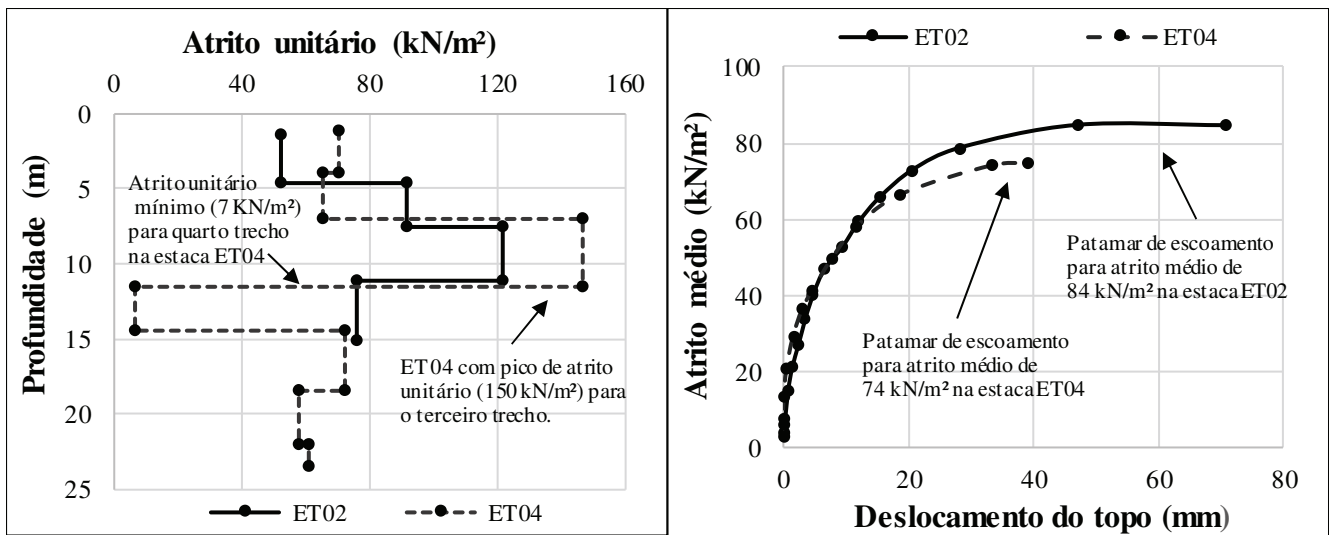


Figura 4.11 - Comparativo dos valores de atrito obtidos nas estacas ET02 e ET04: instrumentação (esquerda), atrito médio (direita)

É possível notar na Figura 4.11, primeiramente, que os perfis de atrito obtidos pela instrumentação (esquerda), se assemelham aos perfis de sondagem mostrados no item 3.1.3, quanto à distribuição do atrito, com os primeiros metros (0,0 a 5,0 m) apresentando valores mais baixos, seguido de crescimento constante até 10 m de profundidade e posterior queda, com valores relativamente constantes até os 25 m de profundidade, com exceção do quarto trecho da estaca ET04, cujo atrito unitário se apresentou bem abaixo dos demais trechos apresentados na Figura 4.11. Quanto às discrepâncias no atrito unitário obtido para as duas estacas, a maior delas foi observada no trecho entre 11,1 e 15,1 m (ET02), e 11,5 e 14,5 m (ET04), onde a estaca ET02 apresentou atrito unitário máximo de 76 kN/m² e ET04 atrito máximo de 7 kN/m², ou uma diferença de 69 kN/m². Acredita-se que o valor de 7 kN/m² seja muito baixo, causado por possível resposta inconsistente dos sensores. Nos demais trechos em comum para as duas estacas, se observou diferenças de 18, 27 e 25 kN/m², respectivamente para o trecho 1, 2 e 3. Acredita-se que o processo para a determinação das cargas em cada nível da estaca está sujeito a erros, sejam eles da instrumentação ou no processo de determinação da rigidez das estacas (item 3.2.3 do capítulo 3), sendo que as diferenças obtidas no atrito unitário das estacas ET02 e ET04 refletem todo esse processo, mas, de maneira geral, os perfis de atrito estão de acordo com as sondagens (item 3.1.2 do capítulo 3). Quanto ao atrito médio (direita), se observa que para um trecho inicial, até 10 mm de recalque, as curvas estão sobrepostas, apresentando mesma inclinação. A partir deste ponto as curvas se separam, com o atrito médio na estaca ET02 apresentando patamar de escoamento em 84 kN/m², e a estaca ET04 com um patamar de escoamento de 74 kN/m². Esta diferença é coerente, pois a estaca ET02 é mais curta e está embutida na camada mais resistente do perfil, de 5 a 10 m de profundidade, o que eleva o valor do atrito médio. Já a estaca ET04 é mais longa e está embutida em camadas menos resistentes, o que diminui o valor do atrito médio. O deslocamento necessário para total mobilização do

atrito se mostrou semelhante, em valores totais, para as duas estacas, com 40 mm para a ET02 e 33 mm para a ET04, ou 6 % e 3 % do diâmetro, respectivamente.

El-Nahas *et al.* (2009) reportam que, analisando os resultados de provas de carga em 12 estacas escavadas, com diâmetro variando de 0,8 a 1,2 m e comprimento de 8,2 a 38 m, em areia medianamente compacta a compacta, em geral, o atrito foi totalmente mobilizado para deslocamentos no topo de 2 a 3,5 % do diâmetro, contudo algumas estacas necessitaram de maiores deslocamentos. França (2011), analisando estacas escavadas com diâmetro de 1,2 m e comprimentos de 23,0 a 31,0 m, em solo arenoso na cidade de São Paulo, observou o esgotamento do atrito para deslocamentos do fuste na ordem de 25 mm ou 2 % do diâmetro das estacas. Marques e Massad (2004), encontram valores de 1 a 2 mm de deslocamento solo-fuste para a mobilização total do atrito, em estacas escavas em areia, com diâmetro aproximado de 0,3 m e comprimento de 9,0, na região de Maceió (AL), o que representa 0,6 a 0,7 % do diâmetro das estacas. Jamiolkoski e Lancellota (1988) apud Décourt (1995) sugerem deslocamentos de 5 a 25 mm para a mobilização total do atrito. Van Impe (1991) apud Décourt (1995) propõe deslocamentos de 1 a 3 % o diâmetro da estaca. Décourt (1995), propõe em seu modelo, para estacas sem deslocamento em solos não coesivos, deslocamentos de até 12 % do diâmetro da estaca para a mobilização total do atrito ao longo de todo o fuste.

Os dados citados acima mostram que o valor necessário para a plena mobilização do atrito é assunto em aberto, e necessita de maiores estudos, sendo que o valores reportados na presente pesquisa, 40 e 33 mm ou 6 e 3 % do diâmetro das estacas, estão acima dos valores médios encontrados na literatura.

A Tabela 4.1 mostra os valores de atrito máximo, obtidos para cada trecho nas estacas ET02 e ET04, juntamente com o tipo de solo e valores médios de N_{SPT} e q_c para cada trecho. Para os trechos em comum nas duas estacas (1 a 4) é apresentado também o valor médio de atrito obtido, sendo que a partir do trecho 5 são adotados os valores da estaca ET04.

Tabela 4.1 - Resumo dos valores de atrito máximo para estaca ET02 e ET04

Trecho	ET02	ET04	Atrito (kN/m ²)		Atrito médio (kN/m ²)	Tipo de solo	NSPT médio (golpes)	qc médio (MPa)
			ET02	ET04				
1	1,4 a 4,6 m	1,2 a 4,0 m	52	70	61	areia fofa	7	5
2	4,6 a 7,6 m	4,0 a 7,0 m	92	65	79	areia siltosa compacta	22	23
3	7,6 a 11,1 m	7,0 a 11,5 m	122	147	135	areia siltosa compacta	26	28
4	11,1 a 15,1 m	11,5 a 14,5 m	76	7	42	areia silto argilosa fofa	4	6
5	---	14,5 a 18,5 m	---	72	72	areia silto argilosa fofa	4	5
6	---	18,5 a 22,0 m	---	58	58	areia siltosa fofa	5	5
7	---	22,0 a 23,5 m	---	61	61	areia fofa	11	17

Como comparativo ao que está disposto na Tabela 4.1, são apresentados os valores alcançados em pesquisas semelhantes, já citadas acima, como de Marques e Massad (2004), que obtiveram valores de atrito máximo de 57 kPa, para areia fina com N_{SPT} médio de 15 golpes, e 50 kPa, para areia média com N_{SPT} médio de 20 golpes. França (2011), obteve valores variando de 22 a 56 kPa, para areia fina argilosa pouco compacta, com N_{SPT} médio variando de 5 a 6 golpes e 109 a 101 kPa, para areia argilosa medianamente compacta, com N_{SPT} médio variando de 24 a 45 golpes, respectivamente. El-Nahhas *et al.* (2009), obteve atrito médio variando de 22 a 117 kPa, para areia medianamente compacta a compacta, que segundo NBR 6484:2001, corresponde a valores de N_{SPT} de 9 a 40 golpes. Já os valores médios de atrito unitário na ruptura encontrados na presente pesquisa foram de 84 e 74 kPa, para as estacas ET02 e ET04, respectivamente.

Observa-se que o atrito unitário varia significativamente entre as pesquisas, mesmo para solos relativamente semelhantes, no caso arenosos. Isso se deve à variabilidade natural das propriedades do solo em função da sua localização, formação, granulometria e também devido ao processo executivo das estacas, tipo de equipamento, uso de revestimento ou não. Todos estes fatores somados dificultam a comparação entre diferentes pesquisas, contudo, cabe salientar que os perfis de atrito apresentados na Figura 4.11, se assemelham aos perfis de sondagem do local (item 3.1.3 do capítulo 3).

Com relação a resistência de ponta das estacas analisadas, a Tabela 4.2 mostra um resumo dos valores obtidos, juntamente os valores médios de N_{SPT} e q_c na da ponta de cada estaca.

Tabela 4.2 - Valores de ponta para as estacas ET02 e ET04

Estaca	Área de ponta (m ²)	Carga última (kN)	Carga unitária (kN/m ²)	Profundidade da ponta (m)	Solo	N_{SPT} (golpes)	q_c (MPa)
ET02	0,38	97,0	252,0	15,7	Areia argilosa fina fofa	5	2,5
ET04	0,79	1505,0	1916,2	24,1	Areia fofa a meio densa	10	7,5

Nota-se que os valores de ponta para a estaca ET04 são bem superiores aos obtidos na estaca ET02, sendo esta diferença coerente com o tipo de solo e os valores de N_{SPT} e q_c na região de ponta das duas estacas.

4.2 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Neste item são apresentados os resultados obtidos com os métodos semiempíricos descritos no item 2.3 do capítulo 2, para as estacas ET02 e ET04, seguido de análise dos resultados e comparativo entre os métodos. Ao final do item é feito um comparativo entre as cargas estimadas e as cargas obtidas

através das provas de carga instrumentadas. Os procedimentos e valores dos parâmetros utilizados para os cálculos de capacidade de carga estão apresentados no item 3.3 do capítulo 3.

- **Estaca ET02**

A Figura 4.12 mostra os resultados alcançados de capacidade de carga para a estaca ET02.

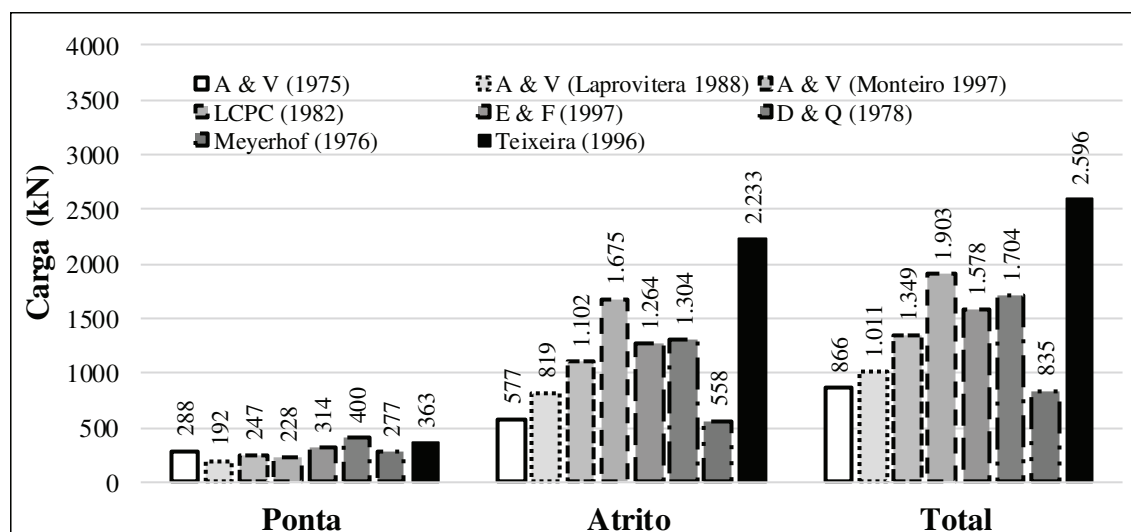


Figura 4.12 - Capacidades de carga obtidas para estaca ET02

De maneira geral os resultados de capacidade de carga total apresentaram uma grande dispersão, sendo a maior resistência, 2596 kN, obtida por Teixeira (1996) e a menor, 835 kN, encontrada por Meyerhof (1976), ambos métodos que utilizam o ensaio SPT. Isto representa uma variação de 1761 kN ou redução de 68 % entre a maior e menor estimativa de capacidade de carga total. Esta diferença se deve principalmente a parcela de atrito lateral ao longo do fuste, obtida através dos métodos semiempíricos, sendo função dos diferentes critérios adotados por cada um dos métodos, quanto ao tipo de estaca e solo. A maior variação do atrito lateral também foi observada entre Teixeira (1996) com 2233 kN e Meyerhof (1976) com 558 kN, discrepância de 1674 kN ou redução de 75 % entre o maior e menor atrito lateral. Quanto a resistência de ponta, não foram observadas variações de resultado da mesma ordem, sendo a maior resistência de ponta, 400 kN, obtida pelo método Décourt & Quaresma (1978) e a menor, 192 kN, por Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988). Isto representa uma discrepância de 208 kN ou redução de 52 % na parcela de ponta.

A Figura 4.13 mostra a divisão das parcelas resistentes, em porcentagem, obtida por cada método, para as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta.

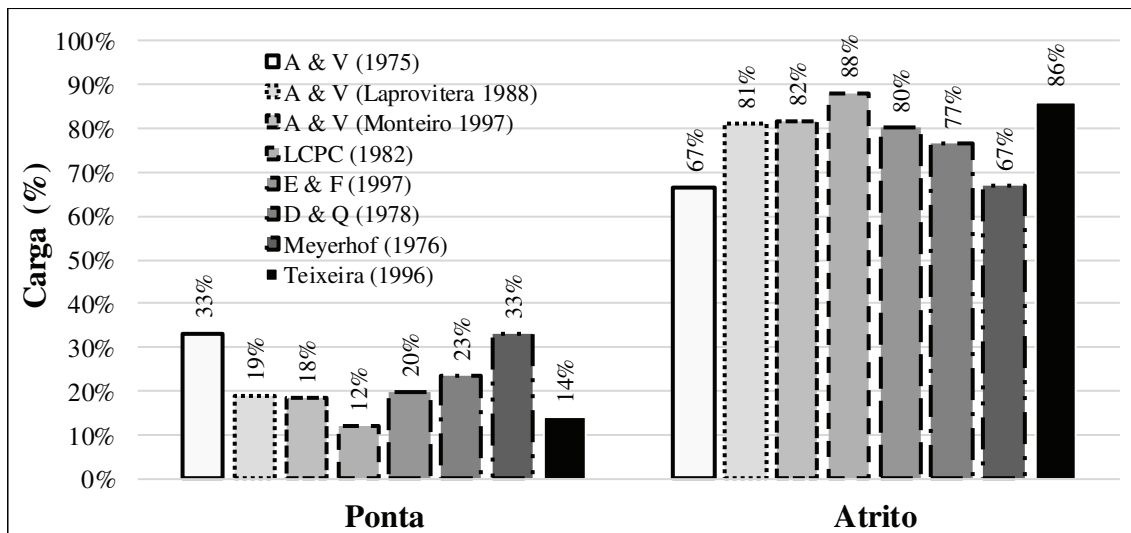


Figura 4.13 - Porcentagens de resistência de ponta e atrito estimadas para estaca ET02

Todos os métodos indicaram maior parcela de resistência devido ao atrito lateral, sendo a menor porcentagem, 67 %, obtida por Aoki & Velloso (1975) e Meyerhof (1976), e a maior, 88 %, alcançada pelo método LCPC (1982). Tais distribuição de resistência estão de acordo com as sondagens, que indicam material de baixa capacidade na região de ponta da estaca (item 3.1.3 e item 3.3 do capítulo 3), com N_{SPT} igual a 5 golpes e resistência de ponta de cone (q_c) de 2 MPa.

- **Estaca ET04**

A Figura 4.14 mostra os resultados alcançados de capacidade de carga para a estaca ET04.

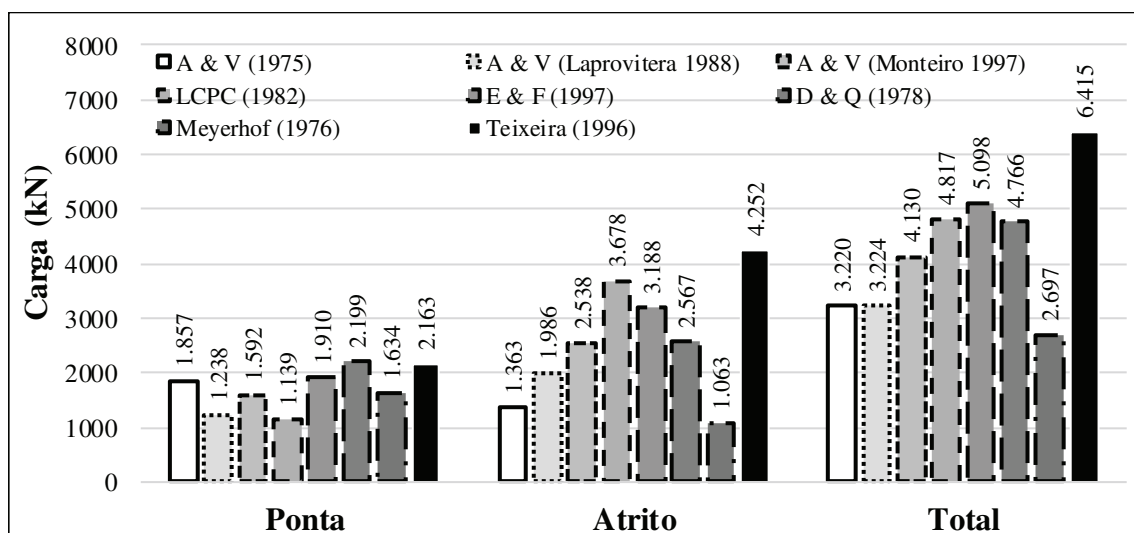


Figura 4.14 - Capacidades de carga obtidas para estaca ET04

De maneira geral os resultados apresentaram uma grande dispersão, sendo a maior resistência total, 6415 kN, obtida por Teixeira (1996) e a menor, 2697 kN, encontrada por Meyerhof (1976), ambos

métodos que utilizam o ensaio SPT. Isto representa uma variação de 3719 kN ou redução de 58 % entre a maior e menor estimativa de capacidade de carga total. Esta diferença, assim como na estaca ET02, se deve principalmente a parcela de atrito lateral, em função dos diferentes critérios adotados por cada método quanto ao tipo de estaca e solo. A maior variação do atrito também foi observada entre Teixeira (1996) com 4252 kN e Meyerhof (1976) com 1063 kN, discrepância de 3189 kN ou redução de 75 % entre o maior e menor valor de atrito lateral. Quanto à resistência de ponta, não foram observadas variações de resultado da mesma ordem, sendo a maior resistência de ponta, 2199 kN, obtida pelo método Décourt & Quaresma (1978) e a menor, 1139 kN, pelo LCPC (1982). Isto representa uma discrepância de 1060 kN ou redução de 49 % na parcela de resistência de ponta.

A Figura 4.13 mostra a divisão das parcelas resistentes, em porcentagem, obtida por cada método, para as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta.

No caso da estaca ET04, a maioria dos métodos indicou maior parcela de resistência devido ao atrito lateral, exceto Aoki & Velloso (1975) e Meyerhof (1976), que obtiveram, respectivamente, 42 e 39 % de resistência devido ao atrito lateral. O método LCPC foi o que alcançou maior porcentagem de atrito, 76 %. Considerando que, o solo na região da ponta (24 m) apresenta N_{SPT} variando de 10 a 13 golpes e resistência de ponta de cone (q_c) de 8 MPa (item 3.1.3 e item 3.3 do capítulo 3), e que a camada mais resistente do solo se encontra entre 4 e 11 m de profundidade, com pico de N_{SPT} igual a 41 golpes e q_c igual a 26 MPa, e que a estaca dispõe de uma área lateral considerável (3,14 m² a cada metro de comprimento), é de se esperar que a resistência de atrito seja superior a de ponta. Neste sentido observa-se que os resultados dos métodos Aoki & Velloso (1975) e Meyerhof (1976), para a estaca ET04, se mostram subestimados quanto a parcela de atrito lateral. Os demais métodos apresentam coerência com a geometria da estaca e os dados de sondagem, apresentando resistência por atrito lateral superior a resistência de ponta.

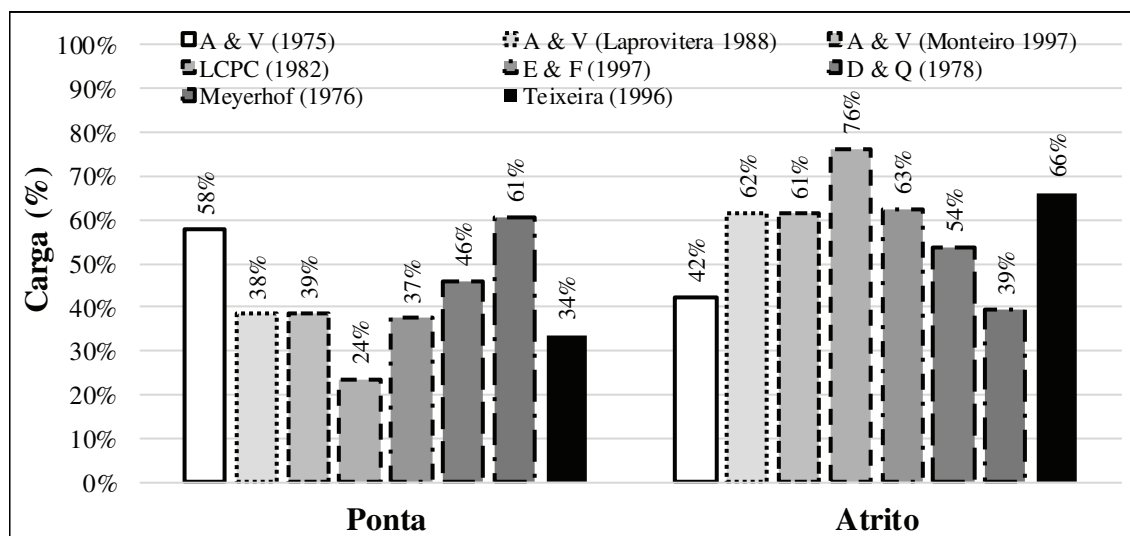


Figura 4.15 - Porcentagens de resistência de ponta e atrito estimadas para estaca ET04

- **Comparativo entre métodos semiempíricos e resultados obtidos pela instrumentação**

A Figura 4.16 apresenta, para estaca ET02, um comparativo entre as capacidades de carga obtidas pelos métodos semiempíricos e os valores de resistência obtidos através da instrumentação nas estacas teste (item 4.1 do capítulo 4), onde o eixo vertical representa a razão entre os métodos semiempíricos (estimado) e o resultado da instrumentação (medido), sendo 1,0 a igualdade entre resultados estimados e medidos.

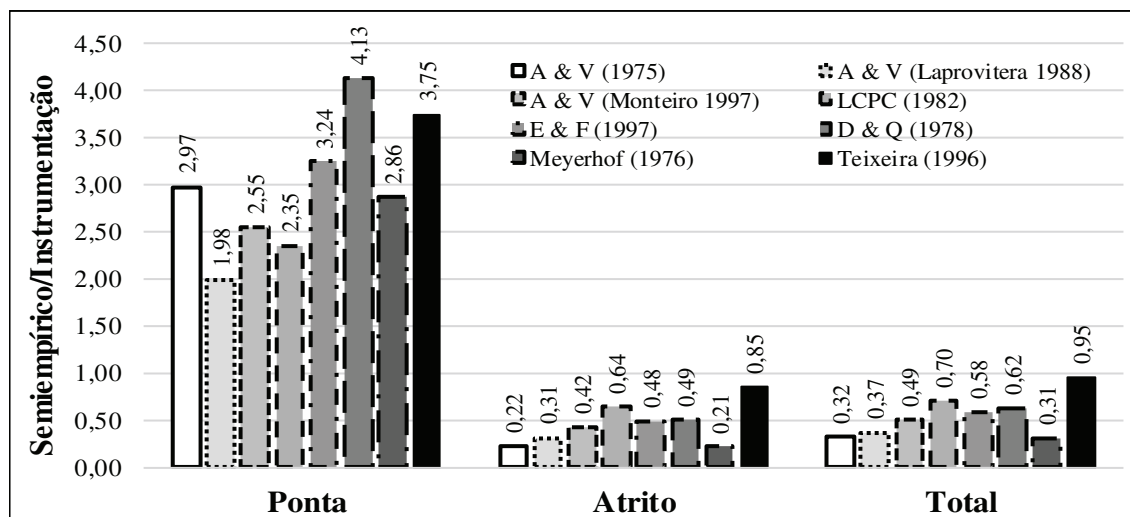


Figura 4.16 - Comparativo entre valores obtidos por métodos semiempíricos e instrumentação na ET02

Observando a Figura 4.16 verifica-se que, todos os métodos superestimaram a carga de ponta da estaca ET02, com razão superior a 2, exceto Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988), que apresentou razão de 1,98. A maior razão de 4,13 foi obtida pelo método Décourt & Quaresma (1978), o que representa uma carga de ruptura 4 vezes superior à obtida pela prova de carga. Isto se deve ao coeficiente K de 400 kN/m² (Tabela 2.7 do item 2.3.2 do capítulo 2) usado para areias, que neste caso levou a um valor de ponta muito alto e contra a segurança. Cabe lembrar que estes valores se referem as cargas de ruptura e não as cargas admissíveis, as quais não estão sendo abordadas.

Quanto ao atrito lateral se observa comportamento oposto ao da ponta, com todos os métodos subestimando a resistência lateral, com razões inferiores a 1, sendo os métodos Meyerhof (1976) e Aoki & Velloso (1975) os que mais subestimaram o atrito, com razões de 0,21 e 0,22 respectivamente. A equação (2.17) do item 2.3.3 do capítulo 2, que determina o atrito unitário ao longo do fuste, para o método de Meyerhof (1976), se aplica a estacas cravadas em areia, sendo indicado pelo autor o uso de metade deste valor para estaca escavadas, o que causou valor tão baixo para a resistência de atrito lateral. O elevado valor do fator de correção da resistência de atrito (F_2), no método Aoki & Velloso (1975), se mostrou muito conservador para estacas escavadas em areia, causando baixas estimativas para a parcela de atrito lateral. O método Teixeira (1996) apresentou a estimativa de atrito mais próxima do real, com

razão de 0,85, que representa 85 % de acerto em relação a prova de carga. Mesmo sendo um método que utiliza o ensaio SPT como base e não apresentando coeficientes específicos para estacas escavadas com polímero, mostrou-se bem assertivo para este caso de estaca escavada em areia. Acredita-se que isso se deva a dois fatores: 1) método mais recente e, portanto, maior banco de dados para seu desenvolvimento; e 2) desenvolvido no Brasil, portanto mais adaptado a solos típicos brasileiros em relação aos métodos desenvolvidos no exterior, como LCPC (1982) Eslami & Fellenius (1997) e Meyerhof (1976).

Para a carga total, assim como o atrito lateral, todos os métodos se apresentaram conservadores e a favor da segurança, com razões abaixo de 1,0. Os métodos mais conservadores foram Aoki & Velloso (1975) e Meyerhof (1976), apresentando cargas totais na ruptura de 32 e 31 %, respectivamente. Isso se deve a baixa resistência de atrito lateral estimada por ambos os métodos. Em contrapartida, o método de Teixeira (1996), aponta carga total na ruptura de 95 % da carga real (medida), resultado este em virtude da boa estimativa para a parcela de atrito lateral. Os demais métodos, LCPC (1982), Eslami & Fellenius (1997) e Décourt & Quaresma (1975), apresentaram valores intermediários de 58 % a 70 % da resistência real (medida), sendo estas boas estimativas, levando em consideração as diversas variáveis e incertezas envolvidas no cálculo da carga de ruptura em estacas e, principalmente, por estarem a favor da segurança.

A Figura 4.17 mostra o comparativo entre os resultados dos métodos semiempíricos e instrumentação para a estaca ET04.

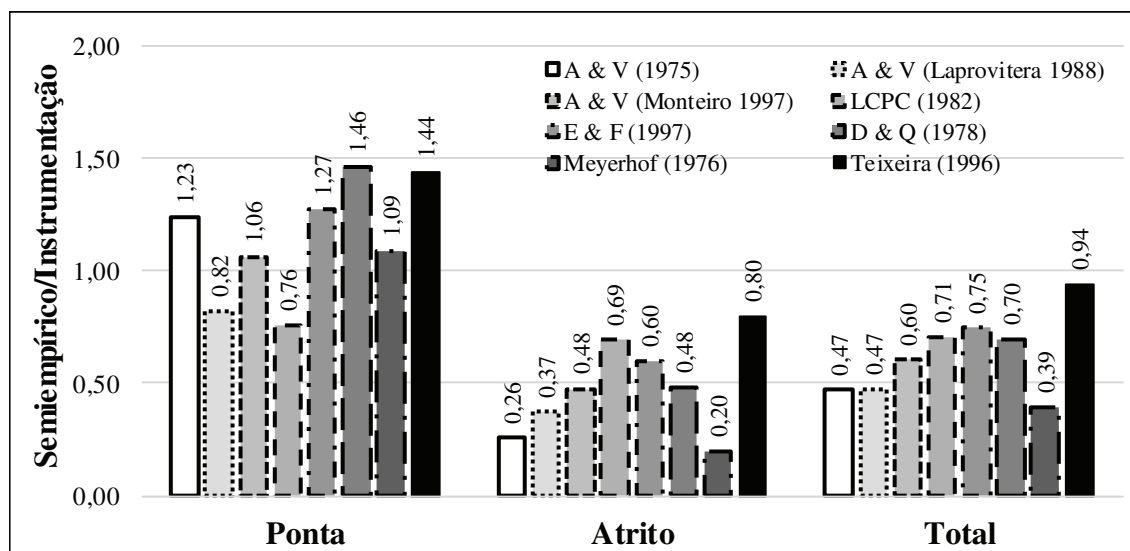


Figura 4.17 - Comparativo entre valores obtidos por métodos semiempíricos e provas de carga na estaca ET04

Verifica-se na estaca ET04 (Figura 4.17) que a maior parte dos métodos superestimou a carga de ponta, com razão superior a 1,0, exceto Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988) e LCPC (1982) que apresentaram, respectivamente, razões de 0,82 e 0,76. A maior razão de 1,46 foi obtida pelo método Décourt & Quaresma (1978), o que representa uma carga de ruptura 46 % superior à obtida

pela prova de carga. Isto se deve ao coeficiente K de 400 kN/m^2 (Tabela 2.7 do item 2.3.2 do capítulo 2) usado para areias, caso da estaca ET04. O método que mais se aproximou da carga de ponta obtida pela prova de carga foi Aoki & Velloso modificado por Monteiro (1997), que apresentou razão de 1,06 ou carga de ruptura 6 % superior a real (medida).

Quanto ao atrito lateral se observa, assim como na estaca ET02, que todos os métodos subestimaram a resistência lateral, com razões inferiores a 1, sendo, novamente, os métodos Meyerhof (1976) e Aoki & Velloso (1975) os que mais subestimaram o atrito, com razões de 0,20 e 0,26 respectivamente. O método Teixeira (1996) e LCPC (1982) apresentaram as melhores estimativas de atrito, com razões de 0,80 e 0,69 ou 80 e 69 %, respectivamente.

Em relação a carga total, assim como na estaca ET02, todos os métodos se apresentaram conservadores e a favor da segurança, com razões abaixo de 1,0. Os métodos mais conservadores foram Aoki & Velloso (1975), Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988) e Meyerhof (1976), apresentando cargas totais na ruptura de 47, 47 e 39 %, respectivamente, em relação ao resultado das provas de carga. Isso se deve a baixa resistência de atrito lateral estimada por tais métodos. Em contrapartida, o método de Teixeira (1996), aponta carga total na ruptura de 94 % da carga real (medida), resultado este em virtude da boa estimativa para a parcela de atrito lateral. Os demais métodos, LCPC (1982), Eslami & Fellenius (1997) e Décourt & Quaresma (1975), apresentaram valores intermediários de 70 % a 75 % da resistência real (medida).

4.3 INTERPRETAÇÃO DAS CURVAS CARGA \times RECALQUE PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA

Neste item são apresentados os resultados dos métodos de interpretação da curva carga \times recalque, para determinação da carga de ruptura, descritos no item 2.6 do capítulo 2, seguido de comparativo com os resultados obtidos através da instrumentação.

- **Método da norma NBR 6122:2010**

Conforme descrito no item 2.6.1 do capítulo 2, o método da NBR 6122:2010 determina uma carga de ruptura convencional em função do recalque elástico e do diâmetro da estaca. A Figura 4.18 e Figura 4.19 mostram a aplicação do método nas curvas carga \times recalque das estacas ET02 e ET04, respectivamente.

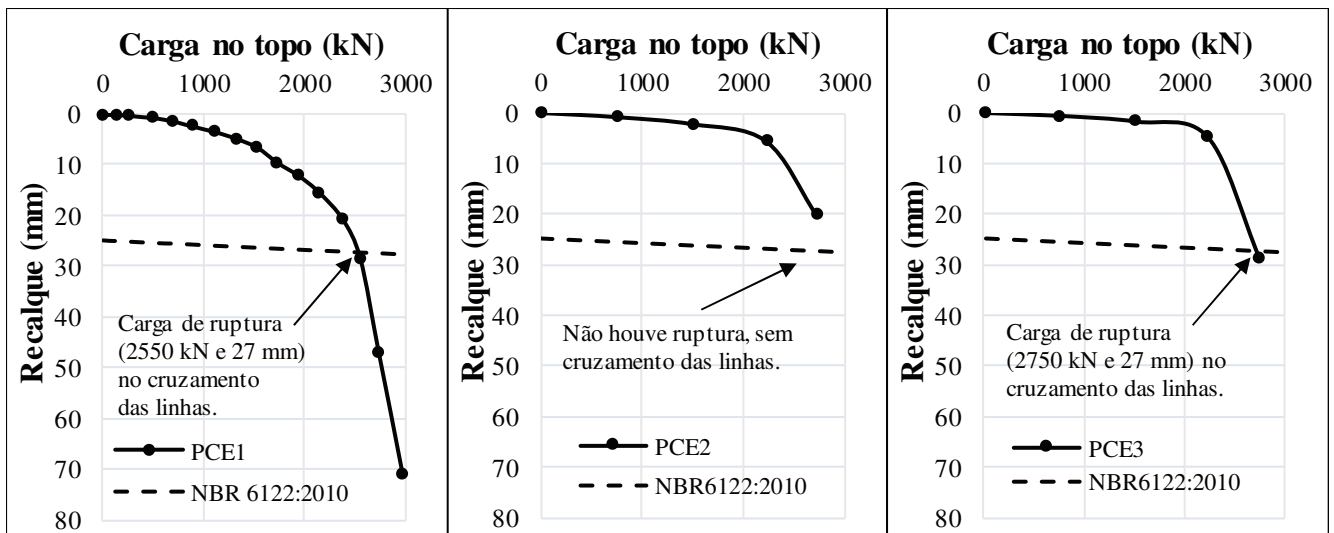


Figura 4.18 - Aplicação do método da norma NBR 6122:2010 na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

Percebe-se na Figura 4.18 que a ruptura foi atingida na PCE1 (esquerda) e PCE3 (direita), com cargas de 2550 e 2750 kN, respectivamente, para recalques de 27 mm ou, aproximadamente, 4 % do diâmetro nominal da estaca ET02 (0,7 m). A PCE2 não atingiu a ruptura para uma carga máxima de 2712 kN. A diferença de 200 kN ou acréscimo de 8 % na carga de ruptura entre a PCE1 e PCE3 se deve a dois fatores: velocidade de carregamento, que na PCE2 e PCE3 foi superior a PCE1, conforme descrito no item 3.1.6 do capítulo 3, e que, segundo exposto no item 2.4.2 do capítulo 2, tende a apresentar recalques menores quando comparados a carregamentos lentos. O outro fator diz respeito as cargas residuais geradas ao término da PCE1, conforme exposto no item 2.4.4 do capítulo 2, as quais fazem com que a curvas PCE2 e PCE3 apresentem comportamento mais rígido até, aproximadamente, a carga de 2000 kN, fazendo com que o cruzamento das linhas referentes a curva carga \times recalque (PCE2 e PCE3) e o método da NBR6122:2010, aconteça para cargas mais elevadas que no primeiro carregamento (PCE1).

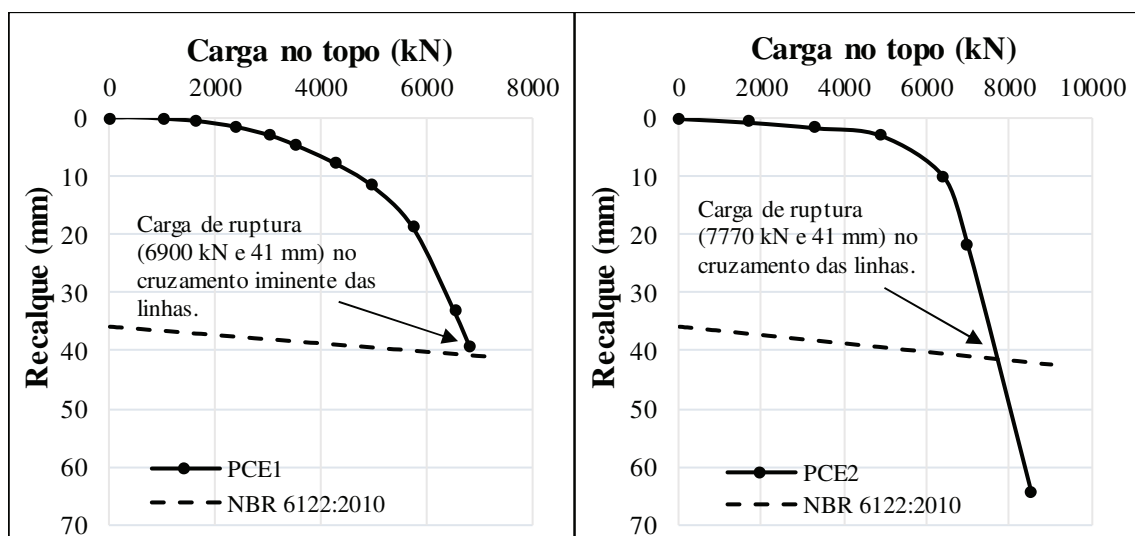


Figura 4.19 - Aplicação do método da norma NBR 6122:2010 na PCE1 e PCE2 da estaca ET04

Percebe-se na Figura 4.19 que a ruptura foi atingida na PCE1 (esquerda) e PCE2 (direita), com cargas de 6900 e 7770 kN, respectivamente, para recalques de 41 mm ou, aproximadamente, 4 % do diâmetro nominal da estaca ET04 (1,0 m). A diferença de 870 kN ou acréscimo de 13 % na carga de ruptura entre a PCE1 e PCE2 se deve a dois fatores: velocidade de carregamento, que na PCE2 foi superior a PCE1, conforme descrito no item 3.1.6 do capítulo 3, e que, segundo exposto no item 2.4.2 do capítulo 2, tende a apresentar recalques menores quando comparados a carregamentos lentos. O outro fator diz respeito as cargas residuais geradas ao término da PCE1, conforme exposto no item 2.4.4 do capítulo 2, as quais fazem com que a curva PCE2 apresente comportamento mais rígido até, aproximadamente, a carga de 5000 kN, fazendo com que o cruzamento das linhas referentes a curva carga \times recalque (PCE2) e o método da NBR6122:2010, aconteça para cargas mais elevadas que no primeiro carregamento (PCE1).

- **Método de Van der Veen (1953)**

Conforme descrito no item 2.6.2 do capítulo 2, o método de Van der Veen (1953) associa a curva carga \times recalque a uma função exponencial. Através da linearização desta função e processo iterativo se encontra a carga de ruptura física da estaca. A Figura 4.20 e Figura 4.21 mostram sua aplicação nas curvas carga \times recalque da estaca ET02.

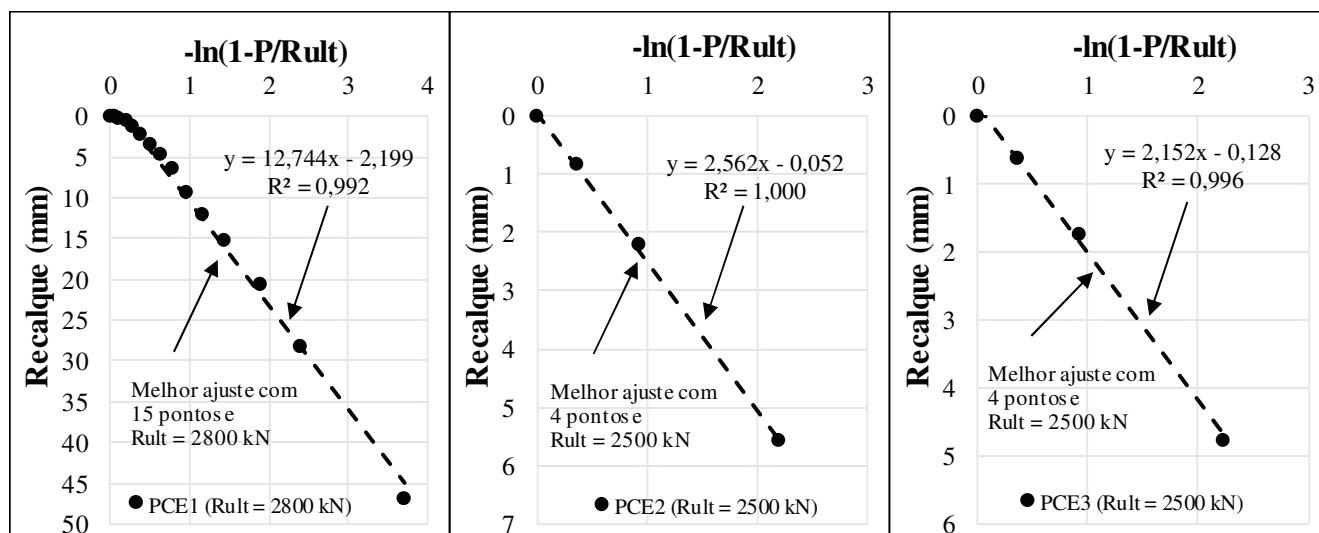


Figura 4.20 - Melhor ajuste do método de Van der Veen (1953) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

A Figura 4.20 mostra os melhores ajustes feitos pelo método de Van der Veen (1953) para determinação da carga de ruptura (R_{ult}), as quais foram de 2800, 2500 e 2500 kN, respectivamente, para a primeira, segunda e terceira provas de carga estática (PCE1, PCE2 e PCE3). A diferença entre os valores de ruptura da PCE1 e PCE2-PCE3 foi de 300 kN ou uma redução de 12 % na carga de ruptura

entre a PCE1 e as demais. Essa diminuição da carga de ruptura está associada ao formato das curvas carga \times recalque, mostrado na Figura 4.21.

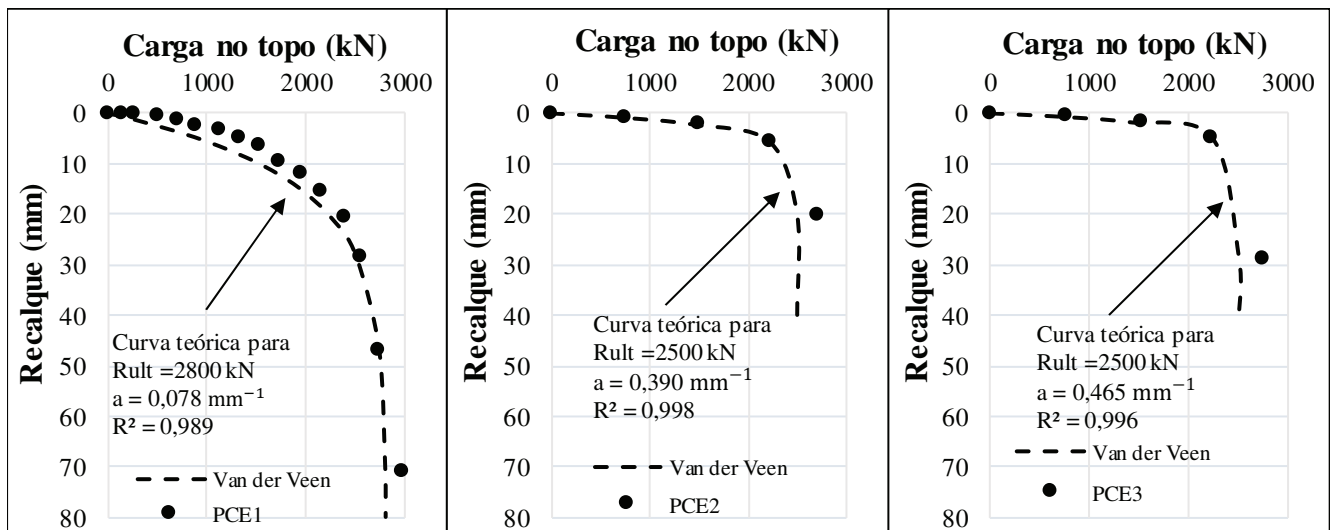


Figura 4.21 - Curvas carga \times recalque teóricas e reais para PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

Percebe-se na Figura 4.21 que a partir de 2000 kN as curvas carga \times recalque PCE2 e PCE3, em relação a PCE1, apresentam uma mudança de comportamento, com recalques mais elevados para incrementos de carga relativamente semelhantes aos anteriores. Esta “queda” repentina na curva faz com que ajustes entre recalque \times $-\ln(1 - P/R_{ult})$, como mostrado na Figura 4.20, para valores de R_{ult} superiores a 2500 kN, não apresentem boa correlação linear. Já para a PCE1, esta “queda” repentina ocorre para cargas mais elevadas, a partir de 2500 kN, o que permite bons ajustes de recalque \times $-\ln(1 - P/R_{ult})$, para valores de R_{ult} mais elevados, no caso até 2800 kN. A Figura 4.21 mostra também as curvas carga \times recalque teóricas obtidas pelos ajustes mostrados na Figura 4.20, para coeficientes de regressão linear a (0,078; 0,390 e 0,465 mm^{-1}) e R_{ult} (2800; 2500 e 2500 kN) respectivamente para PCE1, PCE2 e PCE3. Os coeficientes de regressão linear (a) apresentados, se tratam do inverso da inclinação das retas mostradas na Figura 4.20. Percebe-se ajustes muito bons, com R^2 iguais a 0,989 (PCE1), 0,998 (PCE2) e 0,996 (PCE3). No entanto, devido ao número de pontos utilizado (15) a PCE1 apresenta o melhor resultado para carga de ruptura (2800 kN).

A Figura 4.22 e Figura 4.23 mostram a aplicação do método de Van der Veen (1953) nas curvas carga \times recalque da estaca ET04.

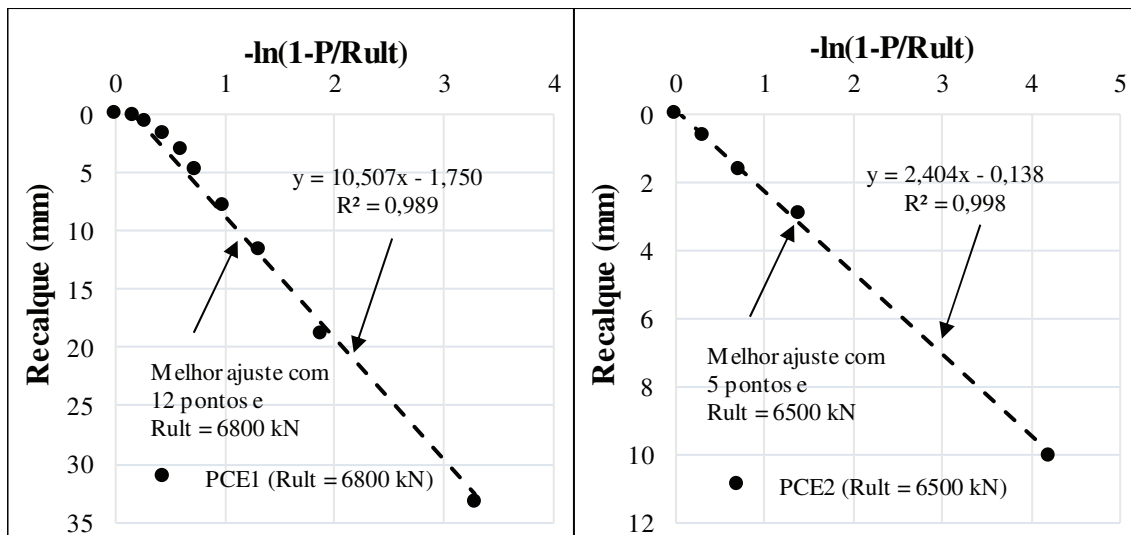


Figura 4.22 - Melhor ajuste do método de Van der Veen (1953) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04

A Figura 4.22 mostra os melhores ajustes feitos pelo método de Van der Veen (1953) para determinação da carga de ruptura (R_{ult}), as quais foram de 6800 e 6500 kN, respectivamente, para a primeira e segunda provas de carga estática (PCE1e PCE2). A diferença entre os valores de ruptura da PCE1 e PCE2 foi de 300 kN ou uma redução de 5 % na carga de ruptura entre a PCE1 e PCE2. Essa diminuição da carga de ruptura, assim como foi observado na estaca ET02, está associada ao formato das curvas carga \times recalque (Figura 4.23).

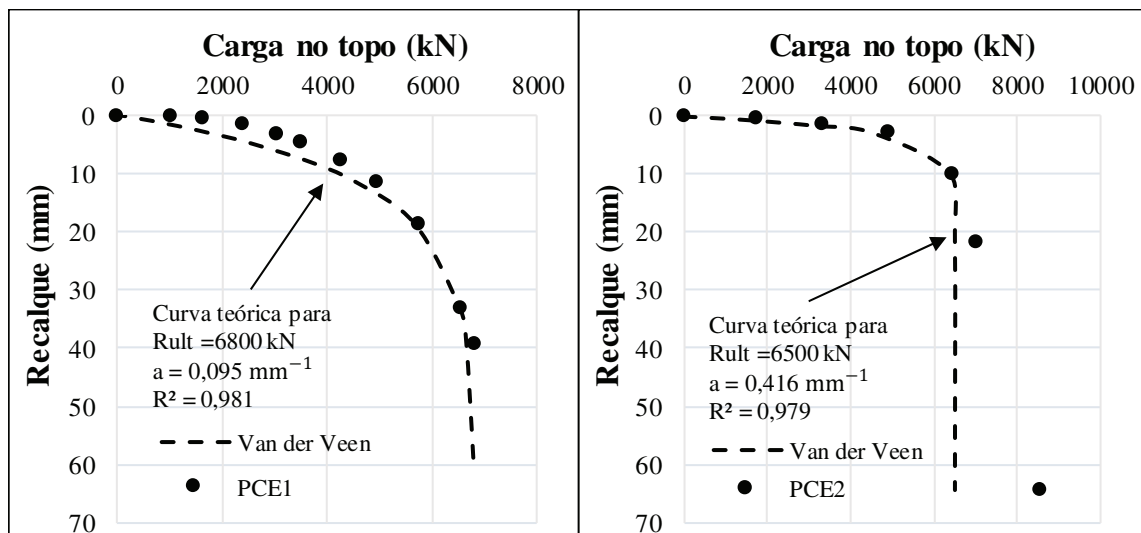


Figura 4.23 - Curvas carga \times recalque teóricas e reais para PCE1 e PCE2 da estaca ET04

Percebe-se na Figura 4.23 que a partir de 6500 kN a curva carga \times recalque PCE2 (direita), apresenta uma mudança de comportamento, em relação a curva da PCE1, com recalques mais elevados para incrementos de carga relativamente semelhantes aos anteriores. Esta “queda” repentina na curva faz com que ajustes de recalque \times $-\ln(1 - P/R_{ult})$, para valores de R_{ult} superiores a 5000 kN, não apresentem boa correlação linear. Já para a PCE1, esta “queda” ocorre a partir de 6000 kN, o que permite bons ajustes de recalque \times $-\ln(1 - P/R_{ult})$, para valores de R_{ult} mais elevados, no caso até 6800 kN. A

Figura 4.23 mostra também as curvas carga × recalque teóricas obtidas pelos ajustes mostrados na Figura 4.22, para coeficientes de regressão linear a ($0,095$ e $0,416 \text{ mm}^{-1}$) e R_{ult} (6800 e 6500 kN) respectivamente para PCE1 e PCE2. Os coeficientes de regressão linear (a) apresentados, se tratam do inverso da inclinação das retas mostradas na Figura 4.22. Percebe-se ajustes muito bons, com R^2 iguais a $0,981$ (PCE1) e $0,979$ (PCE2). No entanto, devido ao número de pontos utilizado (12) a PCE1 apresenta o melhor resultado para carga de ruptura (6800 kN).

De maneira geral, o método de Vander der Veen (1953) identifica a ruptura física nas provas de carga, no entanto, para as estacas estudadas, ele apresentou cargas de ruptura superiores no primeiro carregamento, com diminuição de 5 a 12% nos carregamentos seguintes.

- **Método de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971)**

Conforme exposto no item 2.6.3 do capítulo 2, o método de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) associa a curva carga × recalque a uma função hiperbólica, através do gráfico que relaciona recalque/carga (ordenada) e recalque (abscissa). A Figura 4.24 e Figura 4.25 mostram sua aplicação nas curvas carga × recalque da estaca ET02.

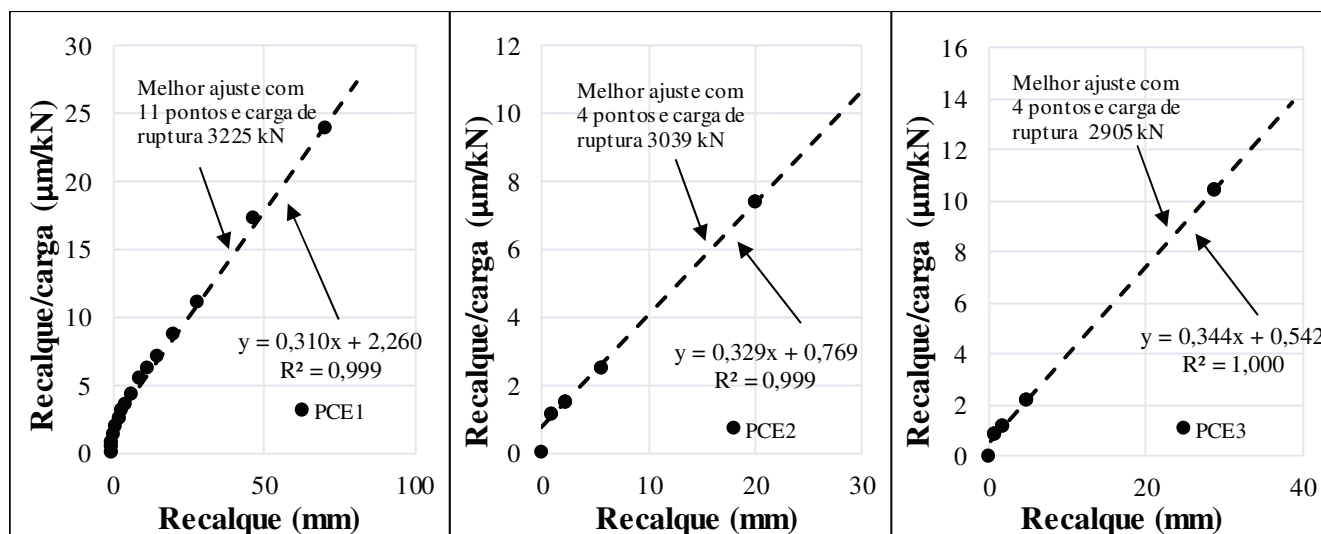


Figura 4.24 - Melhor ajuste do método de Chin-Kondner na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

A Figura 4.24 mostra os melhores ajustes feitos pelo método de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) para determinação da carga de ruptura (R_{ult}) na estaca ET02, sendo esta o inverso da inclinação da reta (linha tracejada), as quais foram de 3225 , 3039 e 2905 kN , respectivamente, para a primeira, segunda e terceira provas de carga estática (PCE1, PCE2 e PCE3). Para a estaca ET02, Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) apresentou um valor maior para carga de ruptura (R_{ult}) no primeiro carregamento, com posterior redução de 186 e 320 kN ou 6 e 10% na PCE2 e PCE3, respectivamente. Isso se deve ao fato de que, quanto mais rígida a curva carga × recalque, maior será a inclinação das retas (linhas tracejadas)

mostradas na Figura 4.24 e quanto maior a inclinação, menor a carga de ruptura (inverso da inclinação). Quanto aos valores obtidos, nota-se que o método extrapola as cargas máximas atingidas nas provas de carga (2968, 2712 e 2752 kN), o que se mostra contra a segurança. Como solução, pode-se adotar como carga de ruptura, o valor referente ao recalque de 10 % do diâmetro da estaca, sendo este um valor de referência em ensaios de prova de carga. A Figura 4.25 mostra as curvas carga \times recalque obtidas pelo método de Chin-Kondner para PCE1, PCE2 e PCE3, com respectivos R^2 de 0,997, 0,999 e 1,000, mostrando uma boa aproximação do comportamento real obtido. Os valores de ruptura referentes a um recalque de 10 % do diâmetro foram de 2900, 2940 e 2841 kN, respectivamente, para PCE1, PCE2 e PCE3. Com menor variação entre os resultados, sendo estes de 40 kN ou acréscimo de 1 % na PCE2 e - 59 kN ou diminuição de 2 % na PCE3.

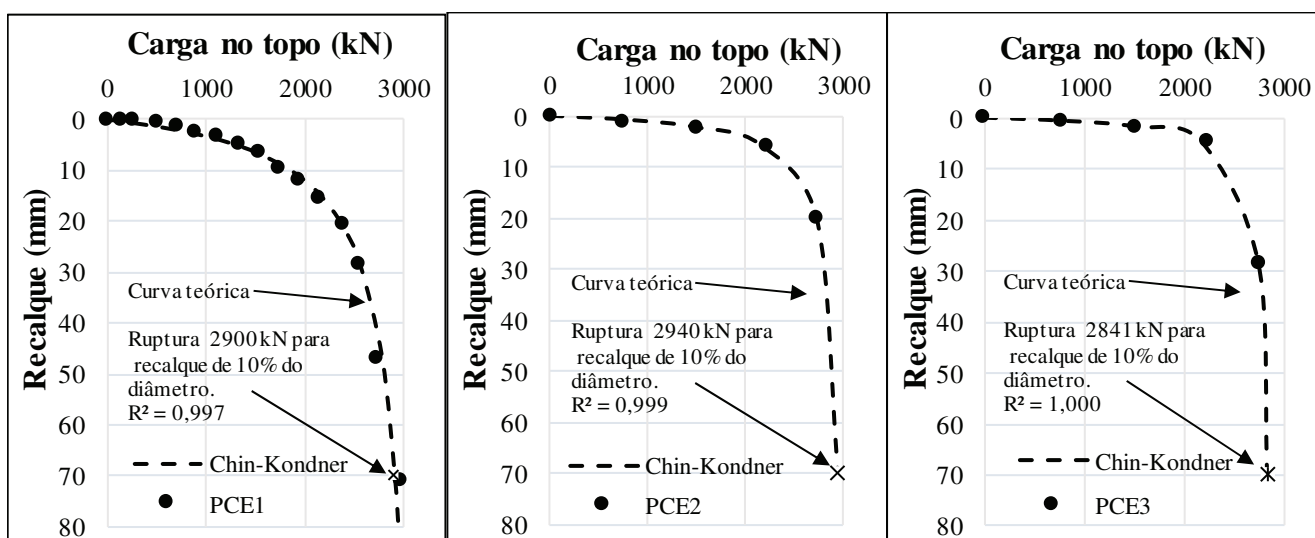


Figura 4.25 - Curvas carga \times recalque teóricas e reais para PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

A Figura 4.26 mostra os melhores ajustes feitos pelo método de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) para determinação da carga de ruptura (R_{ult}) na estaca ET04, as quais foram de 7740 e 8850 kN, respectivamente, para a primeira e segunda prova de carga estática (PCE1 e PCE2). Para ET04 o segundo carregamento apresentou maior carga de ruptura, com acréscimo de 1110 kN ou 14 % em relação a PCE1. Isto se deve a inclinação das retas de ajuste (linhas tracejadas), que neste caso, é menos inclinada na PCE2 (Figura 4.26 direita), logo seu inverso (carga de ruptura) é maior. Assim como na estaca ET02, os valores de ruptura obtidos também extrapolarão as cargas máximas das provas de carga (6833 e 8520 kN). Sendo utilizado também o valor referente ao recalque de 10 % do diâmetro, conforme mostra a Figura 4.27.

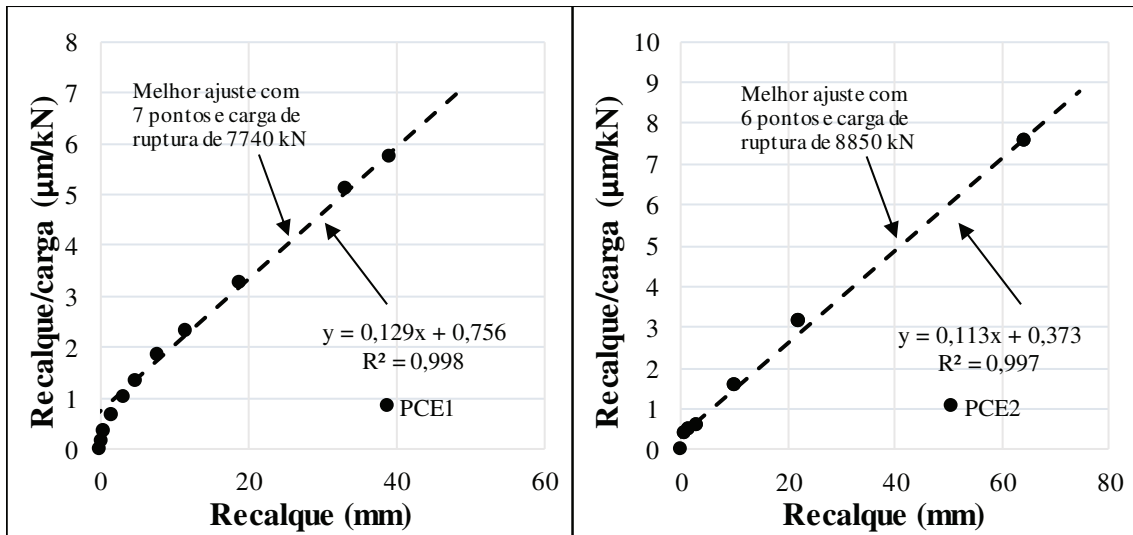


Figura 4.26 - Melhor ajuste do método de Chin-Kondner na PCE1 e PCE2 da estaca ET04

A Figura 4.27 mostra as curvas carga \times recalque obtidas pelo método de Chin-Kondner para PCE1 e PCE2, com respectivos R^2 de 0,993 e 0,990 mostrando uma boa aproximação do comportamento real obtido. Os valores de ruptura referentes a um recalque de 10 % do diâmetro foram de 7312 e 8567 kN, respectivamente, para PCE1 e PCE2. Com variação entre os resultados de 1255 kN ou acréscimo de 17 % na PCE2. Como neste caso a diferença entre as cargas de ruptura permaneceu elevada (17 %), é coerente se utilizar a carga da PCE1, pois possui R^2 maior 0,993, maior número de pontos na curva (11 pontos) e menor valor de ruptura, o que favorece a segurança.

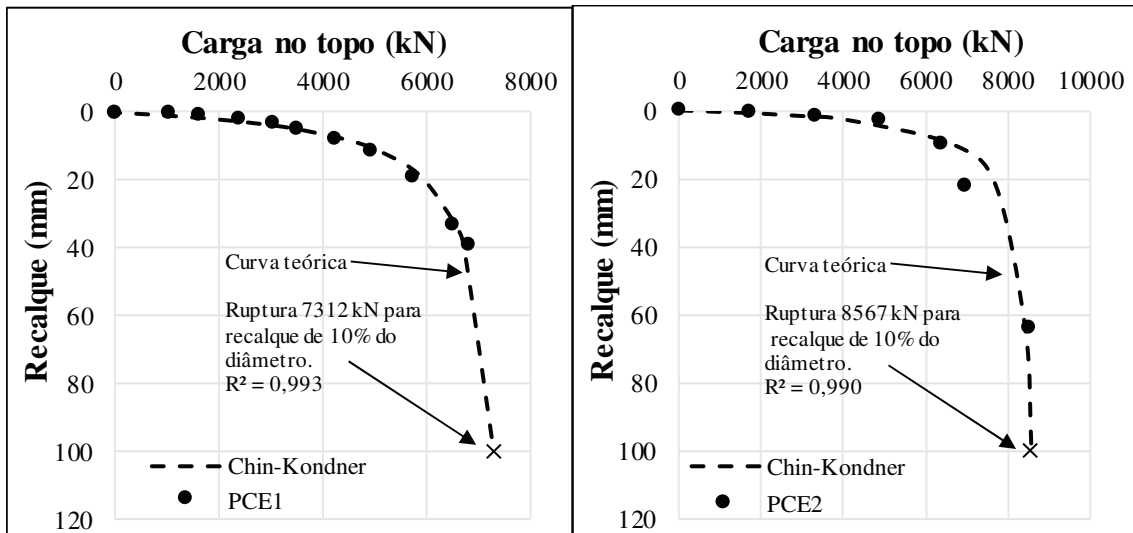


Figura 4.27 - Curvas carga \times recalque teóricas e reais para PCE1 e PCE2 da estaca ET04

- **Método de Davisson (1972)**

Conforme descrito no, item 2.6.4 do capítulo 2, o método de Davisson (1972) determina uma carga de ruptura convencional em função do recalque elástico, do diâmetro da estaca e um deslocamento

constante de 4 mm. A Figura 4.28 e Figura 4.29 mostram a aplicação do método nas curvas carga \times recalque das estacas ET02 e ET04, respectivamente. Se trata de um método semelhante ao utilizado na NBR 6122:2010, porém mais conservador, conforme será visto a seguir.

Percebe-se na Figura 4.28 que a ruptura foi atingida na PCE1 (esquerda), PCE2 (centro) e PCE3 (direita), com cargas de 1940, 2500 e 2450 kN, respectivamente, para recalques de 12, 12,5 e 12,5 mm ou, aproximadamente, 2 % do diâmetro nominal da estaca ET02 (0,7 m). A diferença de 560 kN ou acréscimo de 29 % na carga de ruptura entre a PCE1 e PCE2 e 510 kN ou 26 % entre a PCE1 e PCE3, se deve a dois fatores: velocidade de carregamento, que na PCE2 e PCE3 foi superior a PCE1, conforme descrito no item 3.1.6 do capítulo 3 e que, segundo exposto no item 2.4.2 do capítulo 2, tende a apresentar recalques menores quando comparados a carregamentos lentos. O outro fator diz respeito as cargas residuais geradas ao término da PCE1, conforme exposto no item 2.4.4 do capítulo 2, as quais fazem com que a curvas PCE2 e PCE3 apresentem comportamento mais rígido até, aproximadamente, a carga de 2000 kN, fazendo com que o cruzamento das linhas referentes a curva carga \times recalque (PCE2 e PCE3) e o método de Davisson (1972), aconteça para cargas mais elevadas que no primeiro carregamento (PCE1).

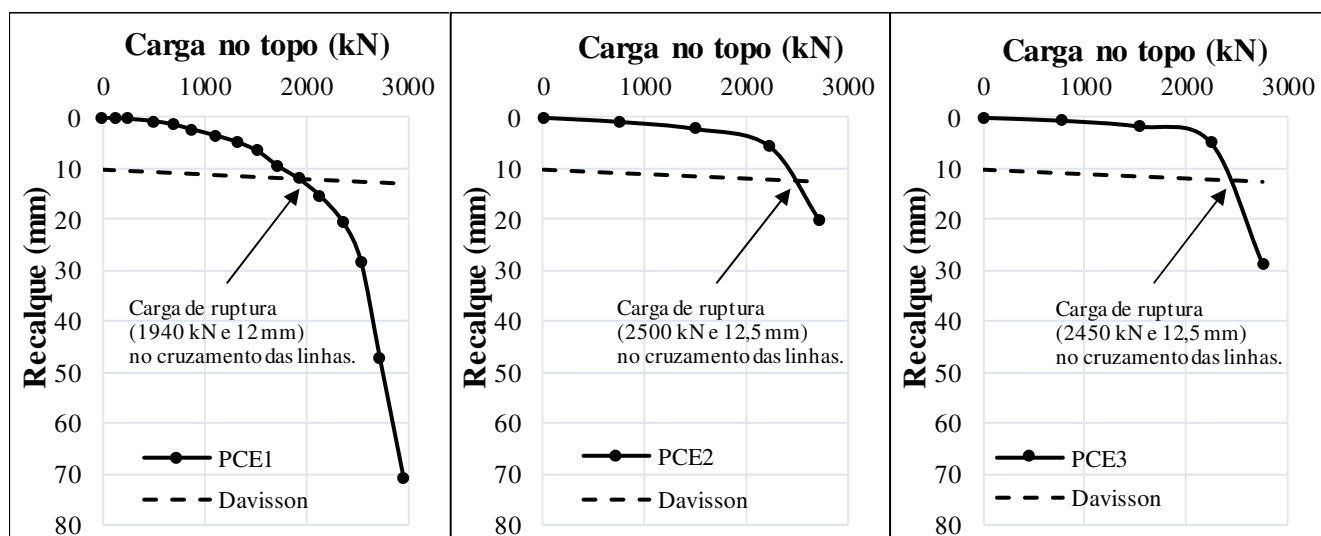


Figura 4.28 - Aplicação do método de Davisson (1972) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

A Figura 4.29 mostra os valores de R_{ult} obtidos na estaca ET04, que foram de 6900 e 7770 kN, para recalques de 17 mm e 18 mm ou, aproximadamente, 2 % do diâmetro nominal da estaca ET04 (1,0 m). A diferença de 1240 kN ou acréscimo de 22 % na carga de ruptura entre a PCE1 e PCE2 se deve aos mesmos fatores descritos na estaca ET02.

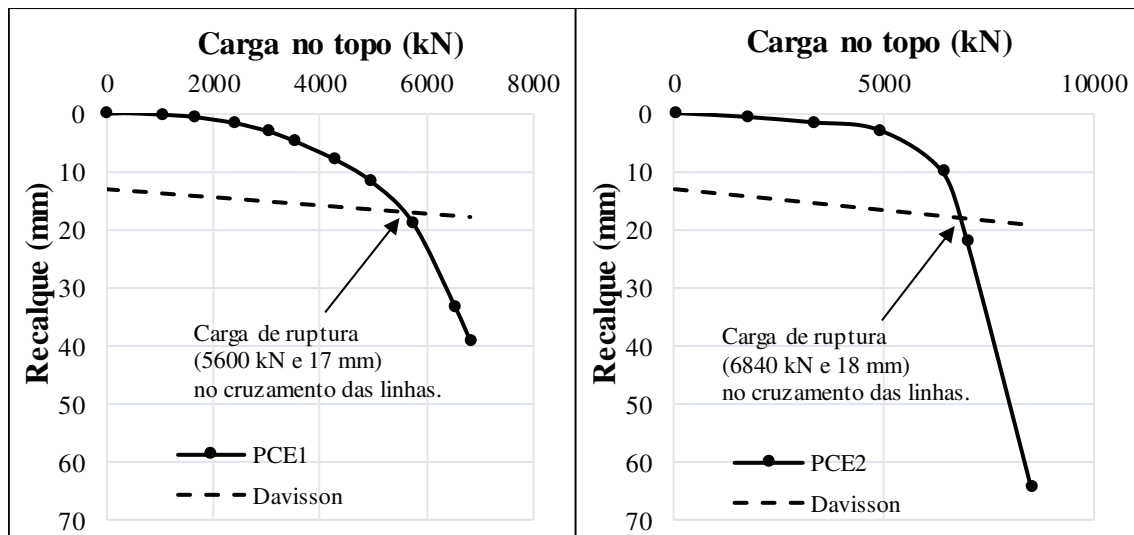


Figura 4.29 - Aplicação do método de Davisson (1972) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04

De maneira geral o método de Davisson (1972) apresenta valores conservadores para carga de ruptura, sendo admitidos pequenos recalques, 2 % do diâmetro para os casos apresentados. Este método é semelhante ao da NBR 6122:2010, apresentado anteriormente, porém o método da NBR 6122:2010 é menos conservador admitindo recalques mais elevados, 4 % do diâmetro para os casos apresentados, para a carga de ruptura.

O método de Davisson (1972), apesar ser de fácil aplicação e a favor da segurança, quando usado nas provas de carga posteriores ao primeiro carregamento, PCE2 e PCE3 (ET02) e PCE2 (ET04), demonstrou um acréscimo considerável (superior a 20 %) na carga de ruptura. Sendo assim deve-se ter cautela no seu uso, para estacas escavadas, em carregamentos posteriores ao primeiro carregamento, pois este tende a apresentar cargas elevadas para pequenos recalques.

- **Método de DeBeer (1968)**

Conforme descrito no item 2.6.5 do capítulo 2, o método DeBeer (1968) utilizou o gráfico $\log(\text{carga}) \times \log(\text{recalque})$ na determinação da carga de ruptura de uma estaca. A Figura 4.30 e Figura 4.31 mostram a aplicação do método nas curvas carga \times recalque das estacas ET02 e ET04, respectivamente.

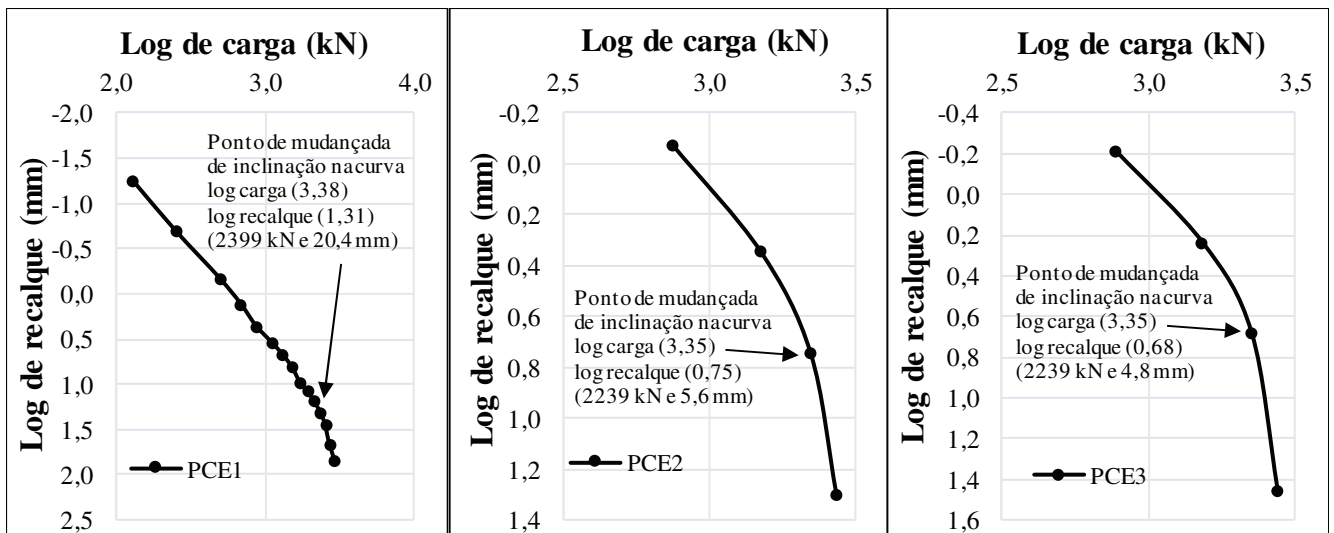


Figura 4.30 - Aplicação do método DeBeer (1968) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

As cargas de ruptura obtidas para estaca ET02 (Figura 4.30), foram de 2399, 2239 e 2239 kN, para recalques de 20,4, 5,6 e 4,8 mm, respectivamente para a PCE1, PCE2 e PCE3, marcadas pela mudança na inclinação das curvas $\log(\text{carga}) \times \log(\text{recalque})$, conforme indicado na Figura 4.30. A diferença entre as cargas de ruptura da PCE1 e PCE2-PCE3 foi de 160 kN ou 7 % de redução. Com relação aos recalques na ruptura houve diminuição de 14,8 e 15,6 mm entre PCE1-PCE2 e PCE1-PCE3, respectivamente, o que representa uma diminuição de 72 e 77 % nos recalques.

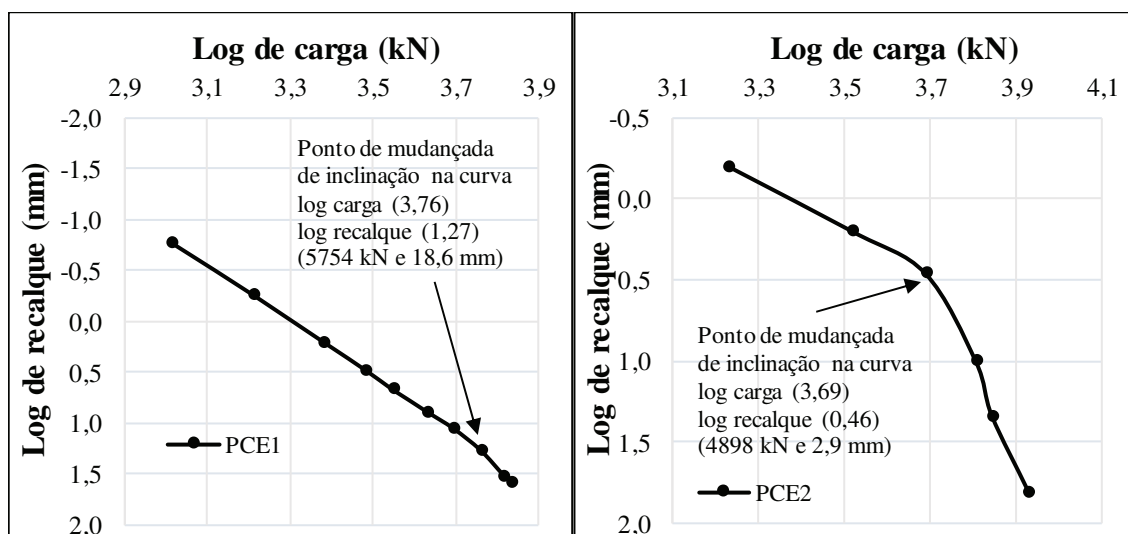


Figura 4.31 - Aplicação do método DeBeer (1968) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04

As cargas de ruptura obtidas para estaca ET04 (Figura 4.31), foram de 5754 e 4898 kN, para recalques de 18,6 e 2,9 mm, respectivamente para a PCE1 e PCE2, marcadas pela mudança na inclinação das curvas $\log(\text{carga}) \times \log(\text{recalque})$, conforme indicado na Figura 4.31. A diferença entre as cargas de ruptura da PCE1 e PCE2 foi de 870 kN ou 15 % de redução. Com relação aos recalques na ruptura houve diminuição de 15,7 mm entre PCE1 e PCE2, o que representa uma diminuição de 85 % no recalque.

A Figura 4.32 e Figura 4.33 mostram o ponto de ruptura, indicado pelo método DeBeer (1968), para as provas de carga executadas nas estacas ET02 e ET04, respectivamente.

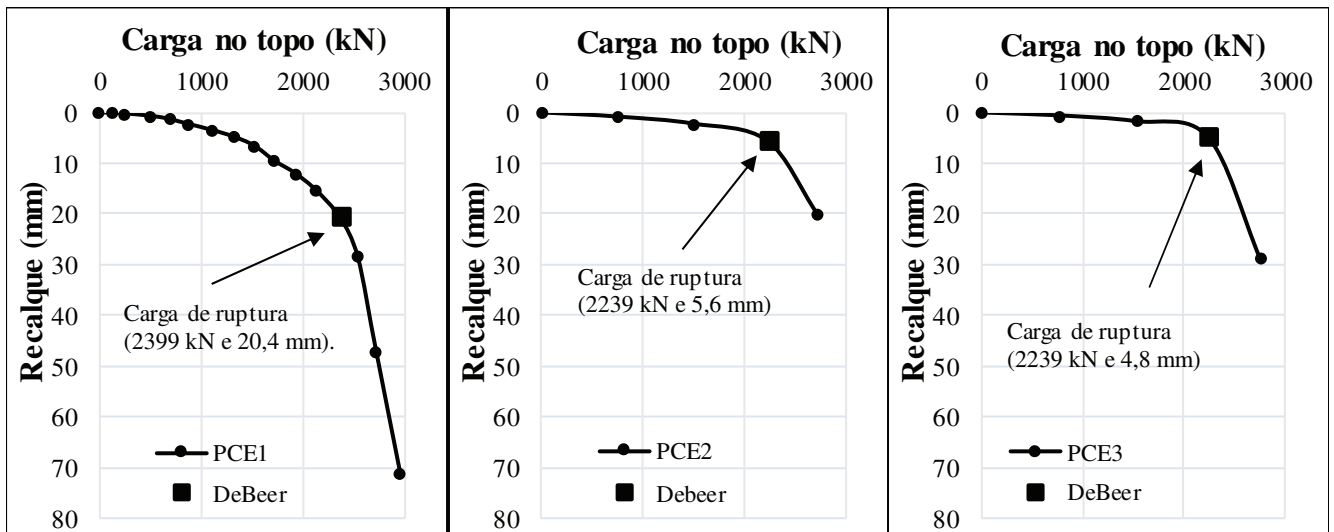


Figura 4.32 - Cargas de ruptura pelo método DeBeer (1968) na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

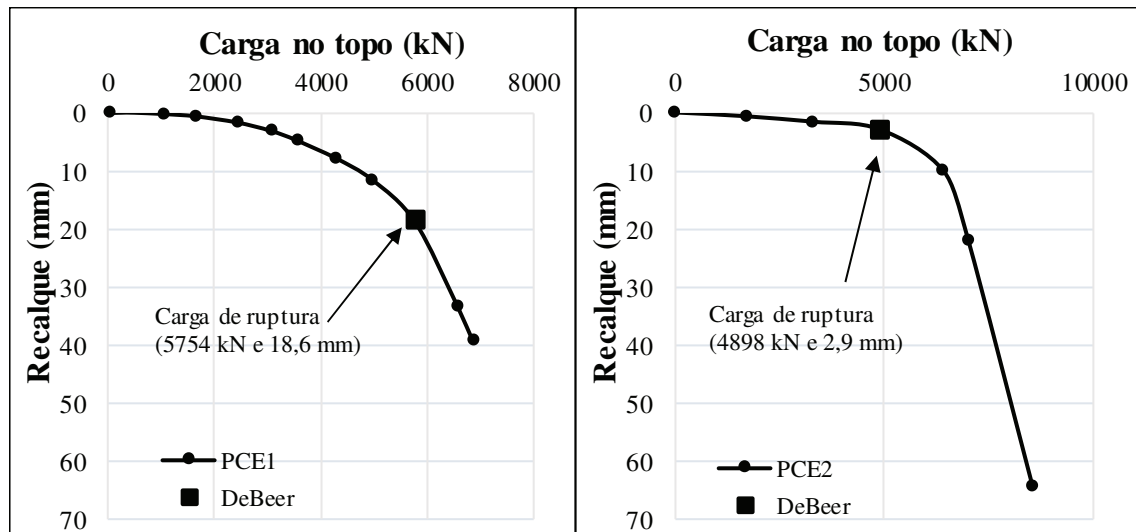


Figura 4.33 - Cargas de ruptura pelo método DeBeer (1968) na PCE1 e PCE2 da estaca ET04

Percebe-se que o ponto marca justamente a mudança na inclinação da curva carga \times recalque, mas não necessariamente a ruptura física da estaca, diferentemente dos métodos de Van der Veen (1953) e Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) mostrados anteriormente. O método DeBeer (1968) utiliza um critério de ruptura conservador, pois a mudança na inclinação da curva $\log(\text{carga}) \times \log(\text{recalque})$, por si só, não significa a ruptura da estaca, mas sim o esgotamento do atrito lateral e início do domínio de ponta, para o primeiro carregamento em estacas escavadas, nos demais carregamentos o processo é mais complexo, pois envolve cargas residuais atuantes desde o início da prova de carga. Para uma estaca puramente de atrito funciona muito bem, no entanto, para estacas com resistência de ponta tende a subestimar a carga de ruptura.

- **Método de Brinch-Hansen (1963)**

Conforme descrito no item 2.6.6 do capítulo 2, o método Brinch-Hansen (1963) define a carga de ruptura como a carga que provoca no topo da estaca um recalque 4 vezes maior do que aquele obtido com a aplicação de somente 80 % de seu valor.

A Figura 4.34 mostra os ajustes feitos pelo método de Brinch-Hansen (1963), para determinação dos parâmetros β e α na estaca ET02, os quais determinam o valor da carga de ruptura (R_{ult}) da estaca, conforme descrito no item 2.6.6 do capítulo 2. Neste caso foram utilizados todos os pontos disponíveis (15, 4 e 4) nas três curvas carga \times recalque, obtendo-se valores de R^2 iguais a 0,954, 0,780 e 0,966, respectivamente para PCE1, PCE2 e PCE3.

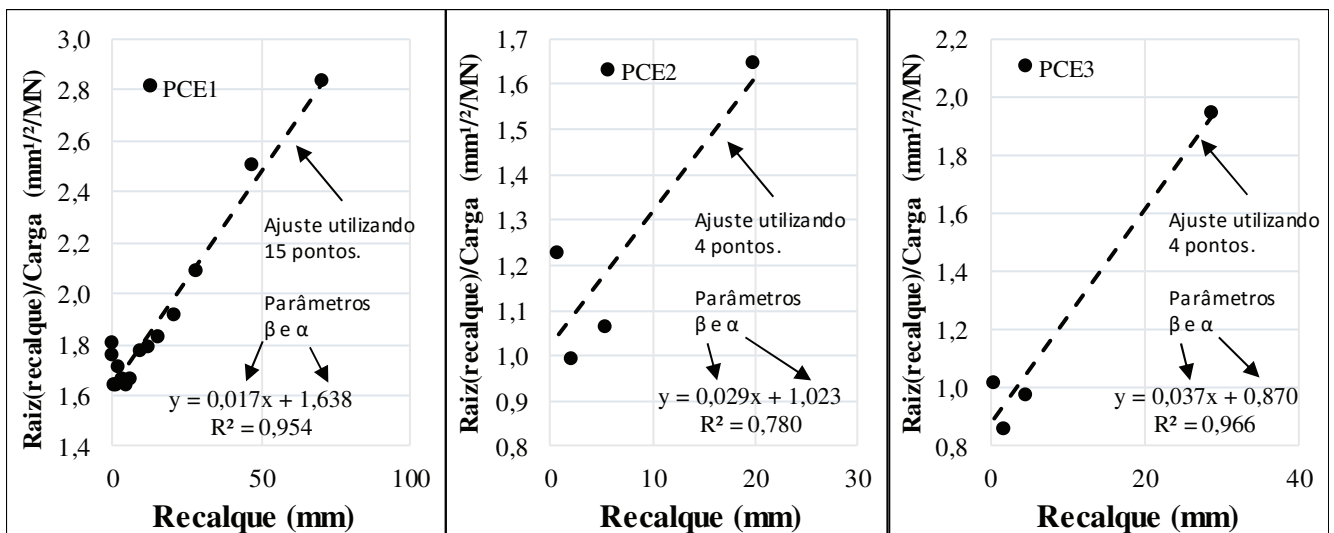


Figura 4.34 - Aplicação do método Brinch-Hansen (1963) para determinação dos parâmetros β e α na PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

A Figura 4.35 mostra as cargas de ruptura obtidas pelo método de Brinch-Hansen (1963), para a estaca ET02, as quais foram de 3014, 2878 e 2783 kN, para recalques de 97,5, 34,7 e 23,4 mm, ou 14, 5 e 3 % do diâmetro da estaca, respectivamente para PCE1, PC2 e PCE3. A diferença entre a carga de ruptura obtida no primeiro carregamento (PCE1) e nos demais foi de 136 e 231 kN ou redução de 5 e 8 % na carga de ruptura, respectivamente para PCE2 e PCE3. Tal comportamento era esperado, pois conforme pode-se observar na Figura 4.35, a curva do primeiro carregamento apresenta uma queda acentuada após, aproximadamente, 2500 kN, enquanto os demais carregamentos (PCE2 e PCE3), apresentam esta queda na curva a partir de, aproximadamente, 2000 kN. A Figura 4.35 mostra também o ponto que representa 80 % da carga de ruptura, cujo recalque é igual a 25 % o recalque na ruptura. Este ponto marca o início do escoamento da resistência da estaca.

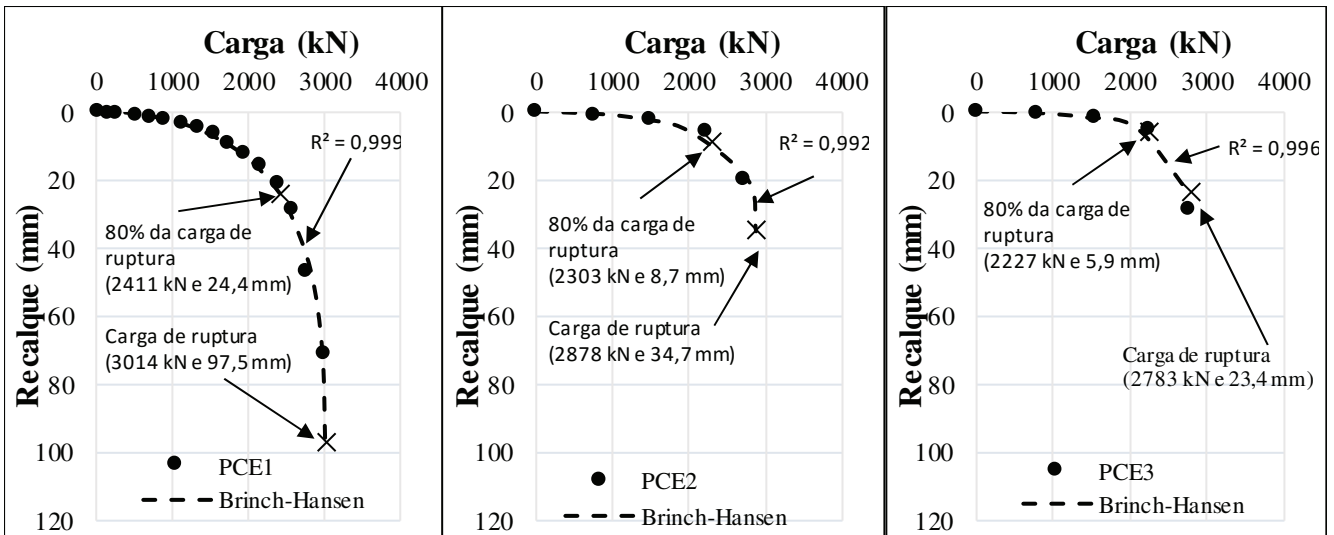


Figura 4.35 - Curvas carga × recalque teóricas e reais para PCE1, PCE2 e PCE3 da estaca ET02

A Figura 4.36 mostra os ajustes feitos pelo método de Brinch-Hansen (1963), para determinação dos parâmetros β e α na estaca ET04. Assim como na estaca ET02, foram utilizados todos os pontos disponíveis (10 e 6) nas duas curvas carga × recalque, obtendo-se valores de R^2 iguais a 0,892 e 0,929, respectivamente para PCE1 e PCE2.

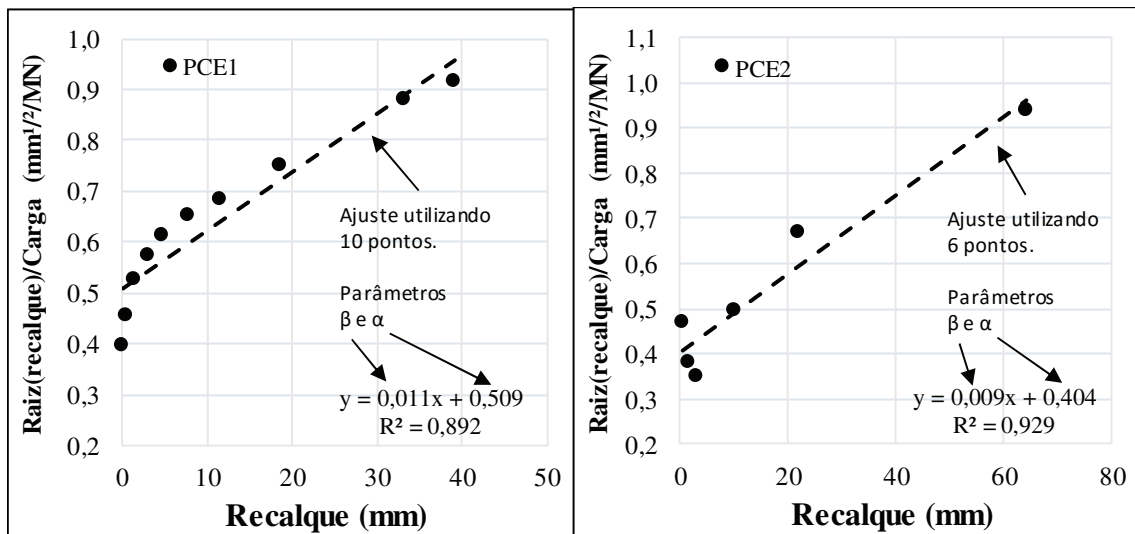


Figura 4.36 - Aplicação do método Brinch-Hansen (1963) para determinação dos parâmetros β e α na PCE1 e PCE2 da estaca ET04

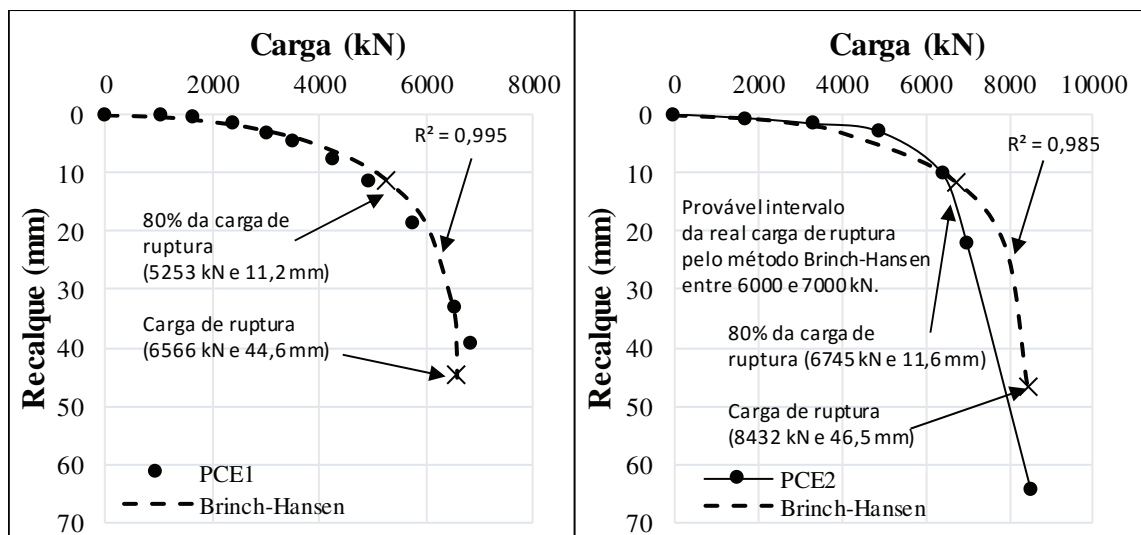


Figura 4.37 - Curvas carga \times recalque teóricas e reais para PCE1 e PCE2 da estaca ET04

A Figura 4.37 mostra as cargas de ruptura obtidas pelo método de Brinch-Hansen (1963), para a estaca ET04, as quais foram de 6566 e 8432 kN, para recalques de 44,6 e 46,5 mm, ou 4 e 5 % o diâmetro da estaca, respectivamente para PCE1 e PCE2. A diferença entre a carga de ruptura obtida no primeiro carregamento (PCE1) e no segundo foi de 1866 kN ou aumento de 28 % na carga de ruptura da PCE2. Tal comportamento não era esperado e pode ser justificado observando-se curva teórica da PCE2 (Figura 4.37 direita), na qual se observa que as curvas real e teórica não apresentam boa correlação na parte final, a partir de 5000 kN, onde a curva real sofre uma queda mais acentuada que a teórica, a qual indicaria uma carga de ruptura entre 6000 e 7000 kN pelo método de Brinch-Hansen (1963), conforme indica a Figura 4.37. Contudo para efeito de comparação entre os métodos será utilizada a carga obtida pela curva teórica. A Figura 4.37 mostra também o ponto que representa 80 % da carga de ruptura, cujo recalque é igual a 25 % o recalque na ruptura. Este ponto marca o início do escoamento da resistência da estaca.

De maneira geral o método de Brinch-Hansen (1963) mostrou resultados coerentes, baseados em seu critério de ruptura, onde a estaca sofre um grande recalque para um acréscimo de carga relativamente pequeno, no entanto, como pode ser observado no PCE2 da estaca ET04 (Figura 4.37), a curva teórica gerada pode superestimar a carga de ruptura, necessitando cautela em sua aplicação.

- **Comparativo entre os métodos de interpretação da curva carga \times recalque e instrumentação**

Neste item é apresentado um comparativo entre os resultados de ruptura obtidos pelos métodos de interpretação da curva carga \times recalque, mostrados nos parágrafos anteriores, e os resultados da instrumentação (item 4.1 do capítulo 4), seguido de considerações sobre as cargas de ruptura obtidas.

A Tabela 4.3 mostra em resumo, os valores de ruptura obtidos por cada método de interpretação da curva carga \times recalque, nas três provas de carga executadas na estaca ET02, juntamente com o valor de ruptura obtido pela instrumentação.

Tabela 4.3 - Cargas de ruptura obtidas para a estaca ET02

Prova de carga	NBR 6122: 2010 (kN)	Van der Veen (1953) (kN)	Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) (kN)	Davisson (1972) (kN)	DeBeer (1968) (kN)	Brinch-Hansen (1963) (kN)	Instrumentação (kN)
PCE1	2550	2800	3225	1940	2399	3014	2731
PCE2	---	2500	3039	2500	2239	2878	2731
PCE3	2750	2500	2905	2450	2239	2783	2731

Conforme abordado nos resultados individuais de cada método, as cargas de ruptura obtidas, em um mesmo método, para cada prova de carga, foram diferentes, sendo que alguns apresentaram aumento na carga de ruptura em relação a PCE1, enquanto outros apresentaram redução. Os métodos NBR 6122:2010 e Davisson (1972), por se tratarem de métodos para determinação de ruptura convencional, baseados no diâmetro da estaca e na sua deformação elástica, obtiveram aumento na carga de ruptura. Sendo o método de Davisson (1972) o que obteve maior aumento percentual, 29 e 26 %, respectivamente para PCE1 e PCE2, enquanto o NBR 6122:2010 apresentou aumento de 8 % entre PCE1 e PCE3. Para os demais métodos houve redução da carga de ruptura, com maior redução percentual para o método de Van der Veen (1953), -11 % para PCE2 e PCE3, já a menor redução percentual ocorreu com Brinch-Hansen (1963), -5 e -6 %, respectivamente para PCE2 e PCE3. Tais reduções de carga, no caso da estaca ET02, se devem as cargas máximas atingidas durante as provas de carga, que foi superior na PCE1 em relação as demais.

A Tabela 4.4 apresenta, para a estaca ET02, a razão entre a carga de ruptura obtida em cada método de interpretação e a carga de ruptura obtida pela instrumentação, valores abaixo de 1 representam resultados abaixo da instrumentação e valores acima, resultados superiores a instrumentação.

Tabela 4.4 - Razão entre métodos de interpretação e instrumentação para estaca ET02

Prova de Carga	NBR 6122: 2010	Van der Veen (1953)	Chin-Kondner (1963; 1970; 1971)	Davisson (1972)	DeBeer (1968)	Brinch-Hansen (1963)
PCE1	0,93	1,03	1,18	0,71	0,88	1,10
PCE2	---	0,92	1,11	0,92	0,82	1,05
PCE3	1,01	0,92	1,06	0,90	0,82	1,02

Os métodos que se mostraram mais conservadores foram, NBR 6122: 2010, Van der Veen (1953), Davisson (1972) e DeBeer (1968), pois apresentaram cargas inferiores as obtidas pela instrumentação,

exceto o método da NBR 6122:2010, que para PCE3 obteve carga de ruptura pouco acima (19 kN) e Van der Veen (1953), que para PCE1 obteve carga de ruptura 69 kN acima da instrumentação. Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) e Brinch-Hansen (1963) apresentaram valores superiores a instrumentação, sendo Chin-Kondner o método menos conservador, com pico de 1,18 ou 18 % acima da instrumentação, no valor referente a PCE1.

A Tabela 4.5 apresenta em resumo, para estaca ET04, os valores de ruptura obtidos por cada método de interpretação, nas duas provas de carga executadas, juntamente com o valor obtido com a instrumentação.

Tabela 4.5 - Cargas de ruptura obtidas para a estaca ET04

Prova de carga	NBR 6122: 2010 (kN)	Van der Veen (1953) (kN)	Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) (kN)	Davisson (1972) (kN)	DeBeer (1968) (kN)	Brinch-Hansen (1963) (kN)	Instrumentação (kN)
PCE1	6900	6500	7740	5600	5754	6566	6833
PCE2	7770	6800	8850	6840	4898	8432	6833

Em relação à diferença de resultados entre provas de carga, todos os métodos, exceto DeBeer (1968), apresentaram aumento na carga de ruptura em relação a PCE1. Os métodos NBR 6122:2010 e Davisson (1972) já haviam obtido aumento na estaca ET02, por razões descritas acima, no caso dos demais este aumento ocorreu, pois, a carga máxima na PCE2 foi superior a PCE1, o que causou o acréscimo nas cargas de ruptura. O método que obteve o maior incremento percentual nas cargas de ruptura foi Brinch-Hansen (1963), 28 %, já o menor acréscimo percentual foi registrado para o método de Van der Veen (1953), 5 % entre PCE1 e PCE2. Nesta estaca apenas DeBeer (1968) registrou diminuição na carga de ruptura entre a PCE1 e PCE2, sendo esta de -15 %.

A Tabela 4.6 exhibe, para estaca ET04, a razão entre a carga de ruptura obtida em cada método de interpretação, e a carga de ruptura obtida pela instrumentação, valores abaixo de 1 representam resultados abaixo da instrumentação e valores acima, resultados superiores a instrumentação.

Tabela 4.6 - Razão entre métodos de interpretação e instrumentação para estaca ET04

Prova de Carga	NBR 6122: 2010	Van der Veen (1953)	Chin-Kondner (1963; 1970; 1971)	Davisson (1972)	DeBeer (1968)	Brinch-Hansen (1963)
PCE1	1,01	0,95	1,13	0,82	0,84	0,96
PCE2	1,14	1,00	1,30	1,00	0,72	1,23

Os métodos que se mostraram mais conservadores foram, Van der Veen (1953), Davisson (1972) DeBeer (1968), pois apresentaram cargas inferiores as obtidas pela instrumentação, sendo DeBeer o método mais conservador. NBR 6122: 2010 obteve valor pouco acima da instrumentação, no primeiro

carregamento, e Brinch-Hansen (1963) obteve valor pouco abaixo, porém, no segundo carregamento ambos os métodos superestimaram a carga de ruptura. Chin-Kondner (1963; 1970; 1971), neste caso, foi o único método a superestimar a carga de ruptura em ambas as provas de carga, com valor máximo de 1,30 ou 30 % acima da instrumentação para a PCE2.

4.4 MÉTODO DA RIGIDEZ (DÉCOURT, 1996; 2008)

Neste item são apresentados os resultados de carga de ruptura, atrito lateral e resistência de ponta, alcançados pelo método da rigidez. Inicialmente são apresentados os resultados obtidos da estaca ET02 e da estaca ET04, seguido de um comparativo destes com os resultados de carga de ruptura, atrito lateral e resistência de ponta, obtidos através da instrumentação (item 4.1 do capítulo 4).

- **Estaca ET02**

Conforme exposto no item 3.3 do capítulo 3, para o método da rigidez, foi utilizada somente a curva carga \times rigidez referente a PCE1, mostrada na Figura 4.38, que apresenta trecho retilíneo a partir de 1000 kN de carga, indicando, segundo o método, que se trata de uma estaca de atrito com pouca ou nenhuma parcela de ponta. O que está de acordo com as sondagens apresentadas no item 3.1.3 do capítulo 3, que apontam material de baixa resistência na região de ponta (15 m), com N_{SPT} inferior a 5 golpes e resistência de ponta do cone (q_c) inferior à 5 MPa.

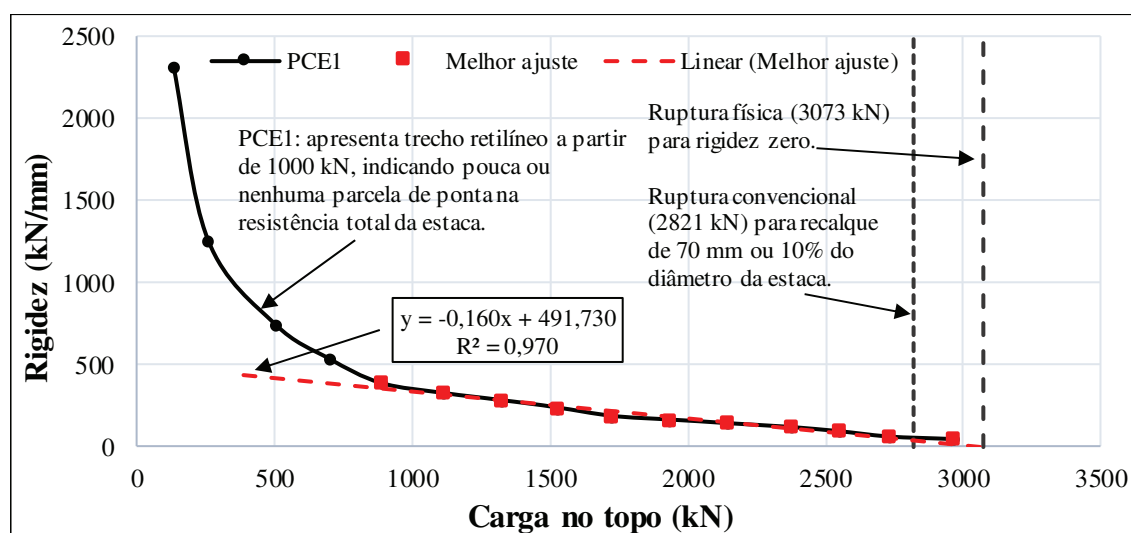


Figura 4.38 - Melhor ajuste do atrito para estaca ET02

Para o melhor ajuste da parcela de atrito (Figura 4.38), foram utilizados 11 pontos na regressão linear, com R^2 igual a 0,970. São indicadas também as cargas de ruptura obtidas pelo método, sendo elas

a ruptura física (R_{ult}), que corresponde a carga equivalente a rigidez zero, e a ruptura convencional, para um recalque igual a 10 % o diâmetro da estaca. Neste caso a parcela de ponta não foi considerada, pois a curva se ajusta muito bem apenas para a parcela de atrito.

A Tabela 4.7 apresenta os valores de ruptura física, convencional, atrito na ruptura (A_{lr}) e resistência de ponta (R_p) encontrados pelo método da rigidez. Como o valor da ruptura física é teórico e só ocorre para um recalque muito elevado, da ordem de 100 % do diâmetro da estaca, o atrito lateral foi considerado igual a ruptura convencional. Sendo a resistência de ponta, para este caso, zero.

Tabela 4.7 - Valores obtidos pelo método da rigidez para estaca ET02

Estaca ET02	(kN)
R_{ult} física	3073
R_{ult} convencional	2821
A_{lr} - resistência lateral	2821
R_p - resistência de ponta	0

A Figura 4.39 mostra a curva carga \times recalque real e a curva teórica obtida pelos coeficientes da regressão linear, $C = 491,730$ e $m = -0,160$, apresentados na equação da reta na Figura 4.38. Percebe-se um ajuste muito bom, com R^2 igual a 0,996, em que apenas o último ponto se afasta da curva teórica proposta pelo método da rigidez.

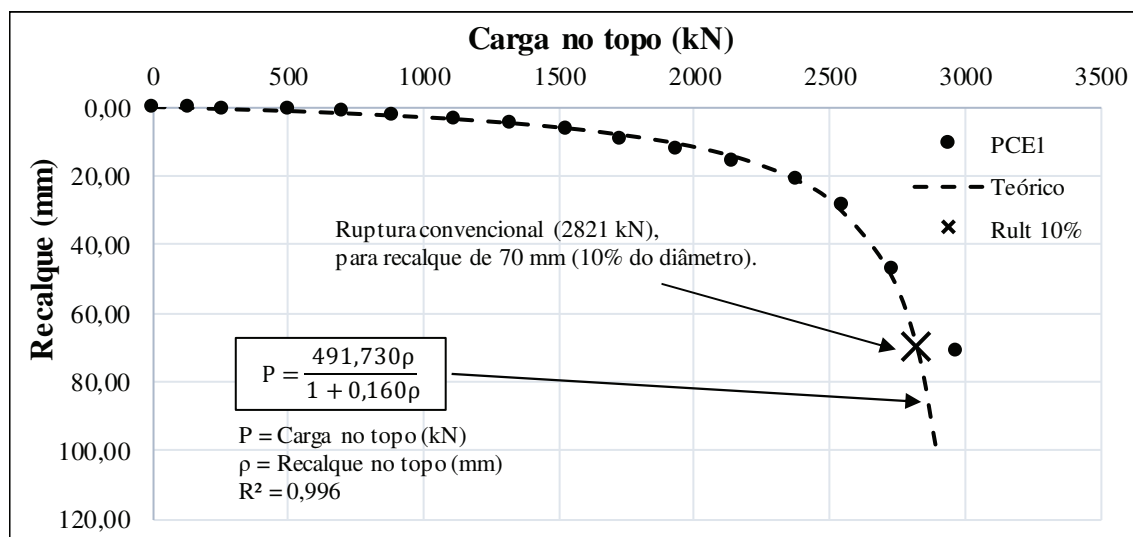
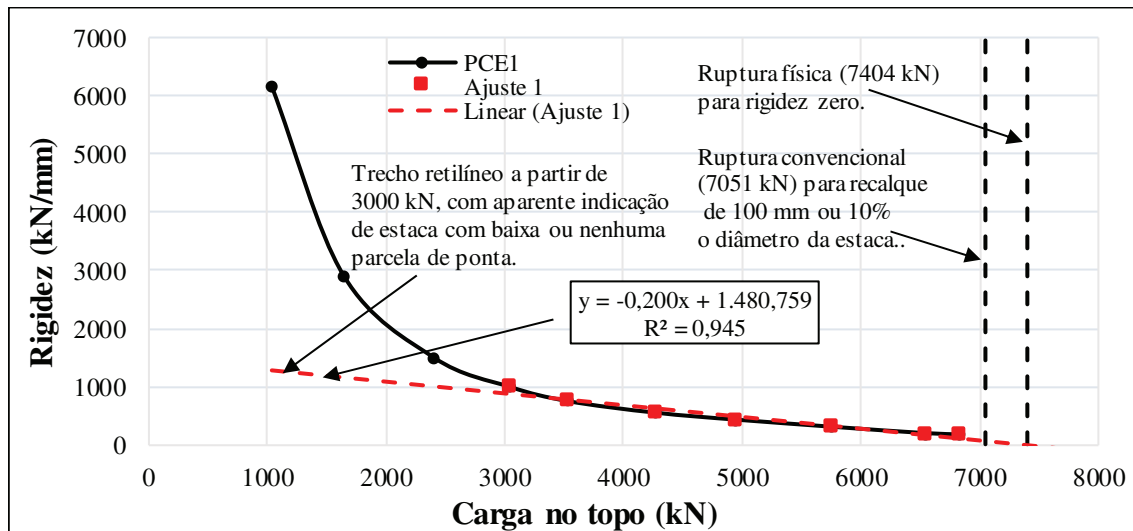


Figura 4.39 - Curva carga \times recalque real, teórica e ruptura convencional ($R_{ult 10\%}$) na estaca ET02

Cabe lembrar que o valor de resistência lateral (2821 kN) obtido pelo método é aproximado, e não é puramente devido ao atrito, mas se trata do limite superior do atrito, conforme explicado no item 2.7.2 do capítulo 2.

- **Estaca ET04**

Para a estaca ET04 foi utilizada, também, somente a PCE1 na aplicação do método da rigidez, conforme exposto no item 3.3 do capítulo 3. A Figura 4.40 mostra a curva carga × rigidez obtida na PCE1.



Pode ser percebido na Figura 4.40 que, a partir da carga de 3000 kN a curva PCE1 apresenta formato retilíneo, semelhante ao observado na estaca ET02 (Figura 4.38). Sendo assim se realizou um primeiro ajuste com 7 pontos para regressão linear, com R^2 de 0,945, mostrado na Figura 4.40. Com este primeiro ajuste se determinou também a carga de ruptura física (7404 kN), para rigidez zero, e a ruptura convencional (7051 kN), para recalque de 100 mm ou 10 % do diâmetro.

Em uma primeira análise pode-se pensar que a estaca ET04 possui pouca ou nenhuma resistência de ponta, como mostra a Figura 4.40, mas como mostram as sondagens no item 3.1.3 do capítulo 3, o solo na região da ponta da estaca ET04 (24 m) é formado de areia fofa a meio densa, com N_{SPT} por volta de 10 golpes e q_c por volta de 7,5 MPa. Esses valores, somado a área de ponta da estaca (0,9 m²), e aos deslocamentos atingidos durante as provas de carga (superiores a 100 mm), indicavam que não tratava de estaca de atrito e que melhores ajustes eram necessários. Décourt (2008) salienta que, deve-se buscar sempre a melhor relação entre R^2 e número de pontos para os ajustes de ponta e atrito.

Comparando os valores de R^2 , obtidos para o primeiro ajuste na estaca ET02 (0,970 com 11 pontos) e o valor obtido na Figura 4.40 (0,945 para 7 pontos), constatou-se que, mesmo para um número menor de pontos, o R^2 obtido na estaca ET04 (0,945) era inferior ao da estaca ET02 (0,970), sendo preciso realizar novos ajustes, com o objetivo de alcançar um valor de R^2 igual ou superior a 0,970. A Figura 4.41 mostra o melhor ajuste obtido para o domínio de atrito na estaca ET04, com 3 pontos e R^2 de 0,970.

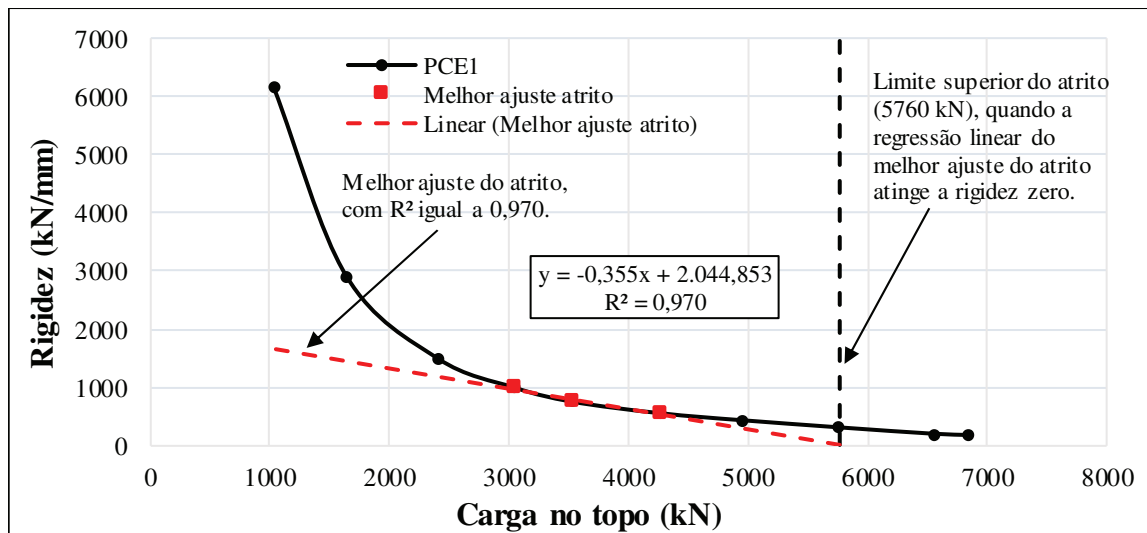


Figura 4.41 - Melhor ajuste para o domínio de atrito na estaca ET04

Com o ajuste apresentado na Figura 4.41 se obteve o limite superior do atrito lateral na ruptura (5760 kN). Sendo este um valor aproximado do atrito, para cima, conforme descrito no item 2.7.2 do capítulo 2. Para o limite inferior foi determinado o melhor ajuste para o domínio da ponta, conforme mostra a Figura 4.42, com 3 pontos e R^2 de 0,998.

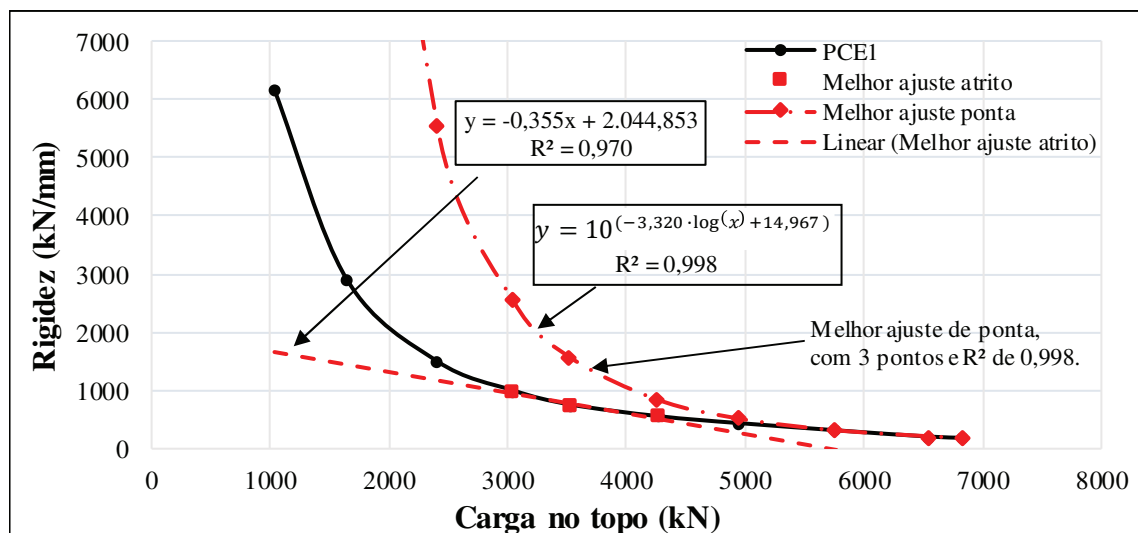


Figura 4.42 - Melhor ajuste atrito e ponta na estaca ET04

Utilizando os pontos do melhor ajuste de ponta (Figura 4.42), se obteve o limite inferior do atrito lateral na ruptura (4703 kN), mostrado na Figura 4.43.

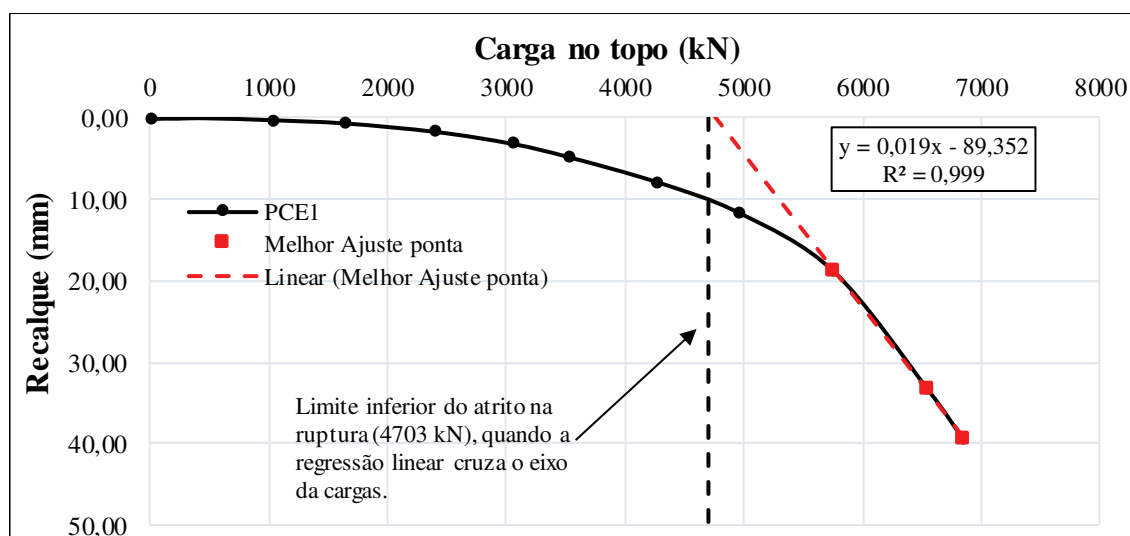


Figura 4.43 - Limite inferior do atrito lateral na estaca ET04

A Tabela 4.8 apresenta os valores, encontrados pelo método da rigidez, para: ruptura física, ruptura convencional, atrito na ruptura (A_{lr}), sendo este a média do limite inferior e superior obtidos, e resistência de ponta (R_p), diferença entre ruptura convencional e atrito na ruptura (A_{lr}).

Tabela 4.8 - Valores obtidos pelo método da rigidez para estaca ET04

Estaca ET04	(kN)
R_{ult} física	7404
R_{ult} convencional	7051
$A_{lr\ inf}$ - resistência lateral inferior	4703
$A_{lr\ sup}$ - resistência lateral superior	5760
A_{lr} - resistência lateral	5232
R_p - resistência de ponta	1820

A Figura 4.44 mostra a curva carga \times recalque real e a curva teórica obtida pelos coeficientes da regressão linear, $C = 1480,759$ e $m = - 0,200$, apresentados na equação da reta na Figura 4.40. Percebe-se um ajuste muito bom, com $R^2 = 0,990$, em que apenas o último ponto se afasta da curva teórica proposta pelo método da rigidez.

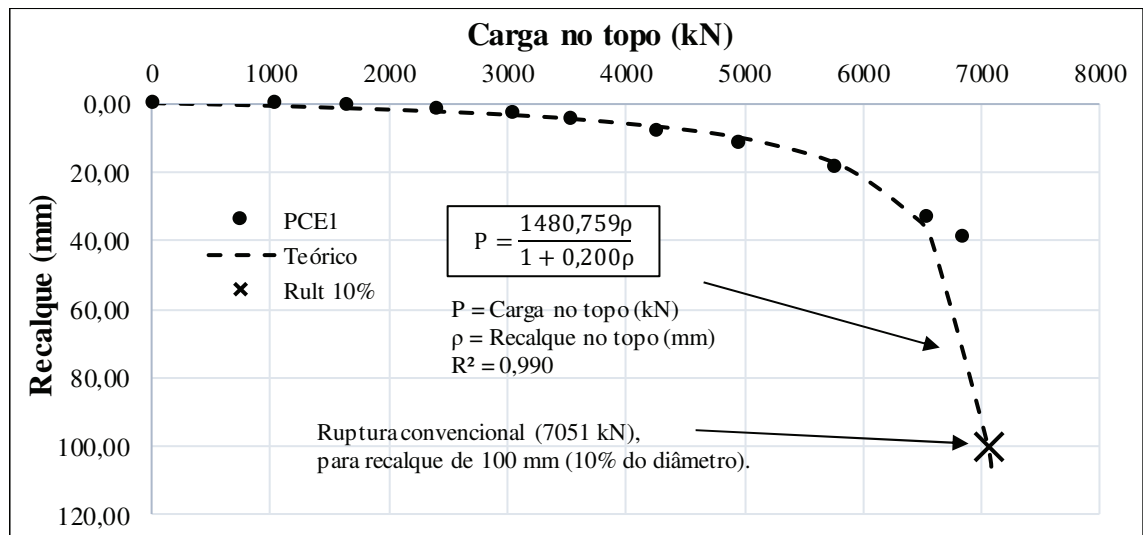


Figura 4.44 - Curva carga × recalque real, teórica e ruptura convencional ($R_{ult\ 10\%}$) na estaca ET04

- **Comparativo entre resultados da instrumentação e resultados do método da rigidez**

Nesta etapa são comparados os resultados de carga de ruptura, atrito lateral e resistência de ponta, obtidos pela instrumentação e os alcançados pelo método da rigidez. A Tabela 4.9 mostra os valores de carga de ruptura, resistência lateral e resistência de ponta obtidos em valores absolutos (kN) e em porcentagem para as estacas ET02 e ET04. Os valores de ruptura do método da rigidez se tratam da ruptura convencional obtida para as duas estacas.

Tabela 4.9 - Valores de carga de ruptura, atrito e ponta

	ET02			ET04		
	Ruptura	Atrito	Ponta	Ruptura	Atrito	Ponta
Instrumentação (kN)	2731*	2634*	97*	6833*	5328*	1505*
Método da Rigidez (kN)	2821	2821	0	7051	5232	1820
Instrumentação (%)	100 %	96 %	4 %	100 %	78 %	22 %
Método da Rigidez (%)	100 %	100 %	0 %	100 %	74 %	26 %

*Valores obtidos na primeira prova de carga estática (PCE1)

A Tabela 4.9 mostra que, quanto a carga de ruptura, o método da rigidez superestimou a capacidade das estacas, mas seus valores se aproximaram dos indicados pela instrumentação. Para a estaca ET02 o método obteve uma carga 90 kN ou 3 % superior a carga de ruptura da instrumentação, já para a estaca ET04 a carga foi 218 kN ou 3 % superior a carga de ruptura da instrumentação. Isto ocorreu, pois, os valores de ruptura foram estimados através de projeções da curva carga × recalque (Figura 4.39, Figura 4.44), para recalque de 10 % o diâmetro das estacas. Como no caso das estacas analisadas a resistência de atrito é predominante, 96 % na estaca ET02 e 78 % na estaca ET04, a ruptura se deu para recalques inferiores a 10 % do diâmetro, 40 e 33 mm ou 6 e 3 % o diâmetro das estacas ET02 e ET04,

respectivamente. De toda forma, o erro máximo obtido, 3 % para ambas as estacas, mostra uma boa precisão do método.

Para o atrito lateral, no caso da estaca ET02, o método da rigidez superestimou em 187 kN ou 7 % superior a resistência de atrito da instrumentação. Isso ocorreu, pois, conforme mostra a Figura 4.38, a estaca ET02 apresentou comportamento de estaca puramente de atrito, sendo assim se considerou a carga de ruptura da estaca igual a resistência de atrito, o que elevou o erro nas estimativas de atrito, visto que a estaca apresentou 97 kN de resistência de ponta ou 4 % da resistência total. Para a estaca ET04 o método da rigidez subestimou o atrito lateral em -96 kN ou -2 % o atrito total da instrumentação. Isto aconteceu, pois, o valor de atrito foi obtido pela média do limite superior (5760 kN) e limite inferior (4703 kN), os quais definem o intervalo onde o atrito total se encontra, que neste caso se apresentou acima da média dos limites propostos pelo método, mas dentro dos limites superior e inferior. De maneira geral, para ajustes de atrito com $R^2 \geq 0,970$, o método se mostrou preciso também em relação as estimativas de atrito, com erro máximo de 7 %.

Quanto a resistência de ponta, para a estaca ET02, o método da rigidez subestimou a resistência em 97 kN ou 4 % da carga de ruptura da instrumentação, pois, conforme mostra a Figura 4.38, segundo o método da rigidez se tratava de estaca puramente de atrito, sem resistência de ponta. Para a estaca ET04 o método superestimou a parcela de ponta em 315 kN ou 21 % da resistência de ponta da instrumentação. Este foi erro mais elevado encontrado, pois, ele representa a soma dos erros obtidos para carga de ruptura (218 kN) e atrito lateral (96 kN), visto que a resistência de ponta é a diferença entre carga de ruptura e atrito lateral. Neste caso é preciso ter cautela, pois a estimativa de resistência de ponta tende a apresentar valor mais distante do real.

4.5 MÉTODO DAS DUAS RETAS (MASSAD E LAZO, 1998)

Neste item são apresentados os resultados alcançados pelo método das duas retas para atrito lateral e resistência de ponta, como ambas as estacas se tratam de estacas curtas, conforme exposto no item 3.4 do capítulo 3, foi utilizado o método de Massad e Lazo (1998). Inicialmente são apresentados os resultados obtidos da estaca ET02 e posteriormente da estaca ET04, seguido de um comparativo destes com os resultados de atrito lateral e resistência de ponta obtidos através da instrumentação (item 4.1 do capítulo 4).

- **Estaca ET02**

Conforme exposto no item 2.7.1 do capítulo 2, o método das duas retas utiliza a curva carga \times recalque na determinação das parcelas resistentes de atrito lateral e ponta. A Figura 4.45 e Figura 4.46 mostram, respectivamente, a aplicação do método no carregamento e descarregamento da primeira prova de carga (PCE1).

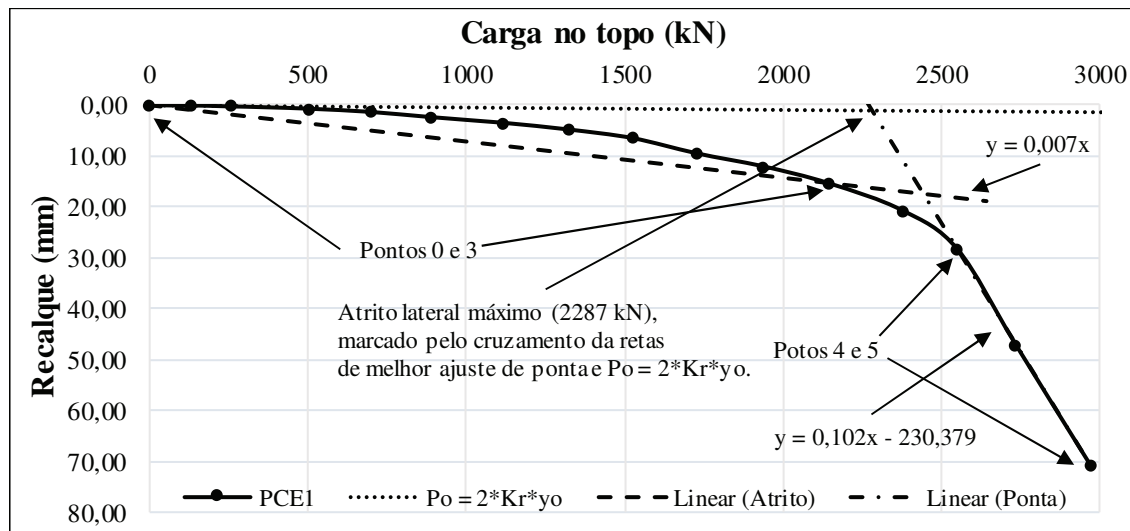


Figura 4.45 - Ajustes de atrito e ponta para o carregamento na PCE1 da estaca ET02

Percebe-se na Figura 4.45 que a curva carga \times recalque apresenta um comportamento, aproximadamente, retilíneo até a carga de 2000 kN, a partir deste ponto ocorre uma mudança na inclinação da curva, marcando um possível esgotamento do atrito lateral e início do domínio de ponta. Partindo deste pressuposto, foram traçados os ajustes de atrito e ponta, ligando os pontos 0-3 e 4-5, respectivamente. O atrito lateral (A_{lr}) obtido foi de 2287 kN, marcado pelo cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($Po = 2 \cdot Kr \cdot y_o$).

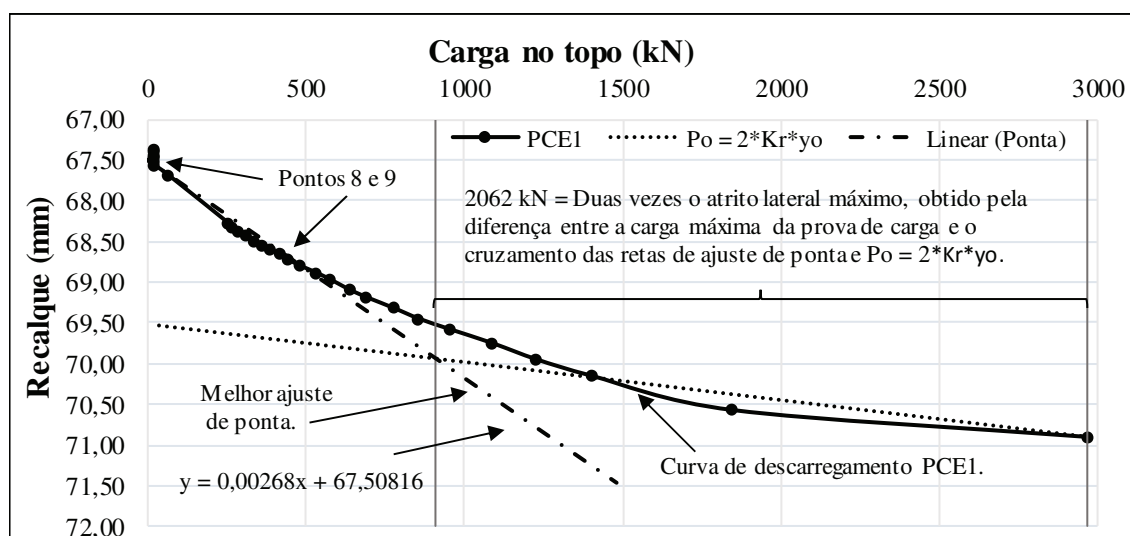


Figura 4.46 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE1 da estaca ET02

Para o descarregamento (Figura 4.46) foi traçado o domínio de ponta ligando-se os pontos 8-9, cujo trecho é retilíneo e está presente na parte final do descarregamento. O atrito lateral (A_{lr}) obtido foi de 1031 kN, o que representa metade do intervalo de 2062 kN, sendo este intervalo a diferença entre a carga máxima da prova de carga e o cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($P_o = 2 \cdot K_r \cdot y_o$), conforme indicado na Figura 4.46.

A Figura 4.47 e Figura 4.48 mostram a aplicação do método das duas retas na curva carga \times recalque da segunda prova de carga estática (PCE2) da estaca ET02.

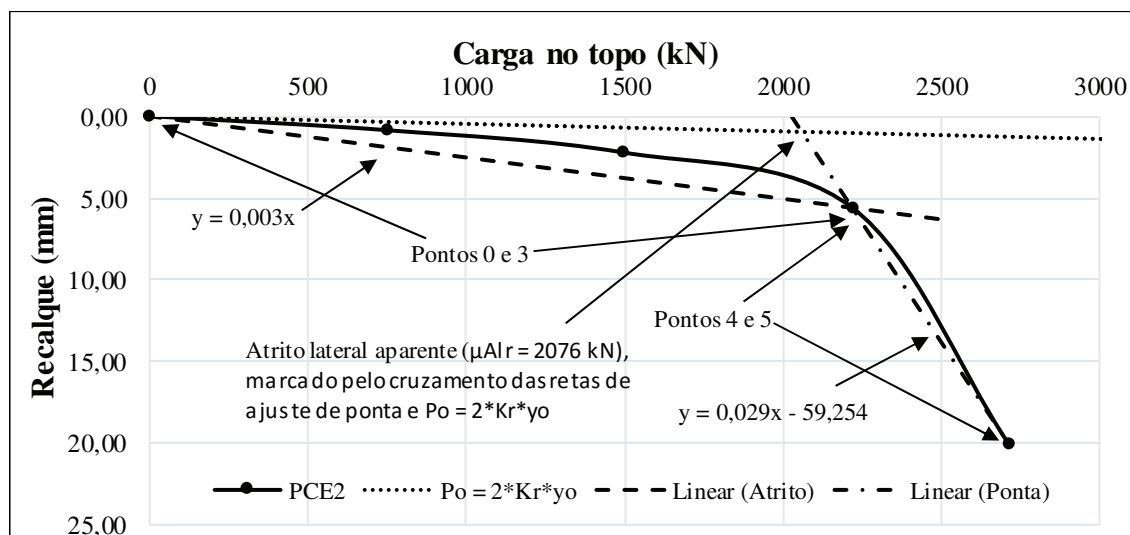


Figura 4.47 - Aplicação do método das duas retas no carregamento da PCE2 da estaca ET02

Percebe-se na Figura 4.47 que a curva carga \times recalque apresenta um comportamento, aproximadamente, retilíneo até a carga de 2000 kN, a partir deste ponto ocorre uma mudança na inclinação da curva, marcando um possível esgotamento do atrito lateral e início do domínio de ponta. Partindo deste pressuposto, foram traçados os ajustes de atrito e ponta, ligando os pontos 0-3 e 4-5, respectivamente. Neste caso os pontos 3 e 4 coincidiram, caracterizando o esgotamento instantâneo do atrito lateral (A_{lr}). Como se trata do segundo carregamento, onde existem cargas residuais atuantes na estaca, o atrito lateral obtido é o aparente (μA_{lr}), cujo valor foi de 2076 kN, marcado pelo cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($P_o = 2 \cdot K_r \cdot y_o$).

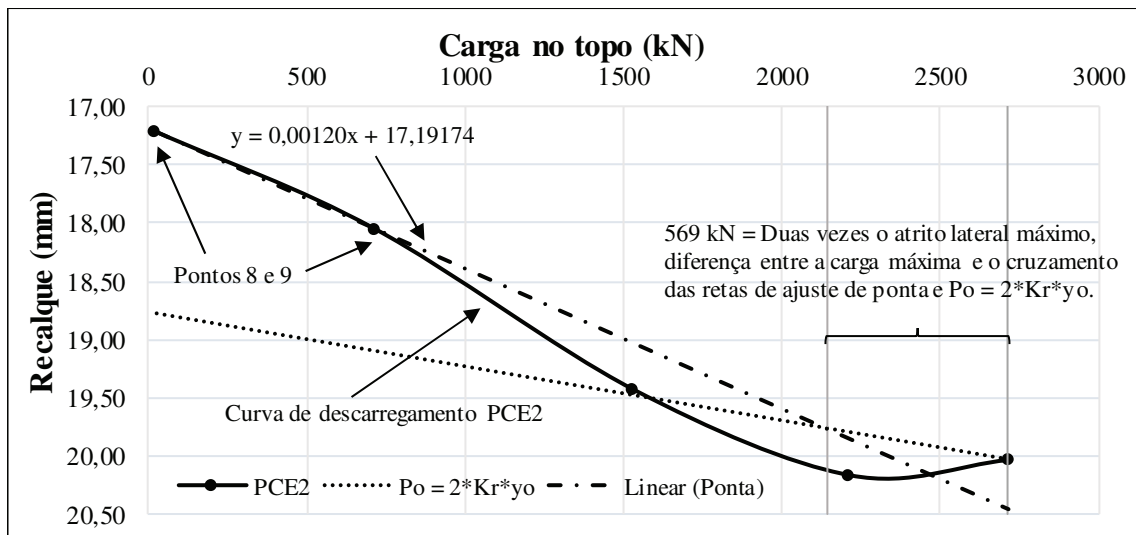


Figura 4.48 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE2 da estaca ET02

No descarregamento (Figura 4.48) foi traçado o domínio de ponta ligando os pontos 8-9, cujo trecho é retilíneo e está presente na parte final do descarregamento. O atrito lateral (A_{lr}) obtido foi de 285 kN, o que representa metade do intervalo de 569 kN, sendo este intervalo a diferença entre a carga máxima da prova de carga e o cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($Po = 2 \cdot Kr \cdot yo$), conforme indicado na Figura 4.48.

A Figura 4.49 e Figura 4.50 mostram a aplicação do método das duas retas na curva carga \times recalque da terceira prova de carga estática (PCE3) da estaca ET02.

Percebe-se na Figura 4.49 que a curva carga \times recalque apresenta um comportamento, aproximadamente, retilíneo até a carga de 2000 kN, a partir deste ponto ocorre uma mudança na inclinação da curva, marcando um possível esgotamento do atrito lateral e início do domínio de ponta. Partindo deste pressuposto, foram traçados os ajustes de atrito e ponta, ligando os pontos 0-3 e 4-5, respectivamente. Neste caso, assim como na PCE2, os pontos 3 e 4 coincidiram, caracterizando o esgotamento instantâneo do atrito lateral (A_{lr}). Como se trata do terceiro carregamento, onde existem cargas residuais atuantes na estaca, o atrito lateral obtido é o aparente (μA_{lr}), cujo valor foi de 2162 kN, marcado pelo cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($Po = 2 \cdot Kr \cdot yo$).

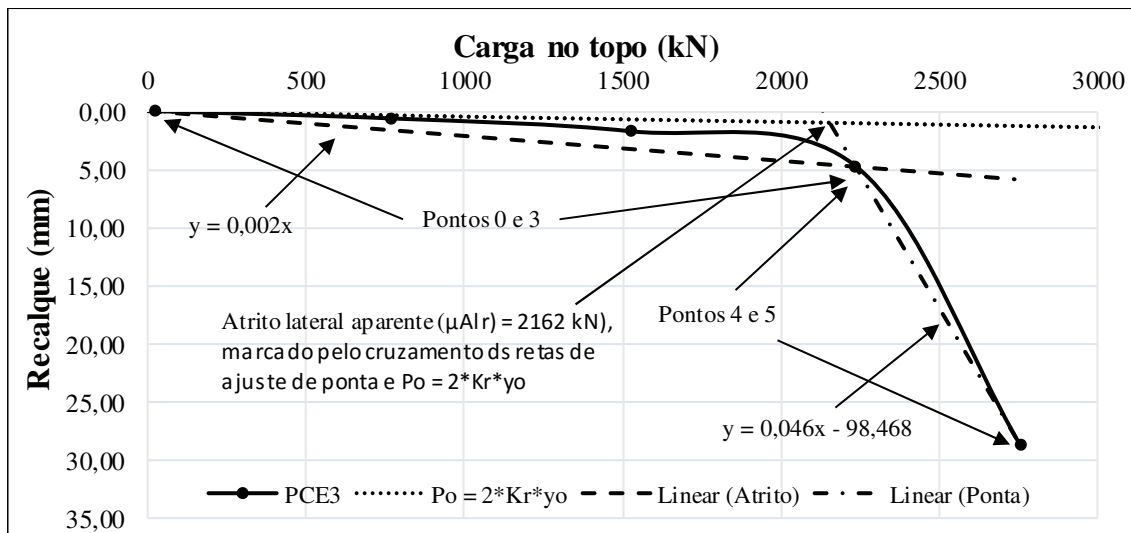


Figura 4.49 - Aplicação do método das duas retas no carregamento da PCE3 da estaca ET02

No descarregamento (Figura 4.50) foi traçado o domínio de ponta ligando os pontos 8-9, cujo trecho é retilíneo e está presente na parte final do descarregamento. O atrito lateral (A_{lr}) obtido foi de 779 kN, o que representa metade do intervalo de 1559 kN, sendo este intervalo a diferença entre a carga máxima da prova de carga e o cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($P_o = 2 \cdot K_r \cdot y_o$), conforme indicado na Figura 4.50.

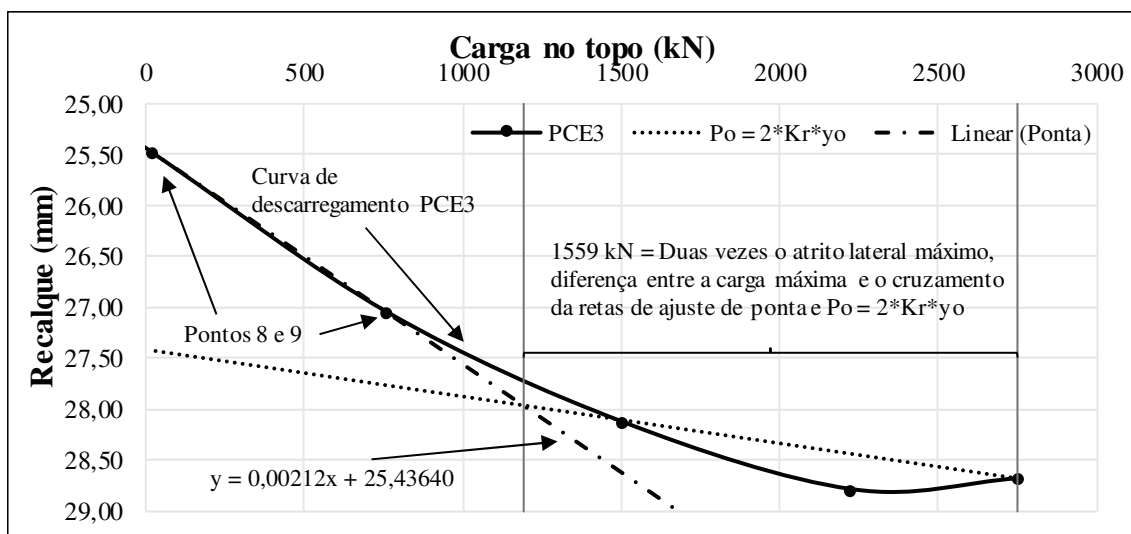


Figura 4.50 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE3 da estaca ET02

A Tabela 4.10 apresenta os valores de atrito lateral (A_{lr}), parâmetro μ , que relaciona atrito lateral e carga residual conforme descrito no item 2.7.1 do capítulo 2 e resistência de ponta (R_p) da estaca, sendo esta a diferença entre atrito lateral e carga máxima aplicada. Para o primeiro carregamento (PCE1), o parâmetro μ é considerado igual a 1, pois se admite que não existem cargas residuais atuantes na estaca, no caso de estacas escavadas. Nos demais carregamentos (PCE2 e PCE3) o valor de μ se refere a razão entre o atrito aparente (μA_{lr}), obtido no carregamento, e o atrito lateral (A_{lr}) obtido no

descarregamento. Quanto ao descarregamento, o valor de μ é considerado igual a 2, conforme apresentado na descrição do método no item 2.7.1 do capítulo 2.

Tabela 4.10 - Valores de atrito lateral (A_{lr}) e resistência de ponta (R_p) na estaca ET02

	Carga Máxima (kN)	Carregamento				Descarregamento			
		μA_{lr} (kN)	A_{lr} (kN)	μ	R_p (kN)	μA_{lr} (kN)	A_{lr} (kN)	μ	R_p (kN)
PCE1	2968	2287	2287	1,0	681	2062	1031	2,0	1937
PCE2	2712	2076	285	7,3	2428	569	285	2,0	2428
PCE3	2752	2162	780	2,8	1973	1559	780	2,0	1973

Quanto aos valores obtidos no carregamento, pode-se dizer que o atrito lateral aparente (μA_{lr}) apresentou valores semelhantes, com a maior variação, 211 kN, ocorrendo entre PCE1 e PCE2, o que representa uma redução de 9 % em relação atrito aparente obtido na PCE1. No entanto, para a PCE2 e PCE3 os valores de atrito aparente (μA_{lr}) não podem ser utilizados, pois o parâmetro μ é superior a um e nestes casos o atrito lateral (A_{lr}) real é desconhecido, sendo obtido pela curva de descarregamento. As quais apresentaram valores de atrito lateral de 1031, 285 e 780 kN ou 34, 10 e 28 % da carga total aplicada nas provas de carga (2968, 2712 e 2752 kN), respectivamente para PCE1, PCE2 e PCE3. Considerando que a estaca ET02, conforme visto nos resultados de instrumentação (item 4.1 do capítulo 4), possui maior parte (96 %) de sua resistência devido ao atrito, os valores de 1031, 285 e 780 kN de atrito lateral no descarregamento não são condizentes com a realidade, sendo estes muito baixos. Massad e Lazo (1998) salientam a importância de que o descarregamento deve ter os mesmos cuidados do carregamento, para que se tenha bons resultados na aplicação do método na curva de descarregamento. Sendo assim, em um primeiro momento, se pensou que uma possível causa destes resultados poderia ser a velocidade no descarregamento das estacas, que na PCE1 foi de 2 minutos para cada alívio de carga, enquanto no carregamento os estágios tiveram duração mínima de 30 minutos, conforme descrito no item 3.1.6 do capítulo 3. No entanto, para PCE2 e PCE3 o tempo e o número de estágios, 4 estágios com duração de 10 minutos cada, foram iguais no carregamento e descarregamento, e mesmo assim, não se obteve bons resultados na aplicação do método das duas retas na curva de descarregamento, os quais foram desconsiderados nas análises futuras.

Como se constatou que a aplicação do método das duas retas nas curvas de descarregamento não apresentou bons resultados, os valores obtidos nos descarregamentos e nos carregamentos da PCE2 e PCE3 foram desconsiderados e se utilizou os resultados obtidos na PCE1, na qual se obteve atrito lateral de 2287 kN e resistência de ponta de 681 kN, o que representa 77 e 23 % da carga total (2968 kN) aplicada na estaca, respectivamente. Ao final deste item tais valores são comparados com os resultados da instrumentação.

- **Estaca ET04**

A Figura 4.51 e Figura 4.52 mostram, respectivamente, a aplicação do método no carregamento e descarregamento da primeira prova de carga (PCE1).

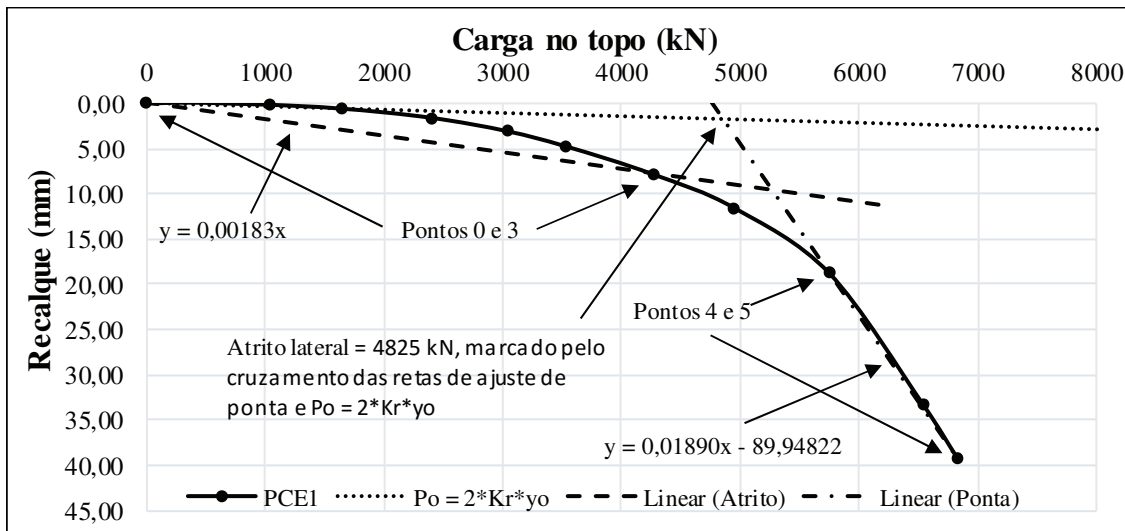


Figura 4.51 - Ajustes de atrito e ponta para o carregamento na PCE1 da estaca ET04

Percebe-se na Figura 4.51 que a curva carga \times recalque apresenta um comportamento, aproximadamente, retilíneo até a carga de 4000 kN, a partir deste ponto ocorre uma mudança na inclinação da curva, marcando um possível esgotamento do atrito lateral e início do domínio de ponta. Partindo deste pressuposto, foram traçados os ajustes de atrito e ponta, ligando os pontos 0-3 e 4-5, respectivamente. O atrito lateral (A_{lr}) obtido foi de 4825 kN, marcado pelo cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($P_o = 2 \cdot K_r \cdot y_o$).

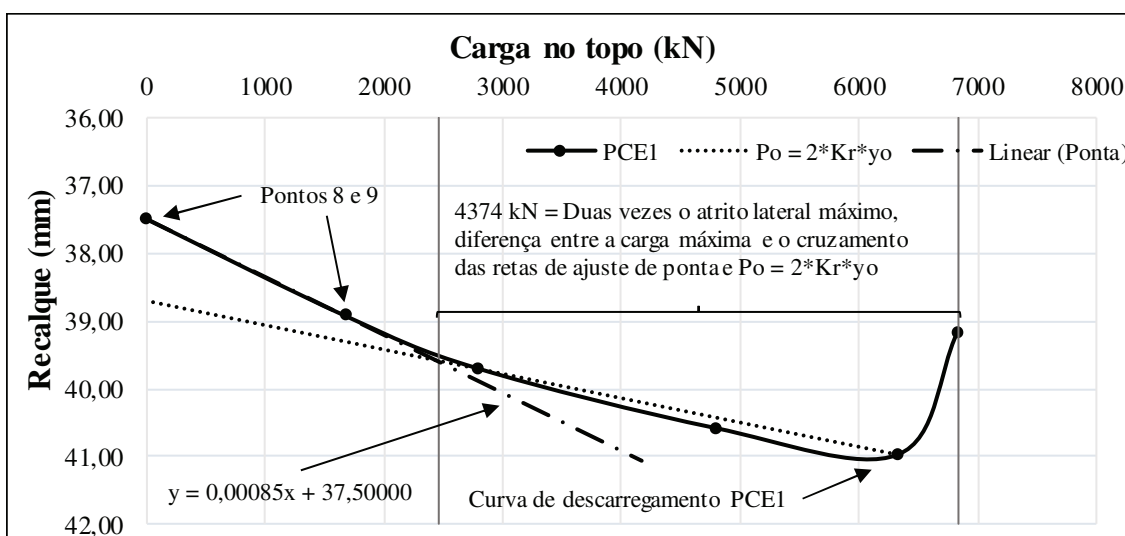


Figura 4.52 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE1 da estaca ET04

Para o descarregamento (Figura 4.52) foi traçado o domínio de ponta ligando-se os pontos 8-9, cujo trecho é retilíneo e está presente na parte final do descarregamento. O atrito lateral (A_{lr}) obtido foi de 2187 kN, o que representa metade do intervalo de 4374 kN, sendo este intervalo a diferença entre a carga máxima da prova de carga e o cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($P_o = 2 \cdot K_r \cdot y_o$), conforme indicado na Figura 4.52.

A Figura 4.53 e Figura 4.54 mostram a aplicação do método das duas retas na curva carga \times recalque da segunda prova de carga estática (PCE2) da estaca ET04.

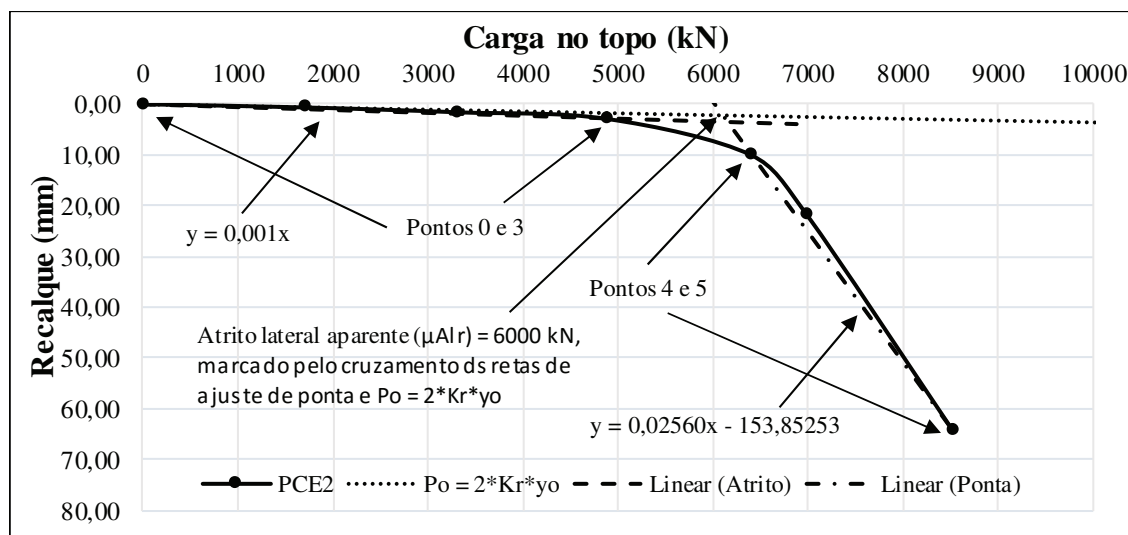


Figura 4.53 - Aplicação do método das duas retas no carregamento da PCE3 da estaca ET04

Percebe-se na Figura 4.53 que a curva carga \times recalque apresenta um comportamento, aproximadamente, retilíneo até a carga de 5000 kN, a partir deste ponto ocorre uma mudança na inclinação da curva, marcando um possível esgotamento do atrito lateral e início do domínio de ponta. Partindo deste pressuposto, foram traçados os ajustes de atrito e ponta, ligando os pontos 0-3 e 4-5, respectivamente. Como se trata do segundo carregamento, onde existem cargas residuais atuantes na estaca, o atrito lateral obtido é o aparente (μA_{lr}), cujo valor foi de 6000 kN, marcado pelo cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($P_o = 2 \cdot K_r \cdot y_o$).

No descarregamento (Figura 4.54) foi traçado o domínio de ponta ligando os pontos 8-9, cujo trecho é retilíneo e está presente na parte final do descarregamento. O atrito lateral (A_{lr}) obtido foi de 3500 kN, o que representa metade do intervalo de 7000 kN, sendo este intervalo a diferença entre a carga máxima da prova de carga e o cruzamento das retas de ajuste de ponta e encurtamento elástico da estaca ($P_o = 2 \cdot K_r \cdot y_o$), conforme indicado na Figura 4.54.

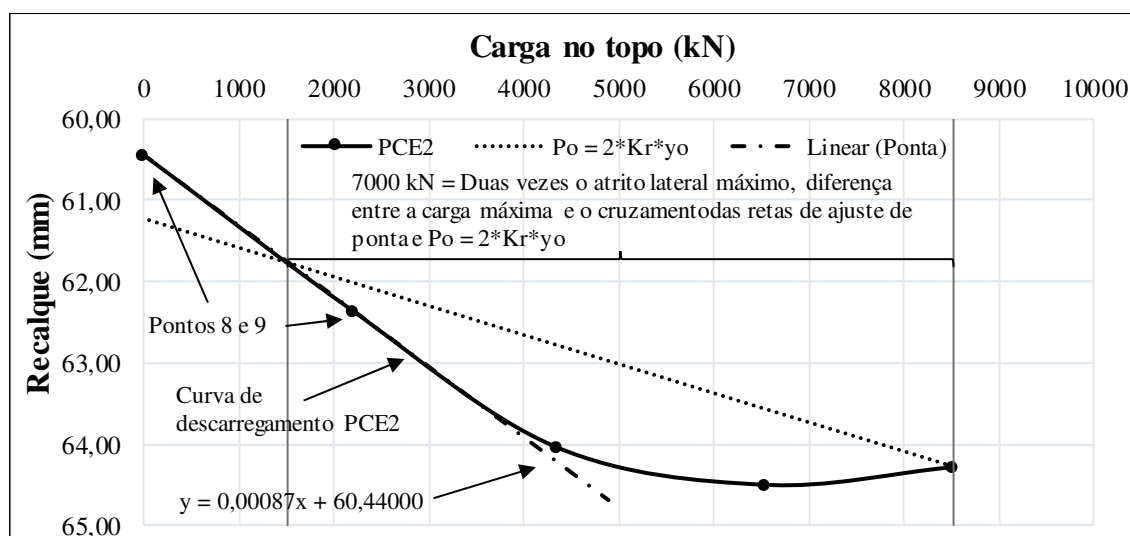


Figura 4.54 - Aplicação do método das duas retas no descarregamento da PCE3 da estaca ET04

A Tabela 4.11 apresenta os valores de atrito lateral (A_{lr}), parâmetro μ , que relaciona atrito lateral e carga residual, conforme descrito no item 2.7.1 do capítulo 2 e resistência de ponta (R_p) da estaca, sendo esta a diferença entre atrito lateral e carga máxima aplicada. Para o primeiro carregamento (PCE1), o parâmetro μ é considerado igual a 1, pois se admite que não existem cargas residuais atuantes na estaca, no caso de estacas escavadas. No carregamento seguinte (PCE2) o valor de μ se refere a razão entre o atrito aparente (μA_{lr}), obtido no carregamento, e o atrito lateral (A_{lr}) obtido no descarregamento. Quanto ao descarregamento, o valor de μ é considerado igual a 2, conforme apresentado na descrição do método no item 2.7.1 do capítulo 2.

Tabela 4.11 - Valores de atrito lateral (A_{lr}) e resistência de ponta (R_p) na estaca ET04

	Carga Máxima (kN)	Carregamento				Descarregamento			
		μA_{lr} (kN)	A_{lr} (kN)	μ	R_p (kN)	μA_{lr} (kN)	A_{lr} (kN)	μ	R_p (kN)
PCE1	6833	4825	4825	1,0	2008	4374	2187	2,0	4646
PCE2	8520	6000	3501	1,7	5020	7001	3501	2,0	5020

Quanto aos valores obtidos nos carregamentos, pode-se dizer que o atrito lateral aparente (μA_{lr}) apresentou discrepantes, com o atrito aparente da PCE2 superior em 1175 kN ou 24 % do obtido na PCE1 (4825 kN). Acréscimo este esperado para carregamentos posteriores ao primeiro, devido as cargas residuais presentes ao término da PCE1, que causam o aumento do atrito aparente na PCE2. Para o atrito lateral (A_{lr}), percebe-se o inverso, entre os valores da PCE1 e PCE2, sendo que a PCE1 indica atrito 1324 kN ou 38 % acima do atrito obtido na PCE2, isto se deve ao baixo atrito obtido no descarregamento da PCE2, sendo este de 3501 kN ou 41 % da carga total aplicada na prova de carga (8520 kN). O que, considerando que a estaca ET04, conforme visto nos resultados de instrumentação (item 4.1 do capítulo 4), possui maior parte (78 %) de sua resistência devido ao atrito, é um valor baixo e subestimado.

Assim como na estaca ET02, se constatou que a aplicação do método das duas retas nas curvas de descarregamento não apresentou bons resultados, sendo assim, os valores obtidos nos descarregamentos e no carregamento da PCE2 foram desconsiderados no comparativo a seguir. Utilizando-se somente os resultados do carregamento na PCE1. Isso mostra a dificuldade em se obter resultados confiáveis na curva de descarregamento, onde deve-se ter cautela redobrada na análise, pois, nos casos mostrados, os resultados subestimaram o atrito e superestimaram a resistência de ponta das estacas.

- **Comparativo entre instrumentação e método das duas retas de Massad e Lazo (1998)**

Nesta etapa são comparados os resultados obtidos pela instrumentação e os alcançados pelo método das duas retas. A Tabela 4.12 mostra os valores de resistência lateral e resistência de ponta obtidos em valores absolutos (kN) e em porcentagem para as estacas ET02 e ET04. Conforme exposto nos parágrafos anteriores somente os resultados da PCE1 são utilizados para o método das duas retas, pois nas demais provas de carga não se obteve bons resultados. Como o método das duas retas não estima a carga de ruptura da estaca, foi usado como valor de referência a carga máxima aplicada na primeira prova de carga (PCE1) de cada estaca, cujos valores (2968 e 6833 kN) são mostrados na Tabela 4.12 como sendo a carga de ruptura.

Tabela 4.12 - Valores de carga de ruptura, atrito e ponta

	ET02			ET04		
	Ruptura	Atrito	Ponta	Ruptura	Atrito	Ponta
Instrumentação (kN)	2731	2634	97	6833	5328	1505
Duas Retas (kN)	2968	2287	681	6833	4825	2008
Instrumentação (%)	100 %	96 %	4 %	100 %	78 %	22 %
Duas Retas (%)	100 %	77 %	23 %	100 %	71 %	29 %

Percebe-se na Tabela 4.12 que, de maneira geral, o método das duas retas subestimou o atrito lateral em ambas as estacas. Na estaca ET02 o atrito (2287 kN) foi 347 kN ou 13 % inferior ao indicado pela instrumentação, enquanto na estaca ET04 (4825 kN) foi de 503 kN ou 9 % inferior ao obtido pela instrumentação. Isso acontece, pois, a definição dos trechos de domínio de ponta (pontos 4-5) e atrito (pontos 0-3), conforme mostram as Figura 4.45 e Figura 4.51, dependem do formato da curva carga \times recalque e da experiência de quem está analisando para a definição de tais trechos, o que por si já implica em erros intrínsecos ao método. Cabe lembrar também que as “duas retas” que representam atrito e ponta são simplificações, pois o desenvolvimento das resistências não se dá de maneira retilínea ou constante em função do deslocamento da estaca, como pode ser observado no desenvolvimento do atrito e ponta na Figura 4.3 e Figura 4.8 (item 4.1 do capítulo 4), respectivamente para as estacas ET02

e ET04. Apesar das limitações do método ele apresentou resultados satisfatórios na estimativa do atrito na ruptura, para o primeiro carregamento, se mostrando a favor da segurança. Para o descarregamento, conforme visto nas análises das estacas ET02 e ET04, a aplicação do método não obteve bons resultados, isso devido ao formato das curvas de descarregamento, que dificultam a delimitação dos domínios de ponta e atrito e que apresentaram valores de atrito na ordem de 50 % dos valores obtidos no carregamento.

Quanto a parcela de ponta, o método superestimou a resistência em 584 kN ou 602 % para a estaca ET02 e 503 kN ou 33 % para a estaca ET04. Isso ocorreu em parte devido a baixa estimativa de atrito, pois como o atrito encontrado foi inferior ao obtido pela instrumentação, a diferença de 347 e 503 kN entre resistência de atrito e carga total foi assumida como parcela de ponta. No caso da estaca ET02, que possui parcela de ponta baixa, esta divergência se deve em parte também, a carga de ruptura assumida, pois como o método em si não define uma carga de ruptura, se utilizou a carga máxima do ensaio (2968 kN) como valor de referência, que, neste caso, representa a carga para um recalque aproximado de 10 % o diâmetro da estaca (70 mm), conforme pode ser observado na Figura 4.45, a qual é superior a ruptura encontrada pela instrumentação (2731 kN). Para a estaca ET04 se utilizou também a carga máxima da primeira prova de carga (6833 kN), sendo a mesma carga de ruptura obtida pela instrumentação, o que minimizou o erro na estimativa da parcela de ponta. Para evitar erros semelhantes, deve-se escolher um critério objetivo para a carga de ruptura na análise das provas de carga, como recalque de 10 % do diâmetro por exemplo, afim de se limitar as estimativas de resistência de ponta e se obter valores mais próximos do real. Durante a análise das provas de carga é importante também que se tenha as sondagens do local, pois no caso das estacas analisadas, com baixa resistência de ponta, as curvas carga \times recalque dão a ideia de que a ponta apresenta uma parcela resistente superior a real. Isto ocorre, pois, ao se dividir a curva em duas retas, não necessariamente a mudança entre uma reta e outra pode significar o esgotamento do atrito e o início do domínio de ponta, como foi observado principalmente na estaca ET02, cuja curva carga \times recalque (Figura 4.45 do item 4.5 do capítulo 4) apresenta dois trechos de inclinação distinta, mas sua resistência é predominantemente (96 %) de atrito, sendo esta mudança de inclinação referente ao desenvolvimento não retilíneo da resistência de atrito, cujo pico é atingido para deslocamentos de 40 mm ou 6 % do diâmetro da estaca

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais dos estudos realizados, com considerações primeiramente acerca dos resultados obtidos pela instrumentação das estacas ensaiadas, seguido dos métodos semiempíricos, métodos de interpretação da curva carga × recalque para definição da carga de ruptura, e, por fim, considerações sobre o método da rigidez (Décourt, 1996; 2008) e o método das duas retas (Massad e Lazo, 1998), para separação das parcelas de atrito e ponta, além de sugestões para pesquisas futuras.

- **Instrumentação**

Através das provas de carga instrumentadas foi possível obter a carga de ruptura, a distribuição de cargas ao longo do fuste e definir as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta nas estacas analisadas. Observou-se que as estacas apresentaram resistência predominante por atrito lateral, em concordância com as sondagens, com destaque para a estaca ET02, cujo solo na região da ponta já indicava baixa resistência, o que se confirmou por meio dos resultados da instrumentação, onde mais de 95 % da resistência da estaca se deu pelo atrito lateral. A estaca ET04, por sua vez, apresentou uma maior parcela de ponta, superior a 20 % da resistência total, também coerente com as sondagens, que indicavam solo mais resistente, em relação à estaca ET02, na região da ponta da estaca ET04.

Quanto às distribuições de carga obtidas, nota-se que estão em concordância com as sondagens, com resistência mais baixa nos metros iniciais onde se encontra areia limpa e fofa, pico de resistência na região de 4 a 10 m de profundidade, onde se encontra uma camada de areia fina compacta, com queda na resistência na região de 11 a 20 m, com presença maior de material argiloso e siltoso, e ganho progressivo de resistência com a profundidade a partir dos 20 m, com material arenoso. Outro ponto observado diz respeito ao desenvolvimento das parcelas resistentes de atrito e ponta, cuja trajetória mostrou um ganho de resistência constante somente nos primeiros milímetros de deslocamento, seguido de um ganho variável até se atingir um valor máximo e um patamar de escoamento, com plena mobilização do atrito lateral para deslocamentos de 6 e 3 % do diâmetro das estacas ET02 e ET04, respectivamente. Para a mobilização total da ponta foram necessários deslocamentos de 3 e 4 % do diâmetro das estacas ET02 e ET04, respectivamente.

O comparativo entre os valores de atrito alcançados, nas duas estacas, mostrou discrepâncias em relação a trechos com profundidades semelhantes. Todavia, o processo para a determinação das cargas em cada nível da estaca está sujeito a erros, sejam eles da instrumentação ou no processo de determinação da rigidez das estacas, sendo que as diferenças obtidas no atrito unitário das estacas ET02 e ET04

refletem todo esse processo, mas, de maneira geral, os perfis de atrito estão em concordância com as sondagens. Quanto à resistência de ponta, o comparativo entre as duas estacas se mostrou coerente, com maior resistência de ponta para a estaca ET04, cujo solo, nas sondagens, já se mostrava mais resistente.

- **Métodos semiempíricos**

Os métodos semiempíricos, de maneira geral, apresentaram grande discrepância entre seus resultados, para ambas as estacas, sendo o método de Meyerhof (1976) o mais conservador, seguido de Aoki & Velloso (1975) e suas adaptações. Os métodos LCPC (1982), Eslami e Fellenius (1997) e Décourt & Quaresma (1978) apresentaram resultados intermediários e o método de Teixeira (1996) foi o menos conservador. A grande diferença observada se deve, principalmente, à parcela de atrito lateral, sendo esta função dos diferentes critérios adotados por cada um dos métodos, quanto ao tipo de estaca e de solo.

Quanto à resistência de ponta, não foram observadas variações de resultado da mesma ordem que o atrito lateral, sendo a maior resistência de ponta obtida pelo método Décourt & Quaresma (1978), para ambas as estacas, e a menor, para estaca ET02, por Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988), e para estaca ET04, pelo método LCPC (1982). No comparativo entre os métodos semiempíricos e os resultados da instrumentação, se observou que, para carga de ruptura, todos os métodos se apresentaram a favor da segurança, com estimativas de carga de ruptura abaixo das observadas durante as provas de carga, sendo os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Meyerhof (1976) os mais conservadores, para o caso estudado, com estimativas da carga de ruptura variando de 32 a 47 % e 31 a 39 %, respectivamente, para cada método, nas duas estacas analisadas em relação aos valores obtidos pela instrumentação. O método de Teixeira (1996), se mostrou, para as estacas analisadas, o mais preciso, com estimativas de ruptura equivalentes a 95 e 94 % dos valores obtidos pela instrumentação.

Para o atrito lateral, assim como para a carga de ruptura, todos os métodos se apresentaram conservadores e a favor da segurança, com destaque para os métodos Aoki & Velloso (1975) e Meyerhof (1976), cujas estimativas foram de 20 a 26 % da resistência de atrito real. Teixeira (1996) apresentou as melhores estimativas para o atrito, com valores de 80 e 85 % do obtido pela instrumentação. Em relação a resistência de ponta, todos os métodos superestimaram a resistência real, para a estaca ET02, sendo o método Décourt & Quaresma (1978) o que apresentou a maior estimativa, com carga de ponta 4 vezes superior à obtida pela instrumentação. Para estaca ET04, dois métodos não superestimaram a resistência de ponta, sendo eles Aoki & Velloso modificado por Laprovitera (1988) e LCPC (1982), os demais métodos superestimaram resistência de ponta, variando de 6 %, para Aoki & Velloso modificado por Monteiro (1997) a 46 %, para Décourt & Quaresma (1978).

Em resumo, se viu que, para o tipo de estaca analisada (escavada com polímero em areia), os métodos semiempíricos apresentados no capítulo 2 subestimaram a capacidade de carga total e resistência de atrito lateral, e superestimaram a resistência de ponta. Tais resultados mostram a necessidade de atualização destes métodos, para este tipo de estaca, quanto aos fatores de atrito e ponta, no sentido de se melhorar sua precisão.

- **Métodos de interpretação da curva carga \times recalque**

Os métodos de interpretação da curva carga \times recalque NBR 6122:2010 e Davisson (1972), que definem uma carga de ruptura convencional em função do recalque elástico e do diâmetro da estaca, quando aplicados em carregamentos sucessivos, para estacas escavadas, tendem a apresentar cargas de ruptura menores no primeiro carregamento e cargas ruptura maiores nos carregamentos seguintes. Para as estacas analisadas este aumento variou de 8 a 13 %.

O método de Vander der Veen (1953), que identifica a ruptura física nas provas de carga, apresentou, para as estacas estudadas, cargas de ruptura superiores no primeiro carregamento, com diminuição de 5 a 12 % nos carregamentos seguintes. Isto ocorre, pois, os ajustes feitos pelo método conseguem identificar quedas repentinas na carga \times recalque, as quais ocorrem, no caso de estacas escavadas, para cargas menores nas provas de carga posteriores à primeira.

O método de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971), que define a carga de ruptura física nas provas de carga, se mostrou pouco conservador, ao apresentar resultados que extrapolam as cargas máximas obtidas nas provas de carga. Este não apresentou nenhuma tendência em relação à diferença entre as cargas de ruptura obtidas no primeiro e nos demais carregamentos. O que se notou foi que o carregamento cuja carga máxima aplicada foi maior, também apresentou a maior carga de ruptura, independente do formato da curva e da ordem dos carregamentos.

O método DeBeer (1968), se mostrou conservador, pois adota como carga de ruptura a mudança de inclinação no gráfico $\log(\text{carga}) \times \log(\text{recalque})$, o que por si só não significa a ruptura, mas sim o esgotamento do atrito lateral o início do domínio de ponta. No caso de carregamentos sucessivos, o método apresentou, para os casos analisados, cargas de ruptura superiores no primeiro carregamento, com diminuição de 7 e 15 % nos carregamentos posteriores.

O método de Brinch-Hansen (1963) mostrou resultados coerentes, baseados em seu critério de ruptura, onde a estaca sofre um grande recalque para um acréscimo de carga relativamente pequeno. De maneira geral, para estacas escavadas, ele tende a apresentar maiores cargas de ruptura no primeiro carregamento, devido ao formato da curva, no entanto, para PCE2 da estaca ET04 a curva teórica gerada não apresentou um bom ajuste com a curva real e superestimou a carga de ruptura, necessitando cautela

em sua aplicação. Para estaca ET02 se obteve um melhor ajuste, não ocorrendo tal problema nas três provas de carga analisadas.

Comparando as cargas de ruptura obtidas pelos métodos de interpretação e pela instrumentação, observou-se que, os métodos que se mostraram mais conservadores foram, NBR 6122: 2010, Van der Veen (1953), Davisson (1972) e DeBeer (1968), pois apresentaram cargas inferiores ou pouco acima obtidas pela instrumentação. Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) e Brinch-Hansen (1963) apresentaram valores superiores a instrumentação, sendo Chin-Kondner o método menos conservador, com pico de 18 e 30 % acima do obtido pela instrumentação, respectivamente para as estacas ET02 e ET04.

Em resumo deve-se ter cautela na aplicação de tais métodos, principalmente para carregamento sucessivos, pois tendem a variar a carga de ruptura em do carregamento adotado.

- **Método da rigidez**

Por meio do método da rigidez (Décourt, 1996; 2008), foi possível definir a carga de ruptura, parcela de atrito lateral e resistência de ponta nas estacas analisadas. No caso da estaca ET02, o método indicou uma estaca puramente de atrito, sendo que a carga de ruptura física obtida extrapolou a carga máxima obtida na prova de carga, adotando-se o valor de ruptura convencional referente a um recalque de 10 % do diâmetro da estaca. Para estaca ET04, foi obtida uma resistência de atrito lateral de 74 % e ponta de 26 % da resistência total da estaca.

O valor de resistência total também extrapolou a carga máxima obtida na prova de carga, adotando-se o valor de ruptura convencional. A curva teórica obtida pelo método, para ambas as estacas, apresentou uma boa correlação com a curva real. No caso dos ajustes para a definição das parcelas de ponta e atrito, se obteve bons resultados para valores de R^2 igual ou superior a 0,970. Deve-se ter cautela na separação das parcelas de atrito e ponta, uma vez que o formato da curva carga \times rigidez pode aparentar estaca puramente de atrito em casos onde existe resistência de ponta, devendo-se sempre procurar ajustes com R^2 elevado e com o máximo de pontos possível.

No comparativo com os resultados obtidos pela instrumentação, observou-se que o método superestimou a capacidade de carga das estacas, superando em 3 % a carga de ruptura obtida pela instrumentação. Para o atrito lateral, a resistência foi 7 % superior e 2 % inferior a instrumentação, respectivamente para as estacas ET02 e ET04. Quanto a ponta, o método superestimou a resistência em ambas as estacas, com valores 4 e 21 % superiores à instrumentação, sendo necessário ter cautela na estimativa de resistência de ponta, pois esta tende a apresentar valor mais distante do real. De maneira geral, o método mostrou resultados satisfatórios na definição da carga de ruptura, e separação das parcelas de atrito e ponta.

- **Método das duas retas**

Com relação ao método das duas retas (Massad e Lazo, 1998), constatou-se que, para as estacas analisadas, as curvas de descarregamento subestimaram a parcela de atrito lateral e superestimaram a resistência de ponta das estacas. Neste sentido são necessárias análises mais detalhadas das curvas de descarregamento, pois a separação em duas retas referentes à parcela de atrito e ponta não se mostraram adequadas.

Quanto aos carregamentos, como se tratava de estacas escavadas, somente se trabalhou com os resultados do primeiro carregamento, pois nos demais o método necessita das curvas de descarregamento para a definição do atrito lateral na ruptura. Com as curvas do primeiro carregamento foi possível se estimar as parcelas de atrito e ponta, sendo que no comparativo com os resultados da instrumentação o método subestimou o atrito lateral, em ambas as estacas, com valores 13 e 9 % inferiores aos obtidos pela instrumentação.

Para a parcela de ponta, o método superestimou a resistência das estacas analisadas. Ao se dividir a curva em duas retas, não necessariamente a mudança entre uma reta e outra significava o esgotamento do atrito e o início do domínio de ponta. Sendo esta mudança de inclinação referente ao desenvolvimento não retilíneo da resistência de atrito, cujo pico, para estaca ET02, foi atingido para deslocamentos de 40 mm ou 6 % do diâmetro da estaca.

De maneira geral o método das duas retas dá uma boa ideia das parcelas de atrito e ponta, mas deve-se ter cuidado, pois no caso das estacas analisadas, com baixa resistência de ponta, as curvas carga \times recalque dão a ideia de que a ponta apresenta uma parcela resistente superior a real. Neste sentido é importante que se tenha as sondagens do local durante as análises, para que se possa confrontar as informações obtidas e minimizar os erros do processo.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A análise de provas de carga proporciona um melhor entendimento do comportamento carga \times recalque em estacas, sendo necessário o aprofundamento na pesquisa sobre os mecanismos de transferência de carga. Assim, são feitas algumas sugestões para o prosseguimento da pesquisa:

- Avaliação da influência das cargas residuais no comportamento das estacas, antes do início das provas de carga e após o primeiro carregamento.

- Análise dos coeficientes de atrito e ponta, utilizados por métodos semiempíricos, para estacas escavadas com polímero em areia.

- Estudo sobre a aplicabilidade de curvas de descarregamento para a determinação das parcelas resistentes de atrito lateral e ponta.

6 REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 21655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 2006.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12069: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7250: Solo – Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for Thermal Integrity Profiling of Concrete Deep Foundations. D7949. United States, 2014.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for deep foundations under static axial compressive load. D1143/D1143M. United States, 2007. 15 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations. D5882. United States, 2007.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone testing of soils. D5778-07. United States, 2007.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing. D6760. United States, 2002.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D. de.; PEREIRA, M. Capacidade de carga de estacas em solo de diabásio, submetidas a carregamentos de tração. In: **SEFE V – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, São Paulo, p. 450-457, 2004.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 430 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2010.

ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Capítulo 9: Execução de fundações profundas – Estacas tipo hélice contínua. In: **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. São Paulo: Pini. 2. ed. 1998. p. 345-347.

ARAÚJO, J. M.; Modelos para previsão do módulo de deformação longitudinal do concreto: NRR-6118 versus CEB. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 12, p. 81-91, Outubro, 2008.

BASE FIRME FUNDAÇÕES. {Sem título}. Disponível em: <<http://www.basefirme.com.br>>. Acesso em: junho. 2015.

BELINCANTA, A. **Avaliação dos fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BESSA, A. O. **Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas à tração**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa (MG), 2005.

BRASFOND F178 R1. Relatório de execução de estaca escavada - Polímero. Campo Experimental de Araquari.

BRIAUD, J. L.; TUCKER, L. M. Measured and Predicted Axial Response of 98 piles. **Journal of Geotechnical Engineering**. ASCE, vol. 114, n. 9, p. 984-1001, 1988.

BROCHERO, J. L. R. **Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia**. 174 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. Published by Thomas Telford, London, 1993.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2010. 96 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. de H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2013. 144 p.

DÉCOURT, L. The standard penetration test – state of art report. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 12., Rio de Janeiro. Anais. ABMS, p.2405-2416, 1989.

DÉCOURT, L. On the Load-Settlement Behavior of piles. **Soils and Rocks**, vol. XVIII, n° 2, p. 93-112, São Paulo, 1995.

DÉCOURT, L. Capítulo 8: Análise e projeto de fundações profundas. In: **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. São Paulo: Pini. 2. ed. p. 265-301, 1998.

DÉCOURT, L. Desenvolvimento do Atrito Lateral Estaca-Solo, a partir de Provas de Carga Utilizando Células Expansivas Hidrodinâmicas. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG)**. Curitiba, PR, 2006.

DÉCOURT, L. Loading Tests: Interpretation and Prediction of their Results. **From Research to Practice in Geotechnical Engineering Congress**. ASCE, New Orleans, Louisiana, US, p. 452-470, 2008.

DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. **In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE VIII**. São Paulo: ABEF/ABMS, v. 1, p. 117-131, 2008.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. Ed. John Wiley and Sons, 1988.

EUROCODE 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules. 171 p. 1997.

EL-NAHHAS, F. M; EL-MOSSALLAMY, Y. M. TAWFIK, M. M. Assessment of the skin friction of large diameter bored piles in sand. **Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Alexandria, Egypt, p. 1173-1176, 2009.

FALCONI, F.; CAPUTO, A.; HACHICH, W.; HORTA, C. Prova de carga instrumentada em profundidade em estaca escavada de grande diâmetro em Santos, SP. **In: SEFE VIII – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, São Paulo, 2015.

FALCONI, F.; HACHICH, W.; MASET, V. L. Prova de carga em estacões na Baixada Santista e sua interpretação. **In: SEFE VIII – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, São Paulo, 2015a.

FELLENIUS, B. H. The Analysis of Results from Routine Pile Loading Tests. **Ground Engineering**. p. 19-31, 1980. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: junho. 2015.

FELLENIUS, B. H. Tangent modulus of piles determined from Strain data. **The American Society of Civil Engineers**, ASCE, Geotechnical Engineering Division, Foundation Congress, v, 1, p. 500-510, 1989. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: dezembro. 2015.

FELLENIUS, B. H. Bearing Capacity of Footings and Piles – Does it Really Exist? **Symposium on Southern Ontario Glacial Soils State of Practice and Recent Developments**. Toronto, 20 p. 1999.

FELLENIUS, B. H.; BRUSEY, W. G.; PEPE, F. Soil Set-up, Variable Concrete Modulus, and Residual Load for Tapered Instrumented Piles in Sand. **Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities**. 2000. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: dezembro. 2015.

FELLENIUS, B. H. From Strain Measurements to Load in na Instrumented Pile. **Geotechnical News Magazine**. v. 19, n. 1, p. 35-38, 2001. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: dezembro. 2015.

FELLENIUS, B. H. Determining the Resistance Distribution in Piles: Part 1. Notes in Shift of No-Load Reading and Residual Load. **Geotechnical News Magazine**. v. 20, n. 2, p. 35-38. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: agosto. 2015.

FELLENIUS, B. H. Determining the Resistance Distribution in Piles: Part 2. Method for Determining the Residual Load. **Geotechnical News Magazine**. v. 20, n. 3, p. 25-29. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: agosto. 2015.

FELLENIUS, B. H. What Capacity Value to Choose from the Routine Results of a Static Loading Test. **Fulcrum. The Newsletter of the Deep Foundations Institute**. P. 23-26. 2001. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: junho. 2015.

- FELLENIOUS, B. H.; KIM, S. R.; CHUNG, S. G.; Long-term Monitoring of Strain in Instrumented Piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. ASCE, p. 1583-1595, novembro, 2009.
- FELLENIOUS, B. H.; HAI, M. N. Large Diameter Long Bored Piles in the Mekong Delta. **International Journal of Geoenvironmental Case Histories**, v. 2, n.º, 3, p. 196-207, 2013. Disponível em: <<http://casehistories.geoengineering.org>>. Acesso em: dezembro. 2015.
- FELLENIOUS, B. H. **Red Book: Basic of Foundation Design**. Electronic Edition. Canada, 2014. 413 p. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: abril. 2015.
- FLYNN, K.; MCCABE, B. Residual load development in cast in place piles – a review and a new case history. In: 9th International Conference on Testing and Design Methods for Deep Foundations, Kanazawa, Japan, 2012. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10379/4066>. Acesso em: dezembro. 2015.
- FRANÇA, D. C.; **Provas de cargas estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 186 p. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- FUGRO IN SITU GEOTECNIA. **Report: Geotechnical Investigation URS-01-GRE-02**. p.19. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/wp-content/uploads/2015/02/1.-CPTU-Fugro-Report.pdf>>. Acesso em: junho/2015.
- FUGRO IN SITU GEOTECNIA. **Relatório: Ensaio de Integridade em Estacas (CSL e PIT) URS-02-CSL-01**. p.37. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/wp-content/uploads/2015/02/10.-PIT-and-CH-Report.pdf>>. Acesso em: junho/2015
- GEOKON. Intallation Manual Models 4911A/4911 VW Rebar Strain Meters. Disponível em: <<http://www.geokon.com>>. Acesso em: setembro/2015.
- GENEROSO, F. J. **Análise de provas de carga dinâmica e estática em estacas hélice contínua monitoradas em solo residual jovem de gnaiss**. 121 p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.
- GEOFORMA REC 309. (05/12/2014 a 13/04/2015). Relatório de ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Araquari Campo Experimental.
- GEOFORMA. **Subsurface Exploration Report: RS1735-08/14**. p. 8. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/wp-content/uploads/2015/02/4.-SPT-Geoforma-Report.pdf>>. Acesso em: junho/2015.
- GEOFORMA. **Subsurface Exploration (SPT)**. p. 9. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/wp-content/uploads/2015/02/5.-SPT-Sample-Description.pdf>>. Acesso em: junho/2015.
- GEOFORMA. **SDMT Test Report-SDMT 112- 05/14**. p. 8. Disponível em: < <http://www.ufrgs.br/araquari-ets/wp-content/uploads/2015/02/3.-DMT-Geoforma-Report.pdf>>. Acesso em: junho/2015.
- GEOFORMA. **C.P.T.U. Test Report – CPTU 251-03/14**. p. 13. Disponível em: < <http://www.ufrgs.br/araquari-ets/wp-content/uploads/2015/02/2.-CPTU-Geoforma-Report.pdf>>. Acesso em: junho/2015.
- GEOTECHNE. Technical Report N. 2014/367 – Subject: Thermal Integrity Profiling. p.12. Disponível em: < http://www.ufrgs.br/araquari-ets/?page_id=22#integtesting>. Acesso em: junho/2015.

- HAYES, J.; SIMMONDS, T. Interpreting strain measurements from load tests in bored piles. In: **Proceedings of the 9th international conference on piling and deep foundations**, Nice, France, 2002.
- KORMANN, A. **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- LÍDER BALANÇAS. Catálogo de células de carga. Disponível em: <http://liderbalancas.com.br/downloads/catalogo/Celulas_Catalogo.pdf>. Acesso em: setembro/2015.
- LIEW, S.S.; KOWNG, Y.W.; GAN, S.J. Interpretations of instrumented bored piles in Kenny Hill Formation. In: **Proceedings of the Malaysian Geotechnical Conference**. Petaling Jaya, Malaysia, 16–18 March 2004. Southeast Asian Geotechnical Society, Thailand. pp. 291–298, 2004.
- LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 139 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.
- LUKIANCHUKI, J. A. **Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- MARQUES, J. A. f.; MASSAD, F. Provas de carga instrumentadas em estacas escavadas com bulbos, executadas na região praieira de Maceió, Alagoas. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 27, n. 3, p. 243-260, 2004.
- MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. 270 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UNB, Brasília, 2005.
- MASSAD, F. Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Test. **Revista Solos e Rochas**. vol. 9(1), p. 33-36, São Paulo, 1986.
- MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte 1: solos relativamente homogêneos. **Revista Solos e Rochas**. vol. 15(2), p. 103-115, São Paulo, 1992.
- MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte 2: estacas atravessando camada de solo mais fraca e embutida em solo mais resistente. **Revista Solos e Rochas**. vol. 16(2), p. 93-112, São Paulo, 1993.
- MASSAD, F. On Some Mathematical Representations of the Load-Settlement curve of vertical piles. **Proceedings of X Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. vol. 1, p. 247-254, 1994.
- MASSAD, F. On the Extrapolation of the failure load in pile load tests not carried to failure. **Proceedings of X Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. vol. 1, p. 287-294, 1994.
- MASSAD, F.; LAZO, G. Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas e curtas. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, 11º**. Anais, A.B.M.S. v3. p. 1407-1414, Brasília (DF), 1998.
- ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio do SPT**. Tese (Doutorado) – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PANANTEC. Máquinas e ensaios de calibração RBC. Disponível em: <http://www.panantec.com.br/calibracao_11.html>. Acesso em: setembro/2015.

PAIKOWSKY, S. G.; HAJDUK, E. L.; Design and Construction of Three Instrumented Test piles to Examine Time Dependent Pile Capacity Gain. **Geotechnical Testing Journal**. v. 27, n^o, 6, 2004. Disponível em: <<http://www.astm.org>>. Acesso em: dezembro. 2015.

POULOS, H. G. Analysis of Residual Stress Effects in Piles. **Journal of Geotechnical Engineering**. ASCE, v. 113, n. 3, p. 216-229, 1987.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; FILHO, A. R. Q.; ALMEIDA, M. S. S. de.; DAZINGER, F. Capítulo 3: Investigações Geotécnicas. In: **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. São Paulo: Pini. 2. ed. 1998. p. 119-162.

REINERT, J. **Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística**. 182 p. Dissertação (Mestrado) – PPGECC, UFPR, Curitiba, 2011.

RIEKE, R. D; CROWSER, J. C. Interpretation of Pile Load Test Considering Residual Stresses. **Journal of Geotechnical Engineering**. ASCE, v. 113, n. 4, p. 320-334, 1987.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D. G.; GREIG, J. Use of piezocone data. **ASCE Spec. Conf. In Situ 86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Eng.** Blacksburg, p. 1263-1280, 1986.

SAES, J. L. Capítulo 9: Execução de fundações profundas – estacas escavadas com lama bentonítica. In: **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. São Paulo: Pini. 2. ed. 1998. p. 348-360.

SCHULKE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 168 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, 2013.

SESTREM, L. P. **Concepção e implantação em um plano de instrumentação para avaliação das condicionantes geotécnicas de uma encosta litorânea**. 176 p. Dissertação (Mestrado) – PPGECC, UFPR, Curitiba, 2012.

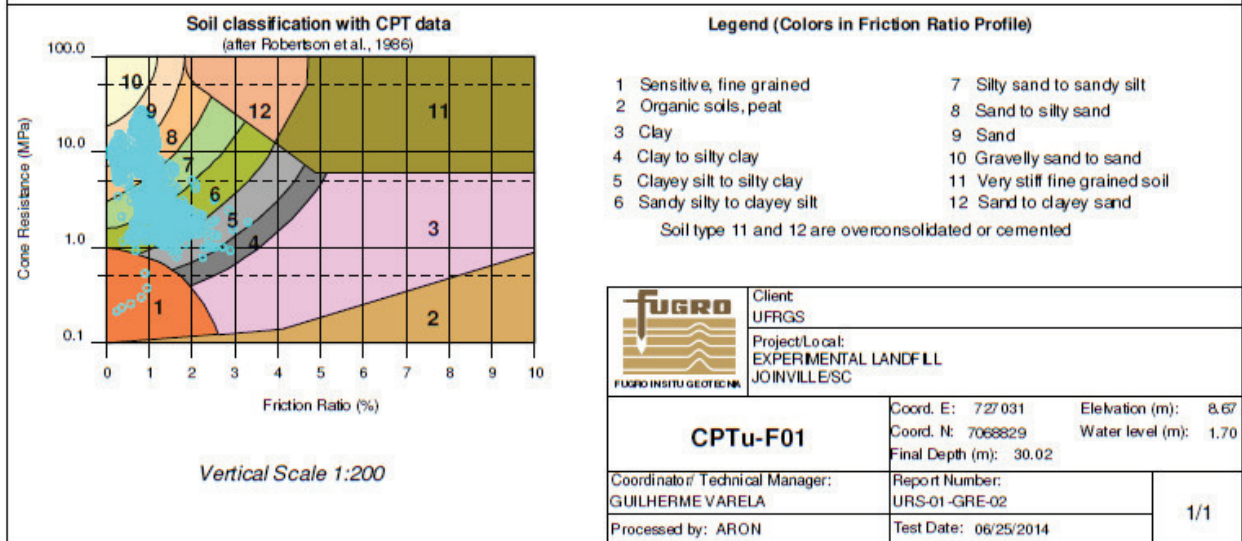
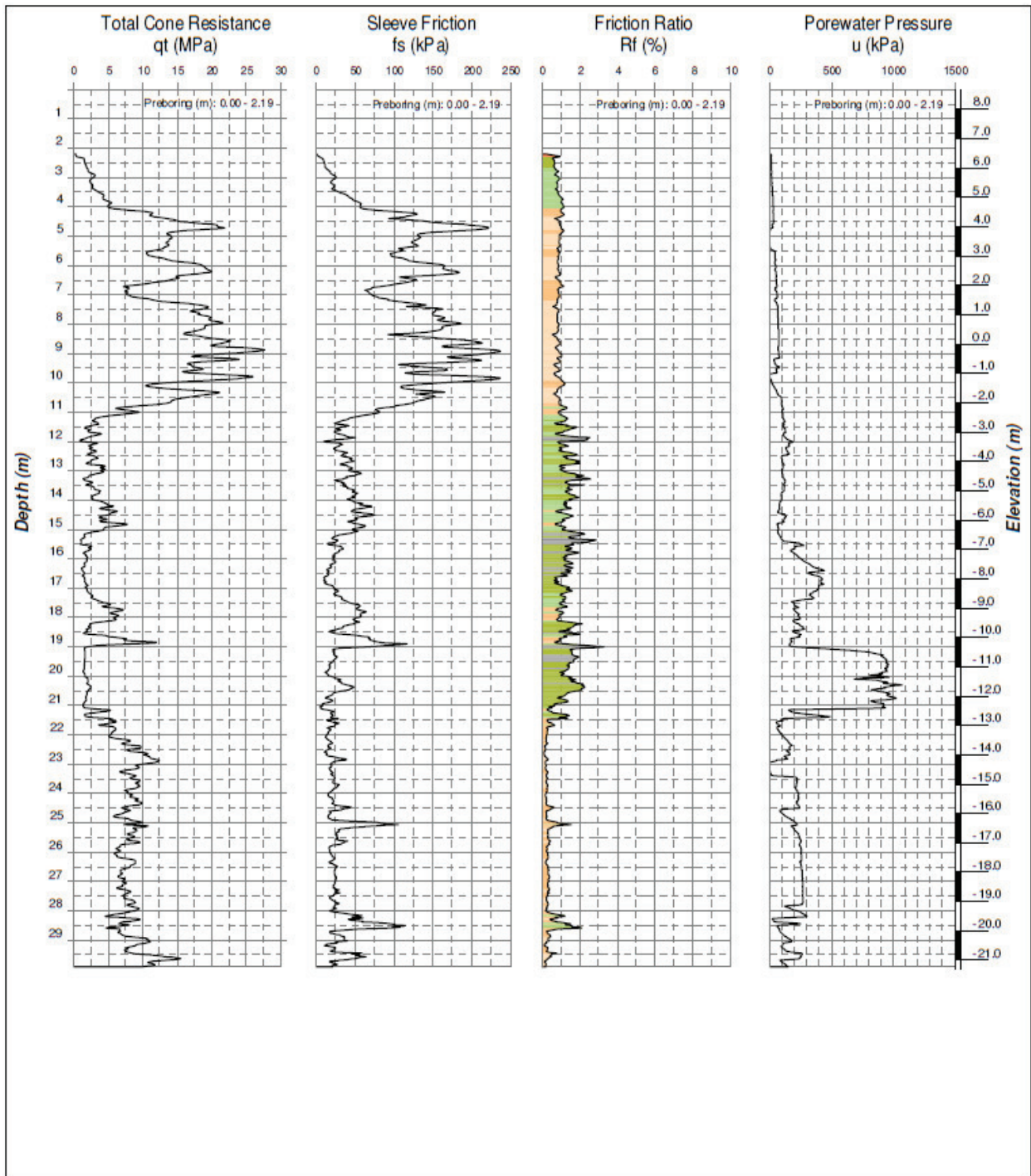
SILVA, L. I. **Avaliação dos métodos de previsão e controle de capacidade de carga em estacas tipo perfil metálico H**. 218 p. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologias e Geociências Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

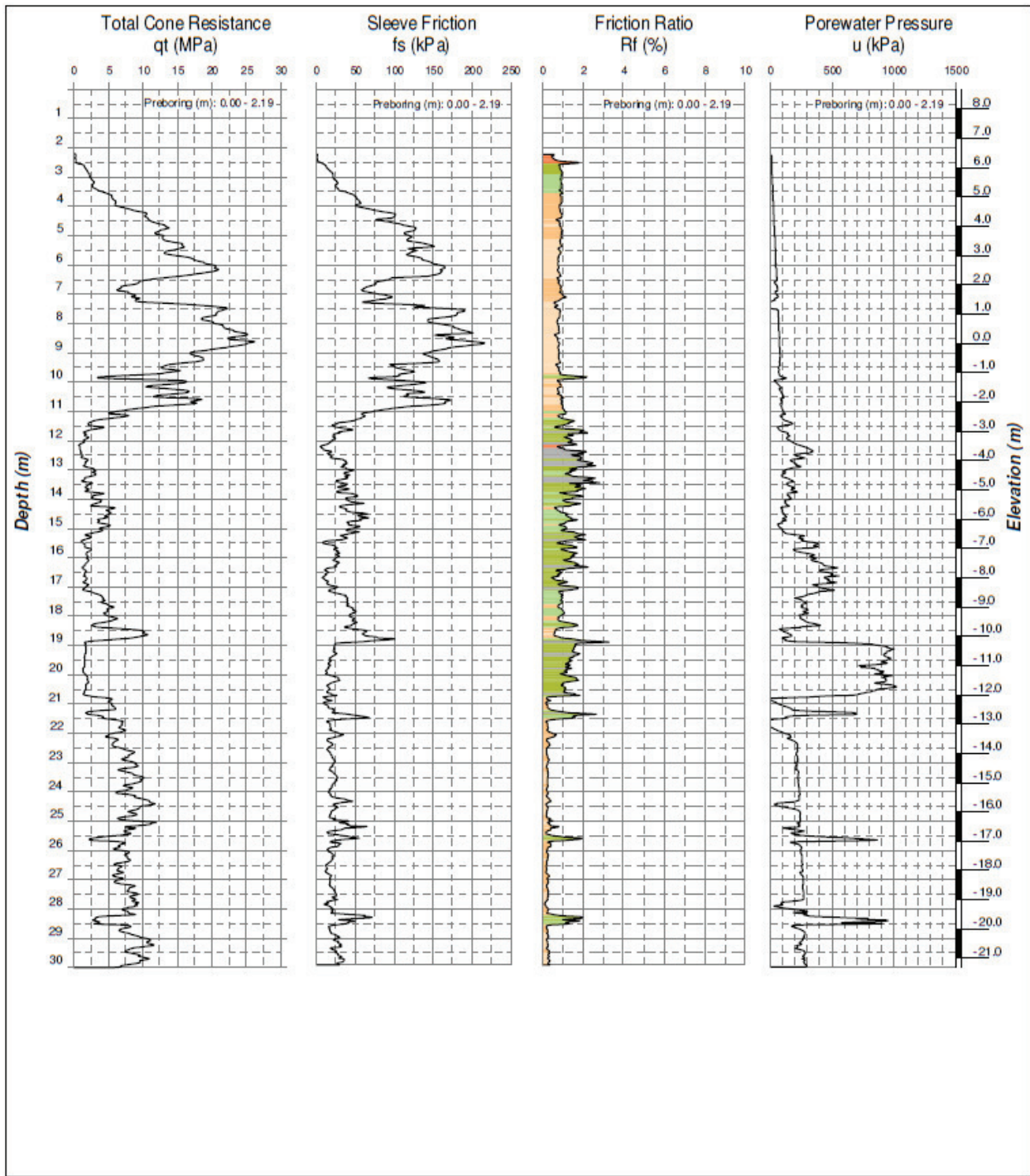
SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Ed. Oficina de textos, 2000.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. Oficina de textos, 2012. 223 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES F. R. **Fundações – Critérios de Projeto, Investigação do Solsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos. 2010. 568 p.

ANEXO 1 – RELATÓRIO DE SONDAGEM CPTU





Soil classification with CPT data
(after Robertson et al., 1986)

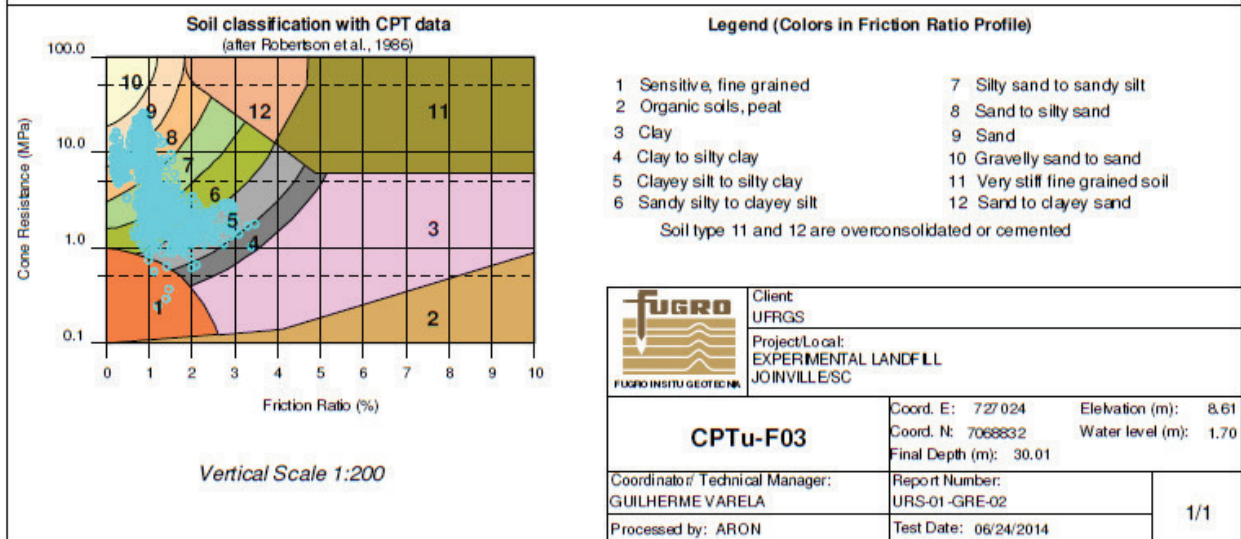
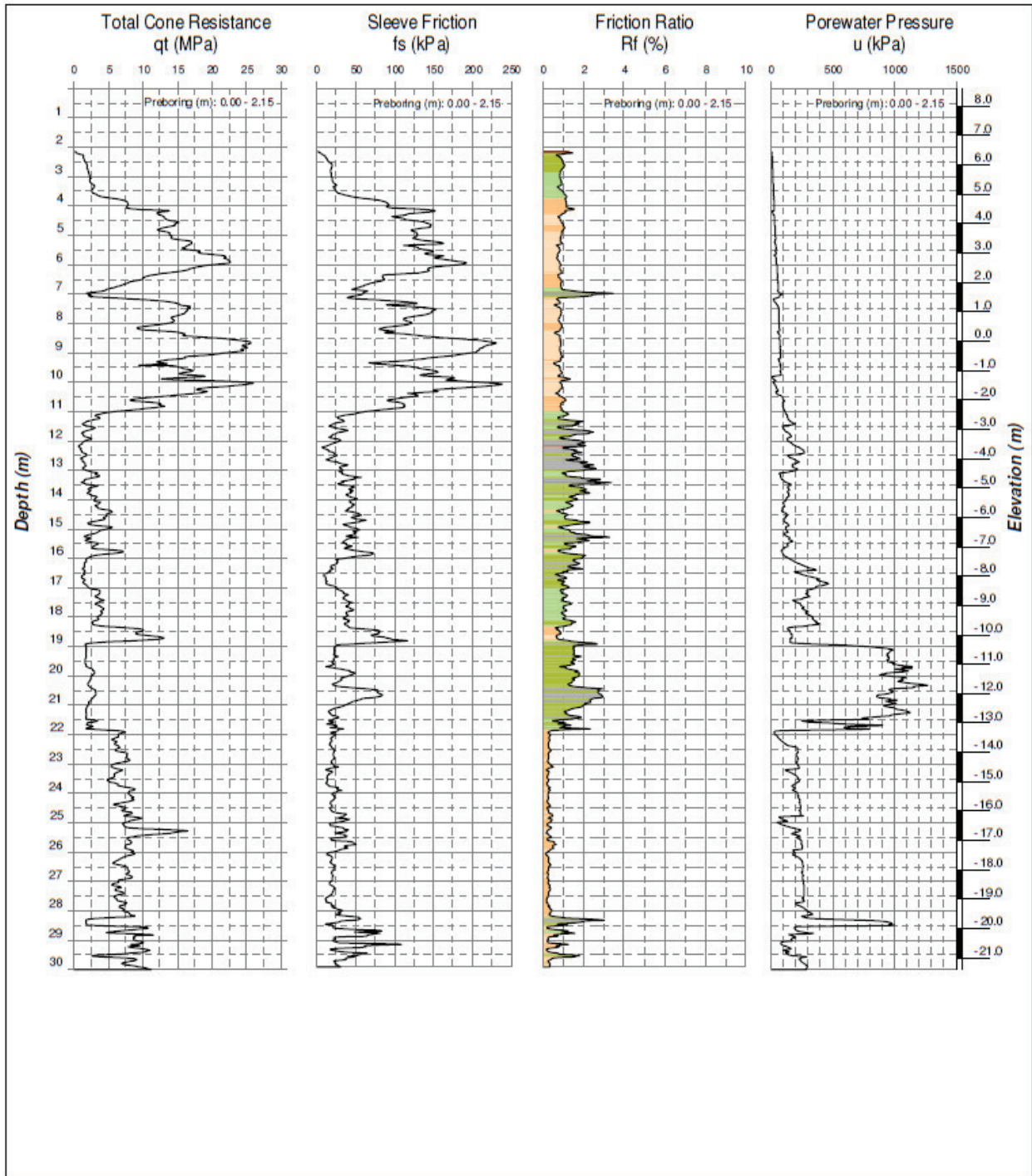
Vertical Scale 1:200

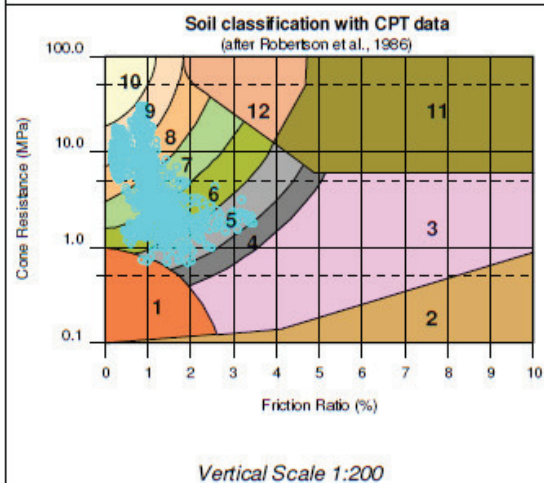
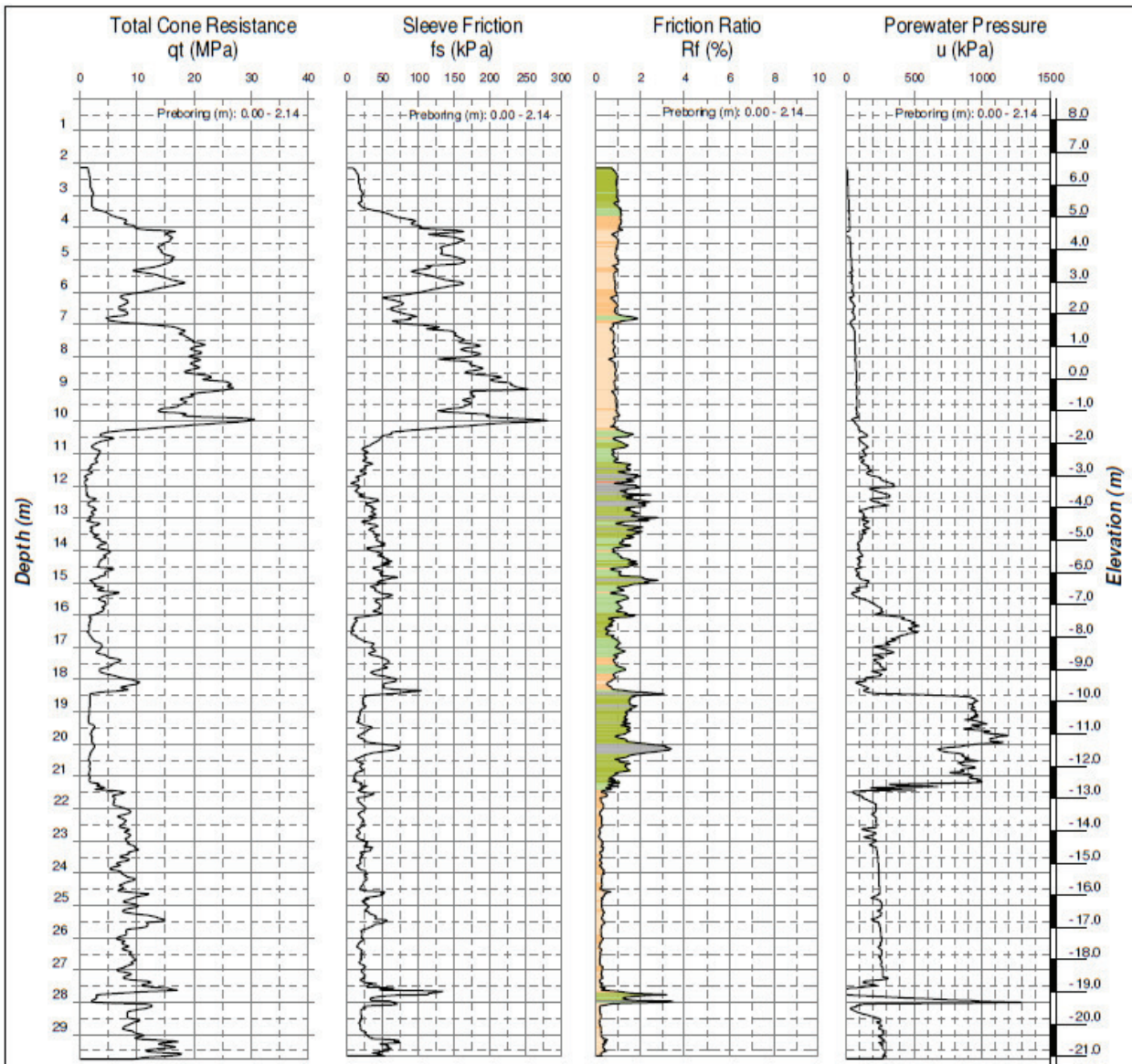
Legend (Colors in Friction Ratio Profile)

1 Sensitive, fine grained	7 Silty sand to sandy silt
2 Organic soils, peat	8 Sand to silty sand
3 Clay	9 Sand
4 Clay to silty clay	10 Gravelly sand to sand
5 Clayey silt to silty clay	11 Very stiff fine grained soil
6 Sandy silty to clayey silt	12 Sand to clayey sand

Soil type 11 and 12 are overconsolidated or cemented

 FUGRO INSTITU GEOTECNICA	Client: UFRGS	Coord. E: 727 029	Elevation (m): 8.68
	Project/Local: EXPERIMENTAL LANDFILL JOINVILLE/SC	Coord. N: 7068834	Water level (m): 1.70
CPTu-F02		Final Depth (m): 30.00	
Coordinator/ Technical Manager: GUILHERME VARELA	Report Number: URS-01-GRE-02	1/1	
Processed by: ARON	Test Date: 06/25/2014		





Legend (Colors in Friction Ratio Profile)

- 1 Sensitive, fine grained
- 2 Organic soils, peat
- 3 Clay
- 4 Clay to silty clay
- 5 Clayey silt to silty clay
- 6 Sandy silty to clayey silt
- 7 Silty sand to sandy silt
- 8 Sand to silty sand
- 9 Sand
- 10 Gravelly sand to sand
- 11 Very stiff fine grained soil
- 12 Sand to clayey sand

Soil type 11 and 12 are overconsolidated or cemented



Client:
UFRGS
Project/Local:
EXPERIMENTAL LANDFILL
JOINVILLE/SC

CPTu-F04

Coord. E: 727 027 Elevation (m): 8.69
Coord. N: 7068839 Water level (m): 1.70
Final Depth (m): 29.76

Coordinator Technical Manager:

Report Number:

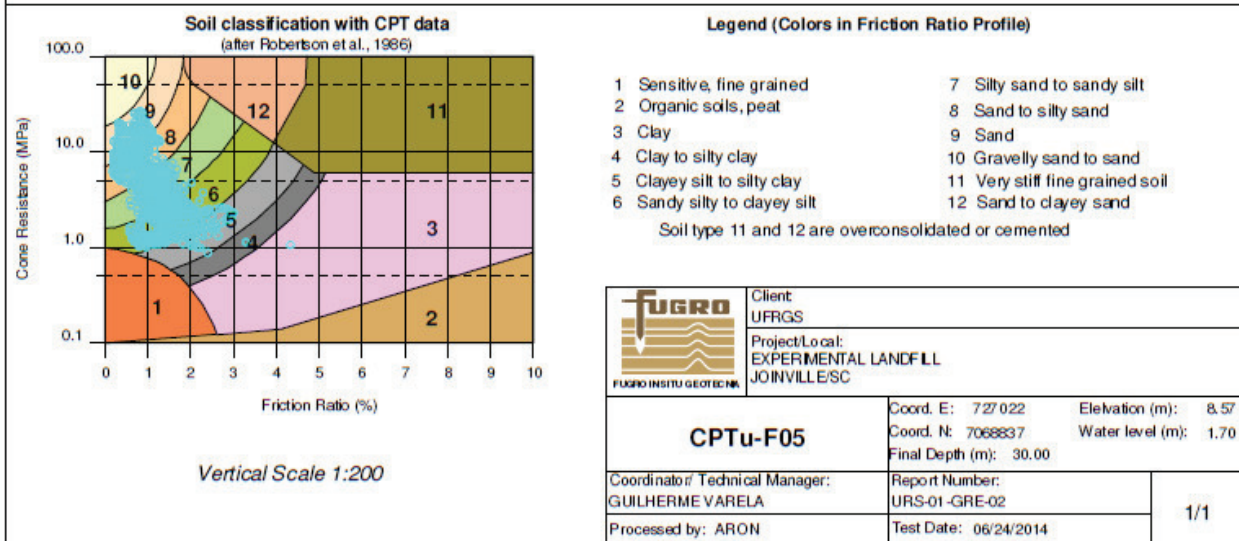
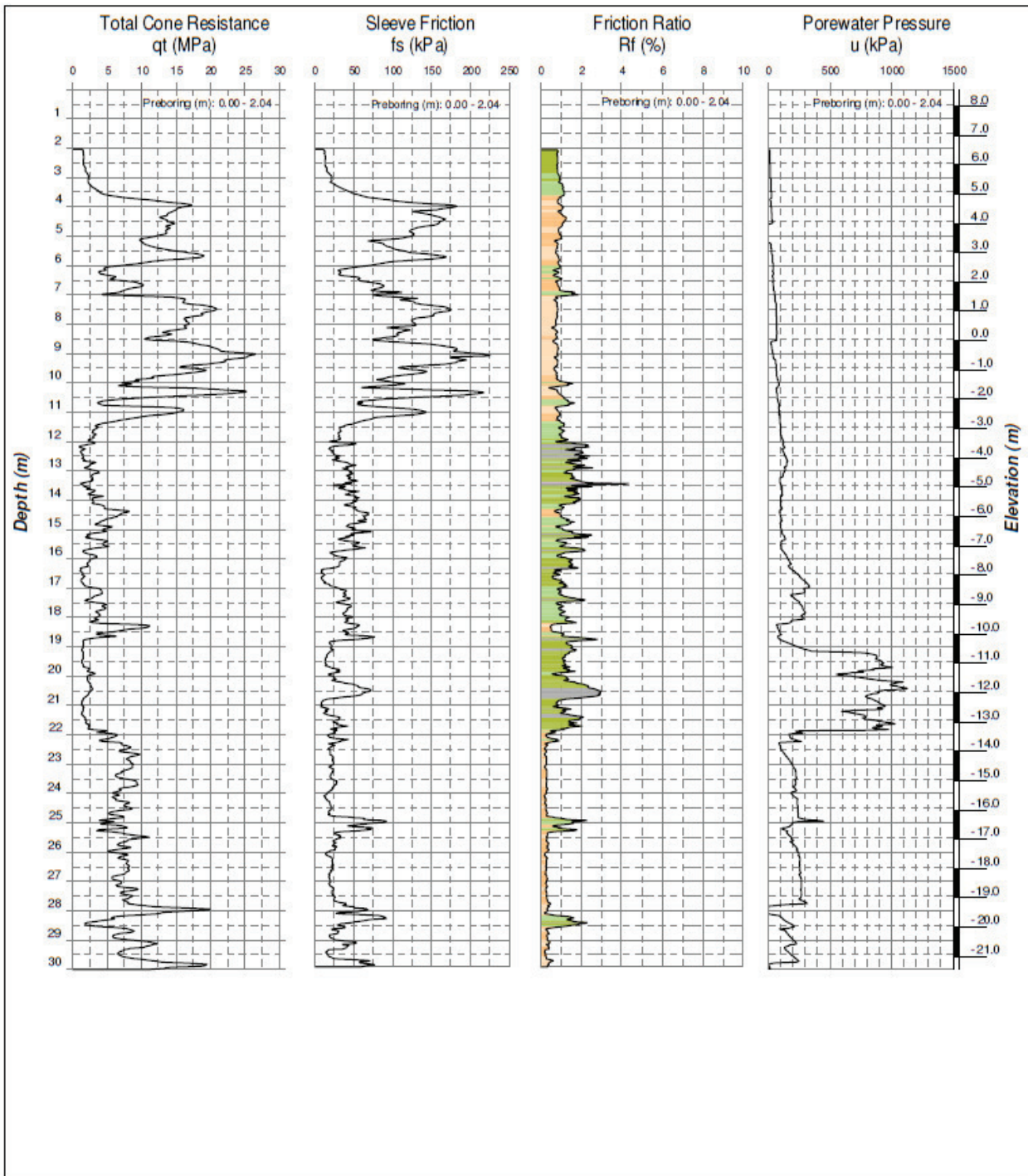
GUILHERME VARELA

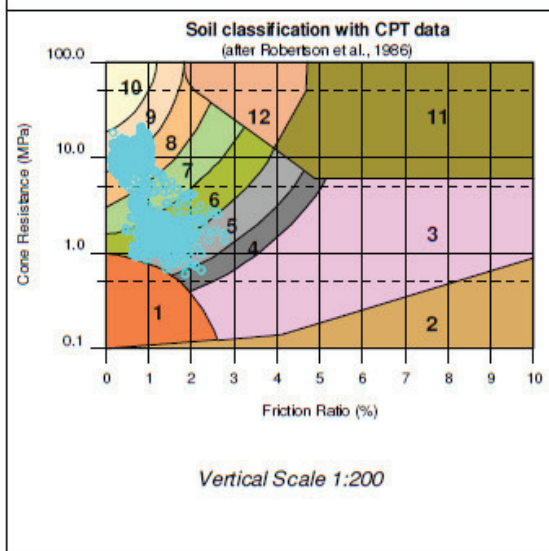
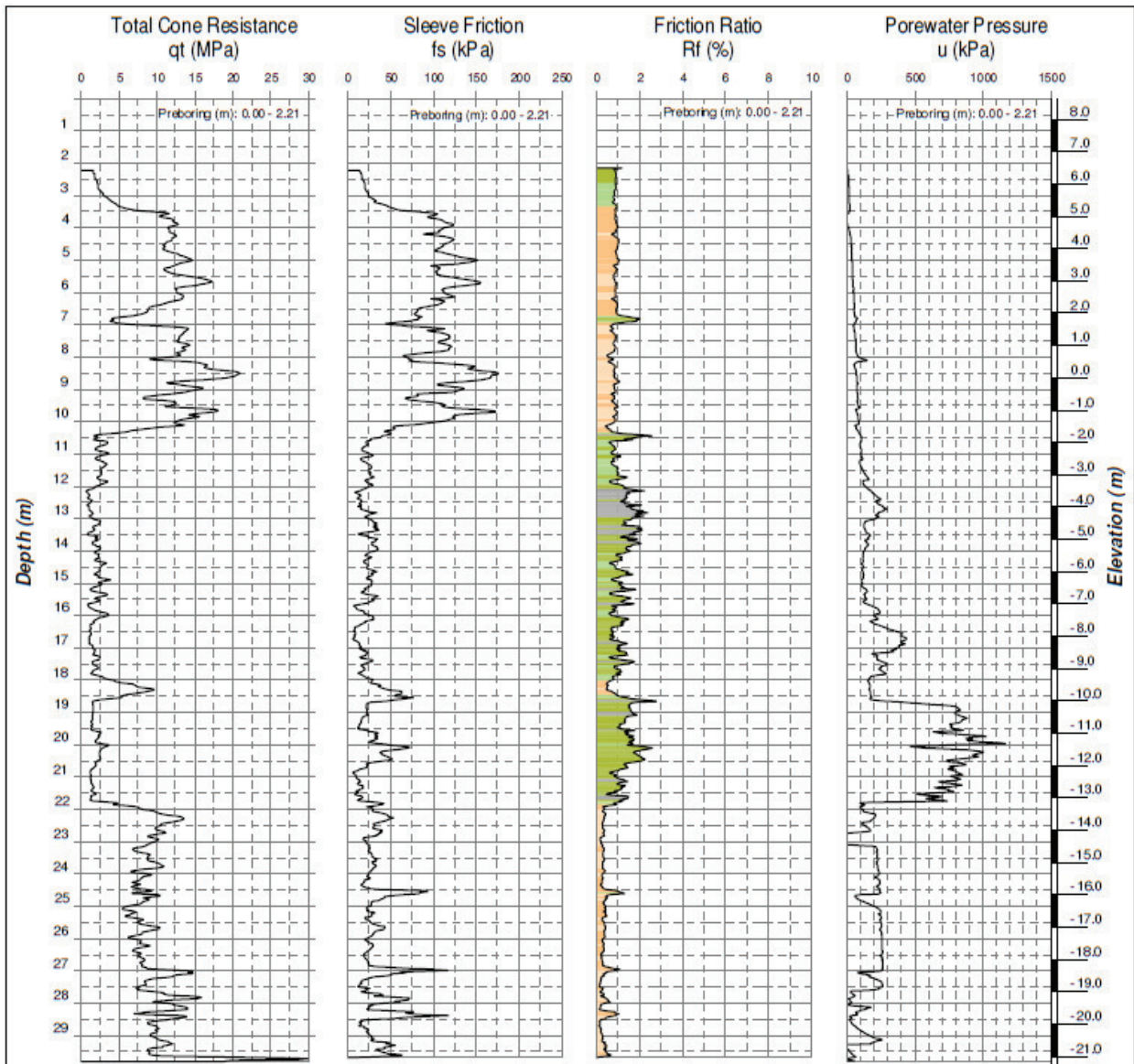
URS-01-GRE-02

Processed by: ARON


Test Date: 06/26/2014

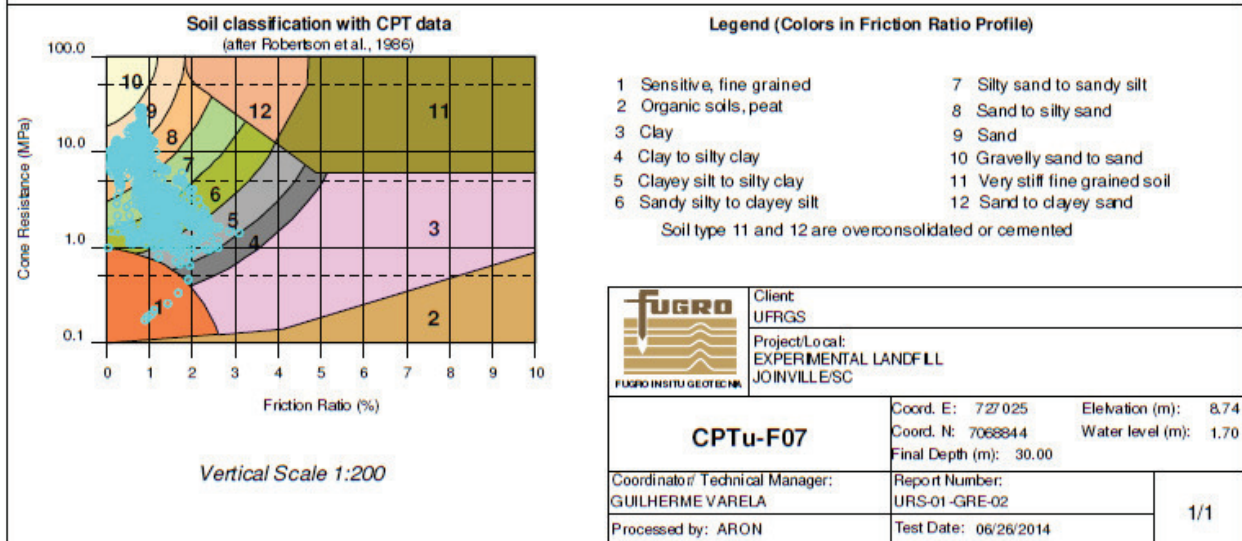
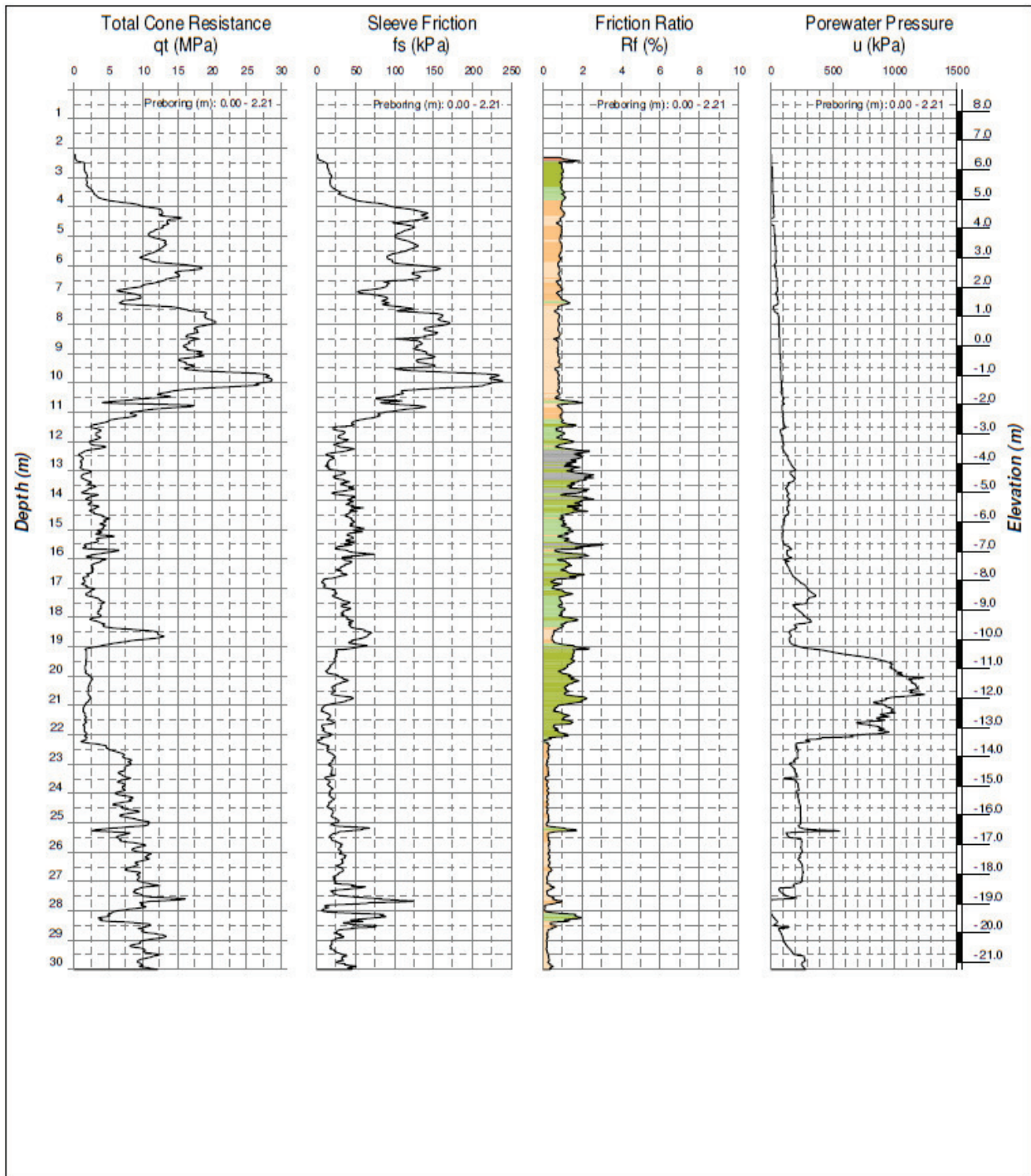
Vertical Scale 1:200






- Legend (Colors in Friction Ratio Profile)**
- | | |
|------------------------------|---------------------------------|
| 1 Sensitive, fine grained | 7 Silty sand to sandy silt |
| 2 Organic soils, peat | 8 Sand to silty sand |
| 3 Clay | 9 Sand |
| 4 Clay to silty clay | 10 Gravelly sand to sand |
| 5 Clayey silt to silty clay | 11 Very stiff fine grained soil |
| 6 Sandy silty to clayey silt | 12 Sand to clayey sand |
- Soil type 11 and 12 are overconsolidated or cemented

	Client: UFRGS
	Project/Local: EXPERIMENTAL LANDFILL JOINVILLE/SC
CPTu-F06	Coord. E: 727 020 Elevation (m): 8.63
	Coord. N: 7068842 Water level (m): 1.70
	Final Depth (m): 29.80
Coordinator/ Technical Manager: GUILHERME VARELA	Report Number: URS-01-GRE-02
Processed by: ARON	Test Date: 06/27/2014
1/1	



	Client: UFRGS	Coord. E: 727 025	Elevation (m): 8.74
	Project/Local: EXPERIMENTAL LANDFILL JOINVILLE/SC	Coord. N: 7068844	Water level (m): 1.70
		Final Depth (m): 30.00	
CPTu-F07			
Coordinator/ Technical Manager: GUILHERME VARELA	Report Number: URS-01 -GRE-02		1/1
Processed by: ARON	Test Date: 06/26/2014		

ANEXO 2 – RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CUSTOMER: -

JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE

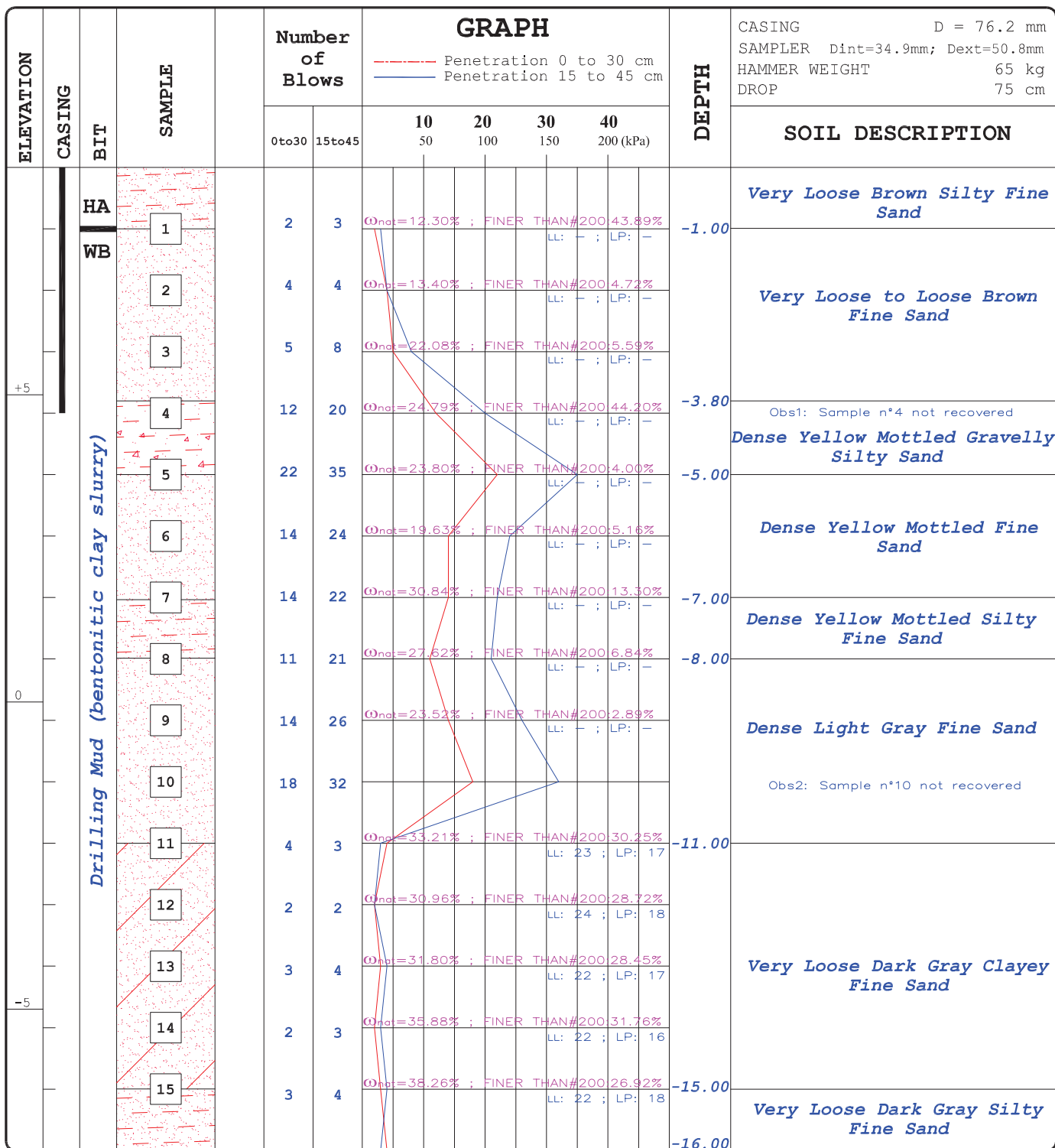
LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA

CITY: ARAQUARI - SC

BORING Nº: SP-01 (GEOFORMA)

SHEET Nº: 01/02

REFERENCE EL.: + 8.70 M



JOB BEGINING: 11/08/2014 Water Level: - 2.55 m
 JOB END: 14/08/2014

Joinville, August 18th, 2014.

JOB Nº: RS 1735 - 08/14

Eng. Edgar Odebrecht
 CREA - 030.913-4 - SC

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CUSTOMER: -

JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE

LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA

CITY: ARAQUARI - SC

BORING Nº: SP-01 (GEOFORMA)

SHEET Nº: 02/02

REFERENCE EL.: + 8.70 M

ELEVATION	CASING	BIT	SAMPLE	Number of Blows		GRAPH				DEPTH	SOIL DESCRIPTION
				0to30	15to45	10	20	30	40		
						50	100	150	200 (kPa)		
		WB	16	4	3	W _{nat} =29.72% ; FINER THAN#200:22.64% LL: - ; LP: -				-15.00	Very Loose Dark Gray Silty Fine Sand
			17	2	2	W _{nat} =29.24% ; FINER THAN#200:14.03% LL: - ; LP: -					
			18	2/33	2/33	W _{nat} =68.53% ; FINER THAN#200:84.04% LL: 44 ; LP: 25				-18.00	Soft Dark Gray Sandy Clay
			19	2	3	W _{nat} =54.66% ; FINER THAN#200:73.23% LL: 44 ; LP: 25					
			20	3	4	W _{nat} =28.06% ; FINER THAN#200:66.21% LL: 33 ; LP: 19				-20.00	Soft Light Gray Sandy Clay
			21	4	4	W _{nat} =29.49% ; FINER THAN#200:68.38% LL: 35 ; LP: 19					
			22	5	8	W _{nat} =24.70% ; FINER THAN#200:10.16% LL: - ; LP: -				-22.00	Loose Light Gray Medium Sand
			23	6	7	W _{nat} =25.46% ; FINER THAN#200:7.43% LL: - ; LP: -				-23.00	
			24	4	4						Very Loose to Loose Light Gray Coarse Sand Obs3: Sample n°24 not recovered
			25	8	7	W _{nat} =19.78% ; FINER THAN#200:5.28% LL: - ; LP: -				-25.00	
			26	5	7	W _{nat} =22.63% ; FINER THAN#200:61.25% LL: - ; LP: -				-26.00	Loose Light Gray Gravelly Coarse Sand Loose Light Gray Gravelly Sandy Silt
			27	7	9	W _{nat} =18.30% ; FINER THAN#200:6.35% LL: - ; LP: -				-27.00	
			28	8	13	W _{nat} =9.39% ; FINER THAN#200:2.61% LL: - ; LP: -					Loose to Medium Light Gray Gravelly Coarse Sand Obs4: Sample n°28 not recovered
			29	14	19	W _{nat} =12.88% ; FINER THAN#200:11.10% LL: - ; LP: -					
			30	8	12	W _{nat} =17.17% ; FINER THAN#200:9.82% LL: - ; LP: -				-30.45	Bottom of boring according to item 6.4.2 from NBR 6484/2001

JOB BEGINING: 11/08/2014 Water Level: - 2.55 m
 JOB END: 14/08/2014

JOB Nº: RS 1735 - 08/14

Joinville, August 18th, 2014.

Eng. Edgar Odebrecht
 CREA - 030.913-4 - SC

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CUSTOMER: -

JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE

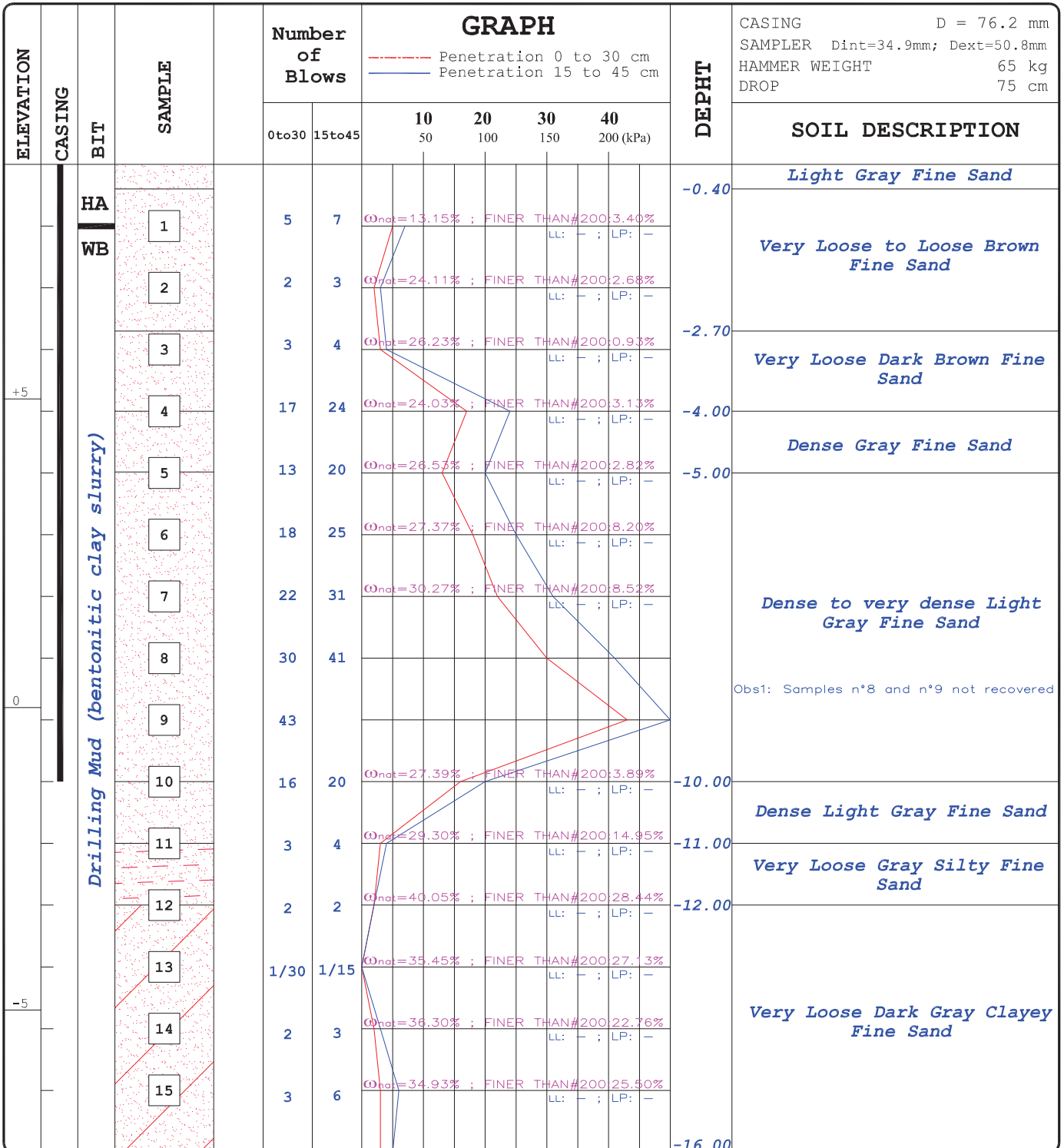
LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA

CITY: ARAQUARI - SC

BORING Nº: SP-02 (GEOFORMA)

SHEET Nº: 01/02

REFERENCE EL.: + 8.80 M



JOB BEGINING: 11/08/2014 Water Level: - 2.77 m

JOB END: 14/08/2014

Joinville, August 18th, 2014.

JOB Nº: RS 1735 - 08/14

Eng. Edgar Odebrecht
CREA - 030.913-4 - SC

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CUSTOMER: -

JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE

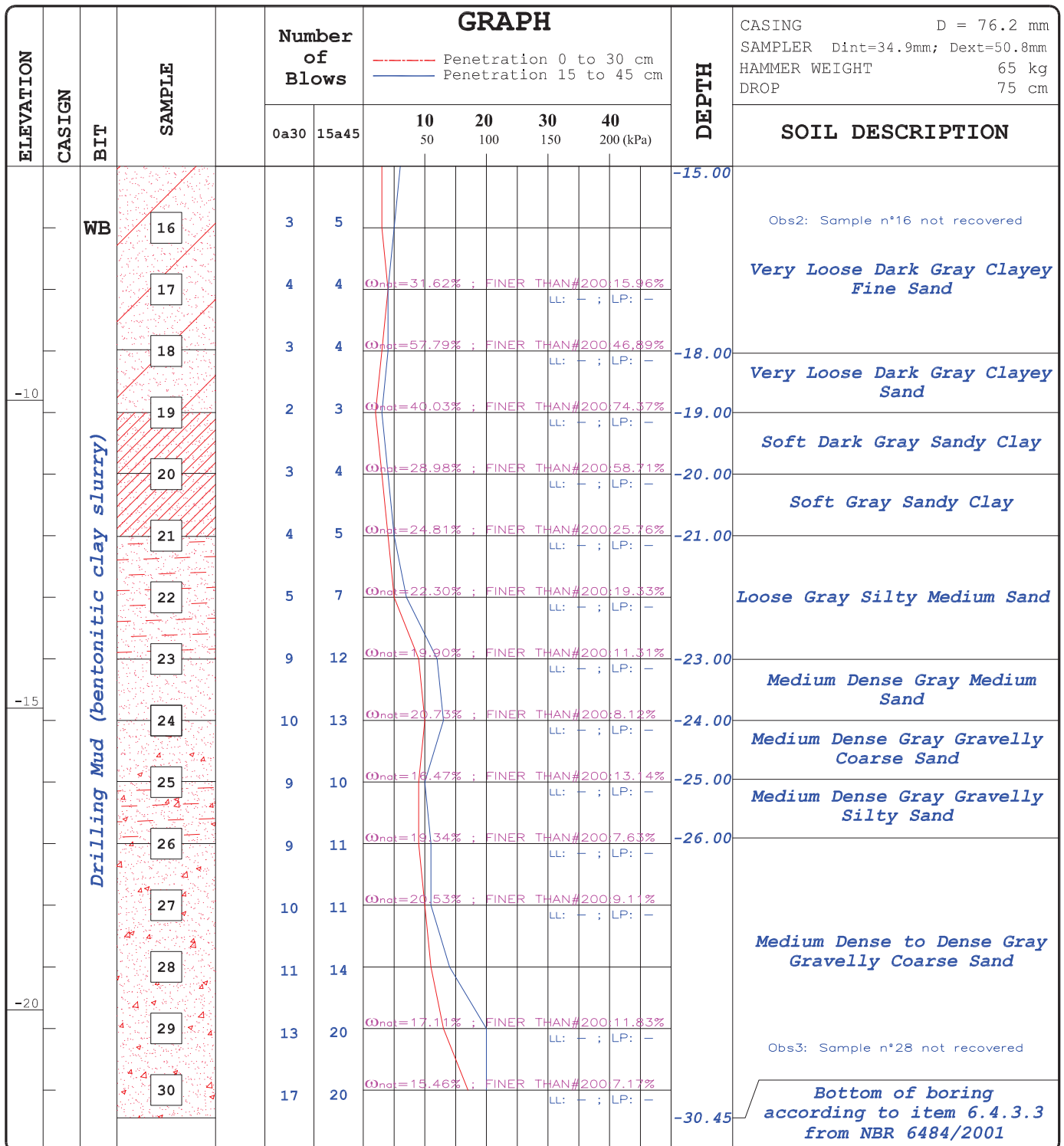
LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA

CITY: ARAQUARI - SC

BORING Nº: SP-02 (GEOFORMA)

SHEET Nº: 02/02

REFERENCE EL.: + 8.80 M



JOB BEGINING: 11/08/2014 Water Level: - 2.77 m

JOB END: 14/08/2014

Joinville, August 18th, 2014.

JOB Nº: RS 1735 - 08/14

Eng. Edgar Odebrecht
CREA - 030.913-4 - SC

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CUSTOMER: -

JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE

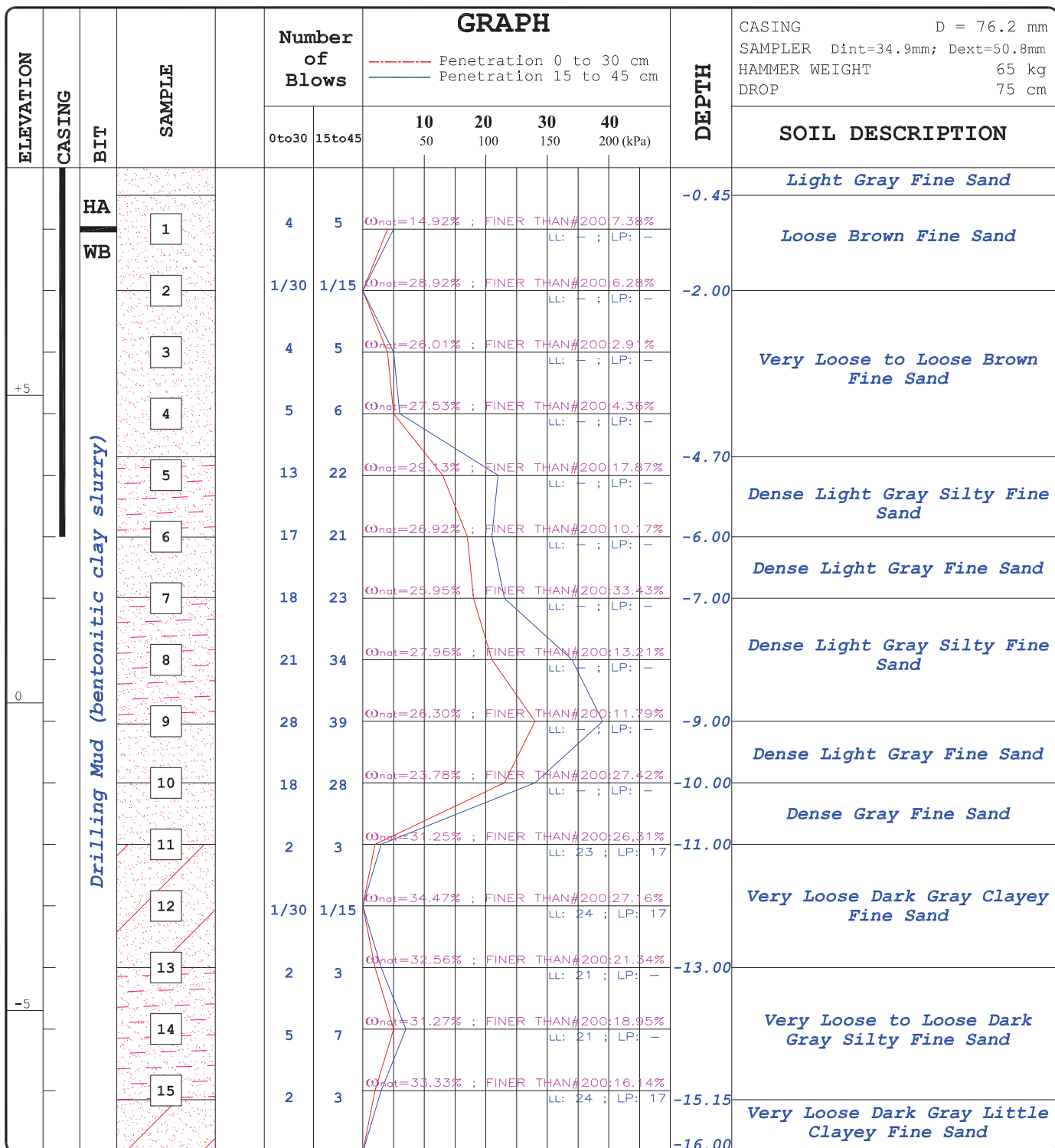
LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA

CITY: ARAQUARI - SC

BORING Nº: SP-03 (GEOFORMA)

SHEET Nº: 01/02

REFERENCE EL.: + 8.70 M



JOB BEGINING: 14/08/2014

JOB END: 19/08/2014

JOB Nº: RS 1735 - 08/14

Water Level: - 2.15 m

Joinville, August 21st, 2014.

Eng. Edgar Odebrecht
CREA - 030.913-4 - SC

SUBSURFACE EXPLORATION (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CUSTOMER: -

JOB: ARAQUARI EXPERIMENTAL SITE

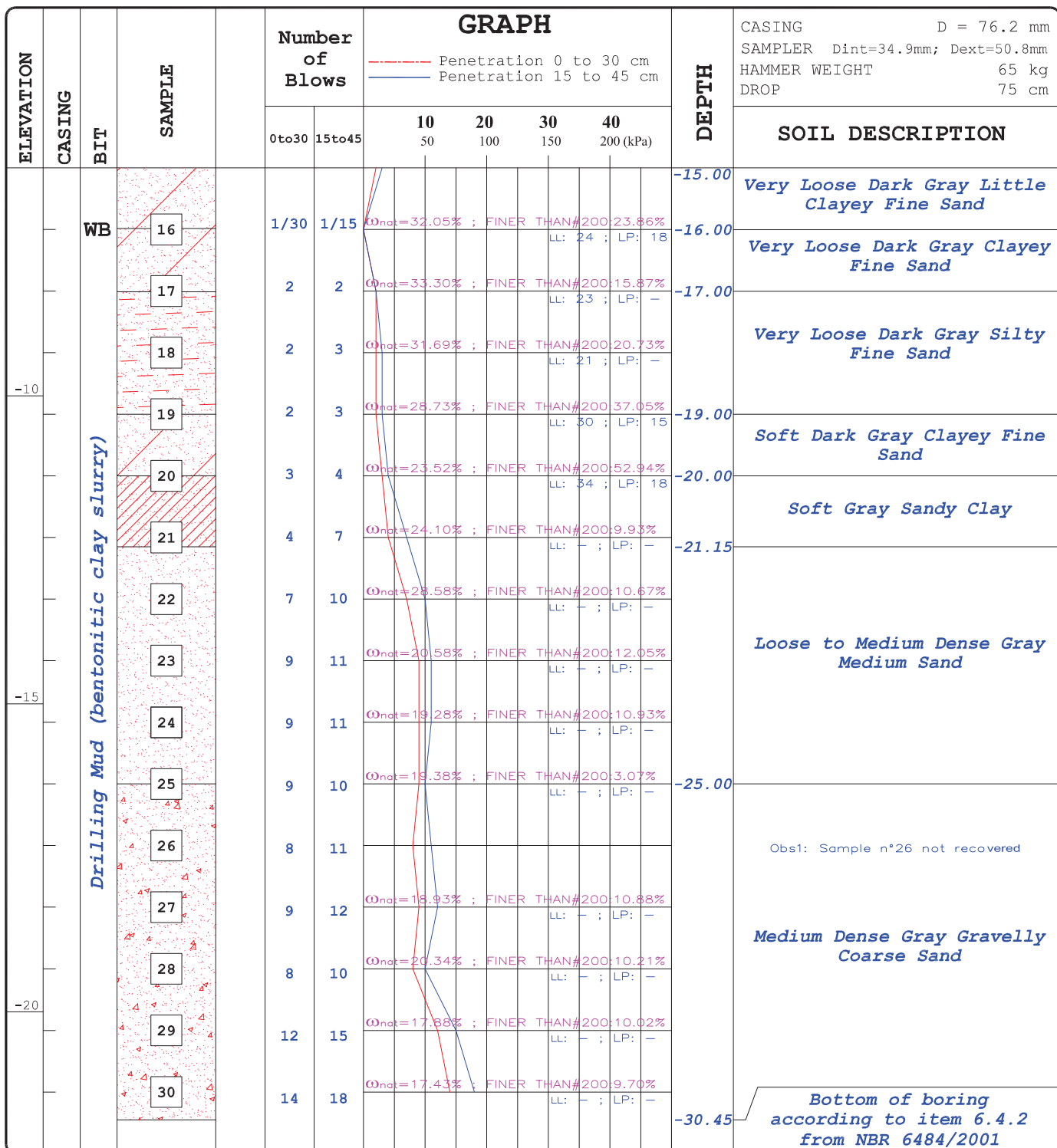
LOCATION: MINERAÇÃO VEIGA

CITY: ARAQUARI - SC

BORING Nº: SP-03 (GEOFORMA)

SHEET Nº: 02/02

REFERENCE EL.: + 8.70 M



BEGINING JOB: 14/08/2014 Water Level: - 2.15 m
 END JOB: 19/08/2014

JOB Nº: RS 1735 - 08/14


Joinville, August 21st, 2014.

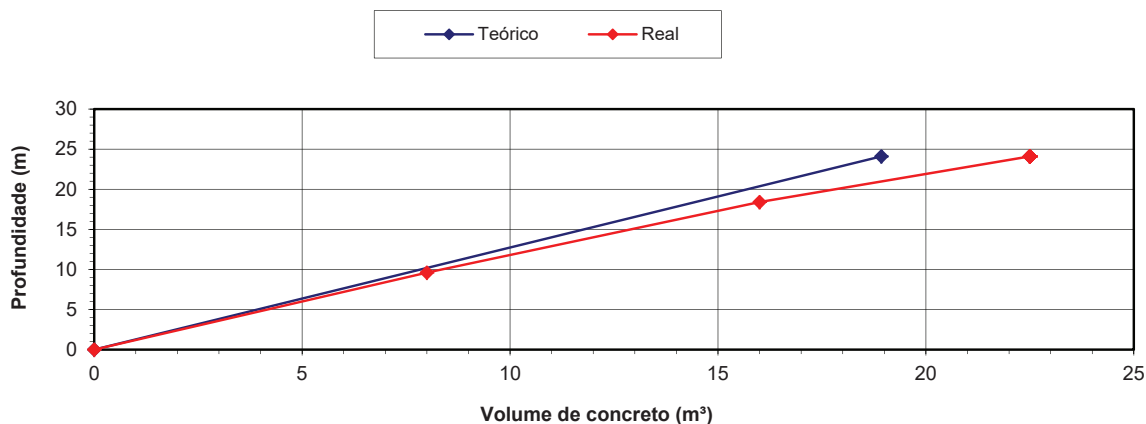
Eng. Edgar Odebrecht
 CREA - 030.913-4 - SC

ANEXO 3 –RELATÓRIO DE EXECUÇÃO DE ESTACA ESCAVADA

Cliente: Campo Experimental Araquari -UFRGS

Canteiro: Araquari				Obra N.º 1603	
Estaca n.º ET4		Nº Progressivo: 1		Cota da camisa guia / terreno: 0,00	
Prof.(m) 24,10	Diâmetro(m) 1,00	Área (m²) 0,79	Cota de fundo: -24,10		
ANTES CONCRETAGEM			POLIMERO		
% de areia			1		
Densidade (g/cm³)			1,05		
Viscosidade (seg.)			39		
PH			10		
Fornecedor de concreto:			Geotesc		
Escavação:		Data: 15/12/14	Qt.de Horas: 02:15	Executado (m) 24,10	
Concretagem:		Data: 15/12/14	Qt.de Horas: 01:01	Acumulado (m) mês 24,10	
Colocação de Armação:		Data: 15/12/14	Qt.de Horas: 00:25	Acumulado (m) obra 24,10	
Colocação da Camisa:		Data: 15/12/14	Qt.de Horas: 00:15	CONCRETADO:	
Colocação da Tremonha:		Data: 15/12/14	Qt.de Horas: 00:30	Executado (m³) 22,50	
Verticalidade		Conforme X	Não Conforme	Acumulado (m³) mês 22,50	
Inspeção Visual da Armadura		Conforme X	Não Conforme	Acumulado (m³) obra 22,50	
Inspeção de Profundidade		Conforme X	Não Conforme		

NR	SLUMP	M³ CONC.	HR. INÍCIO	HR. FIM		NIV. SUP.	SUBIDA DO CONCRETO TEÓRICO (m)	SUBIDA DO CONCRETO REAL (m)	COMPR. TUBO (m)	FCH TUBO (m)
1410	24	8,00	15:17	15:31	24,10	14,50	10,19	9,60	23,90	-
0144	25	8,00	15:40	15:46	14,50	5,70	10,19	8,80	17,90	3,40
9456	25	6,50	15:55	16:18	5,70	-	8,28	5,70	11,90	6,20
		<u>Volume Real</u>				<u>Volume Teórico</u>		<u>Diferença</u>		
		22,50 (m³)				18,93 (m³)		18,87 (%)		



ENG.CLIENTE	FISCALIZAÇÃO	ASS: BRASFOND
-------------	--------------	---------------

ANEXO 4 –RELATÓRIO DE RUPTURA DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO

Tabela 13 - Identificação das estacas no relatório de ruptura

Local de aplicação do concreto	Identificação no Relatório	Idades de ruptura (dias)
ET02	Estaca ET-02	07, 14 e 28
ET04	Estaca N5	07, 14, 28
Referência	Estaca ET-06	07, 14, 28 e 72

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 309 - 05/12/2014 a 13/04/2015

Ciente: ARAQUARI CAMPO EXPERIMENTAL
Obra: Araquari Campo Experimental

Slump Test – NBR NM67

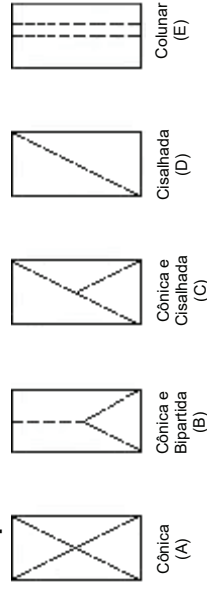
Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm) Dosagem Chegada 1/3V	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dim (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
199	7674	301913	230 +/- 20 270	11/12/14	18/12/14	7	20	10,0	78,540	279,92	35,6	D	Estaca ET-03
200	7674	301913	230 +/- 20 270	11/12/14	18/12/14	7	20	10,0	78,540	288,50	36,7	D	Estaca ET-03
211	7681	301234	230 +/- 20 240	15/12/14	22/12/14	7	20	10,0	78,540	173,97	22,2	D	Estaca ET-05
212	7681	301234	230 +/- 20 240	15/12/14	22/12/14	7	20	10,0	78,540	191,62	24,4	D	Estaca ET-05
223	7682	301929	230 +/- 20 250	15/12/14	22/12/14	7	20	10,0	78,540	193,38	24,6	D	Estaca ET-05
224	7682	301929	230 +/- 20 250	15/12/14	22/12/14	7	20	10,0	78,540	195,96	25,0	D	Estaca ET-05
235	7683	301295	230 +/- 20 265	15/12/14	22/12/14	7	20	10,0	78,540	215,25	27,4	D	Estaca ET-05
236	7683	301295	230 +/- 20 265	15/12/14	22/12/14	7	20	10,0	78,540	202,56	25,8	D	Estaca ET-05
247	7686	303200	230 +/- 20 250	16/12/14	23/12/14	7	20	10,0	78,540	202,92	25,8	D	Estaca ET-02
248	7686	303200	230 +/- 20 250	16/12/14	23/12/14	7	20	10,0	78,540	210,20	26,8	D	Estaca ET-02
259	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	24/12/14	7	20	10,0	78,540	226,16	28,8	D	Estaca ET-06
260	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	24/12/14	7	20	10,0	78,540	221,70	28,2	D	Estaca ET-06

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.
 Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: Casetex/Geotesc

Observações: Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 15/12/14 foram liberados até 280mm.; O caminhão referente a NF 7683 teve somente parte (6,5m³) da sua carga (8m³) descarregada na obra.; O resultado do slump do concreto referente ao dia 16/12/14 foi liberado até 280mm.; Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 17/12/14 foram liberados até 280mm.

Tipo de Ruptura:



Eng.Karina Helena A. B. Berkenbrock - CREA 051.860-4

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 309 - 05/12/2014 a 13/04/2015

Ciente: ARAQUARI CAMPO EXPERIMENTAL
Obra: Araquari Campo Experimental

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm) Dosagem Chegada 1/3V	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dim (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
271	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	24/12/14	7	20	10,0	78,540	206,87	26,3	D	Estaca ET-06
272	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	24/12/14	7	20	10,0	78,540	191,73	24,4	D	Estaca ET-06
283	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	24/12/14	7	20	10,0	78,540	227,15	28,9	D	Estaca ET-06
284	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	24/12/14	7	20	10,0	78,540	233,48	29,7	D	Estaca ET-06
295	7695	298473	230 +/- 20 235	18/12/14	25/12/14	7	20	10,0	78,540	209,60	26,7	D	Estaca N5
296	7695	298473	230 +/- 20 235	18/12/14	25/12/14	7	20	10,0	78,540	204,54	26,0	D	Estaca N5
307	7696	298469	230 +/- 20 250	18/12/14	25/12/14	7	20	10,0	78,540	205,12	26,1	D	Estaca N5
308	7696	298469	230 +/- 20 250	18/12/14	25/12/14	7	20	10,0	78,540	191,18	24,3	D	Estaca N5
319	7697	298457	230 +/- 20 250	18/12/14	25/12/14	7	20	10,0	78,540	185,14	23,6	D	Estaca N5
320	7697	298457	230 +/- 20 250	18/12/14	25/12/14	7	20	10,0	78,540	193,55	24,6	C	Estaca N5
331	7737	308334	120 +/- 20 120	04/02/15	11/02/15	7	40	10,0	78,540	291,60	37,1	D	Blocos
332	7737	308334	120 +/- 20 120	04/02/15	11/02/15	7	40	10,0	78,540	245,70	31,3	D	Blocos

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

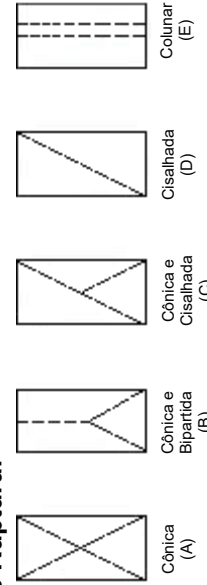
Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: Casetex/Geotesc

Observações: Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 18/12/14 foram liberados até

280mm.

Tipo de Ruptura:



Eng.Karina Helena A. B. Berkenbrock - CREA 051.860-4

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 309 - 05/12/2014 a 13/04/2015

Ciente: ARAQUARI CAMPO EXPERIMENTAL
Obra: Araquari Campo Experimental

Slump Test – NBR NM67

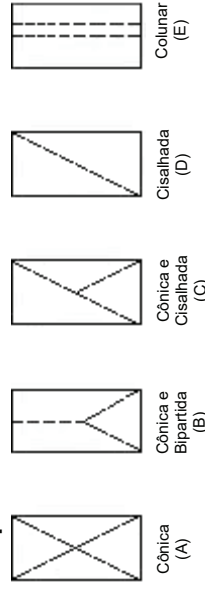
Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm) Dosagem Chegada 1/3V	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dim (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
189	7673	301911	230 +/- 20 270	11/12/14	25/12/14	14	20	10,0	78,540	234,65	29,9	D	Estaca ET-03
190	7673	301911	230 +/- 20 270	11/12/14	25/12/14	14	20	10,0	78,540	259,13	33,0	D	Estaca ET-03
201	7674	301913	230 +/- 20 270	11/12/14	25/12/14	14	20	10,0	78,540	313,71	39,9	D	Estaca ET-03
202	7674	301913	230 +/- 20 270	11/12/14	25/12/14	14	20	10,0	78,540	307,49	39,2	D	Estaca ET-03
213	7681	301234	230 +/- 20 240	15/12/14	29/12/14	14	20	10,0	78,540	198,24	25,2	D	Estaca ET-05
214	7681	301234	230 +/- 20 240	15/12/14	29/12/14	14	20	10,0	78,540	206,28	26,3	D	Estaca ET-05
225	7682	301929	230 +/- 20 250	15/12/14	29/12/14	14	20	10,0	78,540	200,09	25,5	D	Estaca ET-05
226	7682	301929	230 +/- 20 250	15/12/14	29/12/14	14	20	10,0	78,540	218,27	27,8	D	Estaca ET-05
237	7683	301295	230 +/- 20 265	15/12/14	29/12/14	14	20	10,0	78,540	207,34	26,4	D	Estaca ET-05
238	7683	301295	230 +/- 20 265	15/12/14	29/12/14	14	20	10,0	78,540	225,87	28,8	D	Estaca ET-05
249	7686	303200	230 +/- 20 250	16/12/14	30/12/14	14	20	10,0	78,540	249,70	31,8	D	Estaca ET-02
250	7686	303200	230 +/- 20 250	16/12/14	30/12/14	14	20	10,0	78,540	251,65	32,0	D	Estaca ET-02

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.
 Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: Casetex/Geotesc

Observações: Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 15/12/14 foram liberados até 280mm.; O caminhão referente a NF 7683 teve somente parte (6,5m³) da sua carga (8m³) descarregada na obra.; O resultado do slump do concreto referente ao dia 16/12/14 foi liberado até 280mm.

Tipo de Ruptura:



Eng.Karina Helena A. B. Berkenbrock - CREA 051.860-4

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 309 - 05/12/2014 a 13/04/2015

Ciente: ARAQUARI CAMPO EXPERIMENTAL
Obra: Araquari Campo Experimental

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm) Dosagem Chegada 1/3V	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dim (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
261	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	31/12/14	14	20	10,0	78,540	228,69	29,1	D	Estaca ET-06
262	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	31/12/14	14	20	10,0	78,540	237,33	30,2	D	Estaca ET-06
273	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	31/12/14	14	20	10,0	78,540	207,62	26,4	D	Estaca ET-06
274	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	31/12/14	14	20	10,0	78,540	214,05	27,3	D	Estaca ET-06
285	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	31/12/14	14	20	10,0	78,540	249,47	31,8	D	Estaca ET-06
286	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	31/12/14	14	20	10,0	78,540	250,47	31,9	D	Estaca ET-06
297	7695	298473	230 +/- 20 235	18/12/14	01/01/15	14	20	10,0	78,540	228,17	29,1	D	Estaca N5
298	7695	298473	230 +/- 20 235	18/12/14	01/01/15	14	20	10,0	78,540	260,24	33,1	D	Estaca N5
309	7696	298469	230 +/- 20 250	18/12/14	01/01/15	14	20	10,0	78,540	262,36	33,4	D	Estaca N5
310	7696	298469	230 +/- 20 250	18/12/14	01/01/15	14	20	10,0	78,540	243,72	31,0	D	Estaca N5
321	7697	298457	230 +/- 20 250	18/12/14	01/01/15	14	20	10,0	78,540	231,03	29,4	D	Estaca N5
322	7697	298457	230 +/- 20 250	18/12/14	01/01/15	14	20	10,0	78,540	245,15	31,2	D	Estaca N5

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

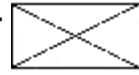
Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: Casetex/Geotesc

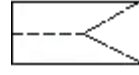
Observações: Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 17/12/14 foram liberados até

280mm.; Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 18/12/14 foram liberados até 280mm.

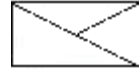
Tipo de Ruptura:



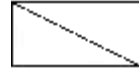
Cônica (A)



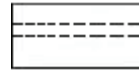
Cônica e Bipartida (B)



Cônica e Cisalhada (C)



Cisalhada (D)



Colunar (E)

Eng.Karina Helena A. B. Berkenbrock - CREA 051.860-4

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 309 - 05/12/2014 a 13/04/2015

Ciente: ARAQUARI CAMPO EXPERIMENTAL
Obra: Araquari Campo Experimental

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm) Dosagem Chegada 1/3V	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dim (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
191	7673	301911	230 +/- 20 270	11/12/14	08/01/15	28	20	10,0	78,540	285,62	36,4	D	Estaca ET-03
192	7673	301911	230 +/- 20 270	11/12/14	08/01/15	28	20	10,0	78,540	287,14	36,6	D	Estaca ET-03
203	7674	301913	230 +/- 20 270	11/12/14	08/01/15	28	20	10,0	78,540	348,22	44,3	D	Estaca ET-03
204	7674	301913	230 +/- 20 270	11/12/14	08/01/15	28	20	10,0	78,540	373,93	47,6	D	Estaca ET-03
215	7681	301234	230 +/- 20 240	15/12/14	12/01/15	28	20	10,0	78,540	226,61	28,9	D	Estaca ET-05
216	7681	301234	230 +/- 20 240	15/12/14	12/01/15	28	20	10,0	78,540	230,11	29,3	D	Estaca ET-05
227	7682	301929	230 +/- 20 250	15/12/14	12/01/15	28	20	10,0	78,540	252,85	32,2	D	Estaca ET-05
228	7682	301929	230 +/- 20 250	15/12/14	12/01/15	28	20	10,0	78,540	279,11	35,5	D	Estaca ET-05
239	7683	301295	230 +/- 20 265	15/12/14	12/01/15	28	20	10,0	78,540	276,10	35,2	D	Estaca ET-05
240	7683	301295	230 +/- 20 265	15/12/14	12/01/15	28	20	10,0	78,540	288,25	36,7	D	Estaca ET-05
251	7686	303200	230 +/- 20 250	16/12/14	13/01/15	28	20	10,0	78,540	287,91	36,7	D	Estaca ET-02
252	7686	303200	230 +/- 20 250	16/12/14	13/01/15	28	20	10,0	78,540	303,90	38,7	D	Estaca ET-02

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

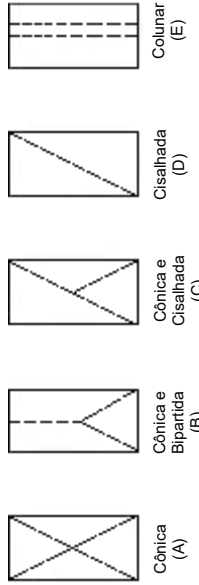
Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: Casetex/Geotesc

Observações: Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 15/12/14 foram liberados até

280mm.; O caminhão referente a NF 7683 teve somente parte (6,5m³) da sua carga (8m³) descarregada na obra.; O resultado do slump do concreto referente ao dia 16/12/14 foi liberado até 280mm.

Tipo de Ruptura:



Eng.Karina Helena A. B. Berkenbrock - CREA 051.860-4

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 309 - 05/12/2014 a 13/04/2015

Ciente: ARAQUARI CAMPO EXPERIMENTAL
Obra: Araquari Campo Experimental

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm) Dosagem Chegada 1/3V	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dim (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
263	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	14/01/15	28	20	10,0	78,540	294,24	37,5	D	Estaca ET-06
264	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	14/01/15	28	20	10,0	78,540	297,59	37,9	D	Estaca ET-06
275	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	14/01/15	28	20	10,0	78,540	249,88	31,8	D	Estaca ET-06
276	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	14/01/15	28	20	10,0	78,540	270,16	34,4	D	Estaca ET-06
287	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	14/01/15	28	20	10,0	78,540	324,00	41,3	D	Estaca ET-06
288	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	14/01/15	28	20	10,0	78,540	313,17	39,9	D	Estaca ET-06
299	7695	298473	230 +/- 20 235	18/12/14	15/01/15	28	20	10,0	78,540	293,15	37,3	D	Estaca N5
300	7695	298473	230 +/- 20 235	18/12/14	15/01/15	28	20	10,0	78,540	285,24	36,3	D	Estaca N5
311	7696	298469	230 +/- 20 250	18/12/14	15/01/15	28	20	10,0	78,540	245,30	31,2	D	Estaca N5
312	7696	298469	230 +/- 20 250	18/12/14	15/01/15	28	20	10,0	78,540	263,55	33,6	D	Estaca N5
323	7697	298457	230 +/- 20 250	18/12/14	15/01/15	28	20	10,0	78,540	254,17	32,4	D	Estaca N5
324	7697	298457	230 +/- 20 250	18/12/14	15/01/15	28	20	10,0	78,540	292,93	37,3	D	Estaca N5

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

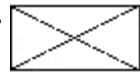
Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: Casetex/Geotesc

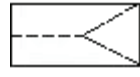
Observações: Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 17/12/14 foram liberados até

280mm.; Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 18/12/14 foram liberados até 280mm.

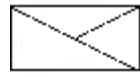
Tipo de Ruptura:



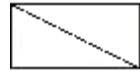
Cônica (A)



Cônica e Bipartida (B)



Cônica e Cisalhada (C)



Cisalhada (D)



Colunar (E)

Eng.Karina Helena A. B. Berkenbrock - CREA 051.860-4

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 309 - 05/12/2014 a 13/04/2015

Ciente: **ARAQUARI CAMPO EXPERIMENTAL**

Obra: **Araquari Campo Experimental**

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm) Dosagem Chegada 1/3V	Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dim (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
265	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	27/02/15	72	20	10,0	78,540	390,80	49,8	D	Estaca ET-06
266	7691	298498	230 +/- 20 240	17/12/14	27/02/15	72	20	10,0	78,540	369,40	47,0	D	Estaca ET-06
277	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	27/02/15	72	20	10,0	78,540	337,90	43,0	D	Estaca ET-06
278	7692	298453	230 +/- 20 250	17/12/14	27/02/15	72	20	10,0	78,540	351,90	44,8	D	Estaca ET-06
289	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	27/02/15	72	20	10,0	78,540	405,50	51,6	D	Estaca ET-06
290	7693	298406	230 +/- 20 250	17/12/14	27/02/15	72	20	10,0	78,540	408,40	52,0	D	Estaca ET-06

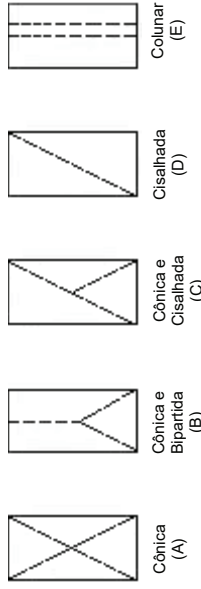
Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: Casetex/Geotesc

Observações: Os resultados dos slump dos concretos referentes ao dia 17/12/14 foram liberados até 280mm.

Tipo de Ruptura:



Eng.Karina Helena A. B. Berkenbrock - CREA 051.860-4