



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO - UFPE**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS - CTG**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**  
**MESTRADO EM ENGENHAIRA CIVIL / GEOTECNIA**

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM MICRO-ESTACAS  
UTILIZADAS NO REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DE UMA PONTE  
HISTÓRICA DO RECIFE-PE**

**Lucas Caliari de Lima**

**Orientador:**  
**Prof. Roberto Quental Coutinho, DSc.**

**Co-orientador:**  
**Prof. Alexandre Duarte Gusmão, DSc.**

**RECIFE, PE – BRASIL**  
**FEVEREIRO – 2008**



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO - UFPE

CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS - CTG

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**MESTRADO EM ENGENHAIRIA CIVIL / GEOTECNIA**

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM MICRO-ESTACAS  
UTILIZADAS NO REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DE UMA PONTE HISTÓRICA  
DO RECIFE-PE**

Lucas Caliari de Lima

Dissertação submetida ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia.

Orientador:

Prof. Roberto Quental Coutinho, DSc.

Co-orientador:

Prof. Alexandre Duarte Gusmão, DSc.

RECIFE, PE – BRASIL

FEVEREIRO – 2008

**L732a      Lima, Lucas Caliari de**  
Análise de provas de carga realizadas em micro-estacas utilizadas no reforço das fundações de uma ponte histórica do Recife-PE / Lucas Caliari de Lima. - Recife: O Autor, 2008.  
xvii, 166 f.; il., gráfs., tabs., mapas.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2008.

Inclui Referências bibliográficas e Anexos.

**1. Engenharia civil. 2. Micro-estaca. 3. Carga vertical.  
4. Fundação de ponte. 5. Carga de ruptura. 6. Injeção efetiva. I. Título.**

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM MICRO-ESTACAS  
UTILIZADAS NO REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DE UMA PONTE  
HISTÓRICA DO RECIFE-PE**

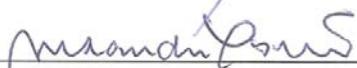
Lucas Caliari de Lima

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE  
EM ENGENHARIA.

**APROVADA POR:**



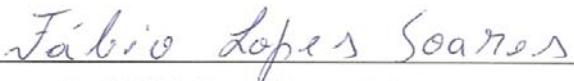
Prof. Roberto Quental Coutinho, D.Sc - UFPE  
(Presidente)



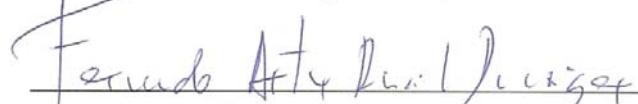
Prof. Alexandre Duarte Gusmão, D.Sc - UPE



Jaime de A. Gusmão Filho, Prof. Titular - UFPE



Prof. Fábio Lopes Soares, D.Sc - UFPB



Prof. Fernando A. Brasil Danziger, D.Sc - COPPE/UFRJ

**RECIFE-PE, 29 DE FEVEREIRO DE 2008.**

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho, pela compreensão, confiança, incentivo, orientação, respeito, amizade e pelos ensinamentos pessoais e profissionais.

Ao Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão, pelo convite para participar desta pesquisa, pelas contribuições ao desenvolvimento deste trabalho e pela amizade.

À CAPES pelo suporte financeiro através da bolsa de estudo e pelo projeto PRONEX/CNPq/FACEPE, imprescindíveis para o desenvolvimento desta pesquisa.

Às empresas Gusmão Engenheiros Associados, Mecsonda Engenharia Ltda (atual Geobeton Engenharia Ltda) e Engemaia & Cia Ltda, por toda a contribuição prestada ao desenvolvimento desta pesquisa.

A Cleônio J. G. Aragão, pelo incentivo, amizade, e pelas importantes contribuições para a conclusão desta pesquisa.

À EMLURB, pela contribuição ao desenvolvimento desta pesquisa e por fornecer informações históricas e técnicas da Ponte Seis de Março.

Aos funcionários do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, pelo apoio durante a realização dos ensaios de laboratório. Especialmente, aos técnicos Severino e Francisco.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da UFPE, por estarem sempre dispostos a transmitir conhecimento.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa-MG (UFV), em especial ao meu tio Dario Cardoso de Lima, que sempre me estimulou a seguir em frente e superar grandes obstáculos.

À minha querida irmã, Débora Caliari de Lima, por quem sinto enorme carinho e admiração, pelas conversas entusiasmadas e cheias de otimismo.

Ao meu tio Adelço Caliari (Canário) e sua esposa Maria do Céu, por me receberem em sua casa e pelos ensinamentos mais valiosos que existem: os ensinamentos sobre a vida. Também pela grande amizade que se consolidou, pelos excelentes livros e pelos magníficos vinhos com bacalhau aos domingos.

A todos os “Metropolitanos”, pelo acolhimento assim que eu cheguei a Recife e pelas incríveis horas de lazer.

A meu tio Adoriz Caliari, de Vitória-ES, por sempre me receber tão bem em sua casa e por me emprestar seu computador para que eu trabalhasse nesta pesquisa durante minha visita ao Espírito Santo.

Ao Fabinho, de Vitória-ES, por me mostrar que o mundo está cheio de pessoas que estão fazendo coisas importantes para o meio ambiente e para a sociedade.

A todos os membros do GEGEP, pelo apoio e incentivo em momentos importantes, em especial à Marília Mary da Silva, pelas conversas no caminho de volta no ônibus da UFPE para Piedade.

Aos amigos Ricardo Figueiredo Marques e Fábio Lopes Soares, pelos conselhos e contribuições para a conclusão deste trabalho.

À Mariana, pelo amor forte, carinho e compreensão que me fazem sentir tão feliz e realizado.

A todos que de uma forma ou de outra tenham me ajudado no desenvolvimento desta pesquisa ou no meu desenvolvimento pessoal e profissional, mas que por um lapso de memória não tenham sido citados aqui.

Por fim, à humildade, amor, carinho, humanismo e a todos os ensinamentos impagáveis deixados por minha amada mãe, Marilda Caliari. Com muito amor.

## ÍNDICE

<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>i</b>
<b>ÍNDICE.....</b>	<b>iii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>vi</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>xi</b>
<b>LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS .....</b>	<b>xiii</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xiv</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xvi</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA DA PESQUISA.....	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	5
<b>2 MICRO-ESTACAS .....</b>	<b>7</b>
2.1. CONCEITO DE MICRO-ESTACA.....	7
2.2. BREVE HISTÓRICO .....	8
2.3. CLASSIFICAÇÃO DAS MICRO-ESTACAS.....	9
2.3.1. Classificação com Base na Finalidade de Projeto .....	10
2.3.2. Classificação com Base no Processo de Injeção .....	13
2.4. PRINCIPAIS COMPONENTES DE UMA MICRO-ESTACA TIPO D (ESTACA ESCAVADA E INJETADA EM MÚLTIPLOS ESTÁGIOS).....	17
2.5. EXEMPLOS DE APLICAÇÕES DAS MICRO-ESTACAS.....	20
2.6. PROCESSO EXECUTIVO DAS MICRO-ESTACAS.....	24
2.7. INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO SOB ALTAS PRESSÕES.....	25
2.8. ATRITO LATERAL UNITÁRIO E RESISTÊNCIA DE PONTA DE MICRO- ESTACAS .....	33
<b>3 DESCRIÇÃO DA OBRA E ESTUDOS REALIZADOS .....</b>	<b>36</b>
3.1. INTRODUÇÃO.....	36
3.2. BREVE DESCRIÇÃO DA GEOLOGIA DA CIDADE DO RECIFE .....	36

<b>3.3. DESCRIÇÃO DA OBRA.....</b>	<b>38</b>
3.3.1. Introdução.....	38
3.3.2. Relevância da Recuperação Estrutural da Ponte Seis de Março .....	41
3.3.3. Seqüência de Recuperação das Estruturas da Ponte.....	44
3.3.4. Características Gerais e Execução das Micro-Estacas da Ponte.....	46
<b>3.3. ESTUDOS REALIZADOS .....</b>	<b>50</b>
3.4.1. Caracterização Geotécnica .....	51
3.4.1.1. Sondagens a percussão - SPT .....	51
3.4.1.2. Amostragem indeformada .....	53
3.4.1.3. Ensaios de laboratório .....	53
3.4.2. Provas de Carga Realizadas.....	58
3.4.3. Características das Micro-Estacas Ensaíadas .....	62
<b>4 MÉTODOS DE ANÁLISE .....</b>	<b>65</b>
4.1. INTRODUÇÃO.....	65
4.2. CARGA DE RUPTURA AXIAL DE MICRO-ESTACAS .....	65
4.2.1. Estimativa da Carga de Ruptura a Partir da Curva Carga-Recalque .....	67
4.2.1.1. Método da NBR 6122/96.....	68
4.2.1.2. Método de VAN DER VEEN (1953).....	69
4.2.1.3. Método de DÉCOURT (1996b) .....	71
4.2.2. Estimativa da Carga de Ruptura a Partir do SPT ou da Pressão de Injeção .....	72
4.2.2.1. Método de DÉCOURT-QUARESMA (1978).....	72
4.2.2.2. Método de AOKI-VELLOSO (1975).....	75
4.2.2.3. Método de DRINGENBERG (1990).....	78
4.3. Estimativa das Resistências Lateral e de Ponta a Partir da Curva Carga-Recalque .....	80
4.3.1. Método de DÉCOURT (2006) .....	80
4.3.2. Método das Duas Retas (MASSAD & LAZZO, 1998).....	81
4.4. ESTACAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS HORIZONTAIS .....	86
4.4.1. Considerações Básicas.....	86
4.4.2. Reação do Solo .....	89
4.4.3. Métodos para Estudo da Prova de Carga Estática Horizontal da Estaca E3-BL7 .....	92
4.4.3.1. Método de CINTRA & ALBIERO (1982) .....	92

4.4.3.2. Software FB-Multipier (BSI, 2000) .....	93
<b>5 RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA.....</b>	<b>97</b>
5.1. INTRODUÇÃO.....	97
5.2. RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA VERTICAL .....	97
5.3. CARGA DE RUPTURA AXIAL DAS MICRO-ESTACAS .....	100
5.3.1. Estimativa da Carga de Ruptura a Partir da Curva Carga-Recalque .....	100
5.3.2. Estimativa da Carga de Ruptura a Partir do SPT ou da Pressão de Injeção .....	108
5.3.3. Comparação entre os Resultados dos Métodos para Previsão da Carga de Ruptura .....	112
5.4. ESTIMATIVA DAS RESISTÊNCIAS LATERAL E DE PONTA A PARTIR DA CURVA CARGA-RECALQUE.....	114
5.5. ATRITO LATERAL UNITÁRIO E RESISTÊNCIA DE PONTA DAS MICRO-ESTACAS ESTUDADAS .....	123
5.6. PROVAS DE CARGA HORIZONTAL .....	127
5.6.1. Resultados das Provas de Carga Horizontal .....	128
5.6.2. Breve Estudo da Prova de Carga Horizontal da Estaca E3-BL7.....	131
5.6.2.1. Método de CINTRA & ALBIERO (1982) .....	131
5.6.2.2. Software FB-Multipier (BSI, 2000) .....	132
<b>6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>134</b>
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	134
6.2. CONCLUSÕES .....	135
6.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	138
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS .....</b>	<b>140</b>
<b>OUTRAS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CITADAS.....</b>	<b>146</b>
<b>ANEXO A – RESULTADOS DAS SONDAGENS SPT .....</b>	<b>149</b>

## LISTA DE FIGURAS

### **CAPÍTULO 2: MICRO-ESTACAS**

Figura 2.1 – Classificação das estacas escavadas, com injeção, segundo a NBR 6122/96.....	10
Figura 2.2 – Micro-estacas classificadas no caso 1 (FHWA, 2000).....	11
Figura 2.3 – Micro-estacas classificadas no caso 2 (FHWA, 2000).....	12
Figura 2.4 – Classificação das aplicações das micro-estacas (FHWA, 2000) com base na finalidade de projeto .....	13
Figura 2.5 – Classificação das micro-estacas com base no tipo de injeção (FHWA, 2000).....	14
Figura 2.6 – Esquema dos principais componentes de uma micro-estaca tipo D .....	18
Figura 2.7 – Válvula manchete composta por um cilindro de borracha e um dispositivo (vermelho) com encaixe para o tubo de PVC (IYOMASA, 2000) .....	19
Figura 2.8 – Representação esquemática da montagem do tubo de injeção (em PVC) com válvulas manchete (IYOMASA, 2000) .....	19
Figura 2.9 – Obturador de anel utilizado em injeções com válvula manchete (IYOMASA, 2000).....	20
Figura 2.10 – Esquema de restauração para a Leaning Al Hadba Minaret (LIZZI, 1982, a partir de FHWA, 2000).....	21
Figura 2.11 – Seqüência executiva típica para micro-estacas tipo D (adaptado de FHWA, 2000) .....	25
Figura 2.12 – Efeitos da injeção nos solos (SALIONI, 1985, citado por SODRÉ, 1996, a partir de BRANCO, 2006).....	26
Figura 2.13 – Valores relativos das pressões em injeções efetuadas na barragem de Balbina (a) e (b) para bainhas mais resistentes que o solo e (c) para bainha com resistência menor ou semelhante à do solo (SANTOS et al., 1985, a partir de YIOMASA, 2000). Onde: Pr = pressão de ruptura da bainha; Pi = pressão de injeção; e Pd = pressão de descompressão .....	29
Figura 2.14 – Aumentos médios da pressão de reação do solo em função de sucessivas fases de injeção: (a) consolidação de solo aluvionar mole, por injeção de calda de cimento para escavação de túnel urbano e (b) injeção de calda de cimento na execução das fundações de um prédio, em camada de areia fina argilosa, micácea, medianamente compacta, cinza e amarela (solo	

residual), entre camada de argila marinha muito mole e superfície rochosa (GUIMARÃES FILHO, 1984) .....	32
Figura 2.15 – Seção real das estacas e curvas de transferência de carga para (a) estaca 1, (b) estaca 2 e (3) estaca 3 (a partir de SADALLA NETO et al., 1998).....	34

### **CAPÍTULO 3: DESCRIÇÃO DA OBRA E ESTUDOS REALIZADOS**

Figura 3.1 – Geologia da cidade do Recife .....	37
Figura 3.2 – Detalhe do material de preenchimento das estacas originais da ponte .....	39
Figura 3.3 – Distribuição das estacas originais em planta. Cotas em centímetros. AP = apoio .....	40
Figura 3.4 – Vista aérea da ponte Seis de Março, já passando pela restauração .....	40
Figura 3.5 – Detalhe do estado de oxidação das vigas de bordo do balanço dos passeios.....	41
Figura 3.6 – Contraventamentos rompidos.....	42
Figura 3.7 – Oxidação, encrustamento e redução da seção dos pilares.....	43
Figura 3.8 – Placas de chumbo comprometidas .....	43
Figura 3.9 – Locação dos furos de sondagem, e das antigas e das novas estacas .....	45
Figura 3.10 – Cravação das camisas metálicas (ou camisas perdidas).....	47
Figura 3.11 – Croqui da armação do fuste das estacas de 400 mm (esquerda) e 250 mm (direita) .....	48
Figura 3.12 – Posicionamento do tubo manchete no centro da armação .....	49
Figura 3.13 – Detalhe das válvulas manchete .....	49
Figura 3.14 – Ilustração do sistema de injeção de calda de cimento sob pressão .....	50
Figura 3.15 – Perfuração do tabuleiro da ponte através de sondagem rotativa, para a execução das estacas do bloco BL 9.....	52
Figura 3.16 – Perfuração do tabuleiro da ponte através de britadeiras, para a execução das estacas dos demais blocos .....	52
Figura 3.17 – Perfil do subsolo no local da ponte .....	52
Figura 3.18– Locação da vertical de amostragem, em planta .....	53
Figura 3.19 – Curva granulométrica, com uso de defloculante.....	54
Figura 3.20 – Carta de plasticidade do solo estudado .....	55
Figura 3.21 – Curva de adensamento do corpo de prova representativo da camada de solo superficial (AM 01) .....	56
Figura 3.22 – Resultados do ensaio triaxial UU realizado no corpo de prova representativo da camada de solo superficial (AM 01) .....	58

Figura 3.23 – Esquema, em planta, da realização das provas de carga vertical .....	60
Figura 3.24 - Esquema, em corte, da realização das provas de carga vertical .....	60
Figura 3.25 – Esquema, em planta, da realização das provas de carga horizontal.....	61
Figura 3.26 - Esquema, em corte, da realização das provas de carga horizontal .....	61
Figura 3.27 – Prova de carga estática vertical na estaca E3-BL7.....	62
Figura 3.28 – Prova de carga estática horizontal na estaca E3-BL7 .....	62

## CAPÍTULO 4: MÉTODOS DE ANÁLISE

Figura 4.1 – Determinação da carga de ruptura ( $P_r$ ) na curva carga x recalque (NBR-6122/96).....	69
Figura 4.2 – Solução gráfica da equação de Van Der Veen (segundo ALONSO, 1991).....	70
Figura 4.3 – Sistema de injeção (DRINGENBERG, 1990b). (6) representa a reação do solo frente à pressão residual de injeção efetiva.....	79
Figura 4.4 – Determinação de $Q_{su}$ a partir do gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006) .....	81
Figura 4.5 – Curva teórica de carga-recalque no topo para estacas rígidas (ou curtas) e construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura (Alr), adaptado de MASSAD & LAZZO (1998) .....	83
Figura 4.6 – Relações de CAMBEFORT (1964) modificadas por MASSAD (1992) para estacas escavadas no primeiro carregamento .....	83
Figura 4.7 – Ábaco para a determinação direta de $k$ (MASSAD & LAZZO, 1998).....	85
Figura 4.8. Estaca submetida a ações horizontais: (a) deformação; (b) distribuição das tensões (b1) antes do carregamento e (b2) depois do carregamento (SOUSA, 2006) .....	87
Figura 4.9. Estacas curtas: (a) mecanismo de ruptura e (b) pressões reais do solo (SOUSA, 2006) .....	88
Figura 4.10. Estacas longas: (a) mecanismo de ruptura; b) pressões reais do solo (SOUSA, 2006) .....	89
Figura 4.11. Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler (VELLOSO & LOPES, 2002) .....	90
Figura 4.12. Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas e (b) mecanismo de ruptura (VELLOSO & LOPES, 2002) .....	91
Figura 4.13 – Curva p-y para argila mole – carregamento estático (MATLOCK, 1970, a partir de VELLOSO & LOPES, 2002).....	96

## CAPÍTULO 5: RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA

Figura 5.1 – Curvas carga-recalque da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm, 14 válvulas).....	98
Figura 5.2 – Curva carga-recalque da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm, 8 válvulas) .....	98
Figura 5.3 – Curvas carga-recalque da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm, 8 válvulas).....	99
Figura 5.4 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm) na 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen.....	101
Figura 5.5 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm) na 2 <sup>a</sup> prova de carga (rápida), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen .....	102
Figura 5.6 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm) na única prova de carga (rápida), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen .....	102
Figura 5.7 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm) na 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen.....	103
Figura 5.8 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm) na 2 <sup>a</sup> prova de carga (rápida), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen .....	103
Figura 5.9 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm).....	104
Figura 5.10 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 2 <sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm).....	105
Figura 5.11 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à única prova de carga (rápida) da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm).....	105
Figura 5.12 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm).....	106
Figura 5.13 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 2 <sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm).....	106
Figura 5.14 – Perfil representativo da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm, L = 15,6 m, 14 válvulas manchete) .....	109
Figura 5.15 – Perfil representativo das estacas E7-BL3, E8-BL3 e E9-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm, L = 16,3 m, 8 válvulas manchete) .....	110
Figura 5.16 – Comparaçao entre a carga de ruptura obtida a partir dos métodos baseados no SPT ou na pressão de injeção com o valor obtido pelo método de Van der Veen.....	113
Figura 5.17 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E3-BL7 .....	115

Figura 5.18 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 2 <sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E3-BL7 .....	116
Figura 5.19 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à única prova de carga (rápida) da estaca E7-BL3 .....	116
Figura 5.20 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E8-BL3 .....	117
Figura 5.21 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 2 <sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E8-BL3 .....	117
Figura 5.22 - MDR aplicado à curva carga-recalque da 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E3-BL7 .....	119
Figura 5.23 - MDR aplicado à curva carga-recalque da única prova de carga (rápida) da estaca E7-BL3 .....	120
Figura 5.24 - MDR aplicado à curva carga-recalque da 1 <sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E8-BL3 .....	120
Figura 5.25 – Curva carga-deslocamento horizontal da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm).....	128
Figura 5.26 – Curvas carga-deslocamento horizontal da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm) .....	129
Figura 5.27 – Curvas carga-deslocamento horizontal da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm) .....	129
Figura 5.28 – Curva carga-deslocamento horizontal da estaca E9-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm).....	130
Figura 5.29 – Curva de $n_h$ versus $y_0$ (CINTRA & ALBIERO, 1982) .....	131
Figura 5.30 – Comparaçāo entre a curva carga-deslocamento horizontal prevista pelo FB-Multipier e a obtida na prova de carga horizontal da estaca E3-BL7 .....	133

## LISTA DE TABELAS

### **CAPÍTULO 2: MICRO-ESTACAS**

Tabela 2.1 – Detalhes da classificação das micro-estacas com base no método de injeção, depois de PEARLMAN & WOLOSICK (1992), a partir de FHWA (2000).....	16
Tabela 2.2 – Relação entre as aplicações, classificação de projeto e método de execução das micro-estacas (FHWA, 2000) .....	17
Tabela 2.3 – Grau de injetabilidade de alguns tipos de solos (NOVAIS, 2001, a partir de PÉREZ MORE, 2003) .....	28
Tabela 2.4 – Valores da resistência por atrito lateral ( $Q_{su}$ ) e do atrito lateral unitário ( $f_s$ ) para as estacas estudadas por SADALLA NETO et al. (1998) .....	35

### **CAPÍTULO 3: DESCRIÇÃO DA OBRA E ESTUDOS REALIZADOS**

Tabela 3.1 – Carta geotécnica do Recife / Relatório de Geologia (GUSMÃO FILHO, 1998).....	37
Tabela 3.2 – Profundidade das amostras indeformadas retiradas.....	53
Tabela 3.3 – Composição granulométrica do solo estudado (ABNT).....	54
Tabela 3.4 – Limites de consistência e teor de umidade natural .....	55
Tabela 3.5 – Caracterização do solo amostrado .....	55
Tabela 3.6 – Parâmetros de compressibilidade e qualidade da amostra.....	56
Tabela 3.7 – Classificação da qualidade de amostras (OLIVEIRA, 2002) .....	57
Tabela 3.8 – Valores de $S_u$ e $S_u/\sigma'_{vm}$ .....	58
Tabela 3.9. Provas de carga estática vertical realizadas .....	59
Tabela 3.10 – Provas de carga estática horizontal realizadas.....	59
Tabela 3.11 – Estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$ mm, $Li = 10,25$ m, 14 válvulas).....	63
Tabela 3.12 – Estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm, $Li = 5,75$ m, 8 válvulas) .....	63
Tabela 3.13 – Estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm, $Li = 5,75$ m, 8 válvulas) .....	64
Tabela 3.14 – Estaca E9-BL3 ( $\phi_n = 400$ mm, $Li = 5,75$ m, 8 válvulas) .....	64

### **CAPÍTULO 4: MÉTODOS DE ANÁLISE**

Tabela 4.1 – Valores de K para diferentes tipos de solo .....	73
Tabela 4.2 – Valores do coeficiente $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo	

(DÉCOURT, 1996a).....	74
Tabela 4.3 – Valores do coeficiente $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (DÉCOURT, 1996).....	75
Tabela 4.4 – Valores dos fatores $F_1$ e $F_2$ (MONTEIRO, 1997).....	77
Tabela 4.5 – Valores das constantes $K$ e $\alpha$ (MONTEIRO, 1997) .....	77
Tabela 4.6 – Perdas de carga no sistema de injeção (DRINGENBERG, 1990b) .....	79
Tabela 4.7. Vantagens e desvantagens das duas hipóteses (PRAKASH & SHARMA, 1990, a partir de VELLOSO & LOPES, 2002) .....	91

## CAPÍTULO 5: RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA

Tabela 5.1 – Cargas e recalques máximos atingidos nos ensaios, medidos no topo das estacas.....	99
Tabela 5.2 – Estimativas da carga de ruptura ( $Q_u$ ), em kN, obtidas por diferentes métodos a partir das provas de carga estática vertical.....	107
Tabela 5.3 – Correção da pressão de injeção residual média – 2 <sup>a</sup> fase de injeção (DRINGENBERG, 1990b).....	111
Tabela 5.4 – Valores de $Q_u$ , $R_L$ e $R_P$ para as micro-estacas estudadas à compressão .....	112
Tabela 5.5 – Diferença percentual dos valores de $Q_u$ em relação ao método de Van der Veen.....	114
Tabela 5.6 – Estimativa da resistência lateral ( $Q_{su}$ ) e da relação recalque / diâmetro ( $r/\phi_n$ ) das estacas estudadas segundo o Método da Rigidez (DÉCOURT, 1996b; 2006).....	118
Tabela 5.7 – Valores calculados de $d_o$ , $d_1$ e $d_2$ das estacas estudadas segundo o MDR .....	121
Tabela 5.8 – Características das estacas estudadas e parâmetros obtidos pelo MDR .....	121
Tabela 5.9 – Comparação entre os valores de $Q_{su}$ e $r/\phi_n$ obtidos.....	122
Tabela 5.10 – Diferença percentual entre os valores de $Q_{su}$ obtidos em relação ao MDR.....	123
Tabela 5.11 – Valores de $Q_u$ , $Q_{su}$ , $Q_p$ e $f_s$ obtidos para as estacas estudadas .....	124
Tabela 5.12 – Resistência de ponta e atrito lateral unitário médio (MARQUES, 2004).....	125
Tabela 5.13 – Comparação entre os valores de $Q_{su}$ e $\beta$ previstos e calculados, com base no método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a).....	126
Tabela 5.14 – Valores do deslocamento horizontal obtidos a partir da prova de carga na estaca E3-BL7 e da previsão realizada pelo software FB-Multipier .....	133

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFS	Areia fina siltosa
A. Gr.	Areia grossa
A-V	Método de AOKI & VELLOSO (1975)
BSI	Bridge Software Institute
CPT	Cone Penetration Test – Ensaio de Penetração do Cone
DGB	Método de DRINGENBERG (1990a)
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
D-Q	Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978)
EMLURB	Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana do Recife
FHWA	Federal Highway Administration
IGU	Injection Globale et Unitaire (Injeção Global Unitária)
IRS	Injection Répétitive et Sélective – Injeção em Múltiplos Estágios
MDR	Método das Duas Retas proposto por MASSAD & LAZZO (1998)
MDRM	Método das Duas Retas Modificado proposto por MARQUES (2004)
OCR	Over Consolidation Rate – Razão de pré-adensamento.
QML	Quick Maintained Load Test - Ensaio de prova de carga do tipo rápido
REC	Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) aplicado conforme a prática de Recife para micro-estacas
RIG	Método da Rigidez proposto por DÉCOURT (1996b)
SA	Silte argiloso
SML	Slow Maintained Load – Ensaio de prova de carga do tipo lento
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
TMO	Teor de matéria orgânica
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
VDV	Método de VAN DER VEEN (1953)
VPC	Velocidade da prova de carga

## RESUMO

Este trabalho fez parte da recuperação das fundações da Ponte Seis de Março (Ponte Velha), no bairro de Santo Antônio, Recife – PE, de onde foram derivados os estudos realizados, através de uma parceria entre a área de geotecnia – DEC/UFPE e empresas privadas.

Os objetivos gerais deste trabalho são: (1) apresentar conceitos relacionados com as micro-estacas, (2) apresentar o processo e a importância da recuperação das fundações desta Ponte e (3) analisar os resultados das provas de carga realizadas nas novas estacas instaladas.

Os conceitos abordados relativos às micro-estacas são: definição, classificação, principais componentes, controle de execução e considerações sobre a influência da injeção de calda de cimento sob altas pressões.

O processo de recuperação das fundações da Ponte envolveu a completa reconstrução da mesma, com a execução de 90 micro-estacas divididas em 9 blocos de 10 estacas. No projeto, foi considerado que apenas as novas estacas absorveriam e transmitiriam as cargas ao terreno. Como parte do projeto, foram realizadas ao todo 5 provas de carga vertical e 8 provas de carga horizontal.

Para as provas de carga vertical, são apresentadas as curvas carga-recalque no topo obtidas. Em seguida, é realizada uma análise para a determinação do valor da carga de ruptura a partir de métodos que se baseiam na própria curva (NBR 6122/96, VAN DER VEEN, 1953, modificado por AOKI, 1976 e DÉCOURT, 1996b). Os resultados destes métodos foram confrontados com resultados de métodos para previsão da carga de ruptura a partir do SPT (DÉCOURT & QUARESMA, 1978, modificado por DÉCOURT, 1996a; AOKI & VELLOSO, 1975, modificado por MONTEIRO, 1997, e uma metodologia utilizada neste projeto, baseada em DÉCOURT & QUARESMA, 1978), e de um método baseado na pressão residual de injeção efetiva (DRINGENBERG, 1990a).

Em seguida, foram determinadas as parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral, a partir dos métodos da Rigidez (DÉCOURT, 1996b, 2006) e do Método das Duas Retas (MASSAD & LAZZO, 1998). Através desta análise, foi possível determinar o valor do atrito lateral unitário.

São apresentados os resultados das provas de carga estática horizontal realizadas e um breve estudo para obtenção do coeficiente de reação horizontal do solo,  $n_h$ , utilizando-se o método de CINTRA & ALBIERO (1982), e uma previsão da curva carga-deslocamento horizontal utilizando-se o software (versão demo) FB-Multipier.

Pode-se concluir, em geral, que os métodos para obtenção da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque apresentaram boa concordância entre si, ainda que com o método da NBR 6122/96 apresentando valores ligeiramente mais conservadores. Dos métodos para previsão da carga de ruptura baseados no SPT, o utilizado neste projeto, bem como os de AOKI & VELLOSO (1975) modificado por MONTEIRO (1997) mostraram boa concordância entre si e com os resultados das provas de carga. O de DRINGENBERG (1990b) mostrou-se também adequado, mas, por depender do conhecimento das pressões de injeção, o mesmo deve ser aplicado após a execução das estacas.

O estudo das parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral mostraram que a resistência de ponta obtida foi superior ao esperado para este tipo de estaca, e que a parcela de resistência por atrito lateral foi menor.

**Palavras - chave:** Micro-estacas, Fundação de ponte, carga de ruptura, Injeção efetiva.

## ABSTRACT

This work was part of the recovery of the “Seis de Março” Bridge, at Santo Antônio, Recife-PE, Brazil, from where these studies were obtained. This work was developed in a partnership between the geotechnical engineering department – DEC/UFPE and private companies.

The general objectives of this work are: (1) present concepts related to micropiles, (2) present the process and the importance of this bridge foundation recovery and (3) analyze the results of pile load tests realized in the newly constructed micropiles.

The concepts related to micropiles that are presented in this work are: definition, classifying, main components, construction control and considerations about the influence of high pressure grouting.

The recovery process employed in the Seis de Março bridge foundation was based on its complete reconstruction, with the execution of 90 micropiles divided in 9 blocks of 10 piles. In the project, it was admitted that only the new piles would resist and transmit the loads to the ground. As a fundamental part of the project, it was executed 5 vertical pile load tests and 8 horizontal pile load tests.

For the vertical pile load tests, are presented the load-displacement curves obtained in the piles top. Following, it is presented the obtaining of the value of the ultimate load based in methods that use the load-displacement curve (NBR 6122/96, VAN DER VEEN, 1953, modified by AOKI, 1976, and DÁCOURT, 1996b). These methods results were confronted with methods that estimates the ultimate load based in the SPT (DÉCOURT & QUARESMA, 1978, modified by DÉCOURT, 1996a; AOKI & VELLOSO, 1975, modified by MONTEIRO, 1997; a methodology used in this project, based in DÉCOURT QUARESMA, 1978, and a method based on the effective residual grouting pressure, DRINGENBERG, 1990a).

Next, the toe and skin friction resistances were determined using the method of rigidity (DÉCOURT, 1996b, 2006), and the Two Lines Method (MASSAD & LAZZO).

The results of the static horizontal pile load tests and a brief study for obtaining soil reaction modulus,  $nh$ , using the CINTRA & ALBIERO (1982) method, are presented. It is also presented a prediction of the load-horizontal displacement obtained by the software (demo version) FB-Multipier.

In general, it can be concluded that the methods used for obtaining the ultimate load based in the load-displacement curve presented good agreement between themselves. The NBR 6122/96 method presented values slightly conservatives. From the methods based in the SPT, the used in this project and the AOKI & VELLOSO (1975) modified by MONTEIRO (1007) presented good agreement between them and with the results of pile load tests. The method of DRINGENBERG (1990b) showed to be good, but, because it depends on the knowledge of the effective grouting pressures, it should be applied only after the piles construction.

The study of the toe and skin friction resistances showed that the toe resistance obtained was superior to the waited for this kind of pile, and the skin friction resistance was lower.

**Key – word: Micropiles, Vertical load, Load-displacement, Effective  
Injection.**

## CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO

---

### 1.1 Considerações Iniciais

A cidade do Recife é considerada a “Veneza Brasileira”, famosa por ter um grande número de pontes ligando suas ilhas e cruzando seus rios. As pontes históricas concentram-se na região central da planície da cidade.

A Ponte Seis de Março, mais conhecida como Ponte Velha, situa-se próxima à área onde, em 1643, Maurício de Nassau construiu a primeira Ponte da Boa Vista, sobre o Rio Capibaribe. Esta ponte, porém, foi demolida no governo Henrique Pereira Freire (1737 – 1746).

No dia 06 de março de 1921, nas proximidades deste local, foi inaugurada uma nova ponte, que passou a ser chamada oficialmente de Ponte Seis de Março. Em 1976, esta ponte passou por uma reforma para a ampliação dos passeios (EMLURB, 2005).

Porém, devido a graves problemas que poderiam colocar em risco sua estabilidade, a partir de agosto de 2005 o tráfego de veículos e pessoas foi completamente interditado e a ponte passou por uma recuperação estrutural e estética completa, desde a construção de novas fundações até a pintura anti-corrosiva das estruturas metálicas recuperadas (EMLURB, 2005). Este trabalho apresenta algumas análises quanto ao processo executivo e desempenho das novas fundações da Ponte Seis de Março.

A obra de reforma da ponte foi gerenciada globalmente pela empresa ENGEMAIA & CIA LTDA, sob fiscalização da EMLURB – Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana do Recife. A empresa executora das sondagens SPT, das micro-estacas e das provas de carga foi a MECSONDA ENGENHARIA LTDA. O envolvimento da Universidade Federal de Pernambuco nesta obra se deu através de um convite da GUSMÃO ENGENHEIROS ASSOCIADOS, empresa que desenvolveu o projeto das fundações. A partir deste convite, formou-se uma parceria entre as empresas envolvidas e a área de geotecnica – DEC/UFPE, possibilitando a participação do autor no acompanhamento das etapas de sondagem SPT, execução das novas estacas e das provas de carga realizadas, o que permitiu o desenvolvimento desta pesquisa. Esta pesquisa é parte integrante do Projeto PRONEX – CNPq/FACEPE, sob coordenação do

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

O processo de recuperação das fundações da Ponte, na verdade, envolveu a completa reconstrução da mesma, com a execução de 90 micro-estacas divididas em 9 blocos de 10 estacas. No projeto, foi considerado que apenas as novas estacas absorveriam e transmitiriam as cargas ao terreno. Como parte do projeto, foram realizadas ao todo 5 provas de carga vertical e 8 provas de carga horizontal.

As novas fundações construídas na ponte são constituídas por micro-estacas, que segundo a NBR 6122/96, classificam-se como um tipo de estaca escavada injetada. Segundo classificação do FHWA (2000) (Federal Highway Administration), as novas estacas da ponte classificam-se como micro-estacas tipo D. Para sua execução, utiliza-se a tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios com o uso de válvulas múltiplas, denominadas manchetes (ALONSO, 1996). Em cada estágio, aplica-se uma pressão que garanta a abertura das manchetes (correspondente à ruptura da bainha) para que ocorra a injeção. A pressão de injeção em micro-estacas tipo D pode chegar a 8 MPa, segundo o FHWA (2000). No caso das micro-estacas estudadas neste trabalho, foram aplicados dois estágios (fases) de injeção, e a pressão de injeção após ocorrida a ruptura da bainha (pressão residual de injeção) variou entre 1,8 e 3,5 MPa na primeira fase e 2,5 e 4,5 MPa na segunda fase, o que corresponde a um acréscimo médio global de pressão de 32 % em relação à 1<sup>a</sup> fase. Porém, das 4 estacas analisadas, em apenas duas efetivamente ocorreu ganho de pressão de injeção.

Esta injeção pode provocar um aumento da resistência por atrito lateral, e na prática, alguns autores consideram que a resistência de ponta não é significativa para este tipo de estaca (DRINGENBERG, 1990a; ALONSO, 1996; SAES, 1996; SADALLA NETO et al., 1998; FHWA, 2000; SHONG & CHUNG, 2003, etc.). Na prática, neste projeto, ao se utilizar métodos para a estimativa da carga de ruptura baseados na maioria das vezes em sondagens SPT, é comum se desprezar a parcela de resistência de ponta das micro-estacas. Os resultados obtidos através das provas de carga mostraram-se satisfatórios quanto à carga de ruptura obtida. Porém, para as análises efetuadas neste trabalho, considerando as condições geotécnicas, o processo executivo e os métodos de análise utilizados, a resistência de ponta pode ser muito mais significativa do que o esperado, e a resistência por atrito lateral pode ter sofrido pouca influência devido ao processo de injeção.

Em fundações de ponte, podem surgir esforços laterais significativos (GUSMÃO FILHO, 2003). Desta forma, as micro-estacas foram dimensionadas para

resistir também a esforços laterais, e além das 5 provas de carga estática vertical, foram realizadas 8 provas de carga estática horizontal.

Nas análises desta pesquisa, foi dado ênfase às provas de carga vertical.

## 1.2 Objetivos e Metodologia da Pesquisa

Esta pesquisa teve por objetivos principais realizar um estudo da carga de ruptura axial e das parcelas de resistência por atrito lateral e por ponta das micro-estacas utilizadas na reconstrução das fundações da Ponte Seis de Março (Ponte Velha). Ao final do Capítulo 5, são apresentados também os resultados das provas de carga horizontal realizadas.

Os objetivos específicos podem ser resumidos conforme segue:

- a) Apresentar uma proposta de classificação de micro-estacas segundo o FHWA (2000) – Federal Highway Administration – de forma a complementar a definição e classificação propostas na norma brasileira NBR 6122/96.
- b) Apresentar uma descrição da obra de recuperação da Ponte Seis de Março, com destaque para a metodologia executiva das micro-estacas.
- c) Estudar a carga de ruptura à compressão axial a partir da curva carga-recalque no topo, a partir de métodos baseados no SPT e a partir de um método baseado na pressão residual de injeção efetiva.
- d) Estudar a influência da injeção de calda de cimento sob altas pressões na carga de ruptura e na parcela de resistência por atrito lateral das micro-estacas, determinadas a partir da análise das provas de carga vertical realizadas.
- e) Apresentar os resultados das provas de carga estática horizontal e realizar um breve estudo da prova realizada em uma das estacas.

Esta pesquisa seguiu a metodologia descrita a seguir:

- a) Determinação do perfil do subsolo do local onde a Ponte Seis de Março está situada a partir de ensaios de sondagem à percussão – SPT;

- b) Realização de provas de carga estática vertical em 3 estacas e horizontal em 4 estacas, com análise das três provas de carga vertical e um breve estudo sobre uma das provas de carga horizontal;
- c) Amostragem da camada superficial de argila siltosa, com matéria orgânica, mole, para a realização de ensaios de laboratório para caracterização, avaliação de parâmetros de compressibilidade, qualidade e resistência ao cisalhamento não drenada da amostra obtida;
- d) Apresentação dos resultados das provas de carga vertical realizadas;
- e) Obtenção da carga de ruptura das estacas-base do estudo: (1) a partir da curva carga-recalque utilizando os Métodos de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976), da Rigidez (RIG) proposto por DÉCOURT (1996b), e da NBR 6122/96; (2) a partir dos métodos de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a) e AOKI & VELLOSO (1975) modificado por MONTEIRO (1997), e do método utilizado neste projeto, baseados no SPT; (3) a partir de um método baseado na pressão residual de injeção efetiva das micro-estacas, de DRINGENBERG (1990a).
- f) Estimativa das parcela de resistência por atrito lateral e ponta das estacas a partir das curvas carga-recalque aplicando o Método das Duas Retas (MASSAD & LAZZO, 1998) e o Método da Rigidez (DÉCOURT, 1996b, 2006).
- g) Análise do atrito lateral unitário desenvolvido pelas micro-estacas estudadas, utilizando-se como referência o método de VAN DER VEEN (1953) modificado por AOKI (1976) para obtenção da carga de ruptura e o método de MASSAD & LAZZO (1978) para a obtenção da parcela de resistência por atrito lateral. A resistência de ponta pode ser determinada pela diferença entre a carga de ruptura e a parcela de resistência por atrito lateral.
- h) Apresentação dos resultados das provas de carga estática horizontal e um breve estudo sobre o comportamento de uma destas provas de carga, realizadas em uma estaca com a cabeça livre. Para este estudo, foi determinado o coeficiente de reação horizontal do solo com base no método de CINTRA & ALBIERO (1982) e realizou-se uma previsão da curva carga-deslocamento horizontal com base no software (versão demo) FB-Multipier, do Bridge Software Institute (BSI).

Podem ser considerados relevantes os seguintes aspectos desta pesquisa:

- a) A importância da recuperação da Ponte Seis de Março para a cidade de Recife;
- b) O desafio de estudar a execução e o comportamento de micro-estacas, estacas escavadas injetadas sob altas pressões.

### **1.3 Estrutura da Dissertação**

Esta dissertação está dividida em 06 capítulos dissertativos, referências bibliográficas e anexo A.

No Capítulo 1 são apresentadas as considerações iniciais relativas a esta pesquisa, seus objetivos e sua estrutura.

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre micro-estacas. São apresentadas as definições e sistemas de classificação com base na NBR 6122/96 e no FHWA (2000), exemplos de aplicações práticas de micro-estacas, processo executivo e considerações sobre a influência da injeção de calda de cimento sob elevadas pressões.

No Capítulo 3 são apresentadas a descrição da obra e os estudos realizados. No item de descrição da obra, são mostrados os aspectos relevantes e a importância da recuperação estrutural da Ponte Seis de Março e o processo executivo das micro-estacas. Os estudos realizados foram divididos em caracterização geotécnica (campo e laboratório) e provas de carga realizadas. A investigação de campo teve por objetivo a definição do perfil do subsolo do local onde a ponte está construída através da realização de 9 sondagens SPT, permitindo o dimensionamento das estacas. Os ensaios de laboratório objetivaram caracterizar e obter parâmetros de compressibilidade e resistência da camada superficial de solo mole. As provas de carga foram divididas em verticais e horizontais.

No Capítulo 4 são apresentados os métodos utilizados nas análises realizadas nesta pesquisa, divididos em métodos para previsão da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque no topo, a partir do SPT e a partir das pressões residuais de injeção efetivas. São apresentados também os métodos para a estimativa das parcelas de resistência por atrito lateral e ponta das estacas a partir da análise da curva carga-recalque no topo, e métodos para o estudo de provas de carga horizontal.

No Capítulo 5, inicialmente são apresentadas as curvas carga-recalque no topo obtidas através da realização das provas de carga. Em seguida, é realizada uma análise

para a determinação do valor da carga de ruptura a partir de métodos que se baseiam na própria curva (NBR 6122/96, VAN DER VEEN, 1953, modificado por AOKI, 1976 e DÉCOURT, 1996b).

Os resultados destes métodos foram confrontados com resultados de métodos para previsão da carga de ruptura a partir do SPT (DÉCOURT & QUARESMA, 1978, modificado por DÉCOURT, 1996a; AOKI & VELLOSO, 1975, modificado por MONTEIRO, 1997, e uma metodologia utilizada neste projeto, baseada em DÉCOURT & QUARESMA, 1978), e de um método baseado na pressão residual de injeção efetiva (DRINGENBERG, 1990a).

Em seguida, foram determinadas as parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral, a partir dos métodos da Rigidez (DÉCOURT, 1996b, 2006) e do Método das Duas Retas (MASSAD & LAZZO, 1998). Através desta análise, foi possível determinar o valor do atrito lateral unitário.

São apresentados os resultados das provas de carga estática horizontal realizadas e um breve estudo para obtenção do coeficiente de reação horizontal do solo,  $n_h$ , utilizando-se o método de CINTRA & ALBIERO (1982), e uma previsão da curva carga-deslocamento horizontal utilizando-se o software (versão demo) FB-Multipier

O Capítulo 6 apresenta as conclusões desta pesquisa e sugestões para futuras pesquisas no tema.

## CAPÍTULO 2: MICRO-ESTACAS

---

### 2.1 Conceito de Micro-Estaca

As estacas escavadas injetadas (dentre as quais estão as micro-estacas) diferenciam-se das demais pelas seguintes razões (ALONSO, 1996; VELLOSO & LOPES, 2002; FHWA, 2000):

- a) Podem ser executadas com qualquer inclinação, em qualquer tipo de solo ou condição de superfície;
- b) Geralmente possuem uma densidade de armadura superior às estacas de concreto armado, podendo chegar a ocupar até 50% do volume da estaca;
- c) Não produzem choques nem vibrações significativas;
- d) Há ferramentas que permitem executá-las através de obstáculos tais como blocos de rocha ou peças de concreto;
- e) Os equipamentos são, em geral, de pequeno porte, o que possibilita o trabalho em ambientes de difícil acesso, inclusive com pé-direito baixo;
- f) Em obras de reforço das fundações, elas podem ser incorporadas à estrutura, sob tensão.

O FHWA (2000) define micro-estaca como sendo uma estaca sem deslocamento (escavada), de pequeno diâmetro (geralmente abaixo de 300 mm) e injetada, tipicamente armada. É executada escavando-se o solo, posicionando-se a armadura, equipamentos e acessórios para injeção e injetando-se calda de cimento na escavação. Pode suportar cargas axiais (compressão e tração) e/ou laterais, sendo considerada substituta para outros tipos de estacas ou podendo ser um componente de estruturas estaca-solo compostas.

Ainda segundo o FHWA (2000), devido ao pequeno diâmetro das micro-estacas, a parcela de resistência de ponta torna-se insignificante, frente à capacidade de carga total da estaca. Porém, a experiência tem mostrado que são executadas micro-estacas com diâmetros maiores (ALONSO, 1996), e a parcela de resistência de ponta (de estacas escavadas em geral) sofre influência da sedimentação de materiais amolgados no fundo da escavação e do desconfinamento do solo da ponta da estaca.

(SAES, 1996). Este autor considera que, caso haja uma limpeza adequada do fundo da escavação e que este desconfinamento não seja muito significativo, devido à atuação da pressão hidrostática, podem ser necessárias deformações da ordem de 10% a 15% do diâmetro da estaca para que ocorra a mobilização total da resistência de ponta.

No Brasil, DRINGENBERG (1990a) define micro-estaca como um tipo de ancoragem (presso-ancoragem), escavada e injetada sob altas pressões em uma ou mais fases, armada, que pode suportar cargas de compressão ou tração, com diâmetro usual da escavação de 150 mm e tubo de injeção de 100 mm.

A NBR 6122/96 define micro-estaca como sendo uma estaca executada com a tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios (com o uso de um tubo de injeção com válvulas manchete), aplicando-se em cada estágio uma pressão que garanta a abertura das válvulas manchete e posterior injeção. Contudo, a NBR 6122/96 não delimita a faixa de variação do diâmetro deste tipo de estaca.

ALONSO (1996) e VELLOSO & LOPES (2002) adotam as definições propostas pela NBR 6122/96. Vale salientar que uma descrição dos principais componentes das micro-estacas é apresentada no item 2.4 deste Capítulo.

Ao longo deste trabalho, seguiremos com a nomenclatura de micro-estacas, segundo as definições propostas pela NBR 6122/96 e do FHWA (2000). O FHWA (2000) ainda propõe um sistema de classificação que complementa o apresentado pela NBR 6122/96, conforme será apresentado no item 2.3 deste Capítulo.

## 2.2 Breve Histórico

Segundo ALONSO (1996), o desenvolvimento e utilização deste tipo de estacas se deram a partir da década de 50, quando o professor Fernando Lizzi requereu na Itália as primeiras patentes (nº 497.736 em 11/03/1952 e nº 502.416 em 29/12/1952), sob a denominação de “pali radice” (estacas em raiz).

No início de sua utilização na Itália, a maioria das aplicações das micro-estacas foi em reforço de fundações em áreas urbanas. A partir de 1957, a crescente demanda por soluções inovadoras resultou na introdução do sistema de “reticoli di pali radice” (reticulado de estacas raiz), uma analogia às raízes das árvores. Tal sistema era composto por múltiplas estacas verticais e inclinadas, intertravadas através de uma rede tridimensional, criando uma estrutura estaca-solo composta e confinada lateralmente.

Este reticulado de micro-estacas foi aplicado em estabilização de encostas, reforço de muros de cais, proteção de estruturas enterradas e outras aplicações de solo reforçado (FHWA, 2000).

A empresa Fondedile introduziu as “pali radices”, sob a denominação de micro-estacas (micropiles) nos Estados Unidos em 1973, através de aplicações em reforço de fundações nas cidades de Nova Iorque e Boston, mas apenas a partir da década de 1980 as mesmas passaram a ser utilizadas com mais freqüência, quando os resultados positivos de seu uso começaram a ser publicados através de estudos de caso e venceram os preconceitos impostos pelos métodos tradicionais (BRUCE, 1988, a partir de FHWA, 2000). Provas de carga nestas estacas chegaram a registrar capacidades de carga de mais de 400 kN, quando a capacidade de carga de projeto obtida através das metodologias para estacas escavadas era menor que 100 kN.

Embora no início de sua comercialização se utilizassem diâmetros de até 20 cm (daí a denominação de estacas de pequeno diâmetro), houve uma tendência de se utilizar diâmetros cada vez maiores, chegando-se atualmente a 40 cm e até 50 cm (ALONSO, 1996), o que deixa de ser pequeno diâmetro. Por essa razão, a NBR 6122/96 abandonou essa denominação, substituindo-a por “estacas escavadas, com injeção”, ou estacas escavadas injetadas, grupo do qual fazem parte as micro-estacas e as estacas raiz.

Seu uso, que era basicamente como reforço de fundação, passou a ser como estaca normal utilizável em qualquer condição. As cargas adotadas foram sendo aumentadas, atingindo hoje valores superiores a 1.000 kN, havendo inclusive tentativas de se adotar cargas mais elevadas, principalmente em estacas que penetram em rocha.

Segundo VELLOSO & LOPES (2002), as primeiras micro-estacas nada mais eram que tirantes injetados que poderiam trabalhar à compressão. Foram introduzidas no Brasil pelo Prof. A. J. da Costa Nunes, sob a denominação de presso-ancoragem, segundo SADALLA NETO et al. (1998) citando COSTA NUNES (1977, 1985).

## 2.3 Classificação das Micro-Estacas

Segundo classificação proposta pela NBR 6122/96, primeiramente são definidas as estacas escavadas, com injeção, como sendo um tipo de fundação profunda executada através de injeção sob pressão de produto aglutinante, normalmente calda de

cimento ou argamassa de cimento e areia, onde se procura garantir a integridade do fuste ou aumentar a resistência por atrito lateral, de ponta ou ambas. Dentro do grupo de estacas escavadas, com injeção, estão as estacas raiz e as micro-estacas, conforme mostra a Figura 2.1.

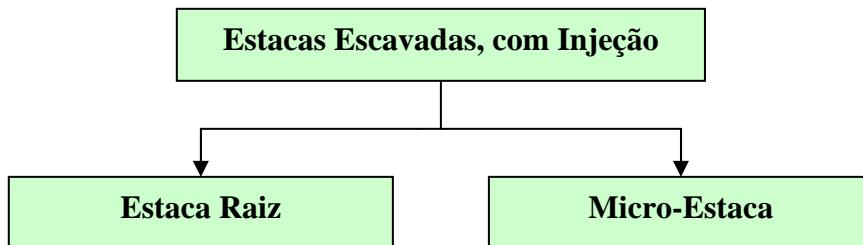


Figura 2.1 – Classificação das estacas escavadas, com injeção, segundo a NBR 6122/96.

O Federal Highway Administration (FHWA, 2000) apresentou uma proposta de classificação das micro-estacas de acordo com sua finalidade no projeto e com o processo de injeção de calda de cimento. Este sistema de classificação consiste em designar um número para representar a finalidade de projeto (1 ou 2) e uma letra para representar o método de injeção utilizado (A, B, C ou D).

Convém destacar o fato de que, de acordo esta proposta de classificação, as estacas escavadas de pequeno diâmetro e as estacas raiz (pali radice) também são consideradas um tipo de micro-estaca, o que será melhor explicado a seguir.

Ao longo deste trabalho, será utilizada a classificação proposta pelo FHWA (2000), que não contradiz a NBR 6122/96, apenas a complementa.

### **2.3.1 Classificação com Base na Finalidade de Projeto**

O projeto de uma micro-estaca, individualmente ou em grupo, pode diferir fortemente, sendo a finalidade de projeto das mesmas classificada em caso 1 e caso 2. No caso 1, as micro-estacas (individualmente ou em grupo) são carregadas diretamente, axialmente (compressão ou tração) ou lateralmente, podendo ser usadas como substitutas de outros tipos de estacas mais convencionais. A maior parcela desta carga é estruturalmente absorvida pela armação e transferida ao solo através do contato injeção-solo (Fig. 2.2).

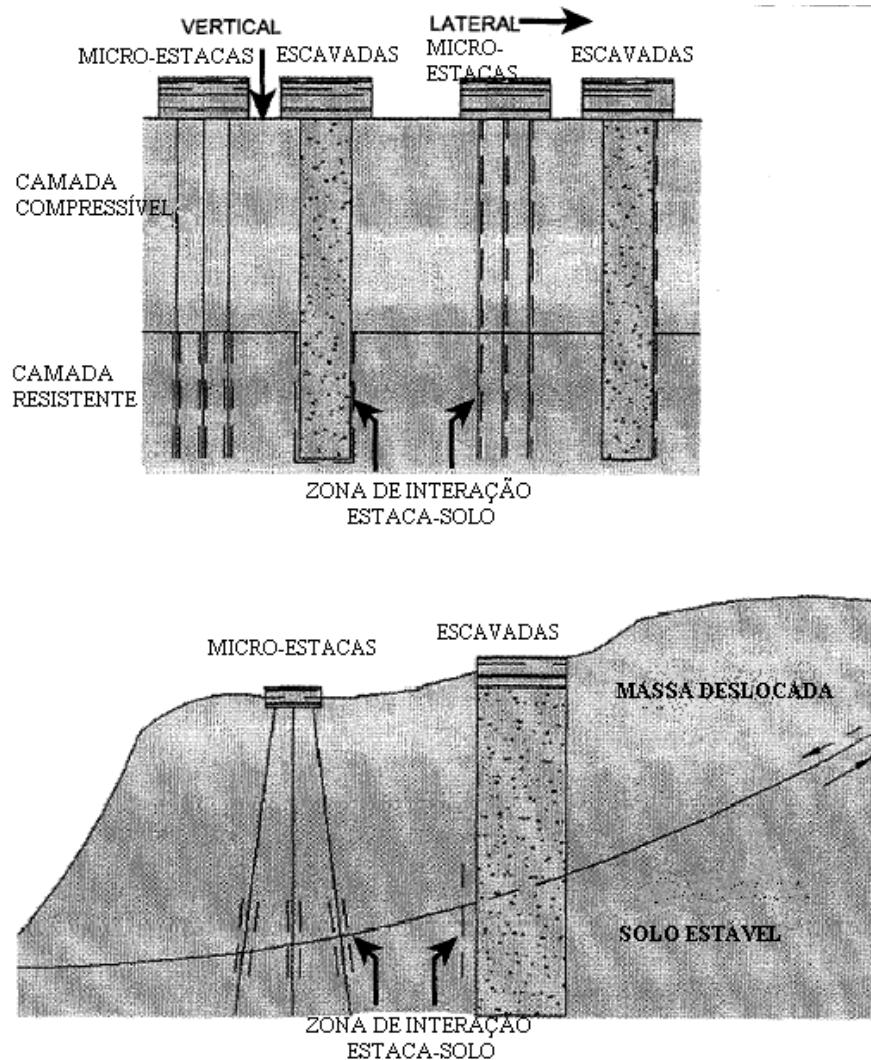


Figura 2.2 – Micro-estacas classificadas no caso 1 (FHWA, 2000).

No caso 2, as micro-estacas circunscrevem e reforçam o solo, formando um reticulado composto estaca-solo (rede de estacas) para resistir às solicitações externas, que são aplicadas à massa de solo reforçado como um todo. As estacas projetadas para o caso 2 necessitam de menos armação, pois não recebem solicitações individuais como no caso 1 (Fig. 2.3).

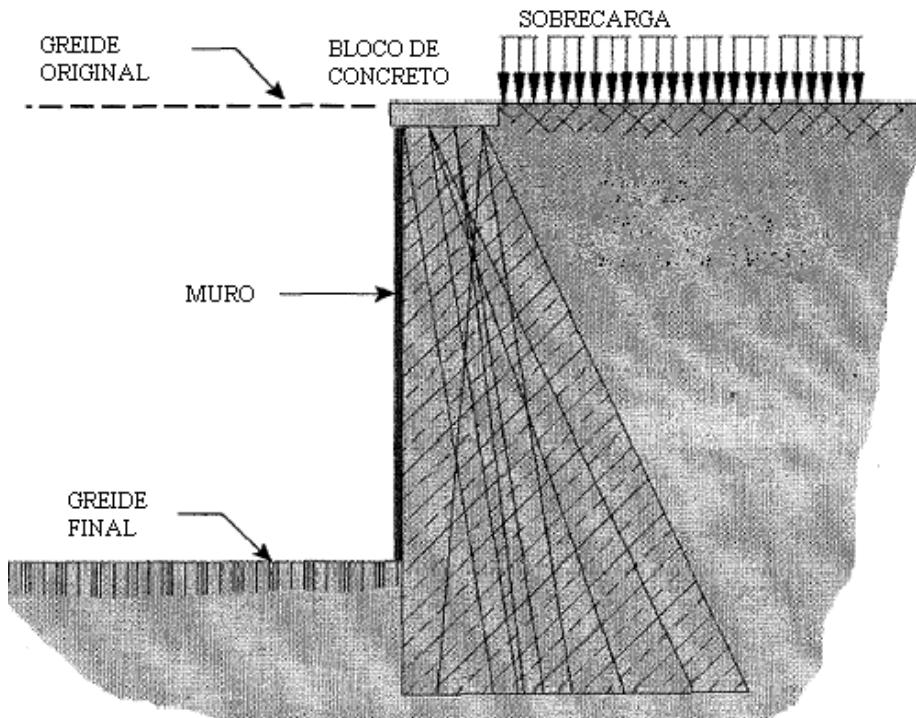


Figura 2.3 – Micro-estacas classificadas no caso 2 (FHWA, 2000).

Na prática, podem existir situações intermediárias, como no exemplo de micro-estacas instaladas atravessando uma superfície de ruptura em um projeto de estabilização. Segundo PEARLMAN et al. (1992), através do FHWA (2000), pesquisas recentes sugerem que a interação estaca-solo apenas ocorre próximo à superfície de ruptura. Nesta situação, a estaca pode ser classificada como caso 1, pois a mesma resiste diretamente ao esforço. Acima da superfície de ruptura, porém, o reticulado de micro-estacas comporta-se como no caso 2.

As duas situações gerais nas quais as micro-estacas são correntemente usadas, i.e., suporte estrutural (Caso 1) e reforço do solo (Caso 2), são mostradas no diagrama da Figura 2.4. O suporte estrutural inclui a execução de novas fundações, reforço de fundações já existentes, proteção contra liquefação em abalos sísmicos (MAREK & MUHUNTHAN, 2005) e obras de contenção. O reforço do solo é usado para estabilidade de taludes, obras de contenção e proteção contra erosão, redução de recalques e estabilidade estrutural.

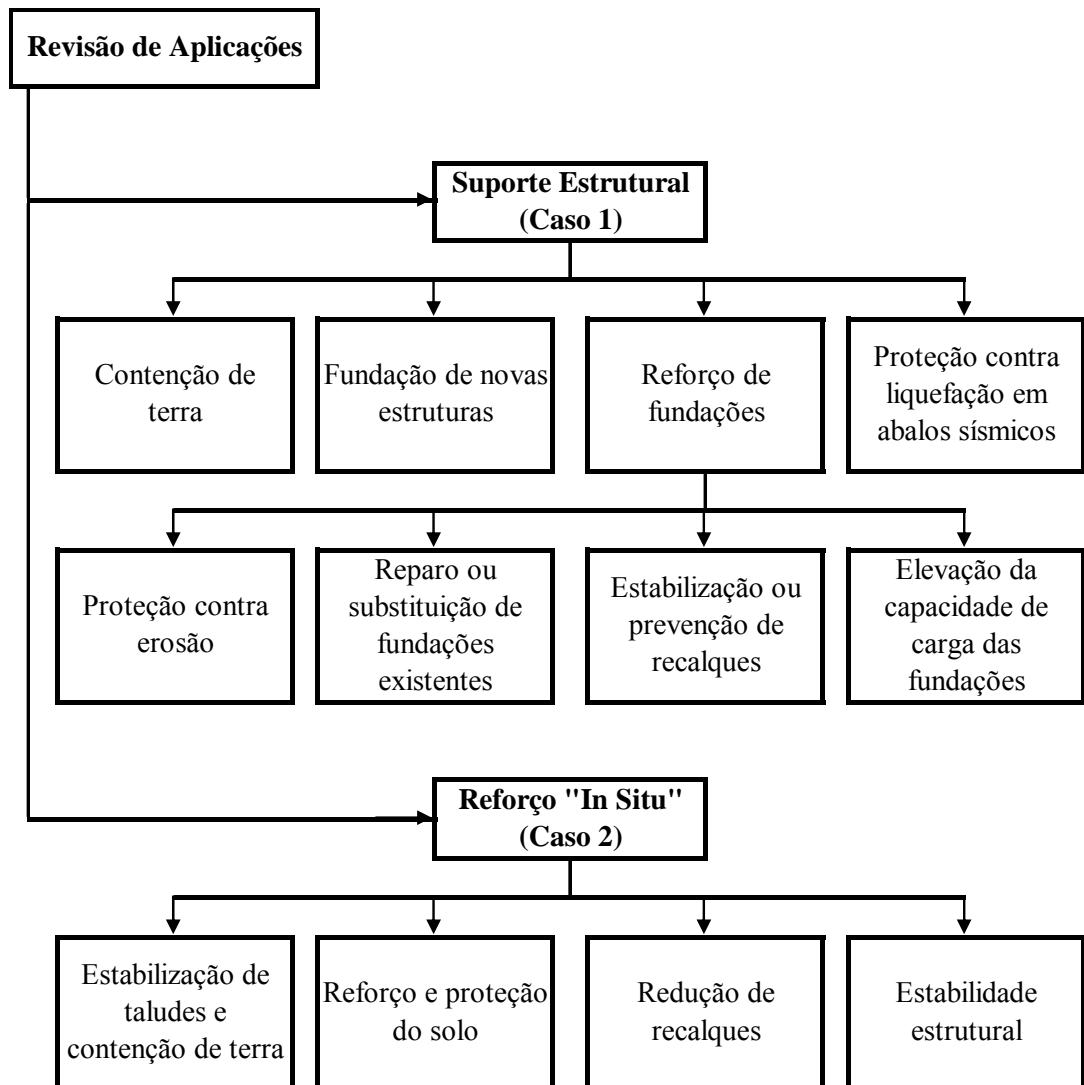


Figura 2.4 – Classificação das aplicações das micro-estacas (FHWA, 2000) com base na finalidade de projeto.

### 2.3.2 Classificação com Base no Processo de Injeção

O método de injeção para o preenchimento do furo e a respectiva pressão de injeção é geralmente o mais importante condicionante do valor do atrito entre a estaca e o solo (atraito injeção-solo). Baseado nos diferentes métodos foram definidos quatro tipos de micro-estacas. O uso de revestimento e armação define o subtipo. A Figura 2.5 apresenta esquematicamente este sistema de classificação quanto ao método de injeção.

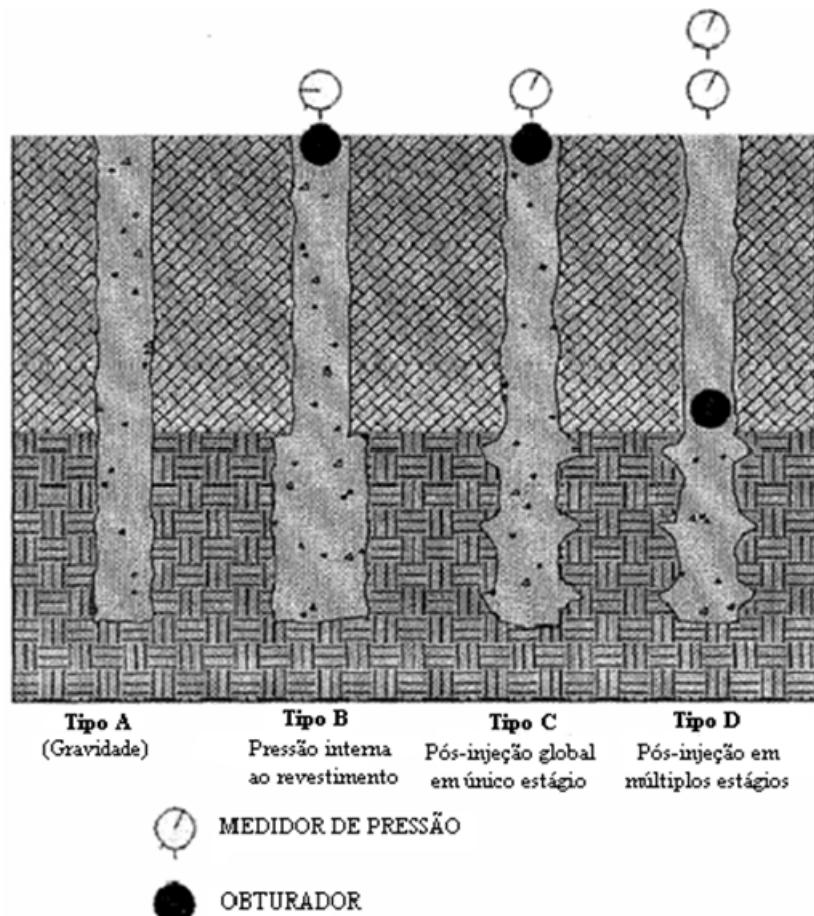


Figura 2.5 – Classificação das micro-estacas com base no tipo de injeção (FHWA, 2000).

- TIPO A: Micro-estacas classificadas como tipo A são aquelas nas quais não se aplica pressão de injeção externa, sendo que apenas a pressão da gravidade atua na massa injetada, que pode ser argamassa ou calda de cimento. As estacas escavadas sem injeção sob pressão classificam-se, segundo esta proposta, como micro-estacas tipo A.
- TIPO B: São as estacas nas quais se injeta calda de cimento sob baixa pressão, simultaneamente à retirada do revestimento. As estacas-raiz podem ser classificadas como micro-estacas tipo B.
- TIPO C: Nas estacas do tipo C, existem duas fases distintas de injeção. Primeiramente, a escavação é preenchida com calda de cimento apenas sob a pressão da gravidade (bainha). Antes do início do endurecimento da bainha injetada na primeira fase (cerca de 15 a 25 minutos após o término da primeira injeção), injeta-se uma calda de cimento similar à primeira através de um tubo

de injeção, uma única vez. Como não se usa obturador duplo, esta pressão é aplicada ao longo de toda a extensão do tubo de injeção (tubo manchete). A pressão de injeção neste tipo de estaca é de no mínimo 1,0 MPa. A maior parte do uso destas estacas se dá na França, onde são chamadas de IGU (Injection Globale et Unitaire) (FHWA, 2000).

- TIPO D: Nestas estacas, o processo de injeção de calda de cimento se dá em duas etapas. Primeiramente, a calda de cimento é injetada apenas sob a pressão da gravidade (como nos tipos A e C) ou sob pressão externa (como no tipo B). Após o término do tempo de pega e início da cura da mesma, procede-se à etapa de injeção por válvulas, através de um tubo de injeção denominado de tubo manchete, onde a pressão de injeção pode chegar a 8 MPa. Neste tipo de estaca, pode-se utilizar um obturador duplo interno ao tubo manchete, de forma que toda a pressão de injeção seja aplicada a uma única válvula manchete de cada vez, tantas vezes quanto for necessário. Esta estaca é utilizada em todo o mundo, e na França a mesma é denominada IRS (Injection Répétitive et Sélective). A nomenclatura “micro-estaca”, ou presso-ancoragem, referindo-se às estacas escavadas e injetadas em múltiplos estágios, conforme utilizada no Brasil, pode ser classificada como micro-estaca tipo D. Este é o tipo de estaca que foi executado na recuperação das fundações da Ponte Seis de Março, conforme será mostrado com mais detalhes no Capítulo 3.

A Tabela 2.1 descreve em mais detalhes o sistema de classificação das micro-estacas segundo o método de injeção, incluindo os subtipos que definem o uso de revestimento e armação.

Tabela 2.1 – Detalhes da classificação das micro-estacas com base no método de injeção, segundo PEARLMAN & WOLOSICK (1992), a partir de FHWA (2000).

<b>Tipo de micro-estaca e método de injeção</b>	<b>Sub-tipo</b>	<b>Revestimento</b>	<b>Armação</b>	<b>Injeção</b>
<b>Tipo A</b> Injeção sob gravidade apenas	A1	Temporário	Nenhuma, barra(s), tubo ou seção estrutural	Argamassa ou calda de cimento, através da base da escavação. Não é aplicada pressão externa.
	A2	Permanente, em todo o comprimento.	O próprio revestimento	
	A3	Permanente, apenas na parte superior do fuste.	O próprio revestimento na parte superior, barra(s) ou tubo no restante (pode se prolongar por todo o fuste)	
<b>Tipo B</b> Injeção sob pressão através do revestimento, durante sua retirada	B1	Temporário	Barra(s) ou tubo	Calda de cimento, injetada através da base da escavação. Pressão externa de até 1 MPa é aplicada enquanto o revestimento é retirado.
	B2	Permanente, em um trecho qualquer do fuste.	O próprio revestimento	
	B3	Permanente, apenas na parte superior do fuste.	O próprio revestimento na parte superior, barra(s) ou tubo no restante (pode se prolongar por todo o fuste)	
<b>Tipo C</b> Injeção primária sob gravidade e injeção secundária global sob pressão através do tubo de injeção	C1	Temporário	Barra(s) ou tubo	Calda de cimento, injetada através da base da escavação, sem pressão externa. Depois de 15 a 25 minutos, aplica-se uma calda de cimento similar à primeira através de um tubo de injeção, através da cabeça da estaca, uma única vez, com pressão superior a 1 MPa.
	C2	Não se aplica	-	
	C3	Não se aplica	-	
<b>Tipo D</b> Injeção primária sob gravidade e injeção secundária em múltiplos estágios	D1	Temporário	Barra(s) ou tubo	Calda de cimento, injetada através da base da escavação, com ou sem pressão externa. Após o endurecimento, calda de cimento similar à primeira é injetada através de um tubo de injeção, com uso de obturador duplo, quantas vezes forem necessárias para se atingir o valor de atrito lateral unitário requerido.
	D2	Permanente, em todo o comprimento. Possível apenas se o tubo manchete estiver fora do revestimento	O próprio revestimento	
	D3	Permanente, apenas na parte superior do fuste.	O próprio revestimento na parte superior, barra(s) ou tubo no restante (pode se prolongar por todo o fuste)	

Com base no apresentado em relação às classificações das micro-estacas, a Tabela 2.2 apresenta um resumo das principais aplicações das micro-estacas e o método de

execução para cada aplicação, com a correspondência do tipo de classificação de projeto e de metodologia de execução.

Tabela 2.2 – Relação entre as aplicações, classificação de projeto e método de execução das micro-estacas (FHWA, 2000).

	Suporte Estrutural	Reforço “In Situ”			
Aplicação	Reforço de fundações; Fundações de novas estruturas; “Seismic Retrofitting”	Estabilização de taludes e contenção de terra	Reforço do solo	Redução de recalques	Estabilidade estrutural
Classificação de Projeto	Caso 1	Caso 1 e Caso 2, com transições	Caso 2, na maioria	Caso 2	Caso 2
Tipo de Execução	Tipo A e B (zonas de injeção em rocha ou argilas rijas); Tipos B, C e D em solos.	Tipos A e B em solo	Tipos A e B em solo	Tipos A e B em solo	Tipos A e B em solo
Estimativa de Aplicação Relativa	Possivelmente 95 % do total das aplicações mundiais	0 a 5 % do total das aplicações mundiais			

As micro-estacas usadas para suporte estrutural substituem as estacas convencionais, e como geralmente são diretamente carregadas, são classificadas como caso 1. Estas estacas podem ser dos tipos A, B, C e D.

As estacas utilizadas para reforço do solo podem ser classificadas como caso 1 ou caso 2, e geralmente as micro-estacas usadas neste tipo de aplicação são do tipo A, porque as cargas atuantes não são tão elevadas quanto para suporte estrutural, exceto na região próxima à superfície de ruptura, onde se faz necessário um reforço na armação das estacas (PEARLMAN et al., 1992, a partir de FHWA, 2000).

## 2.4 Principais Componentes de uma Micro-Estaca Tipo D (Estaca Escavada e Injetada em Múltiplos Estágios)

A Figura 2.6 apresenta esquematicamente os componentes principais da micro-estaca do tipo D utilizada na Ponte, com destaque para o tubo de injeção com as válvulas manchete (tubo manchete). O tubo de revestimento pode ser utilizado como camisa perdida quando a estaca atravessa uma camada de solo mole. A armação longitudinal é obrigatória nos casos onde o tubo manchete é de PVC.

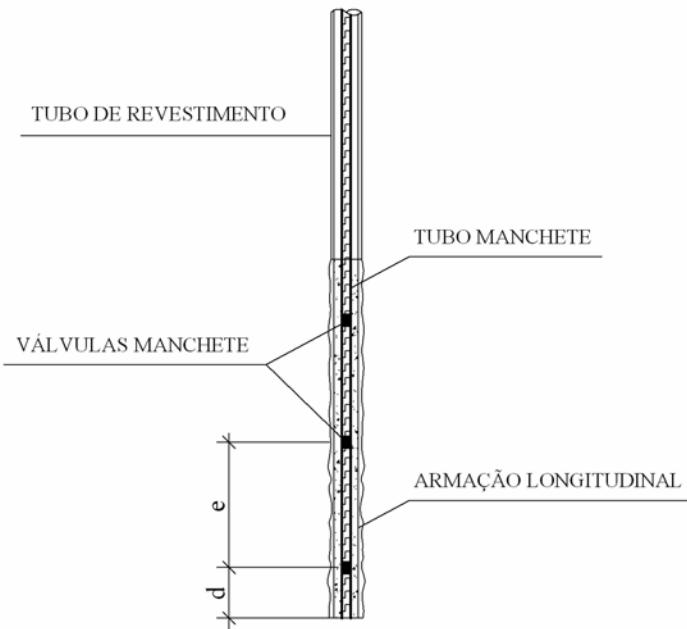


Figura 2.6 – Esquema dos principais componentes de uma micro-estaca tipo D.

A válvula manchete é um dispositivo de borracha instalado no tubo de injeção (tubo manchete, de aço ou PVC), que tem a função de evitar que a calda injetada no maciço retorne ao interior da tubulação. A válvula permite, ainda, complementar as injeções sem necessidade de abrir novos furos no maciço, tornando possível a execução de várias fases de injeção no mesmo ponto, através do uso de um obturador duplo (obturador de anel) (IYOMASA, 2000). A Figura 2.7 exibe a válvula manchete em detalhe. A Figura 2.8 apresenta o tubo de injeção (neste caso, de PVC) com as válvulas. Os anéis localizados nas extremidades do cilindro de borracha são fixos no tubo de injeção e servem para evitar possíveis movimentações das válvulas durante o processo de injeção. O arame para fixação é um segundo dispositivo para evitar esse movimento. Os orifícios no tubo são as saídas da calda de injeção. A Figura 2.9 exibe um esquema do obturador de anel. Os anéis duplos de borracha (superior e inferior) se ajustam na parede interna do tubo de PVC com válvulas manchete e formam uma câmara hermética quando é aplicada uma certa pressão (IYOMASA, 2000).

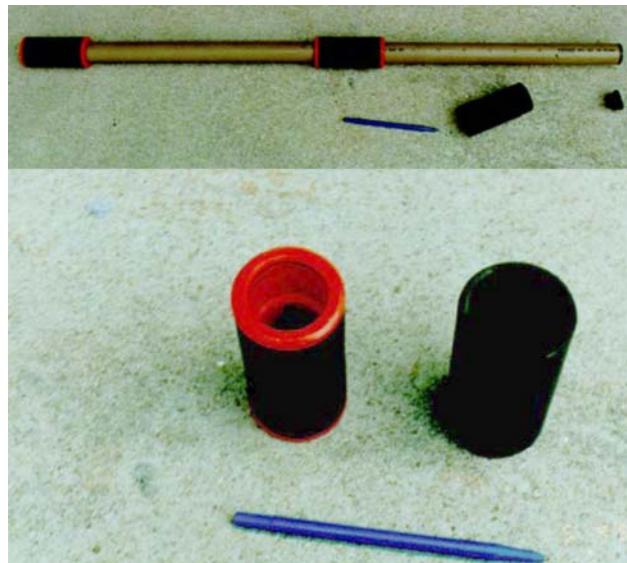


Figura 2.7 – Válvula manchete composta por um cilindro de borracha e um dispositivo (vermelho) com encaixe para o tubo de PVC (IYOMASA, 2000).

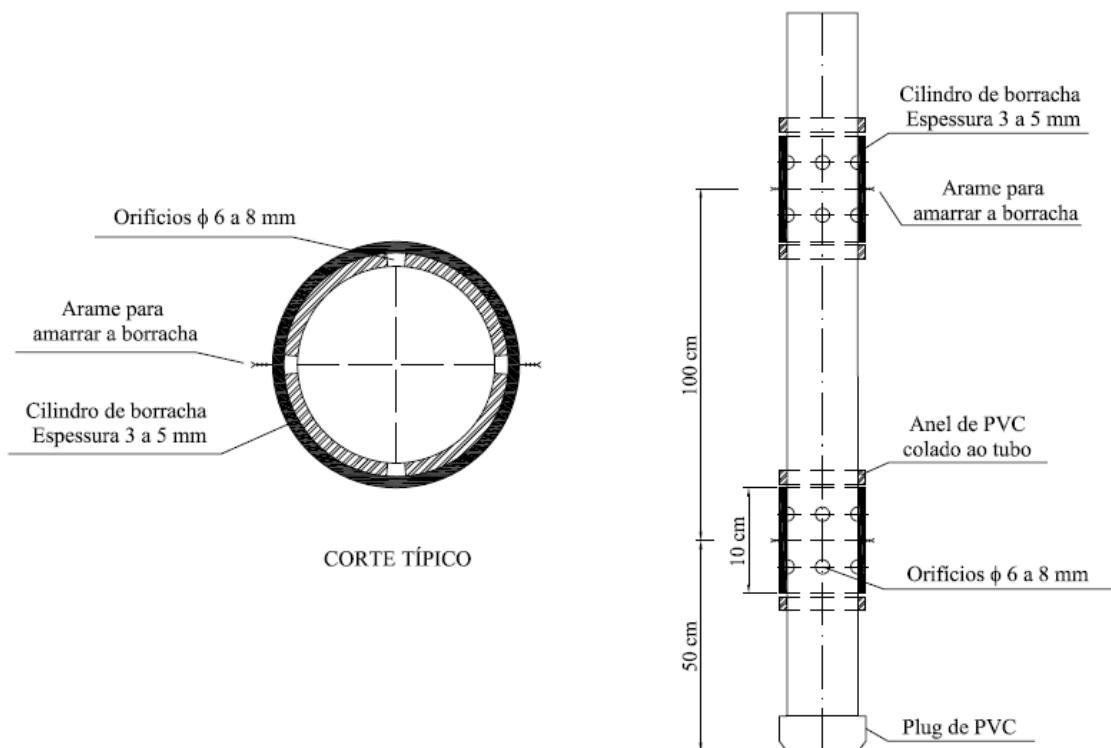


Figura 2.8 – Representação esquemática da montagem do tubo de injeção (em PVC) com válvulas manchete (IYOMASA, 2000).

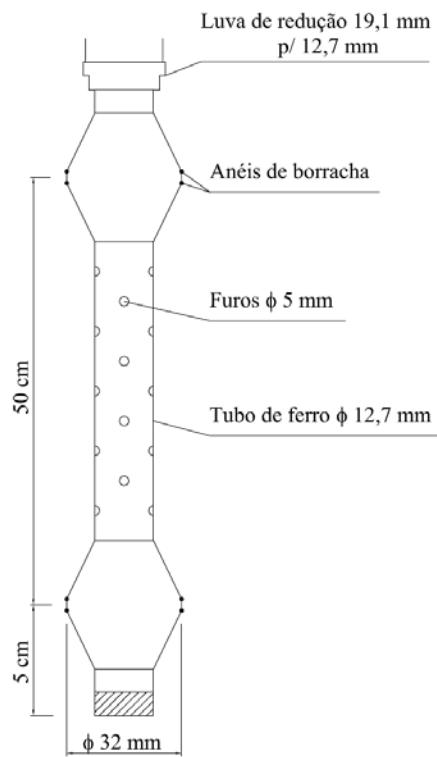


Figura 2.9 – Obturador de anel utilizado em injeções com válvula manchete (IYOMASA, 2000).

Segundo PÉREZ MORE (2003), como a válvula manchete só permite o fluxo da calda em sentido único, este procedimento de injeção pode manter uma pressão residual na calda, já que esta é impedida de retornar ao interior do tubo. A válvula pode ser re-injetada a qualquer tempo, desde que o interior do tubo seja mantido limpo através de um processo de lavagem interna após cada estágio de injeção de calda de cimento. No caso das micro-estacas tipo D, podem ser executadas várias fases de injeção, em cada válvula manchete, até que se atinja a pressão ou o volume de calda desejados.

## 2.5 Exemplos de Aplicações das Micro-Estacas

Neste item, serão apresentados alguns exemplos de aplicação de micro-estacas classificadas como Caso 1 ou Caso 2, e envolvendo os diferentes tipos (A, B, C e D), internacionalmente e no Brasil.

A Figura 2.10 apresenta um exemplo de aplicação das micro-estacas tipo B (estacas raiz) na estabilização de uma torre de um monumento histórico em Mosul, Iraque (LIZZI, 1982, a partir de FHWA, 2000). Trata-se de um exemplo do caso 2, com um reticulado de solo reforçado anexado à estrutura, reduzindo a altura do centro de gravidade da mesma e elevando sua estabilidade. Pesquisas e potenciais trabalhos deste tipo estão sendo realizados especialmente na França, Itália, Alemanha, Áustria e Japão (FHWA, 2000).

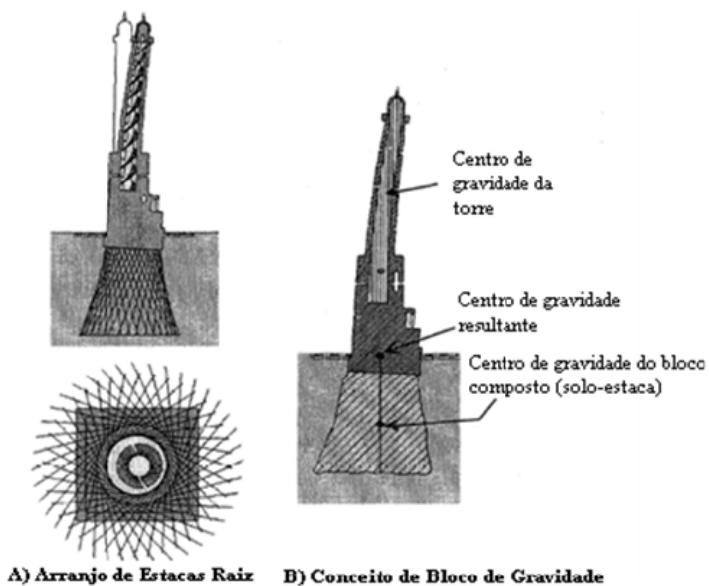


Figura 2.10 – Esquema de restauração para a Leaning Al Hadba Minaret (LIZZI, 1982, a partir de FHWA, 2000).

BROSENS et al. (2005) relatam o uso de micro-estacas nas obras de restauração e renovação de parte das construções da fazenda “Adbij van ‘t Park”, em Heverlee, Bélgica. Estas construções datam de 1653 – 1664 e, por falta de manutenção e acompanhamento adequados nos últimos 30 anos, estavam em péssimo estado de conservação. Recalques diferenciais e aumentos na sobrecarga haviam causado graves fissuras na alvenaria histórica e comprometido estruturas de madeira. A restauração destas construções se iniciou pelo projeto e execução de novas fundações, em micro-estacas.

BOECKMANN (2006) apresentou um estudo sobre micro-estacas utilizadas para estabilidade de taludes (Caso 2). O objetivo geral deste trabalho foi fornecer os dados experimentais necessários à previsão de cargas limites para o uso de micro-estacas usadas em estabilização de taludes, através de uma melhor compreensão dos

mecanismos de transferência de carga entre o solo instável e a micro-estaca. Foram analisados fatores como espaçamento, inclinação e condições de contorno para modelagem numérica do problema.

Um exemplo de aplicação para a execução de novas fundações e proteção contra liquefação em abalos sísmicos envolvendo micro-estacas do caso 1, tipo C, foi apresentado por TONON & MAMMINO (2004), na ampliação da refinaria De Moin, na Costa Rica, em uma zona com elevada sismicidade. O subsolo da área de expansão desta refinaria é caracterizado por depósitos aluvionares recentes e derramamentos de lavas vulcânicas. A informação geotécnica disponível para o projeto consistia em furos de sondagem rotativa e resultados de ensaios SPT, conduzidos a cada 0,5 m. Os depósitos tectônicos recentes inviabilizaram o uso de fundações superficiais, e primeiramente optou-se pela solução em estacas cravadas. Esta solução foi logo descartada devido à evidência de uma estratigrafia errática indicada pelos resultados dos ensaios disponíveis, de forma que não se podia prever com segurança a profundidade de uma camada de suporte para as estacas cravadas, além da dificuldade de cravação em função da presença de finas camadas granulares compactas intercaladas com camadas também finas de argilas plásticas.

Para solucionar estes problemas, os projetistas optaram por utilizar micro-estacas, e para que não houvesse mudanças no projeto da superestrutura nem das fundações, cada micro-estaca deveria ser equivalente a uma estaca cravada, em termos de desempenho. O método de injeção utilizado na execução destas micro-estacas foi o correspondente ao tipo C. Vinte minutos após a confecção da bainha (primeira injeção para preenchimento da escavação com calda de cimento), foi aplicada uma pressão global da ordem de 4,5 MPa internamente ao tubo de injeção. Esta pressão foi mantida por pelo menos uma hora, através da cabeça das estacas, promovendo um aumento da pressão de contato entre o fuste da estaca e o solo ao seu redor. Este procedimento também promoveu um melhoramento do solo através da percolação da calda de cimento sob pressão (TONON & MAMMINO, 2004).

No Brasil, SANTOS et al. (2004) relatam a utilização de estacas raiz (estaca estacava, com injeção, segundo a NBR 6122/96 ou micro-estaca do tipo B, Caso 1 segundo classificação do FHWA, 2000) na execução das fundações do terminal marítimo de exportação de cobre, em São Luiz – MA. As condições ambientais para execução das estacas desta obra eram bastante adversas, ocorrendo ondas que podem alcançar 1,10 m com freqüência de 6 segundos, além de uma variação do nível de maré

entre a máxima e a mínima de 7,5 metros, o que gerava uma forte corrente, provocando esforços horizontais significativos. A solução de fundação adotada para o armazém de concentrado de cobre envolveu a execução de 226 estacas (micro-estacas tipo B ou estacas raiz) com carga de trabalho de 1.500 kN, comprimento médio de 9,7 m, diâmetros entre 310 e 410 mm em solo e ponta com diâmetro de 310 mm embutida até 6 metros em rocha (arenito). Para os transportadores de correia, foram utilizadas estacas de 500 mm de diâmetro, com inclinação de 1:6 para combater os esforços horizontais.

Outra experiência do uso de micro-estacas tipo B (estacas-raiz), Caso 1, no Brasil é relatada por OLIVEIRA et al. (2004), para a execução das fundações de novos guindastes para contêineres do terminal TECON Salvador. O subsolo do local era constituído, nesta ordem, por uma camada de aterro hidráulico de 5 m, uma camada de enrocamento de 8 a 10 m e uma camada de argila siltosa mole a média de 5 a 10 m, sobre uma rocha sedimentar (folhelho) alterada. As estacas foram executadas com diâmetro de 200 mm, com a ponta embutida 2 m no folhelho, comprimento médio de 22 m e inclinação de 10°. Para possibilitar a perfuração sem haver necessidade de redução de diâmetro (para atravessar a camada de enrocamento), foi necessário utilizar um equipamento de perfuração com uma ferramenta equipada com um bit excêntrico, de fabricação sueca. A prova de carga realizada em uma das estacas indicou uma carga de ruptura de 910 kN, tendo-se atingido um recalque máximo de 48 mm e recalque residual de 36 mm.

Uma interessante experiência do uso de micro-estacas do caso 1, tipo D em solo expansivo foi apresentada por GUIMARÃES FILHO et al. (1985). Com o objetivo de fornecer água às cidades do Recôncavo Baiano, Bahia, foi construída a Adutora de Pedra do Cavalo que se desenvolve por 82,0 km desde a Barragem de Pedra do Cavalo à estação de tratamento de Cova do Defunto, por trechos em canal a céu aberto, tubulação metálica enterrada e tubulação metálica aérea. A extensão em tubulação metálica aérea tem considerável parcela apoiada em solo expansivo, localmente conhecido como massapê.

As micro-estacas foram executadas de forma a permitir que seu fuste fosse constituído por dois trechos distintos: o de passagem da zona ativa provido de um revestimento plástico auto lubrificante para evitar a influência da expansibilidade do solo, e o imediatamente inferior que ancora a sua estrutura ao solo por meio de injeção de calda de cimento sob pressão. O método de injeção a pressões crescentes em várias fases confere à micro-estaca capacidade de suportar altas cargas de compressão e tração,

com comprimentos menores que perfis cravados ainda que em solos de baixa resistência inicial (GUIMARÃES FILHO et al., 1985).

Existem também outros trabalhos interessantes publicados na literatura brasileira e internacional sobre micro-estacas. Dentre estes, pode-se citar MIGUEL & CINTRA (1996), ALONSO (1995), SADALLA NETO (1995) citado por SADALLA NETO et al. (1996, 1998), POLIDO et al. (2000), NOGUEIRA (2004), NIENOV (2004), BABU et al. (2004), SHU (2005).

## **2.6 Processo Executivo das Micro-Estacas**

Segundo o FHWA (2000), as principais etapas da execução das micro-estacas tipo C e D são: perfuração, instalação da armadura e do tubo de injeção (tubo manchete) e injeção. Para as micro-estacas dos tipos C e D, ALONSO (1996) subdivide a fase de injeção em três sub-processos: execução da bainha, injeção de calda de cimento sob pressão e vedação do tubo-manchete. Neste trabalho, será dado destaque ao processo executivo das micro-estacas tipo D.

Existe um grande número de sistemas de perfuração, para solos e rochas, e muitos destes podem ser usados para a execução de micro-estacas. A utilização de determinado sistema em diferentes países é função principalmente do marketing e ofertas de mercado, e também da troca de dados e experiências entre organizações profissionais e seus jornais especializados. A instalação da armadura é o processo mais padronizado da execução das micro-estacas, mas em diferentes países podem-se encontrar variações na geometria, tamanho e configuração. O processo de injeção é o que apresenta maior variabilidade de práticas executivas, e sugere-se utilizar como base o modelo de classificação proposto pelo FHWA (2000), apresentada na Tabela 2.1. A Figura 2.11 apresenta uma seqüencia executiva típica para as micro-estacas tipo D.

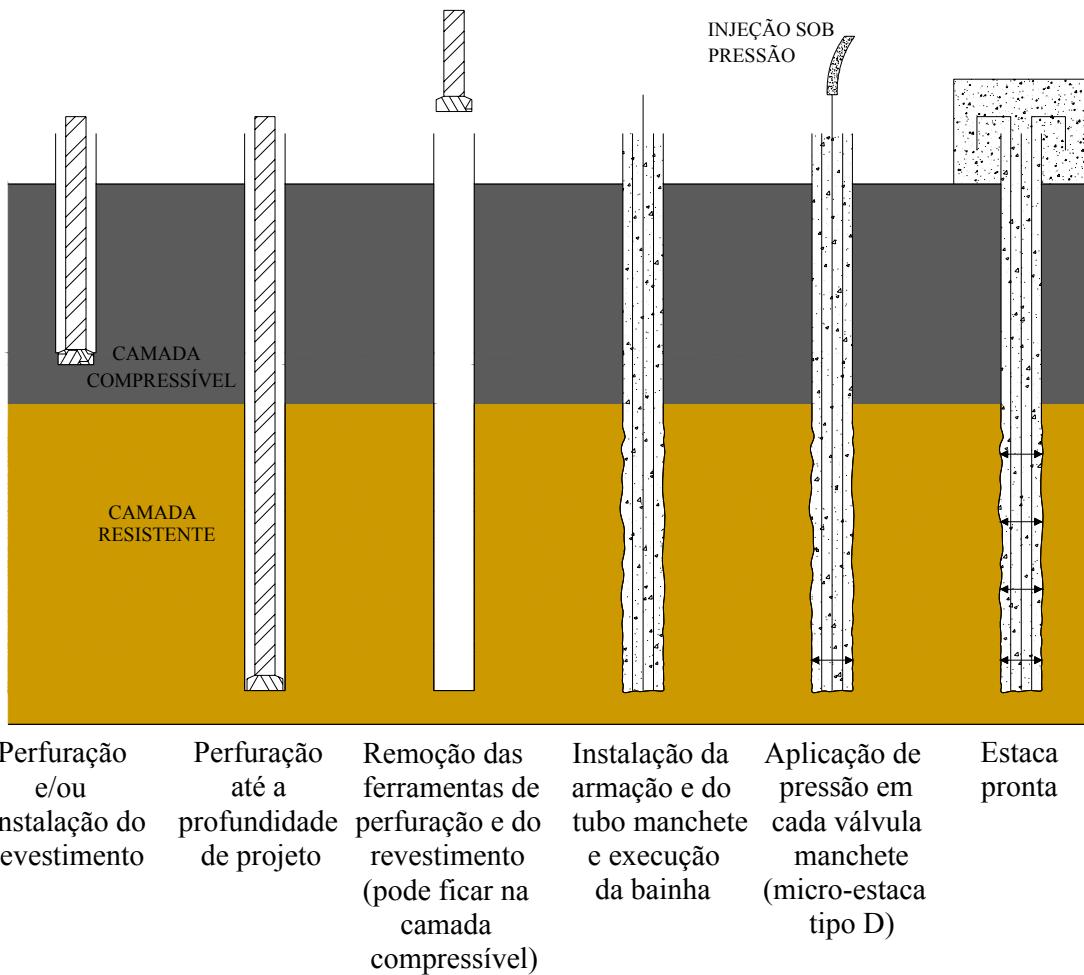


Figura 2.11 – Seqüência executiva típica para micro-estacas tipo D (adaptado de FHWA, 2000).

## 2.7 Influência da Injeção sob Altas Pressões

Segundo FERNANDES (1990), COSTA NUNES (1966) utilizou a expressão “solo pretendido” para explicar, em ensaios de arrancamento de tirantes, o fato das resistências de atrito então medidas serem maiores que as normalmente calculáveis pela profundidade e parâmetros do solo. Contudo, não haveria necessidade de se postular um aumento do ângulo de atrito do solo para explicar o ganho de resistência por atrito, e sim que a própria pressão aplicada durante a injeção permaneça comprimindo radialmente o solo em torno da válvula manchete injetada. FERNANDES (1990) conclui que porcentagens até maiores que 70 % da pressão de injeção na última fase

permanecem protendendo o solo até tempos muito longos após encerradas as injeções. O autor, porém, não especifica esse tempo.

Com relação ao processo de injeção, SALIONI (1985), citado por SODRÉ (1996), a partir de BRANCO (2006), afirma que podem ocorrer, em geral, três situações distintas no que se refere a como a injeção interage com o maciço de solo, conforme ilustra a Figura 2.12:

- Preenchimento de vazios: não ocorrem alterações de volume e estrutura do solo, a calda de cimento injetada percola pelos poros do solo;
- Deslocamento dos grãos: a injeção desloca o solo e o vazio é preenchido por calda de cimento;
- Fissuração (ou “clacagem”): ocorre ruptura hidráulica do solo, criando-se fissuras por onde a calda de cimento flui.

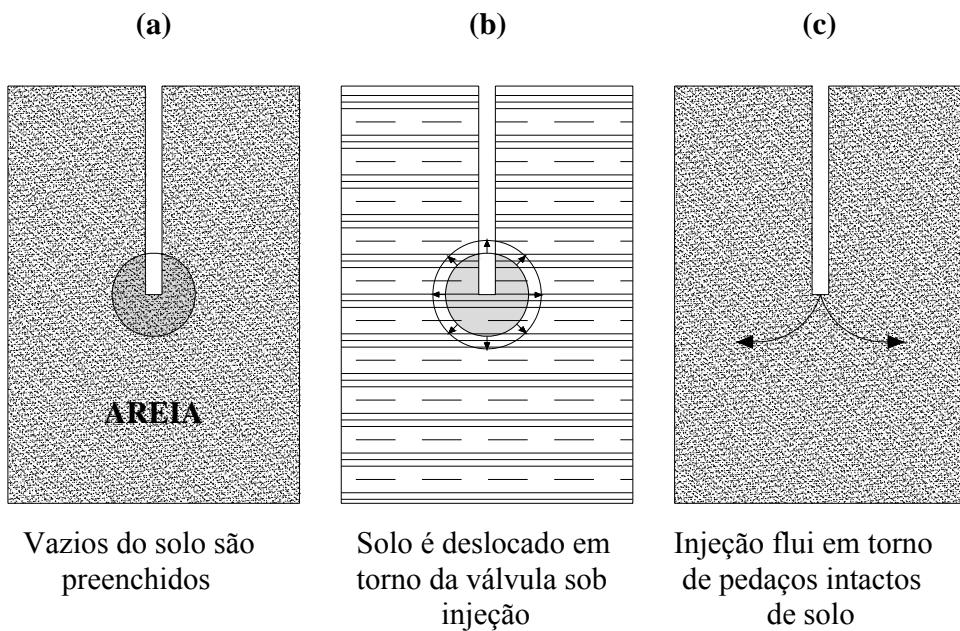


Figura 2.12 – Efeitos da injeção nos solos (SALIONI, 1985, citado por SODRÉ, 1996, a partir de BRANCO, 2006).

Segundo BRANCO (2006), na situação (a), os vazios são suficientemente grandes para permitir o fluxo da calda de injeção, preenchendo os vazios e criando uma região de “solo melhorado” ao redor de onde se dá a injeção. Na situação (b), como os vazios são menores e possuem menor permeabilidade, a calda mesmo sob pressão não consegue fluir como na situação (a), comprimindo o solo e formando um bulbo

aproximadamente esférico. Segundo MEYERHOF (1959), a partir de BRANCO (2006), em solos granulares (não coesivos), isto pode ser considerado semelhante a um acréscimo do ângulo de atrito interno do solo. Na situação (c), a pressão de injeção chega a um valor limite a partir do qual ocorre uma ruptura hidráulica do solo (clacagem), e a calda de cimento sob injeção encontra um caminho de menor resistência, por onde se propaga, sem acréscimo de capacidade de suporte da fundação (COSTA NUNES, 1985, a partir de BRANCO, 2006).

BRANCO (2006) conclui, diante do exposto acima, que a injeção em micro-estacas deve buscar o nível de injeção que possa tirar o maior proveito do maciço, preenchendo os vazios e/ou comprimindo o solo sem, contudo, provocar rupturas hidráulicas localizadas e “clacagem” da calda de injeção.

DRINGENBERG (1990b) já chamava a atenção para o caso da ocorrência de rupturas hidráulicas, quando diz que uma lâmina fina de calda de cimento injetada em fendas abertas no solo devido à ruptura hidráulica não contribui em nada na resistência da ancoragem, e que, portanto, o cimento gasto para o preenchimento dessas fendas produzidas por excesso de pressão é anti-produtivo e deve ser evitado.

NOVAIS (2001), citado por PÉREZ MORE (2003), definiu um importante aspecto quanto à influência da injeção de calda nas propriedades mecânicas do solo adjacente. Segundo este autor, o grau de injetabilidade dos solos é a magnitude da influência da injeção na melhoria das propriedades mecânicas do maciço (terroso), resultante da densificação do solo (com aumento do ângulo de atrito e da tensão normal na interface solo-fuste) e do tratamento do solo (com a penetração de calda de cimento nos vazios e descontinuidades do maciço). A Tabela 2.3 apresenta o grau de injetabilidade para alguns tipos e condições de compacidade ou consistência de solos.

Tabela 2.3 – Grau de injetabilidade de alguns tipos de solos (NOVAIS, 2001, a partir de PÉREZ MORE, 2003).

Tipo de Solo	Compacidade ou Consistência	Grau de Injetabilidade Parcial			Grau de Injetabilidade Global
		Aumento do Diâmetro do Fuste	Aumento da Tensão Normal	Tratamento do Solo	
Areia Média e Grossa	Fofa	Alto	Baixo	Alto	Alto
Areia Média e Grossa	Compacta	Baixo	Alto	Médio	Médio
Areia Finha	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Areia Finha	Compacta	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Silte	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Silte	Compacto	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Argila	Mole a média	Alto	Baixo	Médio	Médio
Argila	Rija e dura	Baixo	Alto	Baixo	Baixo

Outro aspecto importante que se pode observar a partir desta tabela, de acordo com PÉREZ MORE (2003) é que, para solos de maior compacidade ou consistência, a mobilização da resistência ao cisalhamento na interface solo-fuste ocorre sob menores valores de deslocamento relativo, podendo-se afirmar que geralmente a carga de ruptura será maior nestes tipos de solo (desde que os efeitos dos processos de perfuração não alterem significativamente o estado e a estrutura do solo).

Segundo YIOMASA (2000), citando INFANTI JÚNIOR & NITTA (1978), a questão da pressão de injeção é um dos aspectos mais discutidos entre os técnicos, pois está relacionada diretamente com o consumo da calda. Em geral, quanto maior a pressão, maior será a penetração e, portanto, maior será o volume de calda injetado.

Nos trabalhos de injeção em maciços terrosos, o processo se inicia pela ruptura da bainha. Em uma análise da variação da pressão aplicada ao longo do tempo (Fig. 2.13), desde a ruptura da bainha até a injeção da calda nas fraturas induzidas no solo, SANTOS et al. (1985), de acordo com YIOMASA (2000), verificaram que nos casos onde as bainhas possuíam resistência mecânica superior à do maciço terroso, a pressão aplicada atingia um pico (correspondente à ruptura da bainha) e depois decrescia e se mantinha constante durante o processo de injeção, conforme Figuras 2.13a e 2.13b. Em

algumas situações, os autores observaram uma ligeira descompressão na pressão aplicada (Fig. 2.13a), mas não chegaram a uma justificativa técnica desse comportamento.

Nos casos onde a resistência mecânica da bainha era inferior à do maciço de solo ou quando a bainha não envolvia totalmente a válvula manchete, não ocorria uma redução da pressão aplicada após esta atingir o valor máximo, conforme ilustra a Figura 2.13c.

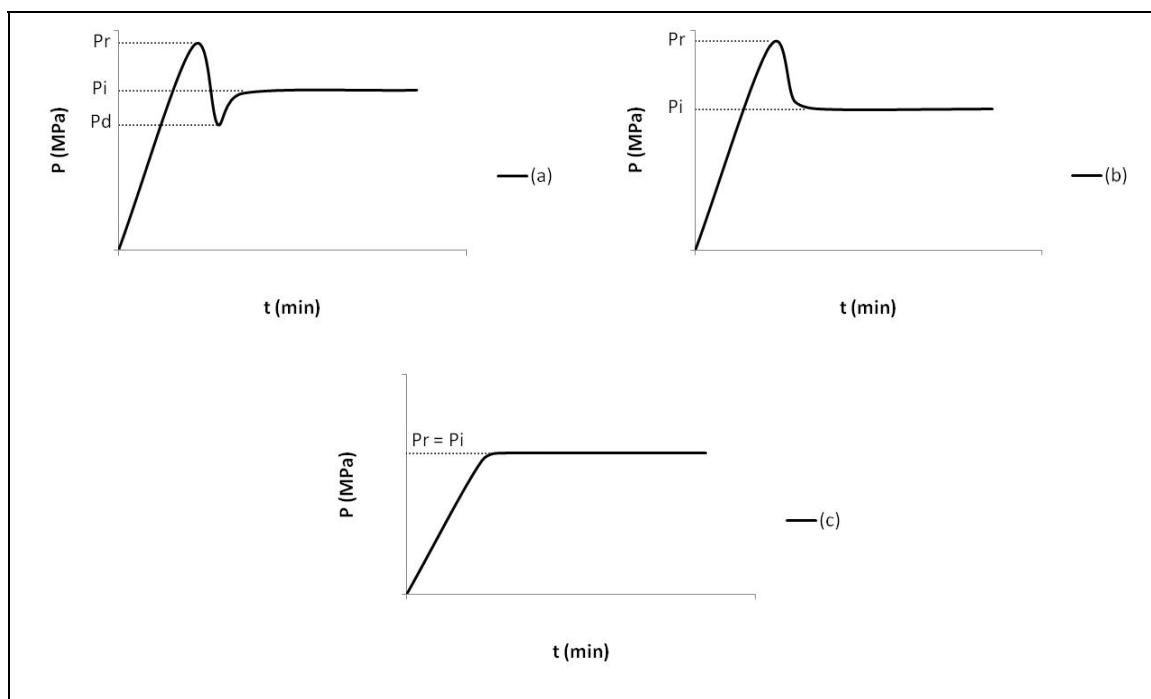


Figura 2.13 – Valores relativos das pressões em injeções efetuadas na barragem de Balbina (a) e (b) para bainhas mais resistentes que o solo e (c) para bainha com resistência menor ou semelhante à do solo (SANTOS et al., 1985, a partir de YIOMASA, 2000). Onde:  $Pr$  = pressão de ruptura da bainha;  $Pi$  = pressão de injeção; e  $Pd$  = pressão de descompressão.

SHONG & CHUNG (2003) afirmam que quando se injeta calda de cimento sob pressão em solos granulares, a mesma pode percolar por entre os poros e substituir porções amolgadas do solo. Além disso, ocorre um fenômeno denominado filtragem sob pressão, onde a pressão aplicada à calda de cimento força parte do excesso de água para fora da mistura, fazendo-a percolar pelos poros do solo. Este processo colmata o solo mais próximo ao local de contato com a estaca com uma calda de cimento de menor relação água/cimento que a original, o que consequentemente o torna mais resistente.

Este processo também provoca a formação de uma pasta de cimento (cake-like cement) ao longo da interface estaca-solo, o que eleva o valor do atrito lateral unitário nesta região. Em solos coesivos, pode ocorrer uma parcela de deformação lateral, densificação e melhorias localizadas do solo ao redor do local da injeção, mas o efeito do melhoramento é, em geral, menos significativo do que em solos não coesivos. Porém, também existem relatos de melhoramento em solos coesivos, inclusive em solos moles.

A injeção sob pressão também pode causar uma recompactação (ou redensificação) do solo ao redor da escavação e aumentar o diâmetro efetivo da estaca. Estes mecanismos em conjunto efetivamente podem aumentar o atrito lateral entre a estaca e o solo, aumentando, consequentemente, a carga de ruptura. Tal pressão pode também melhorar mecanicamente o solo entre as estacas (SHONG & CHUNG, 2003).

HAN & YE (2006) apresentaram um estudo do comportamento de micro-estacas do tipo B (estacas raiz) executadas em uma camada de solo argiloso com espessura de cerca de 12 m e resistência não drenada ( $S_u$ ) de 29,1 kPa. Neste estudo, foi observado que o valor do atrito lateral máximo desenvolvido nas estacas ensaiadas à compressão foi de 19 % a 59 % maior que o limite máximo estimado para estacas escavadas de concreto, executadas sem aplicação de pressão em sua execução.

Outro aspecto relacionado com a pressão de injeção é a elevação da mesma em decorrência da aplicação de sucessivas fases de injeção. OLIVEIRA & FERREIRA (1982), citados por YIOMASA (2000), constataram esta elevação em estudos desenvolvidos nos trabalhos de consolidação de um depósito sedimentar da bacia de São Paulo. Posteriormente, MOREIRA et al. (1990), citados por YIOMASA (2000), também observaram, na fase final dos trabalhos de injeção realizados na obra da barragem de Balbina, acréscimos na pressão de injeção da ordem de 1,5 vezes o valor inicial após sucessivas fases de injeção.

GUIMARÃES FILHO (1984) desenvolveu estudos sobre a injeção de calda de cimento em maciços terrosos para a construção da parte de um túnel, na cidade de São Paulo, e para as fundações de edifícios na cidade de Santos. Segundo o autor, entre os anos 60 e 80, as diversas empresas de geotecnia prestaram um relevante serviço às grandes obras injetando solos. A Rodovia dos Imigrantes, a Ferrovia do Aço, os metrôs do Rio e São Paulo, etc., atestam inúmeras campanhas de injeções de solos com êxito surpreendente. A grande maioria dos meios injetados era de solo argilo-siltoso, com coeficiente de permeabilidade abaixo de  $10^{-6}$  m/s.

Segundo GUIMARÃES FILHO (1984), desde os primórdios da extração de petróleo, se usa o sistema de romper uma formação rochosa, por meio de pequenas cargas explosivas, e imediatamente preencher as fissuras com calda de cimento. Para a compreensão de injeção de solos pouco permeáveis com calda de cimento, com tubos manchete, é necessário compreender como funciona a válvula manchete. Quando se posiciona o obturador duplo em uma das válvulas e se injeta o fluido cimentante, este abre a válvula flexível, fissura a bainha e depois se comunica com o solo a injetar.

Após o fissuramento da bainha, surgem questões relevantes quanto ao processo executivo em questão, tais como qual a pressão de reação do terreno, o que pode ocorrer com o fluido cimentante e quanto se deve injetar em cada fase. Caso se estabeleça a quantidade a injetar em cada fase, o aumento da pressão de reação do terreno se dá de uma fase para a próxima. Ocorre que nas primeiras fases de injeção, sobretudo em solos muito moles, há um adensamento do mesmo, com expulsão de parte da água dos vazios. Nas fases posteriores, com o solo já adensado, promovem-se as redes de fissuras cheias de calda, estruturando o solo. Desta forma, obtém-se primeiramente um adensamento parcial. Depois, formam-se as diversas redes de planos injetados, dispersos quase erraticamente no maciço.

O princípio básico da injeção de solos, segundo GUIMARÃES FILHO (1984), é o aumento da pressão de reação, conforme ilustrado na Figura 2.14. Na Figura 2.14a, tem-se as médias das pressões de reação entre a 1<sup>a</sup> e a 4<sup>a</sup> fase evoluindo de cerca de 0,3 a 0,6 MPa, em argila orgânica preta, com N<sub>SPT</sub> igual a zero. Na Figura 2.14b, tem-se esta mesma evolução de 1,4 a 2,8 MPa, em solo residual a 25 metros de profundidade. Apesar de os números absolutos serem muito diferentes, observa-se gradientes de pressão similares. Estes gradientes podem ser chamados de gradientes de melhoria do solo, incrementos de capacidade do terreno de reagir à pressão, com o transcorrer das diversas fases de injeção, em cada ponto.

GUIMARÃES FILHO (1984) afirma que a pressão limite final para se paralisar a injeção depende da pressão inicial, que por sua vez é função da resistência “in natura” do solo, da profundidade, etc., mas também depende da finalidade da injeção. No caso de se desejar apenas a auto-sustentação de solo para escavar um túnel com baixa cobertura, com um seguro sistema de escavação, não são necessárias altas pressões. No caso de se consolidar a base de um tubulão que apresentou problemas, por exemplo, maiores pressões são requeridas. Tais considerações estão de acordo com as

diferentes classificações com base na finalidade do projeto, propostas pelo FHWA (2000).

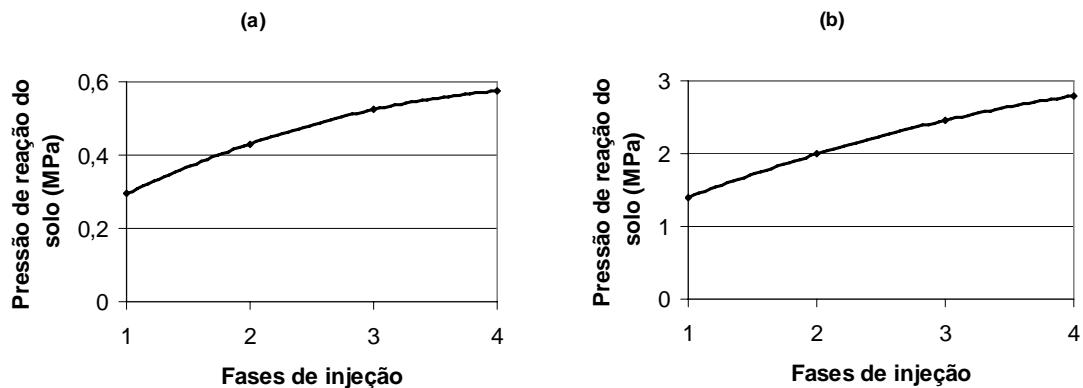


Figura 2.14 – Aumentos médios da pressão de reação do solo em função de sucessivas fases de injeção: (a) consolidação de solo aluvionar mole, por injeção de calda de cimento para escavação de túnel urbano e (b) injeção de calda de cimento na execução das fundações de um prédio, em camada de areia fina argilosa, micácea, medianamente compacta, cinza e amarela (solo residual), entre camada de argila marinha muito mole e superfície rochosa (GUIMARÃES FILHO, 1984).

Ainda com relação à execução de sucessivas fases de injeção em solos, SPRINGER (2006) apresentou um estudo sobre a influência de diversos fatores na carga de arrancamento de grampos injetados em solo residual de gnaisse, em três obras localizadas no município de Niterói – RJ. Dentre os fatores analisados, estava a influência do número de injeções. Foram comparadas as cargas de arrancamento de grampos executados com apenas 1 injeção global, correspondente à execução da bainha, e com 2 injeções, onde além da bainha, executou-se 1 fase de injeção a baixas pressões (até 0,5 MPa), através de válvulas manchete dispostas a cada 0,50 m em um tubo de injeção, seguindo recomendações de ZIRLIS et al. (2003). No caso dos grampos executados com 2 injeções (bainha + 1 injeção por válvula manchete), denominados pela autora de grampos re-injetados, a carga de arrancamento foi de 23 a 38 % maior, com média de 32 % de ganho.

## 2.8 Atrito Lateral Unitário e Resistência de Ponta de Micro- Estacas

SADALLA NETO et al (1998) apresentaram os resultados de uma análise do atrito lateral unitário em micro-estacas tipo D instrumentadas em profundidade, com 6,0 m de comprimento e diâmetro de 150 mm. Neste estudo, após a realização das provas de carga, o terreno foi escavado até a ponta da estaca, sendo possível fazer uma análise da variação do diâmetro do fuste da estaca ao longo da profundidade. A Figura 2.15 apresenta esta variação para três estacas estudadas por SADALLA NETO et al. (1998). É importante salientar que o solo até 4,5 m é um silte arenoso com  $N_{SPT}$  variando linearmente de 0 na superfície até 5 na profundidade de 4,0 m, e a seguir há uma areia média a grossa, siltosa, com  $N_{SPT}$  variando de 10, na profundidade de 5,0 m, até 35, na profundidade de 7,0 m. Havia em cada estaca 5 válvulas manchete, espaçadas em 1,0 m, com a primeira válvula a 0,5 m acima da ponta da estaca.

Na Figura 2.15 é apresentado também a curva de transferência de carga das estacas estudadas por SADALLA NETO et al (1998).

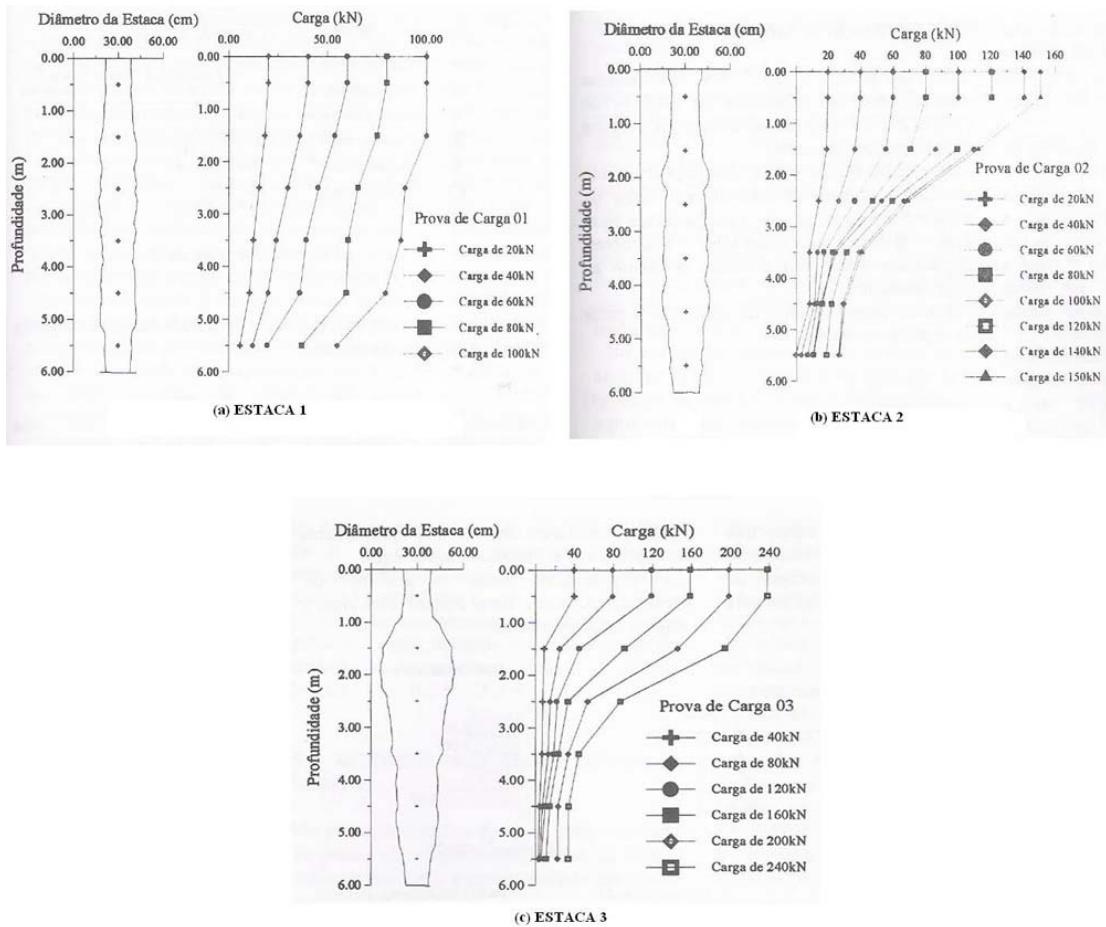


Figura 2.15 – Seção real das estacas e curvas de transferência de carga para (a) estaca 1, (b) estaca 2 e (3) estaca 3 (a partir de SADALLA NETO et al., 1998).

A estaca 1 foi executada sem haver injeção sob pressão em nenhuma das válvulas manchetes, sendo a bainha executada apenas sob a pressão da gravidade. Na estaca 2, houve injeção de calda composta por 0,5 saco de cimento e relação água/cimento = 0,5 apenas nas duas válvulas manchete mais próximas à superfície, e na estaca 3, houve injeção de calda composta por 1 saco de cimento e relação água/cimento = 0,5 em todas as válvulas manchete. Pode-se perceber claramente a influência das injeções no formato da seção transversal das estacas e nas curvas de transferência de carga.

Com base nos dados apresentados por SADALLA NETO et al. (1998), foi possível estimar o valor do atrito unitário médio para cada uma de suas estacas, conforme mostrado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores da resistência por atrito lateral ( $Q_{su}$ ) e do atrito lateral unitário ( $q_s$ ) para as estacas estudadas por SADALLA NETO et al. (1998).

Estaca	Carga máxima total $Q_{max}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$q_s$ (kPa) <sup>(*)</sup>
1	100	$\approx 50$	$\approx 18$
2	150	120	42
3	240	206	73

<sup>(\*)</sup> Calculado considerando-se o diâmetro nominal da estaca, igual a 150 mm, e o comprimento do trecho injetado igual ao comprimento da estaca (6,0 m).

Analizando-se a Tabela 2.4, fica evidente o efeito das injeções no atrito lateral unitário médio destas estacas. Porém, algumas ponderações se fazem necessárias. O índice  $N_{SPT}$  no trecho onde ocorreram as injeções de calda de cimento sob pressão é baixo, especialmente onde SADALLA NETO et al. (1998) constataram a existência dos maiores alargamentos no fuste das estacas, o que está consistente com o exposto neste trabalho na Tabela 2.8 (Capítulo 2) – Grau de injetabilidade de alguns tipos de solos (NOVAIS, 2001, a partir de PÉREZ MORE, 2003). Outra informação importante é que o diâmetro nominal da escavação destas estacas é 150 mm, e o tubo de injeção (tubo manchete) possui diâmetro de 63,5 mm, havendo, portanto uma camada de bainha com espessura (antes das injeções) de 43 mm revestindo o tubo manchete. Por fim, a válvula manchete mais profunda está 0,50 m acima da cota da ponta da estaca, sendo pouco provável que as injeções tenham alterado significativamente as propriedades do solo sob a ponta.

## CAPÍTULO 3: DESCRIÇÃO DA OBRA E ESTUDOS REALIZADOS

---

### 3.1 Introdução

Segundo dados fornecidos pela EMLURB, a Ponte Seis de Março situa-se próxima à área onde, em 1643, Maurício de Nassau construiu a primeira Ponte da Boa Vista, sobre o Rio Capibaribe. Esta ponte, porém, foi demolida no governo Henrique Pereira Freire (1737 – 1746).

No dia 06 de março de 1921, nas proximidades deste local, foi inaugurada uma nova ponte, que passou a ser chamada oficialmente de Ponte Seis de Março, chamada também de Ponte Velha. Em 1976, esta ponte passou por uma reforma para a ampliação dos passeios (EMLURB, 2005).

A partir de agosto de 2005, a Ponte Seis de Março passou por uma recuperação estrutural envolvendo as fundações e a superestrutura devido a graves problemas de corrosão detectados em parte de sua estrutura metálica (LIMA et al., 2006). Como será mostrado neste capítulo, não se trata de uma recuperação das fundações propriamente dita, mas de uma total reconstrução das fundações da ponte. Uma breve descrição da obra das fundações e os estudos realizados serão apresentados a seguir neste capítulo.

### 3.2 Breve Descrição da Geologia da Cidade do Recife

A paisagem do Recife foi modelada em meio a processos geodinâmicos. ALHEIROS et al. (1990) afirmam que o embasamento cristalino sofreu falhamento de gravidade na direção NNE, com afundamento na direção da atual linha de costa. Formou-se, assim, uma bacia de sedimentação, a qual passou a ser depositária dos sedimentos cretáceos.

O pacote sedimentar começa pela Formação Cabo, constituída de sedimentos mais grosseiros e variados em granulometria, devido ao próprio tectonismo. Segue-se a deposição da Formação Beberibe, cujos arenitos e areias quartzosas, siltitos e outros sedimentos mais finos armazenam importante reserva de água subterrânea. A Formação Gramame, que lhe é superposta, foi depositada durante o período de transgressão

marinha, que afogou os sedimentos continentais de origem fluvial da Formação Beberibe. É constituída de sedimentos finos, calcáreos dolomíticos de coloração creme.

Durante a regressão marinha que se seguiu e o basculamento para leste da borda do continente com o mar bastante recuado, ocorreu a deposição da Formação Barreiras, no limite do continente. Este período abrange o fim do Terciário e o início do Quaternário. Na grande maioria de suas ocorrências, em toda a faixa continental, estes sedimentos são caracterizados por uma mistura de areias e argilas com horizontes de pedregulhos, onde foram identificadas as fácies de leque aluvial, fluvial e flúvio-lagunar, em razão dos sucessivos avanços e recuos do mar durante o Quaternário.

Os sedimentos recentes completam a coluna estratigráfica. São constituídos por terraços marinhos, mangues, turfeiras, meandros abandonados, terraços fluviais e aluviões, formando a unidade geomorfológica da Planície do Recife. A Figura 3.1 e a Tabela 3.1 apresentam a síntese dos eventos geológicos que contribuíram para a formação do local onde se ergue a Cidade do Recife. Esses dados fazem parte do Relatório de Geologia utilizado na Carta Geotécnica da Cidade do Recife.

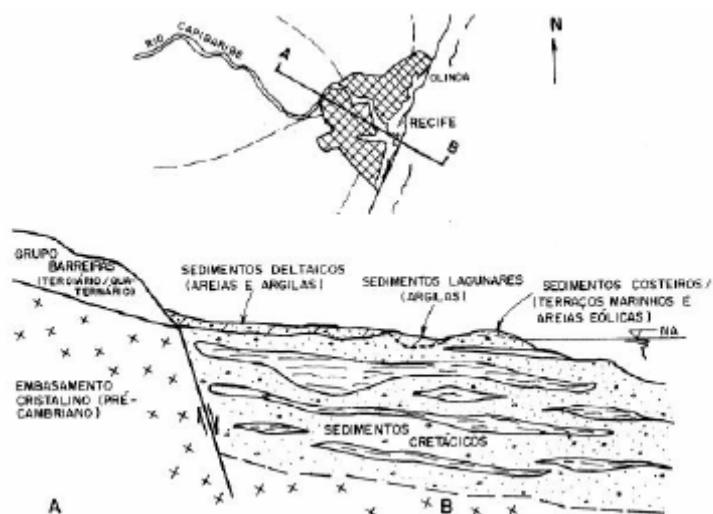


Figura 3.1 – Geologia da cidade do Recife.

Tabela 3.1 – Carta geotécnica do Recife / Relatório de Geologia (GUSMÃO FILHO, 1998).

IDADES	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	LITOLOGIAS
Holoceno	Aluviões	Areias quartzosas accidentadas, Intercaladas com argilas.
	Terraço Marinho Holocênico	Areias quartzosas brancas, com Conchas.
	Mangues	Argilas/siltes cinza-escuro, com Matéria orgânica.
Pleistoceno	Terraço Marinho Pleistocênico	Areias quartzosas brancas com Matéria orgânica na base.
Plioceno-Pleistoceno	Formação Barreiras	Areias feldspáticas avermelhadas Intercaladas a argilas variegadas/ Areias feldspáticas amareladas.
Cretácia Superior	Formação Gramame	Calcarenitos e calcários Dolomíticos creme/cinza.
	Formação Beberibe	Areias quartzosas cremes a Esbranquiçadas e siltitos / argilitos Cinza, fossilíferos.
Cretácia Inferior	Formação Cabo	Arcósios conglomeráticos Esverdeados intercalados a argilitos Verdes/vermelhos.
Pré-Cambriano	Embasamento Cristalino	Gnaisses graníticos e cataclasitos.

A cidade do Recife apresenta duas paisagens muito distintas morfologicamente: a planície e os morros. ALHEIROS et al. (1990) afirmam que a planície do Recife é de origem flúvio-marinha, com dois níveis de terraços marinhos arenosos, correspondentes à penúltima e última transgressão marinha, além de depósitos de mangues, sedimentos flúvio-lagunares e aluviões recentes. Neste contexto geológico, o subsolo típico é muito variado.

### 3.3 Descrição Resumida da Obra

#### 3.3.1 Introdução

A Ponte Seis de Março possui 10 vãos, havendo nove apoios no leito do rio. Excetuando-se o seu tabuleiro, foi totalmente concebida em estrutura metálica. Seu projeto original previa uma extensão de aproximadamente 140 m e largura de 12,25 m, com faixas de rolamento e dois passeios nas extremidades (EMLURB, 2005). As fundações originais eram profundas, constituídas por seis estacas do tipo tubadas

contraventadas em cada apoio (total de 54 estacas), preenchidas por concreto com agregados de grandes dimensões (Fig. 3.2). O diâmetro destas estacas era de 40 cm, e as mesmas prolongavam-se até o tabuleiro.



Figura 3.2 – Detalhe do material de preenchimento das estacas originais da ponte.

No lugar de blocos, foram instalados contraventamentos com cantoneiras de 12,5 cm para a solidarização dos elementos de fundação e para garantir a rigidez do sistema. Não são disponíveis informações sobre a profundidade destas estacas (B & C, 2005). Hoje, os antigos passeios foram incorporados à faixa de rolamento, tendo sido criados novos passeios nas extremidades, em forma de balanços com vigas metálicas e lajes de concreto. A Figura 3.3 ilustra a distribuição das fundações originais desta ponte, e a Figura 3.4 mostra uma vista aérea da ponte já em restauração.

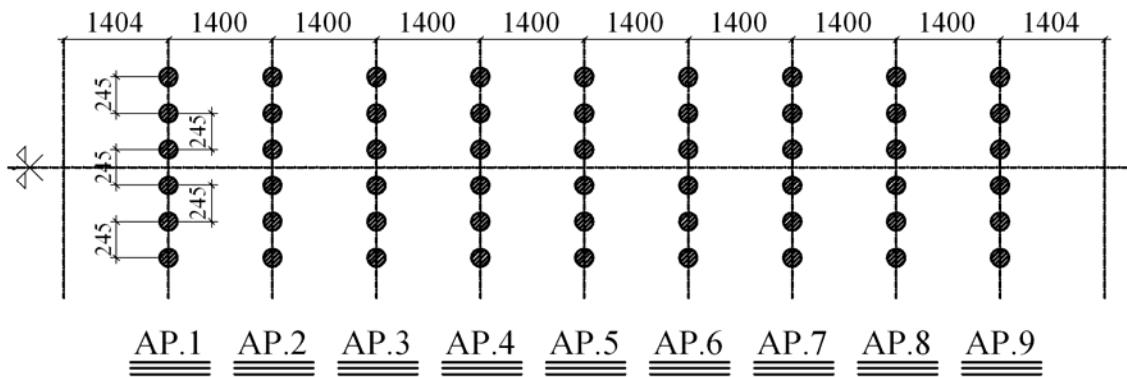


Figura 3.3 – Distribuição das estacas originais em planta. Cotas em centímetros. AP = apoio.



Figura 3.4 – Vista aérea da ponte Seis de Março, já passando pela restauração.

A superestrutura é composta por seis longarinas metálicas, em forma de treliças, apoiadas em cada uma das nove linhas de pilares, suportando o tabuleiro em concreto armado. Existem, ainda, transversinas (longarinas transversais), também treliçadas, espaçadas em 1,00 m. As longarinas estão apoiadas diretamente nos pilares, sobre placas de chumbo que fazem a função dos aparelhos de apoio (EMLURB, 2005).

### 3.3.2 Relevância da Recuperação Estrutural da Ponte Seis de Março

Por ser localizada numa região central da cidade do Recife, o volume de tráfego de veículos e pessoas sobre esta ponte é elevado, fazendo com que esta desenvolva um papel fundamental para o cotidiano da cidade. Sua função principal é facilitar o acesso entre o bairro da Boa Vista e a Estação Central do Metrô, no bairro de São José. Na reforma de 1976, passou por um alargamento da pista de rolamento, que englobou os antigos passeios e os substituiu por balanços apoiados na estrutura antiga (EMLURB, 2005).

Porém, devido à proximidade com o mar, sua estrutura vinha sofrendo um processo de oxidação que, em agosto de 2005, encontrava-se num estágio bastante avançado. A meso-estrutura, sujeita às variações do nível do rio e mais propícia a este fenômeno, estava bastante comprometida. A superestrutura encontrava-se em razoável estado de conservação. As vigas de bordo do balanço dos passeios estavam em processo de oxidação muito avançado (Fig. 3.5).



Figura 3.5 – Detalhe do estado de oxidação das vigas de bordo do balanço dos passeios.

Os contraventamentos metálicos dos pilares, importantíssimos para a solidarização dos mesmos e para a rigidez da estrutura, não estavam mais exercendo suas funções, devido ao elevado grau de comprometimento em que se encontravam (EMLURB, 2005 e LIMA et al., 2006) (Fig. 3.6).

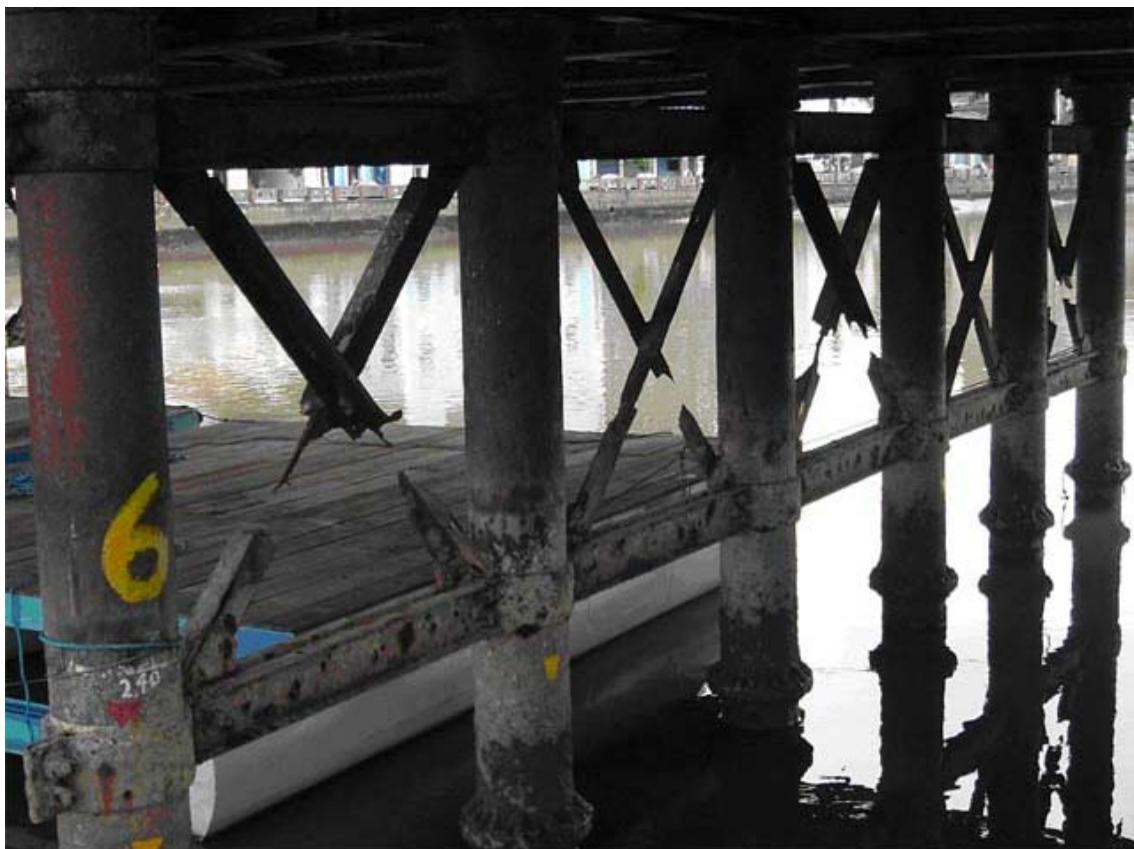


Figura 3.6 – Contraventamentos rompidos.

Os pilares apresentavam suas seções bastante reduzidas devido à oxidação e encrustamento (Fig. 3.7).



Figura 3.7 – Oxidação, encrustamento e redução da seção dos pilares.

Os aparelhos de apoio (placas de chumbo) estavam comprometidos (Fig. 3.8), e, devido à solidarização do tabuleiro com os pilares, podem ter sido gerados esforços não previstos.

Todos estes fatores somados poderiam colocar em risco a estabilidade da ponte.



Figura 3.8 – Placas de chumbo comprometidas.

Então, a partir de agosto de 2005, a ponte foi completamente interditada ao tráfego de veículos, para que pudesse ser iniciados os trabalhos de recuperação.

### **3.3.3 Seqüência de Recuperação das Estruturas da Ponte**

Os serviços preliminares, base para a elaboração do projeto definitivo das novas fundações da Ponte Seis de Março, constaram de nove furos de sondagem a percussão para a definição do perfil do subsolo, e sondagens rotativas em algumas estacas originais da ponte, escolhidas pela EMLURB, para a coleta e análise do material de preenchimento.

As sondagens rotativas executadas no material de preenchimento das estacas originais indicaram que tal material é composto por concreto com agregados de grande dimensão, o que foi confirmado posteriormente, conforme foi mostrado na Figura 3.2., no item 3.3.1.

A Figura 3.9 apresenta a locação das sondagens SPT e do novo estaqueamento, que consistiu na execução de 90 micro-estacas tipo D, sendo 10 em cada um dos nove apoios da ponte. Também é apresentado o croqui dos blocos de fundação (BL 1 a BL 9, nos apoios AP 1 a AP 9, respectivamente). Assim, neste trabalho, os apoios AP 1 a AP 9 serão referenciados como os blocos BL 1 a BL 9. Em cada um destes blocos, foram executadas 10 micro-estacas, que serão nomeadas E1, E2, ..., E10. Por exemplo, a estaca E3 do bloco BL 7 será referenciada como estaca E3-BL7.

Segundo dados da EMLURB (2005), a recuperação estrutural da Ponte Seis de Março previa, após a execução das micro-estacas, a construção de blocos de fundação em concreto armado envolvendo e unindo os seis pilares de cada apoio, com a função de aumentar a resistência do sistema de fundação aos esforços horizontais e transmitir as cargas verticais para as novas estacas. Posteriormente, foi realizada a recuperação de toda a estrutura metálica, com substituição das peças comprometidas, limpeza e pintura de toda a superfície metálica, encamisamento dos pilares e restauração das calçadas, pavimento e meio-fio.

A cota da ponta das estacas e o trecho injetado foram determinados através da análise dos resultados das sondagens, e os valores da pressão e volumes de calda de cimento injetada em cada válvula manchete serviram de controle de execução.

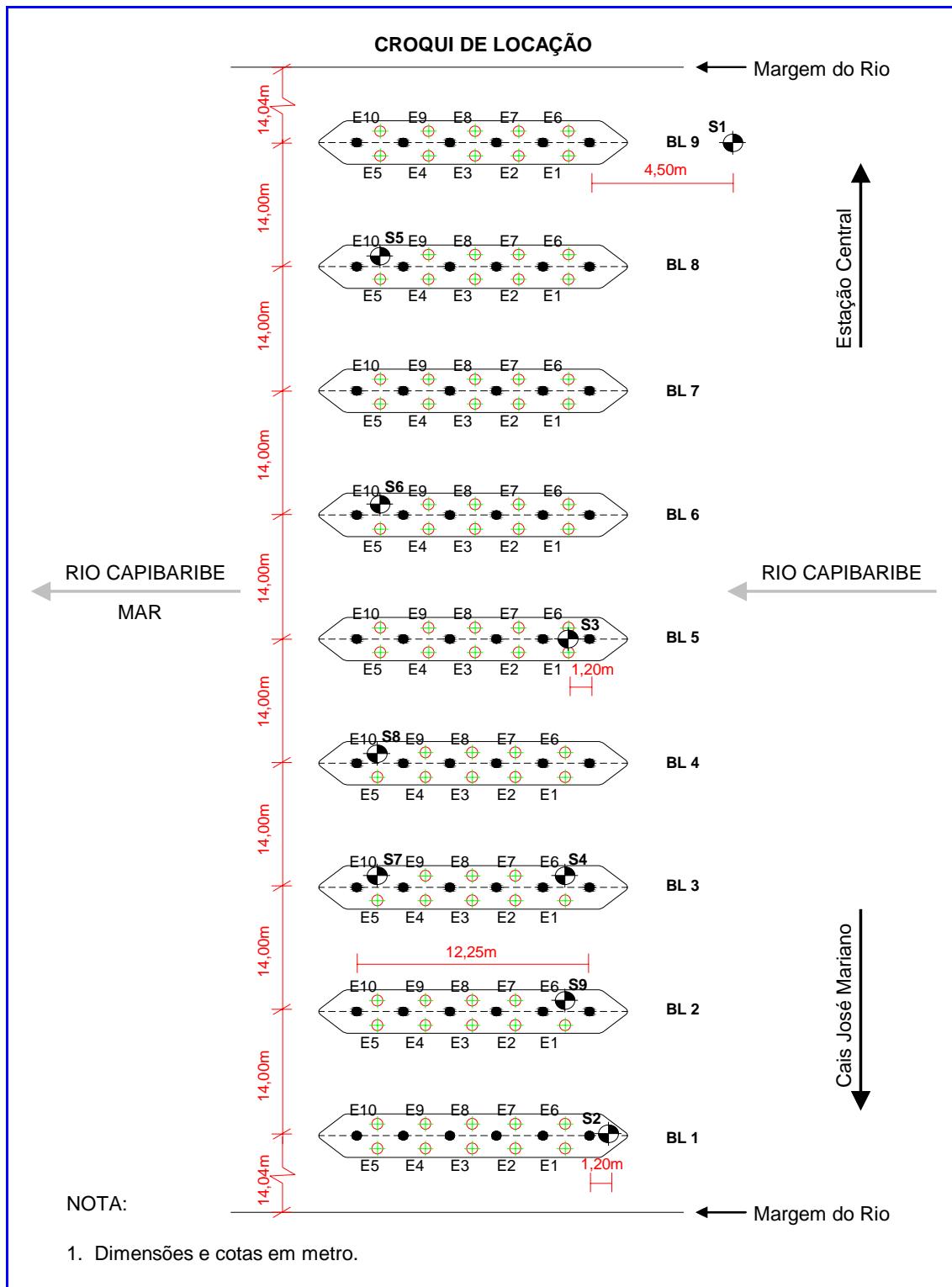


Figura 3.9 – Locação dos furos de sondagem, e das antigas e das novas estacas.

Após execução das estacas e a solidarização das mesmas aos blocos de coroamento, foram montados escoramentos em perfis metálicos sobre os blocos, onde se apoiaram os macacos hidráulicos para levantamento da estrutura superior, de forma a

permitir a substituição dos aparelhos de apoio originais de chumbo por aparelhos de neoprene. A altura máxima de elevação do tabuleiro foi da ordem de 15 cm a 20 cm.

O próximo passo foi a limpeza de toda a estrutura. Os pilares foram encamisados seqüencialmente de baixo para cima, por peças em meia-cana soldadas, e receberam uma aplicação de resina epóxica entre as peças novas e antigas. A superfície das lajes em concreto na qual a armadura estava exposta foi limpa e recebeu aplicação manual de argamassa de cimento expansivo de alta resistência.

Por fim, foram recuperadas as calçadas, a pista de rolamento e o meio fio. Nas calçadas, foi usado piso em concreto não estrutural e a substituição do piso cerâmico obedeceu aos detalhes do piso original. A pavimentação se deu pela imprimação mecânica e emprego de concreto betuminoso usinado a quente. Toda a estrutura metálica foi pintada, inclusive com proteção anti-oxidante.

### **3.3.4 Características Gerais e Execução das Micro-Estacas da Ponte**

As cargas de trabalho axial e horizontal estimadas para cada estaca, isoladamente, foram:

- Axial: 500 kN;
- Horizontal: 5,0 kN (aplicada na cota +0,50 m)

Inicialmente, todas as estacas teriam diâmetro de 250 mm, mas as sondagens indicaram que algumas estacas (especialmente as do bloco BL 2) poderiam ter um trecho desenterrado de até 4 metros (distância entre o fundo do bloco e a superfície do leito). O perfil geotécnico do subsolo onde a ponte está construída será apresentado no item 3.4.1.1 deste capítulo. No projeto, entretanto, admitiu-se que toda a camada inicial de argila orgânica muito mole poderia ser erodida devido às tensões geradas pelo movimento da água (força trativa) (GUSMÃO FILHO, 2003), resultando um comprimento desenterrado de aproximadamente 7 metros. Isso fez com que o dimensionamento das estacas dos blocos BL 1 a BL 6 fosse governado pela flambagem e seus efeitos de segunda ordem, e não apenas pelo carregamento axial, como foi o caso das estacas dos blocos BL 7, BL 8 e BL 9 (B&C, 2005).

Assim, houve necessidade de aumentar o diâmetro das estacas dos blocos BL 1 a BL 6 de 250 mm para 400 mm, além de considerar um encamisamento com chapa de 6,3 mm de espessura, com ponta pelo menos 2 metros abaixo do final da camada erodível.

Basicamente, a execução das micro-estacas da Ponte Seis de Março, realizada pela empresa MECSONDA ENGENHARIA LTDA, seguiu a seqüência proposta pelo FHWA (2000) e por diversos autores, como ASCHENBROICH, H. (2001), BRUCE, D. A. (2004), SHU (2005), SADALLA NETO et al. (1996), GUIMARÃES FILHO et al. (1985), NOGUEIRA (2004), DRINGENBERG (1990a) e DNER-ES 334/97.

O primeiro passo da seqüência executiva, ilustrado na Figura 3.10, foi a cravação de um tubo de revestimento no terreno (camisa metálica de ponta aberta), com espessura de 63 mm, que, por permanecer incorporado à estrutura ao final da execução das estacas, exercendo função estrutural, foi denominado de “camisa perdida”. O diâmetro da camisa perdida (e, consequentemente, o diâmetro nominal das estacas) é de 400 mm nos blocos BL1 a BL6 e 250 mm nos blocos BL7 a BL9. Este tubo também exerceu a função de revestimento do furo, evitando a instabilidade do mesmo e servindo de guia para os instrumentos de perfuração e injeção (LIMA et al., 2006).



Figura 3.10 – Cravação das camisas metálicas (ou camisas perdidas).

Em seguida, procedeu-se à perfuração do terreno, pelo interior das camisas perdidas, até a cota de projeto. Esta perfuração foi executada com circulação de lama bentonítica, com o auxílio de tricones. O equipamento utilizado na perfuração era dotado de um pistão hidráulico acoplado a um motor a diesel, que exercia uma força vertical para baixo sobre o tricone, facilitando a realização desta etapa.

Depois de finalizada a etapa de perfuração, não houve um critério único para a próxima etapa da execução. Em algumas estacas, posicionou-se a armadura e o tubo manchete no furo para depois se confeccionar a bainha; em outras, seguiu-se a ordem inversa (primeiramente se confeccionou a bainha para depois instalar a armadura e o tubo manchete). As duas seqüências são validadas pelo FHWA (2000).

O tubo manchete utilizado era de PVC rígido de 32 mm de diâmetro, sem função estrutural. Além disso, como as estacas são sujeitas a esforços de flexo-compressão, foi necessário utilizar uma armadura longitudinal que se estendia desde o topo até a ponta da estaca, disposta conforme apresentado na Figura 3.11. A Figura 3.12 apresenta o tubo manchete posicionado no centro das armaduras. A Figura 3.13 apresenta um detalhe da válvula manchete, constituída por quatro furos diametralmente opostos no tubo de PVC, revestidos por uma membrana de borracha, mantida fixa na posição graças a uma amarração com arame de aço recozido.

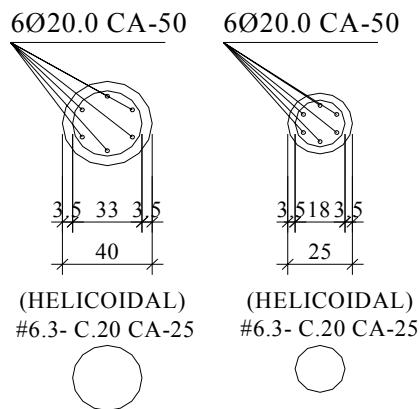


Figura 3.11 – Croqui da armação do fuste das estacas de 400 mm (esquerda) e 250 mm (direita).



Figura 3.12 – Posicionamento do tubo manchete no centro da armação.

Figura 3.13 – Detalhe das válvulas manchete.

Quando a bainha era confeccionada antes do posicionamento do tubo manchete, inseria-se um outro tubo de PVC, provisoriamente, e a calda de cimento era injetada pelo seu interior, preenchendo o furo no sentido ascendente. Quando a bainha era confeccionada a partir do tubo manchete, a injeção se dava pela válvula manchete inferior através do uso de um obturador duplo. Em ambos os casos, a lama bentonítica resultante da perfuração era expulsa pela ascensão da calda de cimento, e a confecção da bainha era finalizada quando, através de uma análise táctil-visual, constatava-se que não havia mais lama sendo extravasada no topo da camisa metálica.

As estacas dos blocos BL1 a BL6 ( $\phi_n = 400$  mm) possuem 8 válvulas manchete espaçadas a cada 0,75 m, com a primeira instalada a 0,25 m da ponta da estaca. O comprimento do trecho injetado destas estacas é 5,75 m. Já as estacas dos blocos BL7 a BL9 ( $\phi_n = 250$  mm) possuem 14 válvulas manchete, também espaçadas a cada 0,75 m, com a primeira instalada a 0,25 m da ponta da estaca. O comprimento do trecho injetado destas estacas é 10,25 m. No Capítulo 5 serão apresentadas figuras que ilustram o posicionamento das estacas em relação ao perfil do subsolo.

A última etapa na execução das micro-estacas da ponte Seis de Março foi a injeção sob pressão. As injeções de calda de cimento sob altas pressões foram divididas em duas fases, e em cada uma destas duas fases mediram-se a pressão correspondente à abertura das válvulas manchete, a pressão de injeção propriamente dita e o volume de calda de cimento injetado em cada válvula, de cada estaca.

No item 3.4.3 deste capítulo, serão apresentados os valores da pressão de abertura da válvula manchete (correspondente à ruptura da bainha), da pressão (residual) de injeção e do volume de calda de cimento injetado, em cada uma das duas fases de injeção executadas nas estacas nas quais foram realizadas provas de carga

estática vertical e horizontal. A Figura 3.14 apresenta uma foto que ilustra o procedimento de injeção sob pressão das estacas.

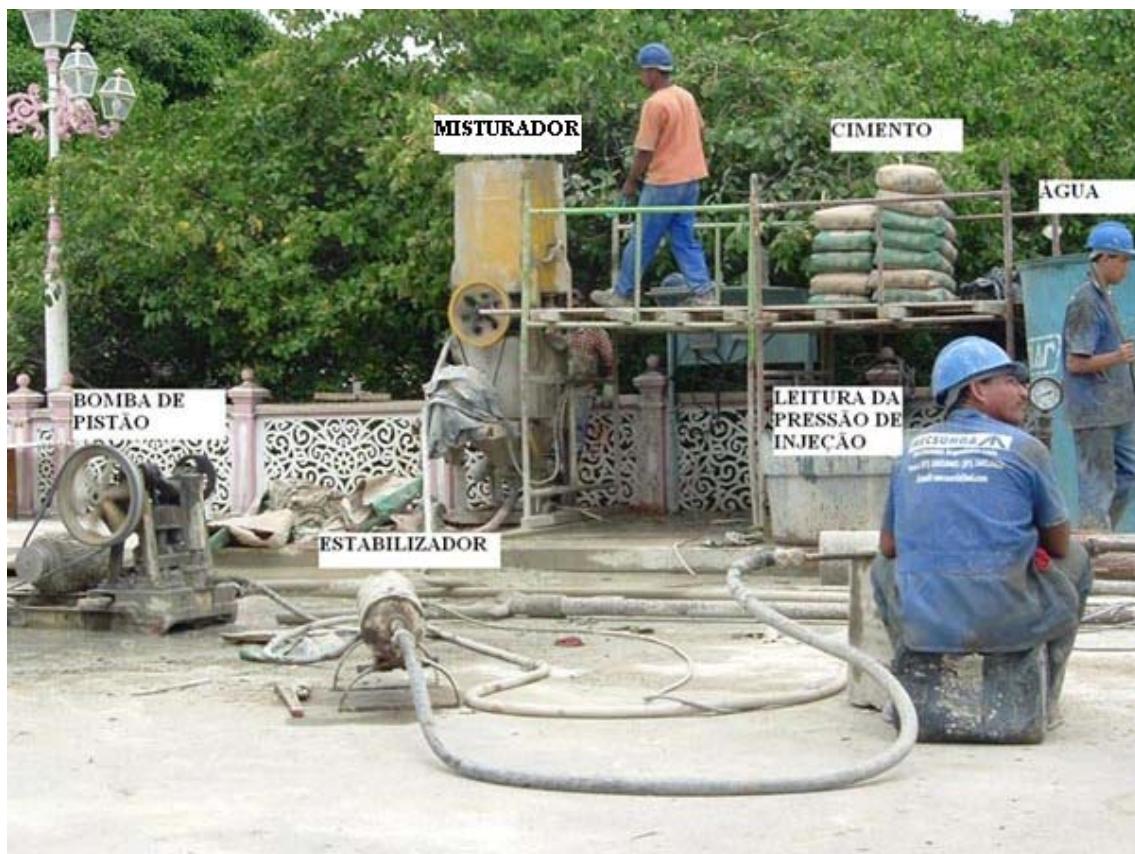


Figura 3.14 – Ilustração do sistema de injeção de calda de cimento sob pressão.

O cimento era misturado à água no misturador, de onde saía um tubo que levava a calda à bomba de pistão (elétrica). Como a pressão na saída da bomba variava muito, foi necessário utilizar um estabilizador de pressão, e então eram feitas as leituras das pressões correspondentes à ruptura da bainha e à pressão residual de injeção. Este sistema de injeção está de acordo com o apresentado por DRINGENBERG (1990b). É importante salientar que a leitura registrada no manômetro deve ser deduzida da perda de carga que ocorre durante o processo de injeção, conforme será apresentado no item 4.2.2.3 do capítulo 4.

### 3.4 Estudos Realizados

### **3.4.1 Caracterização Geotécnica**

A caracterização geotécnica, em campo, consistiu em sondagens à percussão e coleta de um total de 4 amostras indeformadas (shelby) através de um furo de sondagem executado até 8 m de profundidade, conforme será apresentado a seguir. Os resultados das sondagens a percussão serviram de base para o projeto das fundações da ponte. A coleta das amostras indeformadas não teve objetivo de fornecer parâmetros para a obra, e sim de obter parâmetros relativos à caracterização e resistência para serem utilizados no estudo da prova de carga estática horizontal realizada na estaca E3-BL7. Os ensaios de compressibilidade tiveram por principal objetivo a avaliação da qualidade das amostras, com base em OLIVEIRA (2002).

Os ensaios de laboratório foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE. Foram realizados os ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência, teor de matéria orgânica, teor de umidade natural, densidade dos grãos e densidade natural), oedométricos simples e triaxiais do tipo UU.

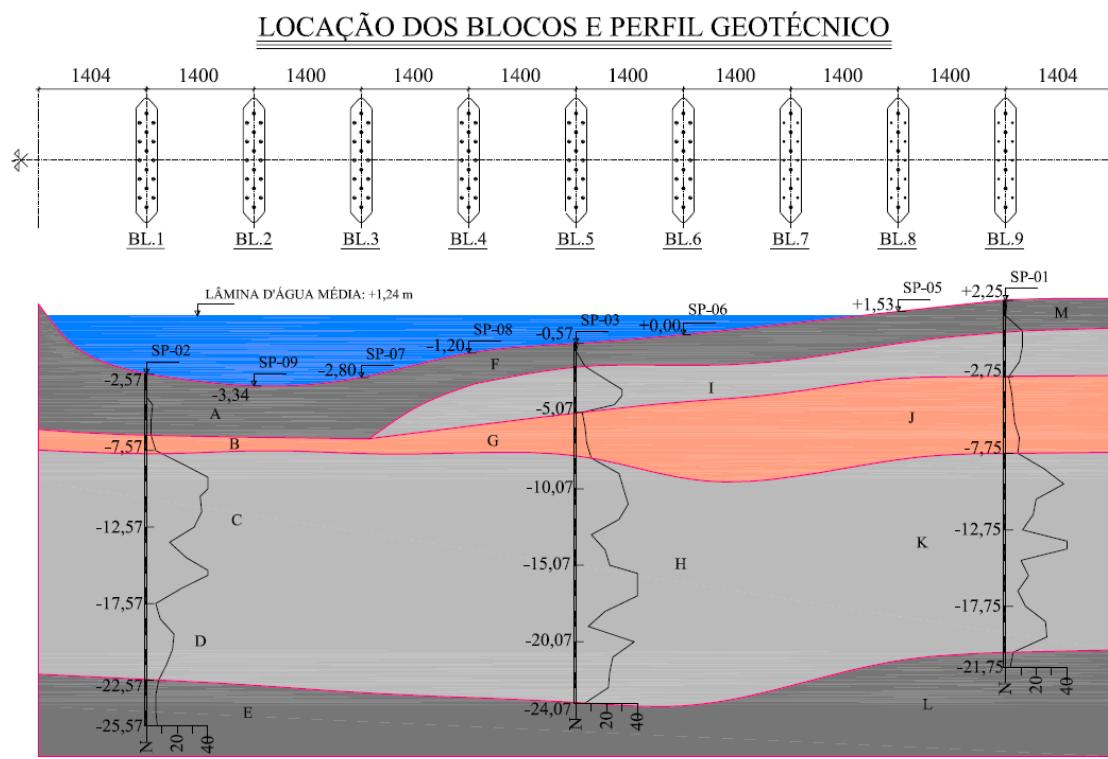
#### **3.4.1.1 Sondagens a percussão - SPT**

Foram executados 09 furos de sondagem SPT para a definição do perfil geotécnico utilizado na elaboração do projeto definitivo das novas fundações da Ponte, conforme será mostrado mais adiante neste capítulo. Procurou-se executar as sondagens coincidindo com cada um dos nove apoios, com exceção do apoio 07, onde não houve sondagem. No apoio 03 foram executados 02 furos de sondagem. A locação dos furos de sondagem, bem como a locação das novas estacas é apresentada na Figura 3.9, item 3.3.3 deste Capítulo.

Todos os furos de sondagem foram executados de cima do tabuleiro da Ponte. O tabuleiro, portanto, precisou ser perfurado, e estes furos foram executados no local onde as estacas seriam instaladas posteriormente. Os furos (no tabuleiro) referentes ao local de instalação das estacas do bloco (apoio) BL 9 foram executados através de sondagem rotativa, para permitir uma análise das propriedades mecânicas do pavimento, e os demais foram executados por britadeira e maçarico (para cortar os materiais metálicos), conforme Figuras 3.15 e 3.16.



Baseando-se nos resultados das sondagens realizadas, foi definido o perfil geotécnico do subsolo, representado na Figura 3.17. Praticamente toda a superfície do terreno é submersa, já que se trata do leito do Rio Capibaribe. Os resultados individuais de cada sondagem realizada são apresentados no Anexo A.



**Figura 3.17 – Perfil do subsolo no local da ponte.**

### 3.4.1.2 Amostragem indeformada

Baseando-se no resultado das sondagens a percussão, para a presente pesquisa, foram retiradas 2 amostras indeformadas de uma mesma vertical, de acordo com a norma NBR 9820/97, utilizando-se o amostrador Shelby de tubo aberto e parede fina, com diâmetro interno de 101 mm (4"). A locação da vertical de amostragem é apresentada na Figura 3.18, e as profundidades das amostras retiradas podem ser vistas na Tabela 3.2. O sistema de cravação dos tubos shelby no solo foi manual.

BL 9

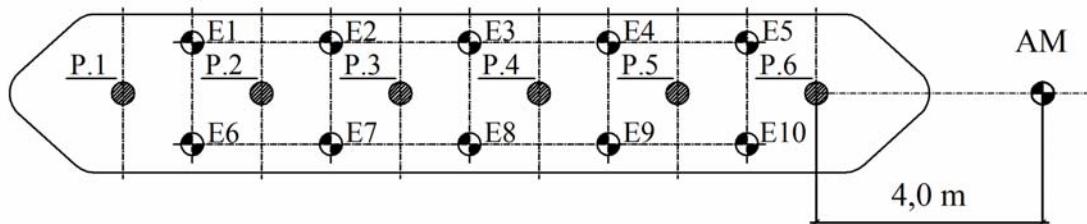


Figura 3.18– Locação da vertical de amostragem, em planta.

Tabela 3.2 – Profundidade das amostras indeformadas retiradas.

Amostras	Profundidade (m)	Profundidade média (m)
AM 01	1,24 – 1,74	1,49
AM 02	1,74 – 2,04	1,89

### 3.4.1.3 Ensaios de laboratório

A seguir serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório. Este trabalho não teve como objetivo realizar e analisar uma ampla campanha de ensaios de laboratório, e sim realizar o mínimo de ensaios necessários para a caracterização da camada argilosa superficial (ver Figura 3.17) e obter a resistência ao cisalhamento não drenada da mesma, para possibilitar o estudo da prova de carga estática horizontal da estaca E3-BL7. Foram moldados corpos de prova para a realização dos ensaios a partir do shelby correspondente à amostra AM 01. Não foi

possível a realização de ensaios na AM 02, devido a indícios de forte amolgamento (a amostra estava “solta” dentro do tubo shelby).

### ***Ensaios de Caracterização Física***

Os ensaios de caracterização seguiram as recomendações das normas brasileiras: NBR 7181/84 para granulometria; NBR 6459/84 para o limite de liquidez e NBR 7180/84 para plasticidade; e NBR 6508/84 para o peso específico dos grãos. O teor de matéria orgânica foi determinado através do método de perda por aquecimento (método direto). A Figura 3.19 apresenta a curva granulométrica obtida, com uso de defloculante, e a Tabela 3.3 apresenta o resumo da composição granulométrica. A Tabela 3.4 apresenta os resultados de LL, LP e IP e a Figura 3.20 apresenta a carta de plasticidade do solo estudado.

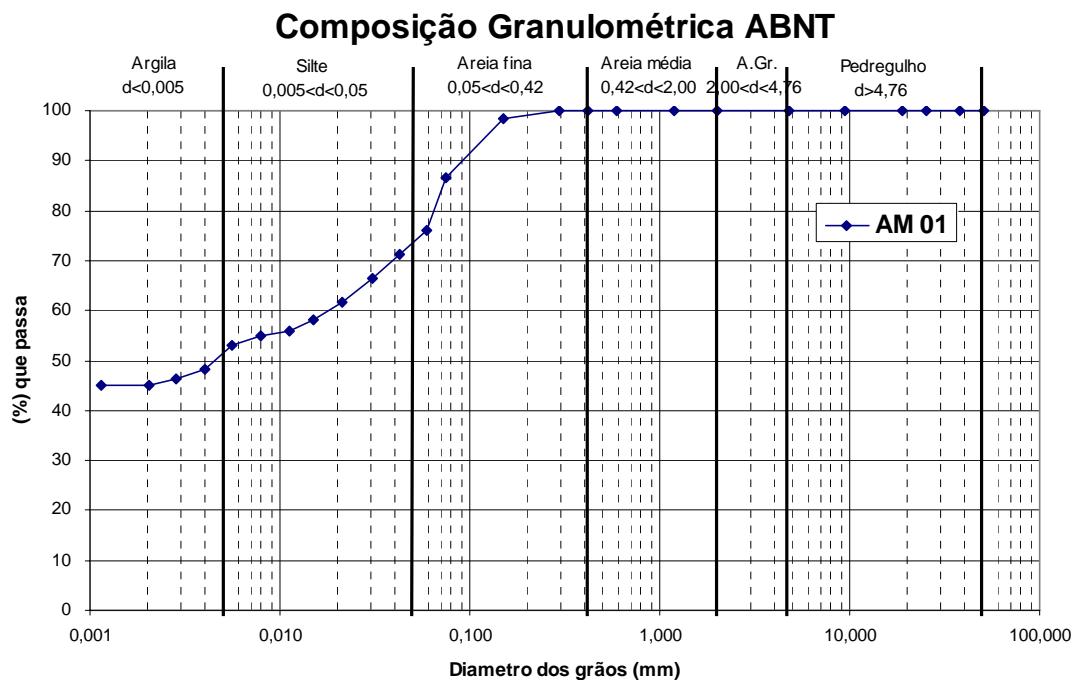


Figura 3.19 – Curva granulométrica, com uso de defloculante.

Tabela 3.3 – Composição granulométrica do solo estudado (ABNT).

Amostra	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
AM 01	52 %	22 %	26 %	0 %	0 %	0 %

Tabela 3.4 – Limites de consistência e teor de umidade natural.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W <sub>n</sub> * (%)
AM 01	65,24	30,73	34,51	62,10

\* W<sub>n</sub> – teor de umidade natural obtido no ensaio de adensamento vertical.

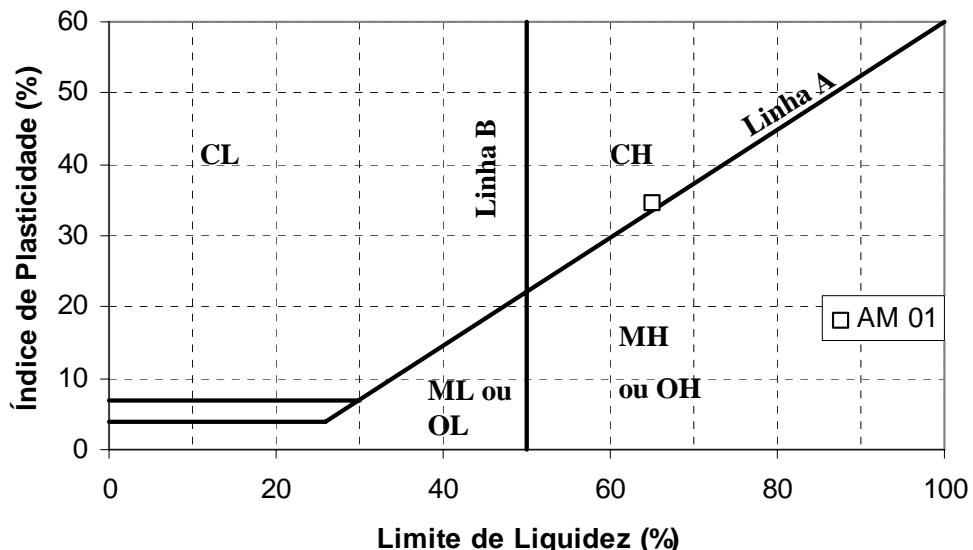


Figura 3.20 – Carta de plasticidade do solo estudado.

A Tabela 3.5 resume os resultados dos ensaios de caracterização realizados na amostra estudada.

Tabela 3.5 – Caracterização do solo amostrado.

Prof (m)	Wn (%)	$\gamma_{mat}$ (kN/ m <sup>3</sup> )	Gs (kN/ m <sup>3</sup> )	% pass. #200	Composição Granulométrica (%) - ABNT					Limites de Atterberg (%)		TMO (%)	SUCS		
					Ar- gila	Silte	Areia			Pedre- gulho					
							Fina	Média	Gros- sa						
1,49	62,1	15,3	25,0	86,43	51,1	22,3	26,6	0,0	0,0	0,0	65,2	34,5	5,6	CH	

### Ensaio de Compressibilidade

Com o objetivo de avaliar os parâmetros de compressibilidade e qualidade da amostra AM 01, foi realizado um ensaio oedométrico de compressão com drenagem vertical, em uma prensa do tipo Bishop, com anel fixo. Realizaram-se o carregamento e descarregamento em estágios de 24 horas de duração com acréscimos de carga igual à

carga anterior, isto é,  $\Delta p/p = 1$ . A amostra foi moldada com diâmetro de 87,4 mm e altura de 20 mm. A Figura 3.21 apresenta a curva de adensamento obtida para a profundidade de 1,35 m.

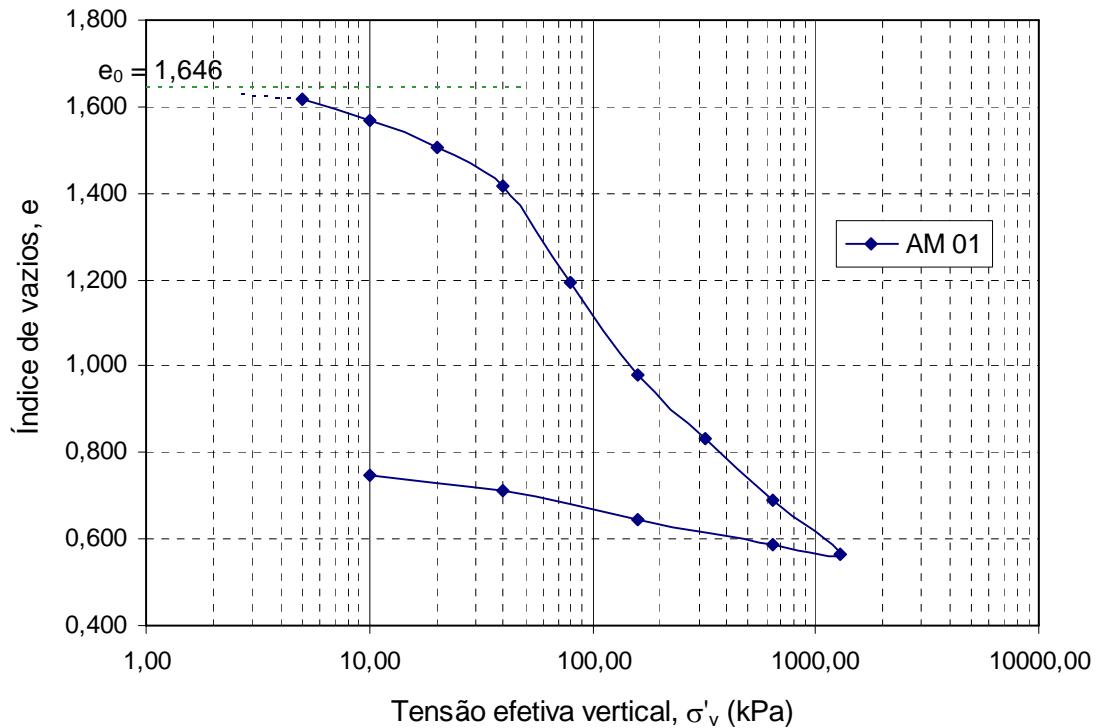


Figura 3.21 – Curva de adensamento do corpo de prova representativo da camada de solo superficial (AM 01).

Através do ensaio de compressão oedométrica, também foi determinado o peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) do solo amostrado, apresentado na Tabela 3.5. A Tabela 3.6 apresenta o resumo dos principais parâmetros obtidos a partir da curva apresentada na Figura 3.21, incluindo o parâmetro  $\Delta e/e_0$  que possibilita a avaliação da qualidade da amostra.

Tabela 3.6 – Parâmetros de compressibilidade e qualidade da amostra.

Amostra	Prof. (m)	Parâmetros Obtidos					
		$e_0$	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	OCR	$C_c$	$C_s$	$\Delta e/e_0$
AM 01	1,4	1,646	33	1,43	0,81	0,12	0,089

OLIVEIRA (2002) propôs um sistema de classificação da qualidade de amostras de argilas moles e médias plásticas brasileiras (Tabela 3.7), a partir de uma adaptação da proposta de LUNNE et al. (1997) e COUTINHO et al. (1998).

Tabela 3.7 – Classificação da qualidade de amostras (OLIVEIRA, 2002).

Qualidade	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Pobre	Muito Pobre
$\Delta e/e_0$	< 0,05	0,05 – 0,08	0,08 – 0,14	> 0,14

Comparando-se o valor de  $\Delta e/e_0$  obtido através do ensaio de compressão oedométrica realizado com os valores propostos na Tabela 3.7, pode-se classificar a qualidade da amostra como pobre. Segundo COUTINHO et al. (1998), a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) diminui com o amolgamento do solo, e a deformação axial na ruptura ( $\epsilon_f$ ) aumenta. Os parâmetros de compressibilidade são também influenciados pela qualidade da amostra obtida.

### ***Ensaio de Resistência***

Os parâmetros de resistência foram obtidos em laboratório por meio de ensaio triaxial UU. Utilizou-se prensa de deformação controlada, de fabricação Ronald Top. A velocidade utilizada foi de 0,4675 mm/min e a medição de força vertical foi feita através de anéis dinamométricos. As deformações foram medidas com extensômetros elétricos e foram empregadas tensões confinantes de 25 e 50 kPa. A Figura 3.22 apresenta os gráficos de tensão *versus* deformação, e a Tabela 3.8 apresenta o valor de  $S_u$  obtido no ensaio e a relação  $S_u/\sigma'_{vm}$ .

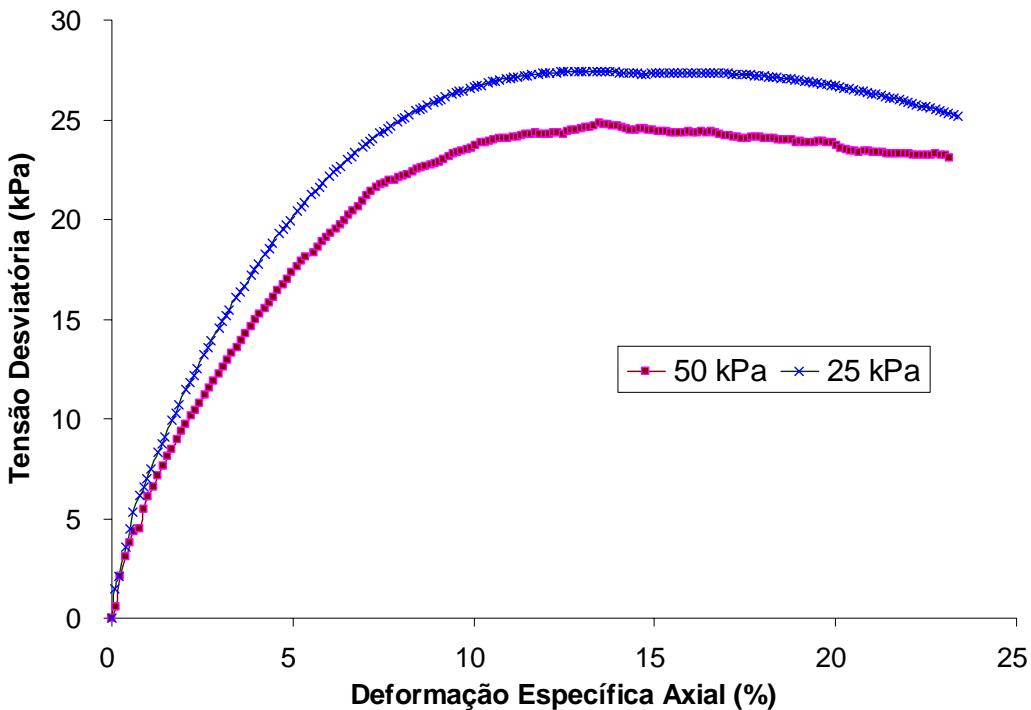


Figura 3.22 – Resultados do ensaio triaxial UU realizado no corpo de prova representativo da camada de solo superficial (AM 01).

Tabela 3.8 – Valores de  $S_u$  e  $S_u/\sigma'_{vm}$ .

Prof. Média (m)	$S_u$ (kPa)	$S_u/\sigma'_{vm}$
1,49	13,0	0,39

Em geral, os resultados obtidos através dos ensaios de laboratório estão coerentes com os valores característicos para as argilas de Recife, apresentados por COUTINHO et al. (2000).

### 3.4.2 Provas de Carga Realizadas

Foram realizadas ao todo 5 provas de carga estática vertical e 8 provas de carga estática horizontal. A Tabela 3.9 indica as provas de carga vertical realizadas. As provas de carga seguiram a metodologia da NBR 12131/91, vigente na época, e estão de acordo com a NBR 12131/2005 (consulta pública / ABMS).

Tabela 3.9. Provas de carga estática vertical realizadas.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	1ª Prova	2ª Prova
E3-BL7	250	Lenta	Rápida
E7-BL3	400	Rápida	-
E8-BL3	400	Lenta	Rápida

$\phi_n$  = diâmetro nominal das estacas

As provas de carga estática horizontal podem ser divididas em dois grupos: prova de carga horizontal propriamente dita e prova de carga horizontal com aplicação simultânea de uma parcela de carga vertical. Em ambos os casos, seguiu-se a metodologia de provas de carga rápida. A prova de carga horizontal propriamente dita foi realizada apenas na estaca E3-BL7.

Optou-se pela realização de provas de carga horizontal com aplicação simultânea de uma parcela de carga vertical nas estacas ensaiadas do bloco BL3 (E7-BL3, E8-BL3 e E9-BL3) devido ao grande comprimento livre das mesmas na época de realização das provas (mais de 5 m), conforme será apresentado no Capítulo 5. Foi constatado que a execução de uma prova de carga vertical com o topo destas estacas livre não se justificaria. Era possível causar deslocamento lateral nestas estacas sem necessidade de utilizar nenhum equipamento, como foi demonstrado por um funcionário da obra. A Tabela 3.10 apresenta a relação das provas de carga horizontal realizadas. As parcelas de carga vertical aplicadas ( $Q_v$ ), quando ocorreram, foram de 40 kN, 90 kN e 150 kN.

Tabela 3.10 – Provas de carga estática horizontal realizadas.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	$L_L$ (m)	1ª Prova	2ª Prova	3ª Prova
			$Q_v$ (kN)	$Q_v$ (kN)	$Q_v$ (kN)
E3-BL7	250	0,8	0	NH	NH
E7-BL3	400	5,3	40	90	150
E8-BL3	400	5,3	150	90	40
E9-BL3	400	5,3	90	NH	NH

Legenda:  $L_L$  = comprimento livre das estacas, medido da superfície do leito do rio até o ponto de aplicação da carga horizontal;  $Q_v$  = parcela de carga vertical aplicada; NH = não houve.

As Figuras 3.23 e 3.24 apresentam, respectivamente, um esquema da realização das provas de carga vertical, em planta e em corte.

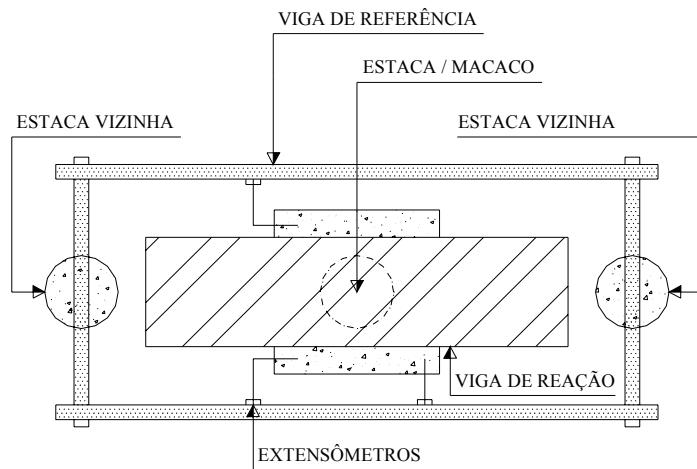


Figura 3.23 – Esquema, em planta, da realização das provas de carga vertical.

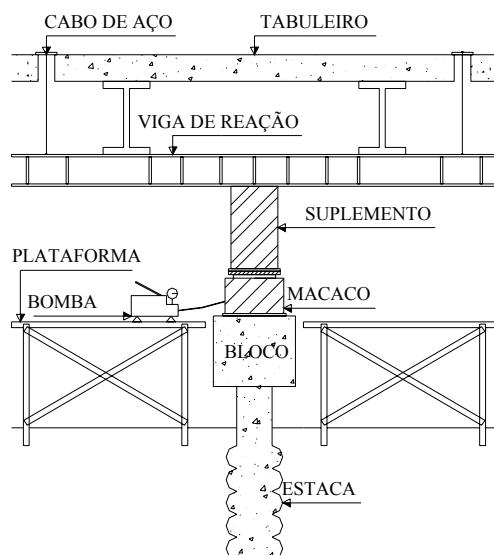


Figura 3.24 - Esquema, em corte, da realização das provas de carga vertical.

As Figuras 3.25 e 3.26 apresentam, respectivamente, um esquema da realização das provas de carga horizontal, em planta e em corte.

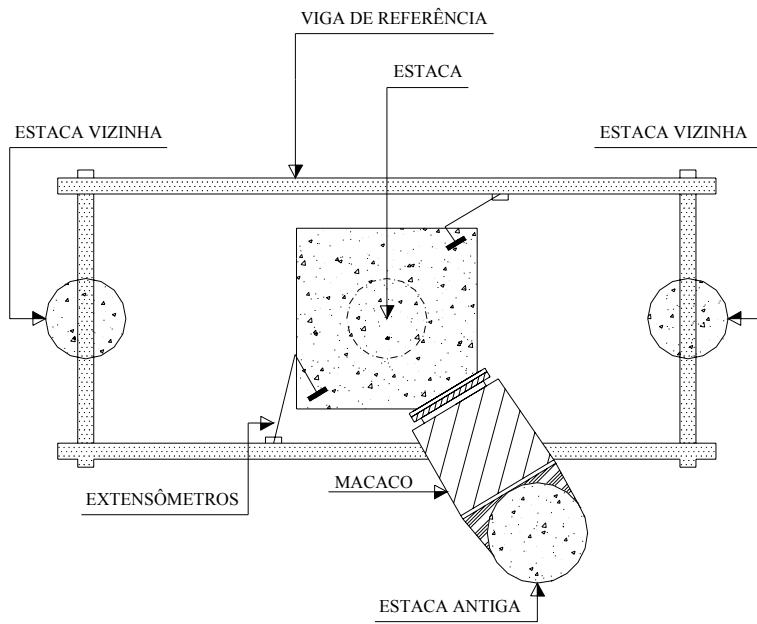


Figura 3.25 – Esquema, em planta, da realização das provas de carga horizontal.

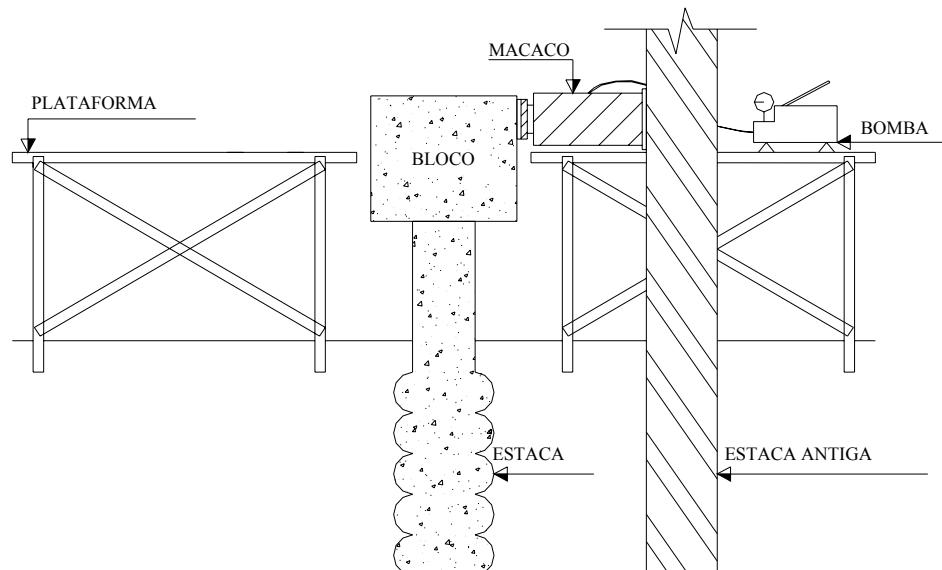


Figura 3.26 - Esquema, em corte, da realização das provas de carga horizontal.

As Figuras 3.27 e 3.28 ilustram a realização da prova de carga vertical e horizontal, respectivamente, na estaca E3-BL7.



Figura 3.27 – Prova de carga estática vertical na estaca E3-BL7.



Figura 3.28 – Prova de carga estática horizontal na estaca E3-BL7.

### 3.4.3 Características das Micro-Estacas Ensaiadas

Nas Tabelas 3.11 a 3.14, são apresentados os valores da pressão de abertura da válvula manchete ( $P_a$ ) (correspondente à ruptura da bainha), da pressão residual de injeção ( $P_r$ ) e do volume de calda de cimento injetado ( $V_i$ ), em cada uma das duas fases de injeção executadas nas estacas nas quais foram realizadas provas de carga estática vertical e horizontal. Os valores de pressão aqui apresentados referem-se aos valores medidos no manômetro, portanto antes da correção para levar em conta as perdas de carga, conforme proposto por DRINGENBERG (1990b). O procedimento para se efetuar esta correção é mostrado no Capítulo 4. Nas Tabelas 3.11 a 3.14 estão também indicados os valores de  $N_{SPT}$  correspondentes à válvula manchete mais próxima e uma descrição simplificada do tipo de solo.

Tabela 3.11 – Estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm,  $L_i = 10,25$  m, 14 válvulas).

Válvula nº	$N_{SPT}$	Tipo de Solo	1ª Fase			2ª Fase		
			$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )	$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )
14	5	SA	4,0	3,0	24	4,8	3,8	24
13	5	SA	4,3	3,0	24	5,0	3,6	24
12	5	SA	3,0	2,0	24	4,6	3,0	24
11	4	SA	3,5	2,5	24	4,8	3,5	24
10	6	SA	2,8	2,5	24	5,0	4,0	24
9	4	SA	4,0	3,0	24	5,5	4,5	24
8	4	SA	3,5	2,5	24	4,8	4,0	24
7	24	AFS	4,0	3,0	24	4,8	4,0	24
6	50	AFS	3,0	3,0	24	4,0	3,5	24
5	42	AFS	4,0	3,0	24	4,0	3,0	24
4	27	AFS	4,0	3,0	24	4,5	4,0	24
3	25	AFS	4,0	3,0	24	5,0	4,5	24
2	13	AFS	4,0	3,0	24	4,2	4,2	24
1	30	AFS	4,0	3,5	24	5,5	4,0	24

Legenda: SA = silte argiloso; AFS = areia fina siltosa.

Tabela 3.12 – Estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm,  $L_i = 5,75$  m, 8 válvulas).

Válvula nº	$N_{SPT}$	Tipo de Solo	1ª Fase			2ª Fase		
			$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )	$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )
8	20	AFS	3,0	2,5	28	3,5	2,6	28
7	41	AFS	3,0	2,0	28	3,5	2,6	28
6	35	AFS	2,8	2,0	28	3,0	2,6	28
5	30	AFS	2,8	2,2	28	3,0	2,6	28
4	20	AFS	3,4	2,8	28	3,5	2,6	28
3	9	AFS	3,8	2,5	28	3,0	2,6	28
2	13	AFS	3,0	2,8	28	3,5	2,5	28
1	22	AFS	3,0	2,8	28	3,0	2,5	28

Legenda: AFS = areia fina siltosa; L = volume em litros.

Tabela 3.13 – Estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm,  $Li = 5,75$  m, 8 válvulas).

Válvula nº	$N_{SPT}$	Tipo de Solo	1ª Fase			2ª Fase		
			$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )	$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )
8	20	AFS	3,0	2,0	28	5,0	4,0	28
7	41	AFS	4,0	2,2	28	5,0	4,0	28
6	35	AFS	3,0	1,8	28	5,0	4,0	28
5	30	AFS	3,0	2,2	28	4,0	3,0	28
4	20	AFS	2,8	2,0	28	4,0	3,0	28
3	9	AFS	3,0	2,0	28	4,5	3,0	28
2	13	AFS	4,0	2,4	28	4,5	3,5	28
1	22	AFS	3,0	2,5	28	4,5	3,5	28

Legenda: AFS = areia fina siltosa; L = volume em litros.

Tabela 3.14 – Estaca E9-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm,  $Li = 5,75$  m, 8 válvulas).

Válvula nº	$N_{SPT}$	Tipo de Solo	1ª Fase			2ª Fase		
			$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )	$P_a$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$V_i$ ( $10^{-3} m^3$ )
8	20	AFS	3,0	2,4	28	4,0	2,5	28
7	41	AFS	3,0	2,8	28	3,0	2,5	28
6	35	AFS	2,8	2,6	28	3,8	2,5	28
5	30	AFS	2,8	2,6	28	3,0	2,5	28
4	20	AFS	3,0	2,6	28	3,0	2,5	28
3	9	AFS	3,0	2,6	28	3,5	2,5	28
2	13	AFS	3,0	2,6	28	3,5	2,5	28
1	22	AFS	3,0	2,0	28	3,5	2,5	28

Legenda: AFS = areia fina siltosa; L = volume em litros.

Os valores de pressão residual de injeção estão coerentes com os valores propostos pelo FHWA (2000) para micro-estacas tipo D (até 8 MPa).

Aparentemente, para as estacas apresentadas não houve uma correlação entre a pressão de injeção e o tipo de solo ou sua compacidade / consistência. Para as estacas E3-BL7 e E8-BL3, houve um ganho médio de 67 % na pressão residual de injeção medida na segunda fase, em relação à primeira. Para as estacas E7-BL3 e E8-BL3, praticamente não houve alteração.

## CAPÍTULO 4: MÉTODOS DE ANÁLISE

---

### 4.1 Introdução

Neste capítulo, primeiramente serão apresentados métodos para a determinação da carga de ruptura axial a partir da curva carga-recalque no topo das estacas, de resultados de sondagem SPT e da pressão de injeção. Em seguida, serão apresentados métodos que determinam as parcelas de resistência por atrito lateral e de ponta das estacas a partir da análise da curva carga-recalque no topo. Por fim, será apresentada uma metodologia para previsão da curva carga-deslocamento horizontal para estacas submetidas a carregamentos laterais no topo.

Vale salientar que não é objetivo deste trabalho apresentar uma análise aprofundada das provas de carga horizontal executadas, e sim apresentar os resultados e realizar um breve estudo que pode servir de base para pesquisas futuras.

### 4.2 Carga de Ruptura Axial de Micro-Estacas

A carga de ruptura geotécnica de uma micro-estaca é muito sensível à metodologia de execução, principalmente às técnicas utilizadas na perfuração, propriedades do fluido circulante e do método de injeção. O FHWA (2000) recomenda que a execução de provas de carga, para verificar a capacidade de carga das estacas depois de concluída sua execução, deve ser considerada parte obrigatória do projeto. Podem ocorrer problemas graves caso o projetista não conheça bem as propriedades das micro-estacas ou se o controle de execução for ineficaz e não registrar detalhes executivos que possam alterar o desempenho das estacas.

A NBR 6122/96 fixa a obrigatoriedade de se realizar um maior número de provas de carga neste tipo de estacas, em comparação com outras. Segundo esta Norma, devem ser realizadas provas de carga sobre, no mínimo, 1 % das estacas, sendo o número mínimo de 3 provas, considerando adequado aumentar esse número para 5 % do número das estacas com carga de trabalho entre 600 e 1.000 kN, e 10 % caso se ultrapasse esse valor.

Segundo o FHWA (2000), o projeto de micro-estacas para suportar cargas axiais, horizontais ou combinadas consiste basicamente em dois aspectos:

- Análise da carga de ruptura geotécnica da micro-estaca, o que requer uma estimativa adequada dos parâmetros do contato estaca-solo na região injetada e do estado de tensões no terreno após a execução da micro-estaca (após a conclusão das injeções de calda de cimento).
- Análise da capacidade de carga estrutural e a rigidez da micro-estaca, o que depende principalmente da quantidade de armação (incluindo o revestimento, quando o mesmo fizer parte da estaca terminada) e da resistência do material de injeção.

Segundo DÉCOURT (1996a), as teorias de capacidade de carga falam de ruptura, mas não discutem as deformações necessárias para atingi-la. As verificações experimentais de capacidade de carga apresentam resultados em termos de gráficos carga-recalque, onde a inexistência de condições claras de ruptura se constituem na regra geral.

DE BEER (1988), segundo DÉCOURT (1996a) apresenta os conceitos de ruptura física e de ruptura convencional. A ruptura física ( $Q_{uu}$ ) é definida como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca ( $\Delta s_B$ ) pelo acréscimo de carga ( $\Delta Q$ ) tendendo ao infinito. A ruptura convencional ( $Q_{uc}$ ) é definida como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou topo) da estaca de 10 % de seu diâmetro, no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila, e de 30 % de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares.

CINTRA & AOKI (1999) afirmam que a carga de ruptura de um elemento isolado de fundação é a carga que provoca a ruptura desse sistema, e seu valor é limitado pela resistência estrutural do elemento. Assim, as expressões carga de ruptura e capacidade de carga são equivalentes e referem-se indistintamente à ruptura física ou à ruptura convencional.

AOKI & CINTRA (2000) definem como elemento isolado de fundação o sistema formado pelo elemento estrutural de fundação (estaca) e pelo maciço de solo que o envolve. Assim, a estaca constitui apenas parte do elemento isolado de fundação, pois as diversas camadas de solo ao longo do seu fuste e sob sua ponta também fazem parte do sistema.

A carga de ruptura do elemento isolado de fundação é a carga que provoca ruptura do elo mais fraco desse sistema, geralmente o maciço de solo. Não se deve dizer capacidade de carga da estaca, pois esta grandeza (capacidade de carga) não é intrínseca à estaca, mas depende do tipo de maciço de solo e seus parâmetros de resistência, entre outros aspectos. Também não se deve considerar como capacidade de carga do solo, pois seu valor depende do processo executivo ou de instalação da estaca e da sua geometria (dimensão da seção transversal e comprimento).

MISRA & CHEN (2004) apresentaram uma metodologia analítica para previsão da curva carga-recalque de micro-estacas solicitadas à compressão ou tração. Porém, devido à complexidade do método e ao reduzido tempo para implementá-lo adequadamente, o mesmo não será utilizado neste trabalho.

#### **4.2.1 Estimativa da Carga de Ruptura a Partir da Curva Carga-Recalque**

Nas provas de carga a compressão estática axial, as cargas são aplicadas por meio de macaco hidráulico calibrado, centradas em relação ao eixo da fundação, sem provocar vibrações e choques durante o carregamento. As cargas poderão ser aplicadas em estágios, com medição dos recalques estabilizados ou através de penetração contínua, até não mais se conseguir incremento de carga, chegando-se à carga de ruptura do sistema estaca-solo ou do elemento estrutural.

As cargas são medidas por manômetros ou por célula de carga, sendo esta de maior acurácia. Três ou quatro extensômetros mecânicos são instalados em dois eixos ortogonais (ou em diagonal) os quais medem os deslocamentos (ou recalques) verticais do elemento de fundação.

O método de ensaio de prova de carga NBR 12131 – MB-3472/91, da Norma Brasileira, recomenda que a estaca deva ser carregada até a ruptura ou ao menos até duas vezes o valor da carga de trabalho.

A NBR 12131 – MB-3472/91 estabelece dois tipos de provas de carga para determinação da capacidade de carga de uma fundação: o ensaio do tipo rápido (QML) e o ensaio do tipo lento (SML), com a estabilização para cada estágio.

MASSAD & WINZ (2000) analisaram a influência da velocidade das provas de carga na carga de ruptura do sistema de fundação, em estacas inseridas em solos do Pré-Cambriano da Grande São Paulo e solos de decomposição de Arenito, da cidade de

São Carlos, e concluíram que a velocidade de carregamento teve pouca influência na determinação da carga de ruptura. Porém, os autores advertem que cada solo deve ser analisado individualmente, especialmente para argilas marinhas.

Para as micro-estacas analisadas neste trabalho, será considerado que a velocidade das provas de carga não influencia a determinação da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque, pois durante a realização das provas de carga foi constatado que o recalque se estabilizava rapidamente após a aplicação de cada estágio de carga (cerca de até 5 minutos), e o subsolo é predominantemente arenoso onde ocorreram as injeções.

Uma boa revisão sobre a metodologia de execução das provas de carga pode ser encontrada em MARQUES (2006).

Diversos métodos têm sido amplamente estudados e utilizados no Brasil para a extração de curvas obtidas em provas de carga que não foram levadas à ruptura. O procedimento de extrapolar a curva carga-recalque para se avaliar a carga de ruptura quando o ensaio da estaca não indicar uma ruptura nítida é legitimado pela NBR 6122/96 (VIANNA & CINTRA, 2000).

A seguir são apresentados os métodos de obtenção da carga de ruptura de estacas a partir das curvas carga-recalque no topo obtidas em provas de carga.

#### **4.2.1.1 Método da NBR 6122/96**

De acordo com a NBR 6122/96, quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga-recalque não indica uma ruptura e sim um crescimento contínuo do recalque com a carga, a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga-recalque (Figura 4.1), ao recalque expresso pela equação 4.1, a seguir:

$$\Delta r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (4.1)$$

Onde:

$\Delta r$  = 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 do material da estaca;  
 D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

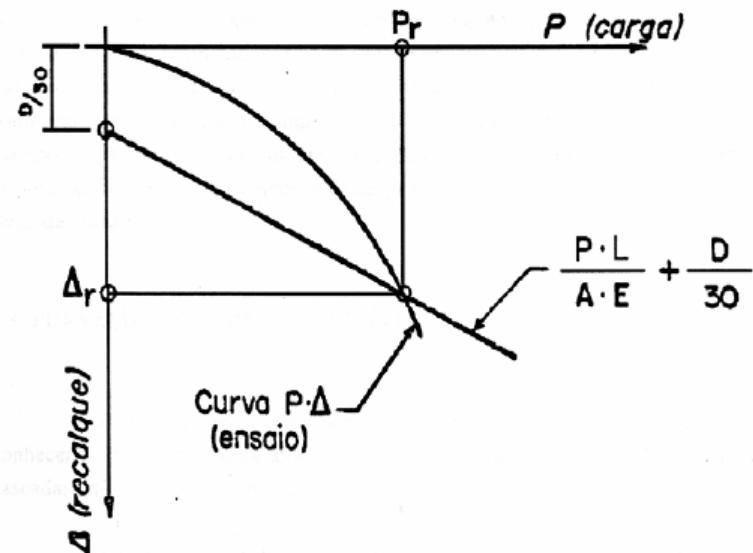


Figura 4.1 – Determinação da carga de ruptura ( $P_r$ ) na curva carga x recalque (NBR-6122/96).

#### 4.2.1.2 Método de VAN DER VEEN (1953)

O método proposto por VAN DER VEEN (1953) tem sido largamente utilizado no Brasil para extração de curvas carga-recalque obtidas em provas de carga em que não se atingiu a ruptura física da fundação. Este método expressa a curva carga-recalque através da seguinte equação, que deve ser resolvida iterativamente:

$$Q = Q_u \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (4.2)$$

Onde:

$Q$  e  $r$  = são coordenadas conhecidas da curva carga-recalque;

$Q_u$  = carga de ruptura (que se deseja determinar);

$\alpha$  = coeficiente de forma da curva.

Reorganizando os termos da equação 4.2 e aplicando logaritmo neperiano, chega-se à seguinte expressão:

$$\alpha \cdot r = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right) \quad (4.3)$$

O valor de  $Q_u$  que satisfaz esta equação representa uma reta num gráfico semi-logarítmico. Esta reta pode ser definida por regressão linear, sendo o valor de  $Q_u$  aquele que fornece o maior coeficiente de correlação  $R^2$ . O coeficiente angular dessa reta fornece o valor de  $\alpha$ . O método consiste em se adotar vários valores para  $Q_u$  de forma arbitrária (conforme se mostra na Figura 4.2), e verificar qual desses valores resulta na reta com maior  $R^2$ , num gráfico com abscissas  $-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right)$  e ordenada  $r$ . Nota-se que  $Q_{u(II)}$  fornece uma reta, sendo a solução procurada.

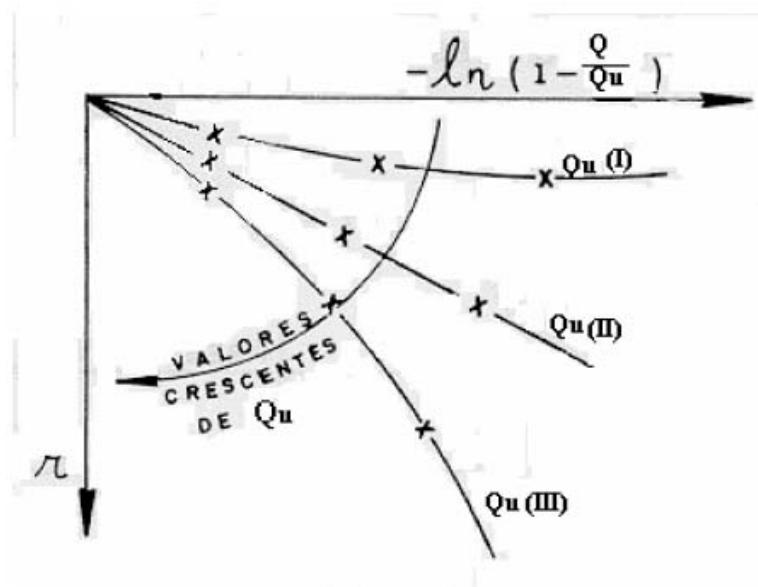


Figura 4.2 – Solução gráfica da equação de Van Der Veen (segundo ALONSO, 1991).

De acordo com VIANNA & CINTRA (2000), a expressão que define a curva carga x recalque, proposta por VAN DER VEEN (1953), foi generalizada por AOKI (1976) para não impor que a curva carga x recalque ajustada passe pela origem, resultando na expressão do método de Van der Veen generalizado:

$$Q = Q_u \cdot [1 - e^{-(a \cdot r + b)}] \quad (4.4)$$

Onde:

a = coeficiente que depende da estaca, natureza do solo e define a forma da curva;

b = interseção da reta procurada com o eixo das abscissas.

É importante salientar que neste trabalho utilizou-se o método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976). Desta forma, é certo que a curva carga-recalque ajustada pelo método não passa pela origem.

VIANNA & CINTRA (2000) resumiram duas hipóteses básicas que devem ser atendidas para a boa aplicabilidade do método de Van der Veen: a forma da curva carga-recalque no topo é do tipo exponencial, e o modo de ruptura é do tipo ruptura física. Em seguida, apresentaram um estudo sobre a acurácia do método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976) aplicado a 4 provas de carga lentas que atingiram a ruptura, em estacas pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba. Para este estudo, considerou-se que os ensaios tivessem sido encerrados em diferentes estágios do carregamento, calculando-se as respectivas cargas últimas por extrapolação e comparando-as com as cargas de ruptura experimentais. Deduziu-se um critério para se obter uma boa extrapolação da curva, e este critério foi então aplicado a 30 provas de carga que não atingiram a ruptura, mas em apenas 15 delas a extrapolação resultou em bons resultados. Nas curvas em que o critério não se aplicou, os autores deduziram que a prova de carga deveria ter continuado em pelo menos um estágio adicional, ou que essas curvas carga-recalque talvez não sigam o modelo proposto no método de Van der Veen.

#### **4.2.1.3 Método de DÉCOURT (1996b)**

DÉCOURT (1996b) propôs uma maneira simples de se avaliar a ruptura convencional de fundações a partir das curvas carga-recalque obtidas em provas de carga. Trata-se de método baseado no conceito de rigidez de uma fundação.

Segundo o autor, pode-se definir rigidez de uma fundação ( $R$ ) como a relação entre a carga a ela aplicada ( $Q$ ) e o recalque ( $s$ ) por ela sofrido. Para qualquer tipo de fundação, a tendência geral é de que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentem.

De acordo com este método, plotam-se os valores de  $R$  ( $= Q/s$ ), em ordenadas, e os valores de  $Q$ , em abscissas. Se a prova de carga for conduzida até valores bem pequenos de  $R$ , uma extrapolação linear ou logarítmica do trecho onde a curva se torna sub-horizontal forneceria boa estimativa da carga de ruptura física da fundação. Na maioria dos casos, a simples extrapolação linear seria perfeitamente adequada. A ruptura pode, então, ser definida como a carga correspondente a um valor de rigidez nulo (DÉCOURT, 1996b):

$$Q_u \approx \lim_{s \rightarrow \infty} \left( \frac{Q}{s} \right) \Rightarrow \left( \frac{Q}{s} \right) \rightarrow 0 \quad (4.5)$$

Segundo DÉCOURT (1996b), uma característica das estacas escavadas é o fato de a resistência de ponta não apresentar pico, mesmo quando grandes deformações são atingidas. Apenas a ruptura convencional pode ser vislumbrada, mesmo assim apenas por processos de extrapolação.

A utilização do método da rigidez também possibilita a obtenção do valor da resistência por atrito lateral ( $Q_{su}$ ), pois, de acordo com DÉCOURT (1996b), o ponto da curva de rigidez onde a mesma se torna sub-horizontal indica aproximadamente quando a transferência de carga da estaca ao solo passa a se fazer apenas por ponta, já tendo ocorrida a mobilização plena do atrito lateral.

#### **4.2.2 Estimativa da Carga de Ruptura a Partir do SPT ou da Pressão de Injeção**

##### **4.2.2.1 Método de DÉCOURT-QUARESMA (1978)**

A metodologia de DÉCOURT & QUARESMA (1978), inicialmente desenvolvida para estimar a capacidade de carga em estacas de deslocamento, passou por algumas extensões ao longo do tempo, numa tentativa de viabilizá-lo para o uso em

estacas em geral. Este método é baseado nos valores N do ensaio SPT. Para a estaca padrão, a capacidade de carga pode ser obtida por:

$$Q_u = q_p A_p + q_s A_s \quad (4.6)$$

Onde:

$q_p$  = tensão de ruptura de ponta;

$A_p$  = área da ponta da estaca;

$q_s$  = atrito lateral unitário;

$A_s$  = área lateral da estaca.

A tensão de ruptura na ponta ( $q_p$ ) e o atrito lateral unitário ( $q_s$ ), em kN/m<sup>2</sup>, são definidos pelas seguintes expressões:

$$q_p = K \cdot N_p \quad (4.7)$$

$$q_s = 10 \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \quad (4.8)$$

Onde:

K = coeficiente que depende do tipo de solo (Tabela 4.1);

$N_p$  = média dos valores N<sub>SPT</sub> na ponta da estaca e imediatamente acima e abaixo;

$N_s$  = média dos valores N<sub>SPT</sub> ao longo do fuste da estaca, não devendo ser considerado o N na ponta.

Tabela 4.1 – Valores de K para diferentes tipos de solo.

Tipo de solo	K (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

O limite máximo para o  $N_{SPT}$  ao longo do fuste da estaca é de 50, e o limite inferior é 3.

Para estacas em geral, DÉCOURT (1996a) sugeriu o uso dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  para os diversos tipos de estacas, dependentes também do tipo de solo:

$$Q_u = \alpha q_p A_p + \beta q_s A_s \quad (4.9)$$

Onde:

$\alpha$  = coeficiente de minoração da resistência de ponta;

$\beta$  = coeficiente de minoração ou majoração do atrito lateral

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.3, respectivamente.

DÉCOURT (1996a) adverte que os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  para estacas injetadas sob altas pressões (como é o caso das micro-estacas) são apenas orientações, diante do reduzido número de dados disponíveis. A equação 4.9 pode ser reescrita da seguinte forma, fornecendo  $Q_u$  em kPa:

$$Q_u = \alpha \cdot K \cdot N_p \cdot A_p + 10 \cdot \beta \cdot \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (4.10)$$

Tabela 4.2 – Valores do coeficiente  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (DÉCOURT, 1996a).

Tipo de Solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

\* Valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 4.3 – Valores do coeficiente  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (DÉCOURT, 1996).

Tipo de Solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

\* Valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis.

#### 4.2.2.2 Método de AOKI-VELLOSO (1975)

O método de AOKI-VELLOSO (1975) foi estabelecido para correlacionar o ensaio CPT com a carga de ruptura de estacas ( $Q_u$ ), de acordo com a seguinte expressão:

$$Q_u = q_p A_p + U \sum \tau_s \cdot \Delta L \quad (4.11)$$

Onde:

$q_p$  = resistência unitária da ponta da estaca;

$A_p$  = área da ponta da estaca;

$U$  = perímetro do fuste da estaca;

$\tau_s$  = resistência unitária por atrito lateral da estaca;

$\Delta L$  = trecho do comprimento  $L$  da estaca que possui  $\tau_s$  constante.

As resistências unitárias de ponta e lateral da estaca são relacionadas, respectivamente, com a resistência de ponta e a resistência lateral do cone holandês (CPT mecânico), através das seguintes expressões:

$$q_p = \frac{q_{cone}}{F_i} \quad (4.12)$$

$$\tau_s = \frac{\tau_{cone}}{F_2} \quad (4.13)$$

Onde  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de escala e execução, que dependem do tipo de estaca (Tabela 4.4).

Existem, porém, correlações que permitem o uso deste método com base no ensaio SPT, conforme mostram as equações 4.14 e 4.15.

$$q_{cone} = K \cdot N_p \quad (4.14)$$

$$\tau_{cone} = \alpha \cdot K \cdot N_s \quad (4.15)$$

Onde:

$\alpha$  e  $K$  são constantes do método que dependem do tipo de solo (Tabela 4.5);

$N_p$  = média dos valores  $N_{SPT}$  medidos na região entre 7 diâmetros acima e 3,5 diâmetros abaixo da profundidade da ponta da estaca (VORCARO, 2000, segundo AVIZ, 2006), aplicável apenas ao método de MONTEIRO (1997).;

$N_s$  = média dos valores  $N_{SPT}$  ao longo do fuste da estaca (no trecho  $\Delta L$  considerado).

Substituindo-se as equações 4.12, 4.13, 4.14 e 4.15 na equação 4.11, obtém-se a equação 4.16, diretamente aplicável para a determinação de  $Q_u$  (em kPa).

$$Q_u = A_p \cdot \frac{K \cdot N_p}{F_1} + U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_s}{F_2} \cdot \Delta L \quad (4.16)$$

Segundo AVIZ (2006) e VELLOSO & LOPES (2002), MONTEIRO (1997) propôs um método que utiliza a mesma formulação do método de AOKI-VELLOSO (1975), incorporando algumas modificações nos fatores  $F_1$  e  $F_2$  (Tabela 4.4) e nas constantes  $\alpha$  e  $K$  (Tabela 4.5). O valor de  $N_{SPT}$  foi limitado a 40.

Tabela 4.4 – Valores dos fatores  $F_1$  e  $F_2$  (MONTEIRO, 1997).

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki (fuste apiloado)	2,30	3,00
Franki (fuste vibrado)	2,30	3,20
Aço	1,75	3,50
Pré-moldada (percussão)	2,50	3,50
Pré-moldada (prensada)	1,20	2,30
Escavada (bentonita)	3,50	4,50
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90
Hélice contínua	3,00	3,80

Nota-se que não há coeficientes específicos para as micro-estacas injetadas sob altas pressões. Desta forma, o método será aplicado utilizando-se os fatores relativos à estaca raiz.

Tabela 4.5 – Valores das constantes K e  $\alpha$  (MONTEIRO, 1997).

Tipo de Solo	K (kPa)	$\alpha$ (%)
Areia	730	2,1
Areia siltosa	680	2,3
Areia silto-argilosa	630	2,4
Areia argilo-siltosa	570	2,9
Areia argilosa	540	2,8
Silte arenoso	500	3,0
Silte areno-argiloso	450	3,2
Silte	480	3,2
Silte argilo-arenoso	400	3,3
Silte argiloso	320	3,6
Argila arenosa	440	3,2
Argila areno-siltosa	300	3,8
Argila silto-arenosa	330	4,1
Argila siltosa	260	4,5
Argila	250	5,5

#### 4.2.2.3 Método de DRINGENBERG (1990)

DRINGENBERG (1990a) apresentou um método para a estimativa da carga de ruptura de ancoragens e micro-estacas, trabalhando a tração ou compressão, com base na pressão residual de injeção ( $p_r$ ), comprimento do trecho injetado ( $l_i$ ) e coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) do solo. O método também leva em consideração o diâmetro nominal da perfuração ( $d_n$ ) e a pressão geostática vertical do terreno no centro do trecho injetado. Não é objetivo deste trabalho apresentar o desenvolvimento matemático do método, que está descrito em DRINGENBERG (1990a).

Segundo DRINGENBERG (1990a), a carga de ruptura para micro-estacas tipo D pode ser estimada a partir da seguinte expressão:

$$Q_u = 1,88 \cdot \pi \cdot \phi_n \cdot \sqrt{\gamma Z \cdot K_0 \cdot P_{re} \cdot L_a} \quad (4.17)$$

Onde:

$Q_u$  = carga de ruptura do sistema de fundação;

$\phi_n$  = diâmetro da perfuração (diâmetro nominal da estaca);

$\gamma Z$  = pressão geostática vertical;

$K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso  $\approx (1 - \text{sen } \phi')$ ;

$P_{re}$  = pressão residual de injeção efetiva;

$L_a$  = comprimento do trecho injetado (ancorado).

A resistência de ponta, segundo DRINGENBERG (1990a), atinge valores em torno de 15 a 20 % de  $Q_u$ .

É importante considerar que a pressão de injeção residual medida na superfície do terreno não deve ser considerada como a mesma que efetivamente atua na injeção do solo. DRINGENBERG (1990b) leva em consideração as perdas de carga que ocorrem ao longo do sistema de injeção, de forma que  $P_{re}$  pode ser obtido através da expressão:

$$P_{re} = P_m - \text{perdas} \quad (4.18)$$

Onde  $P_m$  = pressão de injeção medida na superfície do terreno.

DRINGENBERG (1990b) apresentou, com base na Figura 4.3, uma relação com o quantitativo das perdas que ocorrem durante o processo de injeção. Esta relação está mostrada na Tabela 4.6.

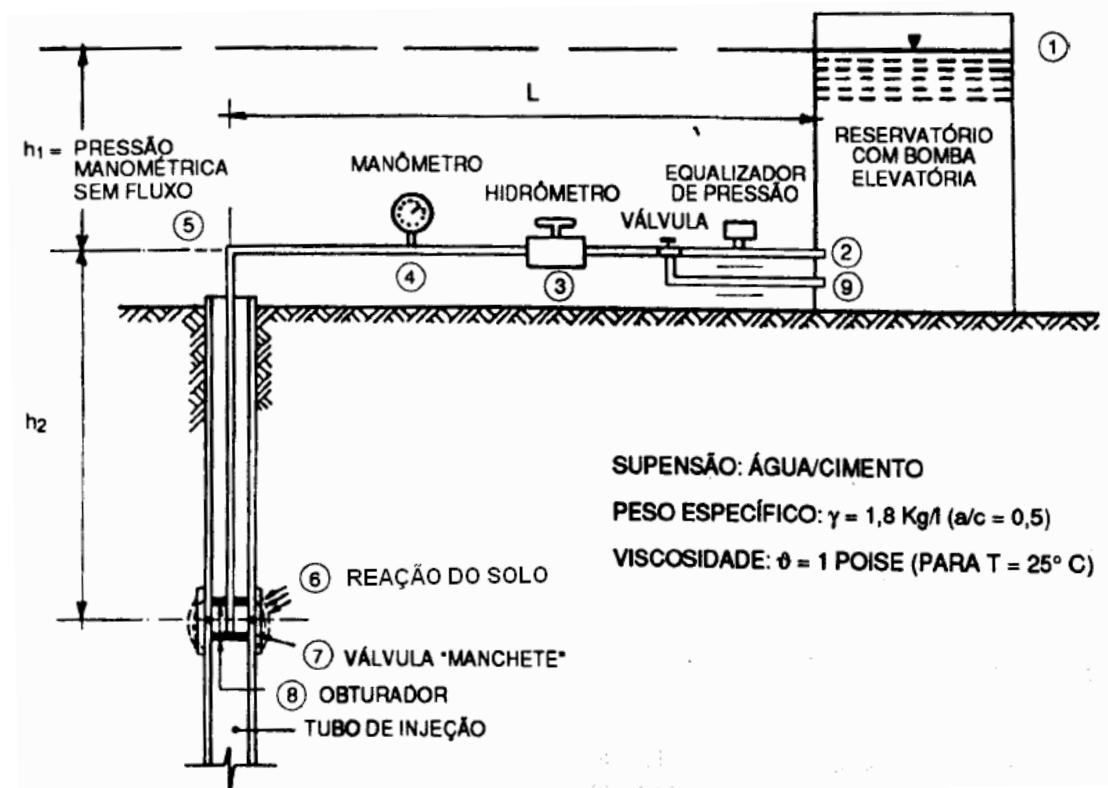


Figura 4.3 – Sistema de injeção (DRINGENBERG, 1990b).

Tabela 4.6 – Perdas de carga no sistema de injeção (DRINGENBERG, 1990b).

Componentes do Sistema de Injeção	Perda de Carga Correspondente (MPa)
Válvulas	0,11
Obturador	0,03
Haste	$0,001 h_2$
Tubulação	$0,0005 L$
Bomba, entrada, etc.	0,02
Eventual lençol freático ou lama de perfuração	$h_a \gamma_a$ ou $h_L \gamma_L$

Onde:

$h_a \gamma_a$  = pressão hidrostática atuante no local de injeção (válvula manchete);

$h_L \gamma_L$  = pressão exercida pela lama de perfuração no local de injeção (válvula manchete).

Conforme mostrado no item 2.7 (Capítulo 2) deste trabalho, FERNANDES (1990) conclui que porcentagens até maiores que 70 % da pressão de injeção na última fase permanecem protendendo o solo até tempos muito longos após encerradas as injeções. Para um período de 1 mês, cerca de 22 % em média da “protensão” do solo devida à injeção é perdida.

Neste trabalho, utilizando este resultado, pode-se corrigir o valor de  $Q_u$  fornecido por DRINGENBERG (1990a) para incorporar a perda de protensão do solo ao longo do tempo. Para o período de 1 mês, correspondente ao tempo decorrido da execução da segunda fase de injeção das estacas até a realização das provas de carga, pode-se reescrever a equação 4.17 da seguinte forma:

$$Qu = 1,47 \cdot \pi \cdot \phi_n \cdot \sqrt{\gamma Z \cdot K_0 \cdot P_{re} \cdot L_a} \quad (4.19)$$

### 4.3 Estimativa das Resistências Lateral e de Ponta a Partir da Curva Carga-Recalque

#### 4.3.1 Método de DÉCOURT (2006)

A partir dos resultados de provas de carga utilizando células expansivas hidrodinâmicas, DÉCOURT (2006) apresentou uma metodologia que permite gerar a curva completa do desenvolvimento do atrito lateral ( $Q_s$ ) com a deformação ( $s$ ). Segundo o autor, o fato desta compressão se dar de baixo para cima ao invés da maneira convencional, é pouco relevante, pois o atrito lateral é basicamente função do estado de tensões inicial no solo, que é idêntico nos dois casos.

Diversos métodos têm sido propostos para a obtenção de  $Q_s$  (resistência lateral) e  $Q_p$  (resistência de ponta) em provas de carga convencionais não instrumentadas em profundidade.

O método de DÉCOURT (2006) baseia-se na possibilidade de se identificar no gráfico de rigidez, no caso de estacas sem deslocamento, submetidas a provas de carga

estática vertical de compressão, uma reta (ruptura por atrito lateral) seguida de uma curva (ruptura de ponta praticamente impossível).

Para a determinação do valor de  $Q_s$ , primeiramente selecionam-se os pontos relativos à reta representativa do atrito lateral, e em seguida deve-se realizar a regressão linear para a obtenção da equação desta reta. Segundo o autor, devem ser esperados valores de  $R^2$  superiores a 0,99 para dados de boa qualidade.

Baseando-se na equação de  $Q_s$  obtida através da regressão linear realizada, pode-se determinar, por extrapolação,  $Q_{su}$  (“saturação” do atrito lateral), como mostra a Figura 4.4.

Para os pontos correspondentes às cargas superiores às que foram utilizadas para a determinação de  $Q_s$ , procura-se uma nova equação de regressão, que será logarítmica no caso de estacas escavadas. Esta equação fornece os valores de  $Q \times rig$  (carga “versus” rigidez). Como o autor propõe, neste método, uma equação do tipo “log x log” para “ $Q \times rig$ ”, não é possível determinar  $Q_u$  (carga de ruptura), conforme ilustrado na Figura 4.4.

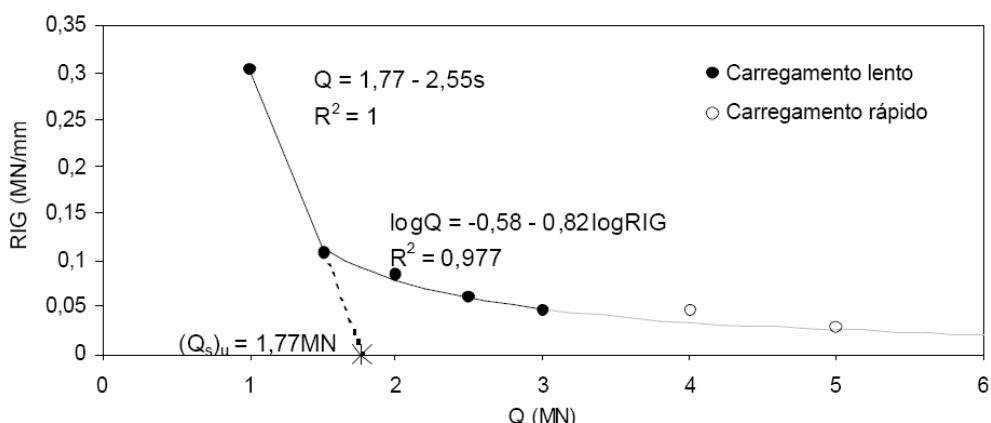


Figura 4.4 – Determinação de  $Q_{su}$  a partir do gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006).

#### 4.3.2 Método das Duas Retas (MASSAD & LAZZO, 1998)

O Método das Duas Retas (MDR), proposto por MASSAD & LAZZO (1998), é um método gráfico para a interpretação de curvas carga-recalque em estacas rígidas ou curtas. Adota como funções de transferência de carga as Leis ou Relações de CAMBEFORT (1964), e utiliza modelo matemático desenvolvido por MASSAD (1992,

1993), segundo MASSAD & LAZZO (1998). Este método permite estimar as parcelas de desenvolvimento do atrito lateral e da resistência de ponta.

Este trabalho não possui como objetivo mostrar o desenvolvimento matemático das expressões utilizadas por este método, sendo de maior interesse os procedimentos práticos para aplicação do método às curvas carga-recalque aqui estudadas. Maiores detalhes sobre o MDR poderão ser encontrados em MASSAD & LAZZO (1998).

O MDR propõe um ajuste de duas retas à curva carga-recalque no topo, correspondentes ao trecho pseudo-elástico (0-3) e ao trecho de desenvolvimento franco de resistência de ponta (4-5), conforme Figura 4.5.

Para estacas escavadas rígidas ou curtas, no primeiro carregamento, MASSAD & LAZZO (1998) consideram que o trecho 3-4, referente ao desenvolvimento progressivo do atrito do topo à base da estaca, inexiste. Dessa forma, os pontos 3 e 4 da curva carga-recalque no topo se aproximam. O ponto correspondente ao início do esgotamento do atrito no topo da estaca é definido pelo ponto M (Figura 4.5) e está associado à  $y_{04} \approx y_{03} = \mu y_1$ .

A Figura 4.6 apresenta as relações elementares de interação solo-estaca de CAMBEFORT (1964), modificadas por MASSAD (1992) para estacas escavadas no primeiro carregamento.

MASSAD (1992) definiu o parâmetro  $k$ , coeficiente de rigidez relativa solo-estaca, e classificou as estacas segundo sua rigidez:  $k \geq 8$  estacas longas;  $2 < k < 8$  estacas intermediárias ou  $k \leq 2$  estacas curtas. No Capítulo 5 deste trabalho será determinado o valor de “ $k$ ” para as estacas estudadas. O valor de  $k$  pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r \cdot y_1} \quad (4.20)$$

Onde:

$A_{lr}$  = atrito lateral na ruptura;

$K_r$  = rigidez da estaca como peça estrutural;

$y_1$  = parâmetro da 1ª Lei de CAMBEFORT (1964).

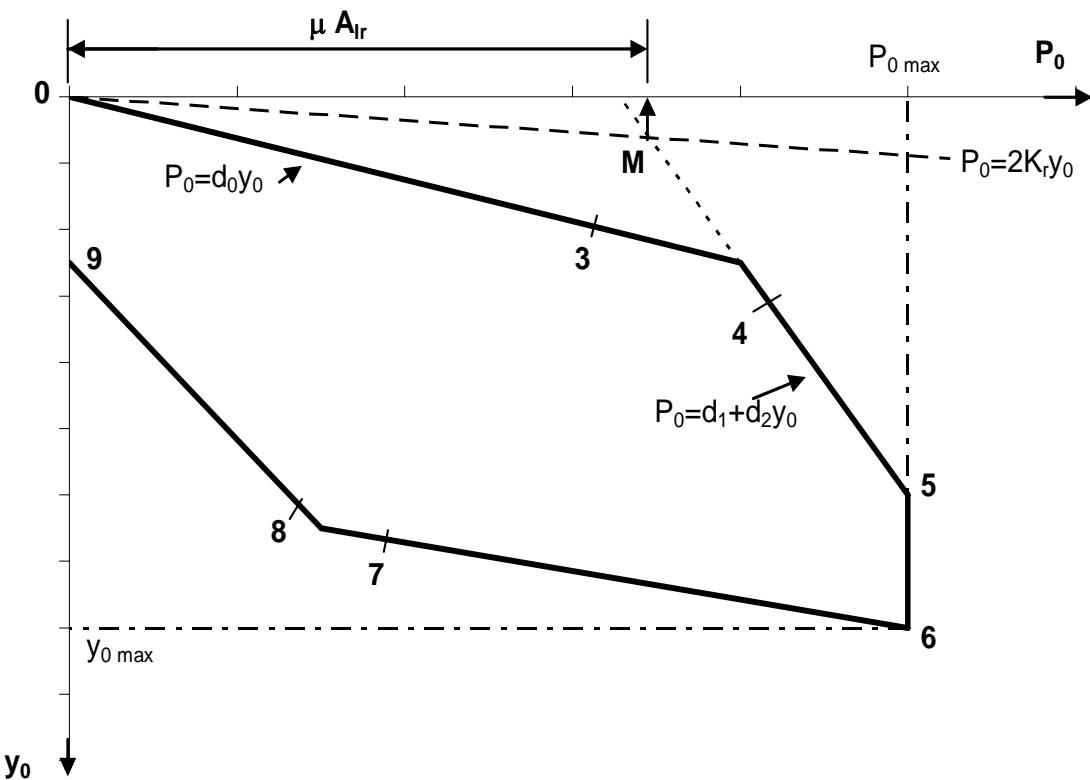


Figura 4.5 – Curva teórica de carga-recalque no topo para estacas rígidas (ou curtas) e construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura ( $A_{lr}$ ), adaptado de MASSAD & LAZZO (1998).

Na Figura 4.5, o ponto M é dado pela interseção da reta dada por  $P_0=2K_r y_0$  com aquela associada ao trecho (4-5), e fornece o valor de  $\mu A_{lr}$ .

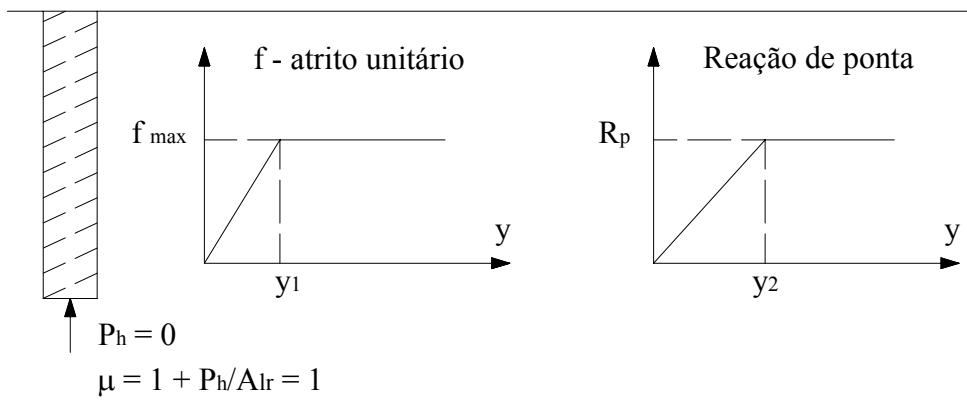


Figura 4.6 – Relações de CAMBEFORT (1964) modificadas por MASSAD (1992) para estacas escavadas no primeiro carregamento.

Para estacas escavadas no primeiro carregamento, o valor da carga residual na ponta da estaca ( $P_h$ ) é nulo, e  $\mu = 1$  (MASSAD & LAZZO, 1998). O valor de  $K_r$  é dado pela seguinte expressão:

$$K_r = \frac{E \cdot S}{h} \quad (4.21)$$

Onde:

$E$  = módulo de elasticidade do material que compõe a estaca;

$S$  = área da seção transversal da estaca;

$h$  = comprimento da estaca.

O valor de “k” pode ser obtido através do ábaco apresentado na Figura 4.7. Do coeficiente angular ( $d_2$ ) da reta associada ao trecho (4-5) (Fig. 4.5) e de  $K_r$ , dado pela equação 4.21, resulta o valor de  $RS_p$ , através da seguinte expressão:

$$RS_p = \frac{1}{\frac{1}{d_2} - \frac{1}{K_r}} \quad (4.22)$$

Onde:

$R$  = Rígidez do solo na ponta da estaca;

$S_p$  = Área da ponta da estaca.

O valor de  $RS_p/K_r$  é a abscissa do ábaco da Figura 4.7. O valor da ordenada é obtido diretamente da curva  $P_0-y_0$  no trecho 0-3 (pseudo-elástico). Assim,  $P_{03}/y_{03}$  é o coeficiente angular da reta (0-3) da Figura 4.5.

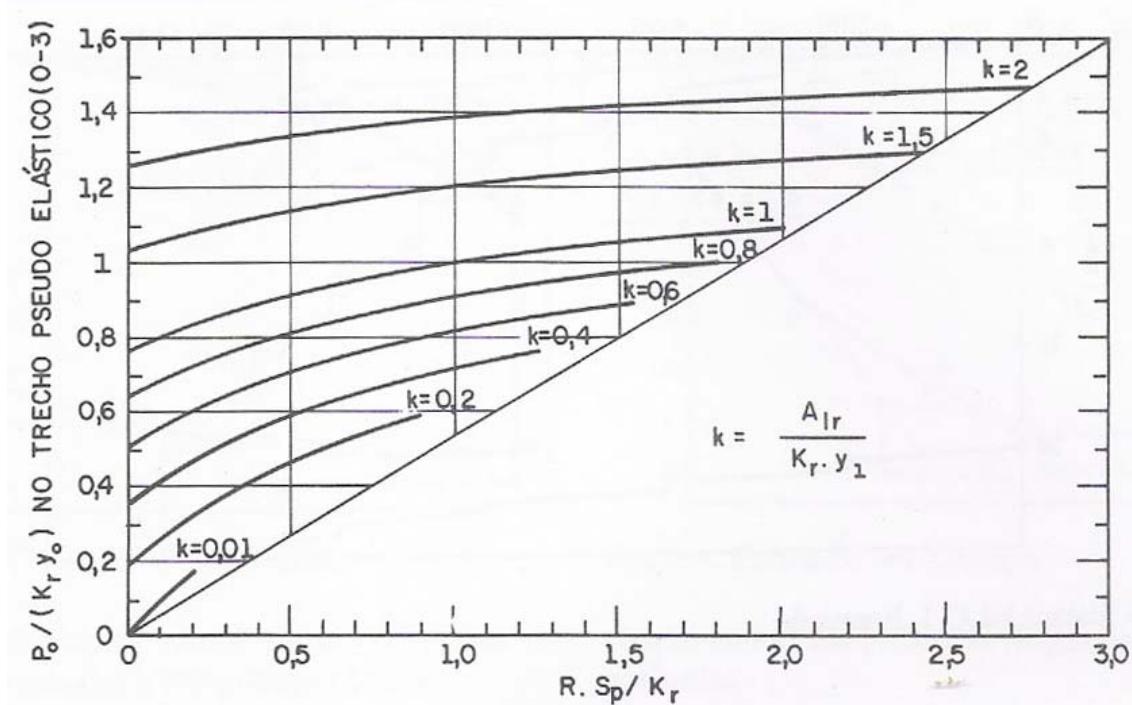


Figura 4.7 – Ábaco para a determinação direta de  $k$  (MASSAD & LAZZO, 1998).

Com o valor de “ $k$ ”, pode-se determinar  $y_1$  através da equação 4.20. Uma vez obtido o valor de  $y_1$ , pode-se calcular  $P_{04}$  e  $y_{04}$  através das seguintes expressões (lembrando que para estacas escavadas no primeiro carregamento,  $\mu=1$ ):

$$P_{04} = \mu \cdot A_{lr} + R S_p \cdot \mu \cdot y_1 \quad (4.23)$$

$$y_{04} = \mu \cdot y_1 + \frac{\mu \cdot A_{lr}}{2 \cdot K_r} + \frac{R S_p \cdot \mu \cdot y_1}{K_r} \quad (4.24)$$

Para calcular as coordenadas do ponto 3, basta lembrar que  $y_{03} = \mu y_1$  e calcular  $P_{03}$  a partir da equação da reta do trecho pseudo-elástico (0-3) apresentada na Figura 4.5.

## 4.4 Estacas Submetidas a Carregamentos Horizontais

### 4.4.1 Considerações Básicas

As estacas (ou outros elementos de fundações) não estão apenas sujeitas às cargas verticais, sendo frequentemente solicitadas também por ações horizontais. Nos casos correntes, as cargas verticais são significativamente maiores do que as horizontais, sendo estas últimas facilmente absorvidas pela resistência e rigidez dos elementos de fundação. Existem, no entanto, situações em que estas cargas não podem ser negligenciadas, como é o caso das pontes de grandes vãos, dos cais e das estruturas portuárias, por exemplo, que estão sujeitas às ações horizontais resultantes do impacto de navios e ações das ondas, das estruturas offshore submetidas à ação do vento, das ondas e das correntes, das fundações de estruturas altas como chaminés e torres de alta tensão onde a ação do vento pode ser elevadíssima e, ainda, em zonas de elevado risco sísmico, entre outras (SOUSA, 2006).

À semelhança dos outros tipos de estruturas, inclusive fundações sujeitas a esforços axiais, estacas submetidas a esforços horizontais também devem satisfazer as condições dos estados limites (de utilização e último). SOUSA (2006), citando SOUSA COUTINHO (1995), afirma que existem três condições de estados limites últimos (perda de estabilidade global, ruptura do terreno devido à carga horizontal aplicada às estacas e ruptura estrutural das estacas devido a elevados esforços de flexão ou corte) e uma de estado limite de utilização (deslocamentos ou rotações excessivas da cabeça das estacas) que devem ser verificadas no projeto.

Levando-se em consideração a função das estacas carregadas horizontalmente, estas podem ser classificadas como ativas ou passivas. Nas estacas ativas o carregamento horizontal é aplicado predominantemente nas suas cabeças, enquanto que nas estacas passivas este é efetuado principalmente no seu fuste devido a empuxos do terreno. Como exemplos deste último tipo de estacas podem citar-se as estacas envolvidas em escorregamentos do terreno ou em cortinas de estacas secantes ou tangentes (REESE e VAN IMPE, 2001, citados em SOUSA, 2006).

Como experiência nacional do estudo referente a estacas passivas, pode-se citar o trabalho de RATTON (1985). O autor afirma que quando as estacas atravessam camadas moles suscetíveis a deslocamentos laterais (devidos a uma sobrecarga

assimétrica em superfície, por exemplo), pode-se produzir uma pressão lateral sobre essas estacas, ocasionando esforços e deslocamentos importantes. Neste presente trabalho, porém, os estudos serão voltados para as estacas ativas.

BROHMS (1964) e Poulos (1971) chama a atenção para duas situações distintas de interesse prático, com relação aos graus de liberdade da cabeça da estaca: (i) estacas de cabeça livre (ou topo livre), nas quais não há restrições à rotação da cabeça da estaca solicitada horizontalmente, e (ii) estacas de cabeça fixa (ou topo engastado), nas quais a rotação da cabeça da estaca é impedida.

Segundo SOUSA (2006), quando uma carga horizontal é aplicada na cabeça de uma estaca vertical que pode se mover em qualquer direção (estaca de cabeça livre), esta carga é inicialmente equilibrada pelo solo existente perto da superfície. Em consequência do carregamento, o solo situado na face da estaca no sentido do carregamento sofre um acréscimo de tensão, ao contrário do que acontece na sua face oposta, cuja tensão diminui. À medida que o carregamento aumenta existe uma transferência de carga para zonas cada vez mais profundas. O solo existente na face da estaca oposta ao sentido do deslocamento tende a separar-se dela, abrindo-se uma fenda, e no solo existente na sua face anterior, começa a formar-se uma cunha de ruptura que tende a deslocar-se verticalmente, como se encontra representado na Figura 4.8. Para profundidades maiores, devido a um maior confinamento do solo, a sua ruptura dá-se por escoamento do solo da face frontal da estaca para a sua face oposta.

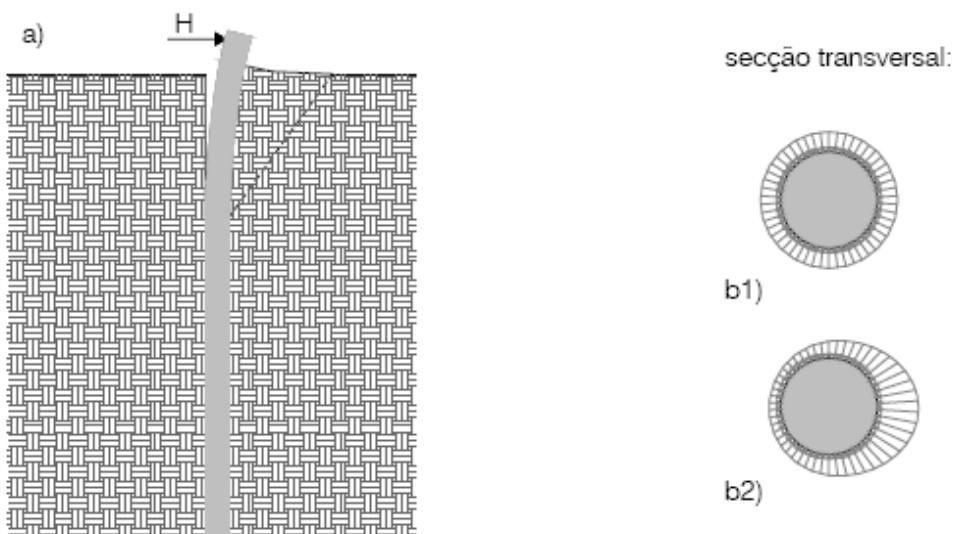


Figura 4.8. Estaca submetida a ações horizontais: (a) deformação; (b) distribuição das tensões (b1) antes do carregamento e (b2) depois do carregamento (BROHMS, 1964, a partir de SOUSA, 2006).

As estacas rígidas, como ilustrado na Figura 4.9, possuem tendência de girar como um corpo rígido em torno de um ponto de rotação situado próximo da base da estaca, até que o empuxo das terras seja mobilizado de modo a encontrar uma situação de equilíbrio. Neste caso são desenvolvidos empuxos passivos na parte anterior da estaca até ao ponto de rotação, a partir do qual estes se desenvolvem na sua face posterior.

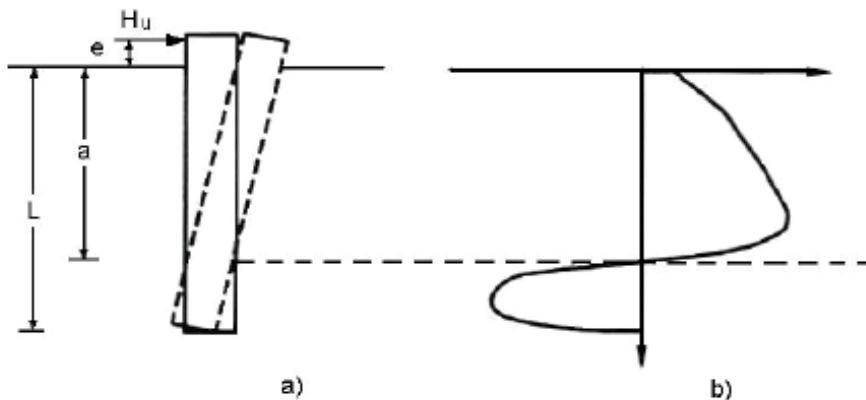


Figura 4.9. Estacas curtas: (a) mecanismo de ruptura e (b) pressões reais do solo (BROHMS, 1964).

No caso de estacas flexíveis a ruptura ocorre pela formação de uma rótula plástica na seção de momento máximo, coincidente com a secção de esforço transversal nulo, como mostra a Figura 4.10.

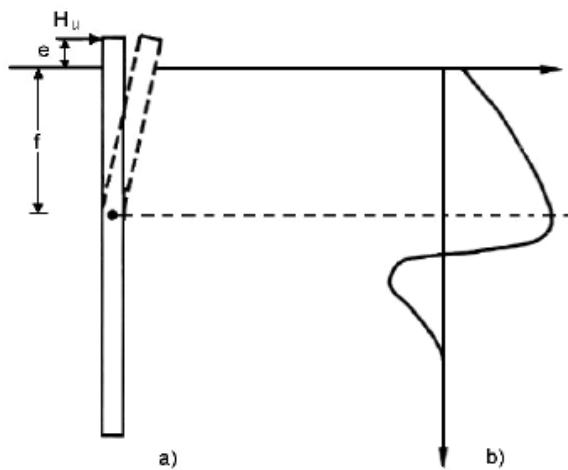


Figura 4.10. Estacas longas: (a) mecanismo de ruptura; b) pressões reais do solo (BROHMS, 1964).

#### 4.4.2 Reação do Solo

Segundo VELLOSO & LOPES (2002), um aspecto fundamental no estudo das estacas carregadas transversalmente é a questão da reação do solo, ou seja, como a estaca transfere carga ao terreno (Fig. 4.11a). Sabe-se que essa reação depende não somente da natureza do solo, como também do tipo de solicitação (estática, cíclica, etc.), e da rigidez da estaca (dimensões e módulo de elasticidade do material da estaca).

MANDOLINI et al. (2005) afirmam que, iniciando-se com a simples e efetiva idéia de se considerar a estaca como uma viga em meio elástico (citando MATLOCK & REESE, 1960), amplamente conhecida como o método p-y, várias ferramentas de análise foram desenvolvidas subsequentemente. O método p-y é muito empregado na prática, e sua principal vantagem é a facilidade de se incorporarem variações do módulo de reação do solo com a profundidade. As curvas p-y, assumidas lineares ou não lineares, são deduzidas através de experimentos e não podem ser facilmente aplicadas a diferentes situações; busca-se uma definição das mesmas em função dos tipos de solo. Porém, algumas questões ainda permanecem abertas, como a influência da geometria da estaca e a técnica de instalação.

VELLOSO & LOPES (2002) afirmam que, ao se imaginar uma estaca vertical submetida a uma força horizontal  $H$  aplicada acima da superfície do terreno, é fácil entender que à medida que  $H$  cresce, os deslocamentos horizontais da estaca e a correspondente reação do solo crescem até que se atinja a ruptura do solo, supondo que a estaca resista às solicitações fletoras que nela aparecem. Decorre daí uma primeira verificação a fazer: a ruptura do solo. É evidente que, para a solicitação de trabalho, deve-se ter uma adequada segurança em relação a esta situação de ruptura. Na condição de trabalho tem-se que determinar os deslocamentos horizontais e as solicitações fletoras na estaca. Para isso, há duas formas de se considerar o solo: (1) a primeira é uma extensão da hipótese de Winkler formulada para o estudo das vigas de fundação – o solo é substituído por molas horizontais independentes entre si (Fig. 4.11b); (2) pela segunda hipótese, o solo é considerado como um meio contínuo elástico caracterizado por um módulo de Young e um coeficiente de Poisson. Em ambas as formas, as tensões despertadas no solo precisam ser verificadas quanto à possibilidade de se esgotar a resistência do mesmo, num processo à parte. Numa forma mais elaborada, em que a

reação é do tipo mola, porém não linear, o comportamento do solo é modelado até a ruptura, através de curvas p-y.

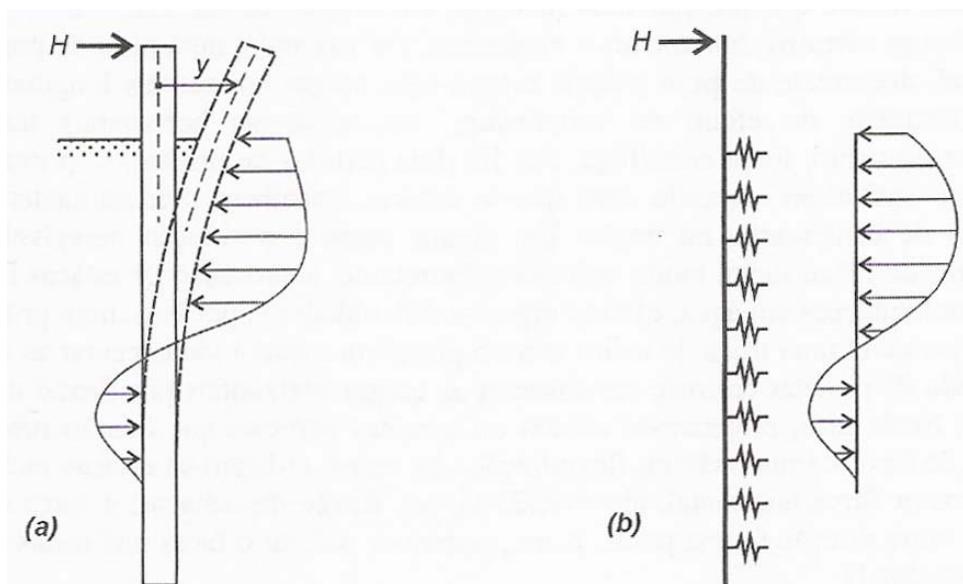


Figura 4.11. Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler (VELLOSO & LOPES, 2002).

De VELLOSO & LOPES (2002), citando PRAKASH & SHARMA (1990), foi retirada a Tabela 4.7, com um resumo das principais vantagens e desvantagens das duas hipóteses.

Tabela 4.7. Vantagens e desvantagens das duas hipóteses (PRAKASH & SHARMA, 1990, a partir de VELLOSO & LOPES, 2002).

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Winkler	1) É relativamente simples. 2) Pode incorporar não linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado. 3) É usado na prática há muito tempo.	1) Ignora a continuidade do solo. 2) O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.
Meio contínuo	1) É uma hipótese mais realista. 2) Pode fornecer soluções para	1) É difícil determinar as deformações em um problema prático e o

elástico	módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	módulo do solo que a elas corresponde. 2) Requer mais experiências de campo.
----------	--	---

Qualquer que seja a forma da seção transversal da estaca, haverá resistência por tensões normais contra a estaca e por tensões cisalhantes (Fig. 4.12). Essas tensões dão uma resultante “p” por unidade de área perpendicular ao deslocamento “y” e se escrevem da seguinte forma, onde  $n_h$  é o coeficiente de reação horizontal:

$$p = n_h \cdot y \quad (4.25)$$

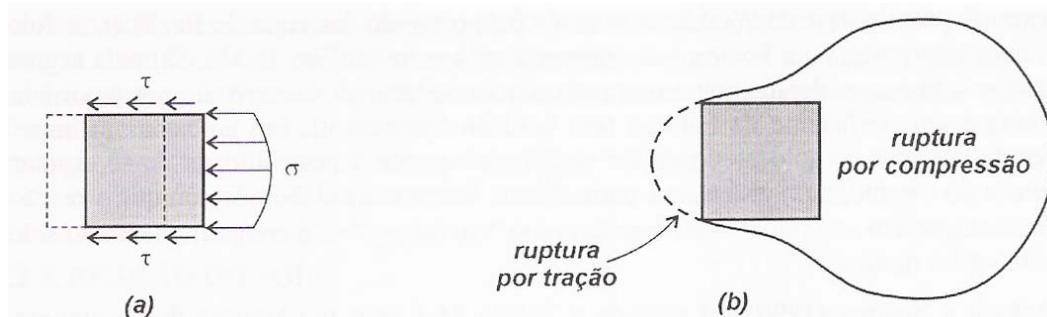


Figura 4.12. Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas e (b) mecanismo de ruptura (VELLOSO & LOPES, 2002).

RANDOLPH (1981), citado por MANDOLINI et al. (2005), resumiu soluções obtidas por métodos de elementos finitos em expressões analíticas para estimativa do deslocamento e das rotações da cabeça da estaca e do máximo momento fletor atuante no fuste da estaca. Ao observar que os deslocamentos e os momentos fletores ao longo do fuste são confinados à porção superior da estaca, este autor definiu o comprimento crítico  $L_c$ . Se o comprimento total da estaca ( $L$ ) for maior que  $L_c$ , é o comprimento crítico que governa o comportamento da estaca. A razão  $L_c/d$  depende principalmente da rigidez relativa estaca-solo, e assume valores tipicamente menores que 10. Segundo MANDOLINI et al. (2005), uma vantagem desta constatação é que apenas a porção mais superficial do perfil do subsolo precisa ser caracterizada mais rigorosamente.

ASHOUR et al. (1998) também trabalharam com o conceito de comprimento crítico no método que propuseram para avaliar o comportamento de estacas submetidas

a carregamentos horizontais em solos estratificados, conhecido como o modelo de deformações em cunha (Strain Wedge Model).

#### **4.4.3 Métodos para Estudo da Prova de Carga Estática Horizontal da Estaca E3-BL7**

É importante salientar que, com base em MANDOLINI et al. (2005), o trecho que governa o comportamento à solicitação horizontal das micro-estacas estudadas neste trabalho é o trecho no qual foi cravado o tubo metálico de ponta aberta (camisa perdida), que posteriormente foi preenchido pela calda de cimento injetada e armada conforme a Figura 3.11 (Capítulo 3).

Neste item, serão apresentados os métodos utilizados para o estudo da estaca E3-BL7 submetida à prova de carga estática horizontal.

##### **4.4.3.1 Método de CINTRA & ALBIERO (1982)**

Segundo o método de CINTRA & ALBIERO (1982), a determinação do coeficiente de reação horizontal do solo ( $n_h$ ) é feita pelo estabelecimento da curva  $n_h$  versus  $y_0$  (deslocamento horizontal à superfície) para a prova de carga realizada. A rigidez do solo é considerada variando linearmente com a profundidade.

O método de CINTRA & ALBIERO (1982) utiliza a expressão de MATLOCK & REESE (1961) para a determinação do deslocamento horizontal do solo à superfície:

$$y_0 = 2,345 \cdot P_H \cdot \frac{T^3}{E \cdot I} + 1,623 \cdot P_H \cdot e \cdot \frac{T^2}{E \cdot I} \quad (4.26)$$

Onde:

$y_0$  = deslocamento horizontal da estaca, medido experimentalmente;

$P_H$  = carga horizontal aplicada;

$E$  = módulo de elasticidade da estaca;

$I$  = momento de inércia da estaca;

e = distância entre o ponto de aplicação da carga e a superfície do terreno;  
T = fator de rigidez relativa estaca-solo.

O valor de T é calculado por tentativas, para cada estágio de carregamento, até que satisfaça a equação 4.26. Os valores de  $n_h$  são determinados a partir dos valores obtidos para T segundo a seguinte expressão:

$$n_h = \frac{E \cdot I}{T^5} \quad (4.27)$$

#### **4.4.3.2 Software FB-Multipier (BSI, 2000)**

Através do software (versão demo) FB-Multipier, do BSI (Bridge Software Institute), pode ser realizada uma previsão da curva carga-deslocamento horizontal para a estaca E3-BL7, com base no ensaio SPT, na resistência ao cisalhamento não-drenada da camada superficial (argilosa) e nas propriedades da estaca analisada. Este software utiliza a modelagem da interação lateral solo-estaca através das curvas p-y não lineares.

De acordo com o HELP MANUAL (2000) do software, serão apresentadas as principais metodologias utilizadas pelo programa para a realização dos cálculos.

Para a escolha do modelo de interação lateral solo-estaca, o usuário do programa FB-Multipier pode escolher entre 6 diferentes opções de curvas p-y, além da opção que permite que o usuário utilize outro modelo, selecionadas através da definição dos parâmetros do solo. Os modelos de curvas p-y implícitos no programa que foram utilizados neste trabalho são:

- MURCHISON & O'NEILL (1984) – areia;
- MATLOCK (1970) – argila mole abaixo do nível d'água;

MURCHINSON & O'NEILL (1984) recomendaram a seguinte forma para as curvas p-y em areias. Segundo VELLOSO & LOPES (2002), esta é a metodologia sugerida pelo API (1993).

$$p = \eta \cdot A \cdot p_u \cdot \tanh \left[ \left( \frac{n_h \cdot z}{A \cdot \eta \cdot p_u} \right) \cdot y \right] \quad (4.28)$$

Onde:

$\eta$  = fator usado para descrever a forma da estaca (para estacas circulares,  $\eta = 1,0$ ).

$A = 0,9$  para carregamentos cílicos; ou  $A = 3 - 0,8 \cdot \frac{z}{D} \geq 0,9$ , para carregamentos estáticos;

$D$  = diâmetro da estaca;

$p_u$  = resistência última do solo, por unidade de profundidade ( $FL^{-1}$ );

$n_h$  = módulo de reação horizontal do solo ( $FL^{-3}$ );

A resistência última do solo ( $p_u$ ) é determinado pelo menor dos valores fornecidos pelas duas seguintes equações:

$$p_u = \gamma \cdot z \cdot [D \cdot (K_p - K_a) + z \cdot K_p \cdot \tan \phi \cdot \tan \beta] \quad (4.29)$$

ou

$$p_u = \gamma \cdot D \cdot z \cdot (K_p^3 + 2 \cdot K_0 \cdot K_p^2 \cdot \tan \phi + \tan \phi - K_a) \quad (4.30)$$

Onde:

$z$  = profundidade no solo, a partir da superfície do terreno;

$\gamma$  = peso específico efetivo do solo;

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo de Rankine =  $\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$ ;

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo de rankine =  $\frac{1}{K_a}$ ;

$K_0$  = coeficiente de empuxo em repouso =  $1 - \sin \phi$ ;

$\phi$  = ângulo de atrito interno;

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

A relação  $p-y$  sugerida acima depende dos parâmetros  $n_h$  ( $\text{FL}^{-3}$ ) e  $\phi$  (graus), que podem ser obtidos através dos resultados do ensaio SPT. Para areias, usa-se o  $N_{\text{SPT}}$  para determinar  $\phi$ , e então, usa-se este  $\phi$  para determinar  $n_h$ .

A metodologia de MATLOCK (1970) para argilas moles abaixo do nível d'água é descrita a seguir, serão mostradas as curvas  $p-y$  para carregamentos cíclicos e estáticos. VELLOSO & LOPES (2002) apresentaram este método de uma forma bastante clara e compreensiva. Os dados de entrada são: peso específico do solo,  $\gamma$  e resistência não drenada  $S_u$ , obtidos em ensaios de compressão não confinada. Porém, em VELLOSO & LOPES (2002), ensaios de compressão não confinada geralmente tendem a fornecer resultados que são a favor da segurança, e a ordem preferencial de ensaios é indicada por MATLOCK (1970), a partir de VELLOSO & LOPES (2002):

- 1 – Ensaio de palheta e amostragem para realização de ensaios em laboratório;
- 2 – Ensaios de compressão confinada (triaxiais);
- 3 – Ensaio de palheta em laboratório;
- 4 – Ensaio de compressão não confinada.

A Figura 4.13 apresenta um exemplo de curva  $p-y$  para argilas moles solicitadas por carregamento lateral estático (MATLOCK, 1970, a partir de VELLOSO & LOPES, 2002).

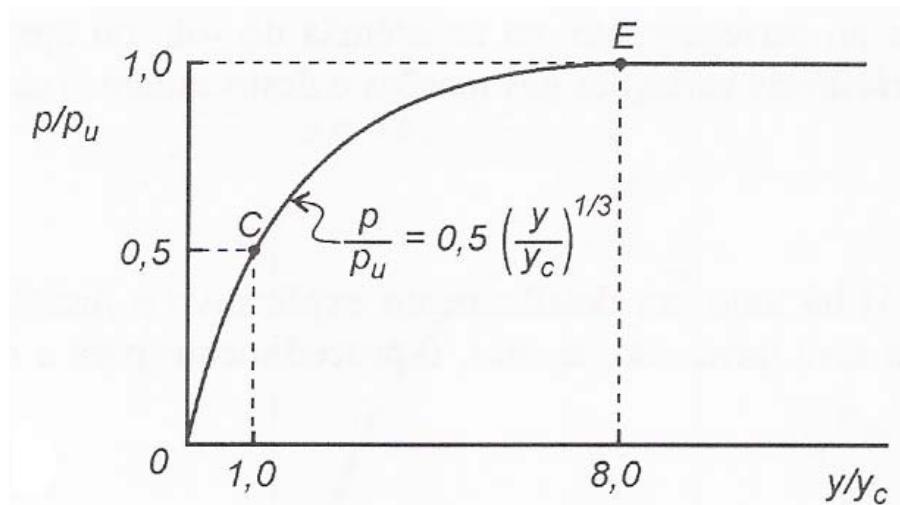


Figura 4.13 – Curva  $p-y$  para argila mole – carregamento estático (MATLOCK, 1970, a partir de VELLOSO & LOPES, 2002)

## CAPÍTULO 5: RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA

---

### 5.1 Introdução

Neste capítulo, primeiramente apresentam-se os resultados das provas de carga estática à compressão vertical realizadas. Em seguida, são apresentados os resultados da determinação das cargas de ruptura convencional com base nas curvas carga-recalque no topo através dos métodos da NBR 6122/96, da Rigidez proposto por DÉCOURT (1996b) e de VAN DER VEEN (1953).

São apresentados e discutidos os resultados das determinações da carga de ruptura à compressão axial das micro-estacas através dos métodos semi-empíricos de DÉCOURT & QUARESMA (1978) e AOKI & VELLOSO (1975), baseados no SPT, e DRINGENBERG (1990a), baseado na pressão residual de injeção.

São feitas estimativas das parcelas de resistência lateral e ponta das estacas a partir da aplicação do Método da Rigidez para atrito lateral (DÉCOURT, 2006b) e do Método das Duas Retas proposto por MASSAD & LAZZO (1998). É importante lembrar que o método de DÉCOURT (1996b) também fornece o valor do atrito lateral das estacas com base na rigidez da curva carga-recalque.

A descrição destes métodos foi apresentada no Capítulo 4.

Para concluir as análises das provas de carga vertical, é realizado um estudo do atrito lateral unitário, tendo como referência para a obtenção da carga de ruptura das estacas o método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976), e para a obtenção das parcelas de resistência por atrito lateral e ponta, o Método das Duas Retas.

Depois da análise das provas de carga estática vertical, serão apresentados os resultados e um breve estudo das provas de carga estática horizontal realizadas.

## 5.2 Resultados das Provas de Carga Vertical

A Tabela 3.9 (Capítulo 3) apresentou a relação das provas de carga estática vertical realizadas. As Figuras 5.1 a 5.3 apresentam os resultados das provas de carga realizadas nas estacas analisadas neste estudo.

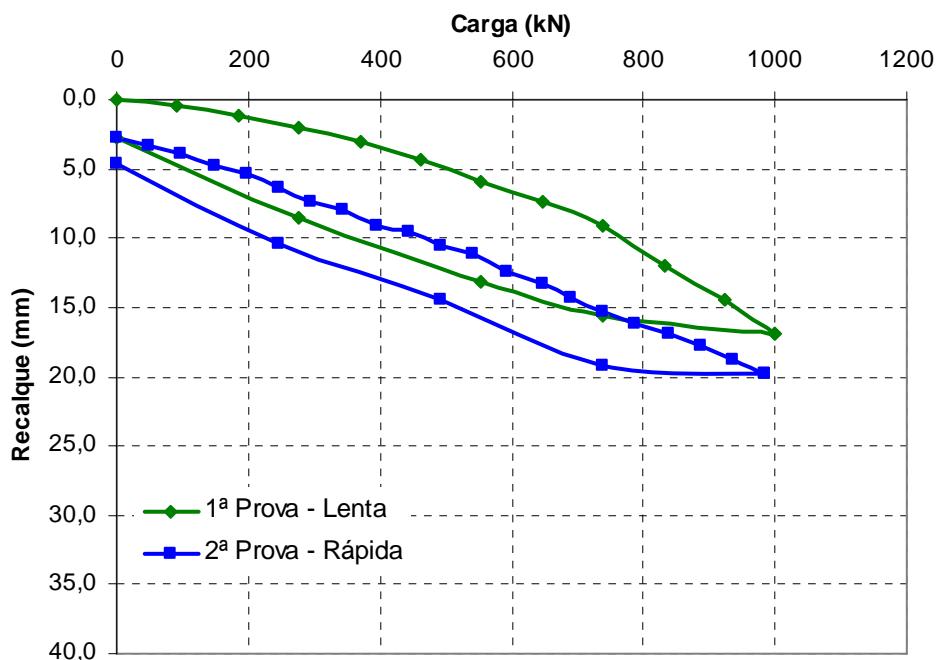


Figura 5.1 – Curvas carga-recalque da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm, 14 válvulas).

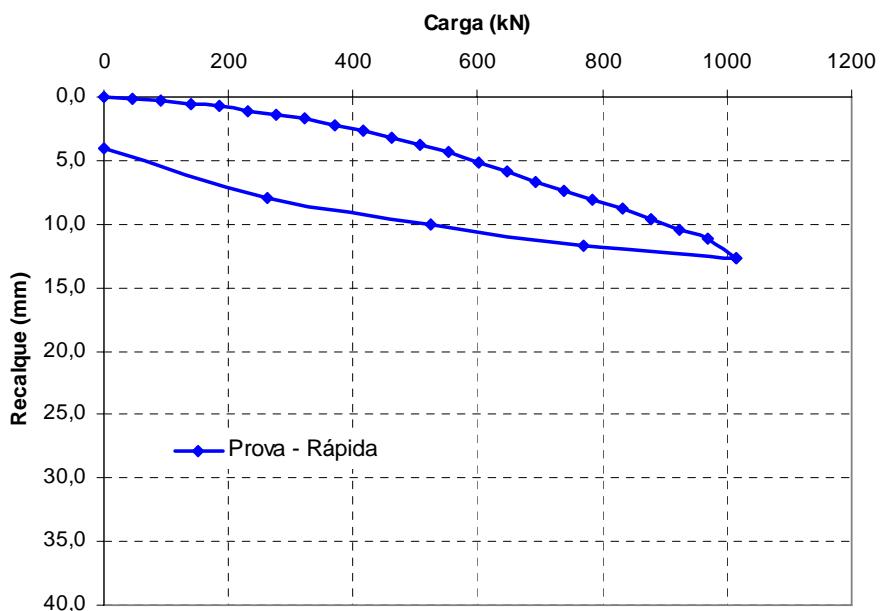


Figura 5.2 – Curva carga-recalque da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm, 8 válvulas).

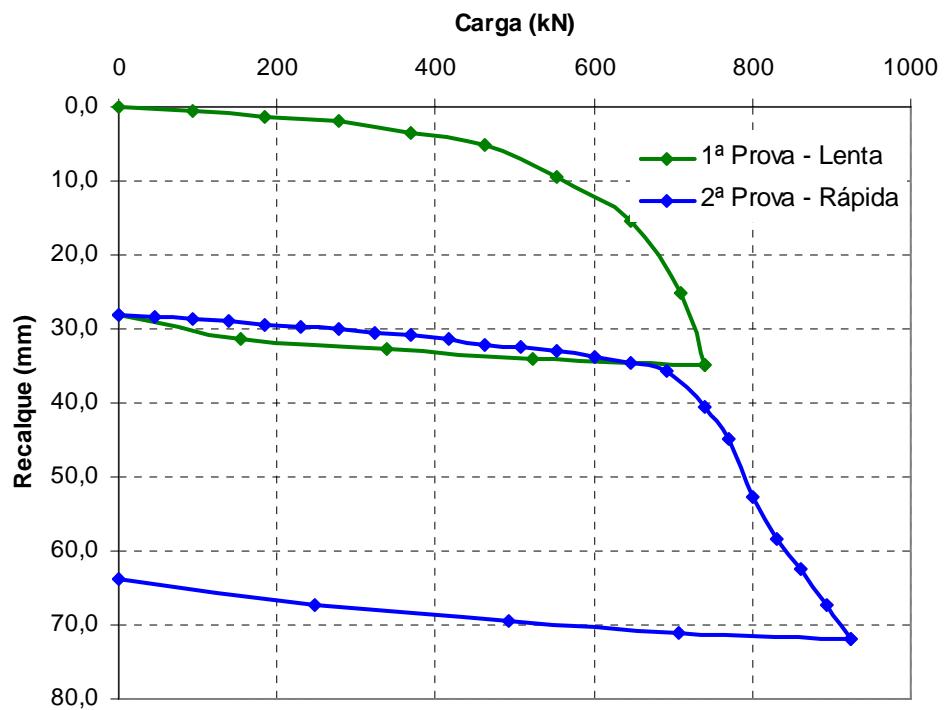


Figura 5.3 – Curvas carga-recalque da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm, 8 válvulas).

A Tabela 5.1 mostra as cargas máximas atingidas nos ensaios e os recalques residuais, elásticos (absolutos e percentuais) e totais medidos no topo das estacas. Vale salientar que as provas de carga lenta, quando houve, foram realizadas sempre antes da rápida.

Tabela 5.1 – Cargas e recalques máximos atingidos nos ensaios, medidos no topo das estacas.

Estaca	Prova de carga	$Q_{\max}$ (kN)	Recalque (mm)			R/ $\phi$ (%)	Recalque elástico (%)
			Total	Residual	Elástico		
E3-BL7 $\phi = 250$ mm	Lenta	1.000	16,52	2,73	13,79	6,6	83,5
	Rápida	985	17,08	1,87	15,21	6,8	89,1
E7-BL3 $\phi = 400$ mm	Rápida	1.016	12,64	4,02	8,62	3,2	68,2
	Lenta	739	34,71	28,18	6,53	8,7	18,8
E8-BL3 $\phi = 400$ mm	Rápida	924	43,74	35,55	8,19	10,9	18,7

Legenda:  $Q_{\max}$  = carga máxima atingida na prova de carga; R/ $\phi$  = relação entre o recalque total e o diâmetro da estaca.

Segundo DE BEER (1988), a partir de DÉCOURT (1996a), a carga de ruptura convencional para estacas escavadas é definida como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou topo) da estaca de 30 % de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares. Com base neste critério, nenhuma das provas de carga realizadas atingiu a ruptura convencional. Para a estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm), o recalque correspondente a 30 % do diâmetro é 75 mm, e para as estacas E7-BL3 e E8-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm), 120 mm.

Pode-se perceber através da Tabela 5.1 que o recalque elástico percentual em relação ao recalque total das duas provas da estaca E3-BL7 é semelhante, e o das duas provas de carga da estaca E8-BL3 é idêntico. É importante chamar a atenção para o fato de que, no caso das provas de carga vertical da estaca E3-BL7, a segunda prova (rápida) foi levada à carga máxima praticamente idêntica à carga máxima da primeira prova, e tal prova de carga não ultrapassou o trecho pseudo-elástico, o que em parte pode explicar o elevado recalque elástico percentual. O recalque elástico percentual da prova de carga realizada na estaca E7-BL3 mostrou-se intermediário em relação ao apresentado pelas outras estacas.

Com base nos resultados obtidos, pode haver uma tendência de ocorrerem menores recalques elásticos percentuais nas estacas do bloco BL3, onde, apesar do maior diâmetro, há um maior trecho livre e menor comprimento enterrado das micro-estacas. Como não foram realizadas provas de carga em mais estacas, não se pôde evidenciar melhor esta possível tendência.

Através das Figuras 5.1 a 5.3, pode-se observar que apenas a estaca E8-BL3 se aproximou da ruptura (convencional). Aparentemente, o último ponto da curva carga-recalque da estaca E7-BL3 pode ter apresentado uma tendência de se aproximar da ruptura, mas a prova de carga foi interrompida devido ao fato de que a carga máxima do ensaio deveria ser correspondente ao dobro da carga de trabalho, seguindo as recomendações da norma NBR-12131/91.

### **5.3 Carga de Ruptura Axial das Micro-Estacas**

#### **5.3.1 Estimativa da Carga de Ruptura a Partir da Curva Carga-Recalque**

A carga de ruptura geotécnica a partir da curva carga-recalque no topo das estacas foi obtida por meio de três métodos, descritos no Capítulo 4. O primeiro utilizado foi o da NBR 6122/96, que define a carga de ruptura em função do diâmetro da estaca, do encurtamento elástico devido ao carregamento e da curva carga-recalque no topo. O módulo de elasticidade utilizado nos cálculos foi determinado em função das áreas médias (ponderadas) de aço e de calda de cimento das estacas. Para as estacas do bloco BL7 ( $\phi_n = 250$  mm),  $E = 54 \cdot 10^6$  kPa, e para as estacas do bloco BL3 ( $\phi_n = 400$  mm),  $E = 44 \cdot 10^6$  kPa.

O segundo método utilizado foi o de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976), para não obrigar que a curva carga-recalque extrapolada passe pela origem, e o terceiro método é baseado no conceito de rigidez de uma fundação, proposto por DÉCOURT (1996b), no qual a carga de ruptura do sistema de fundação é aquela correspondente a uma rigidez nula. É importante lembrar que o método de DÉCOURT (1996b) também fornece o valor do atrito lateral das estacas com base na prova de carga.

Nas Figuras 5.4 a 5.8 são apresentadas as curvas carga-recalque dos ensaios realizados e as estimativas das cargas de ruptura ( $Q_u$ ) pelos métodos da NBR 6122/96 e VAN DER VEEN (1953).

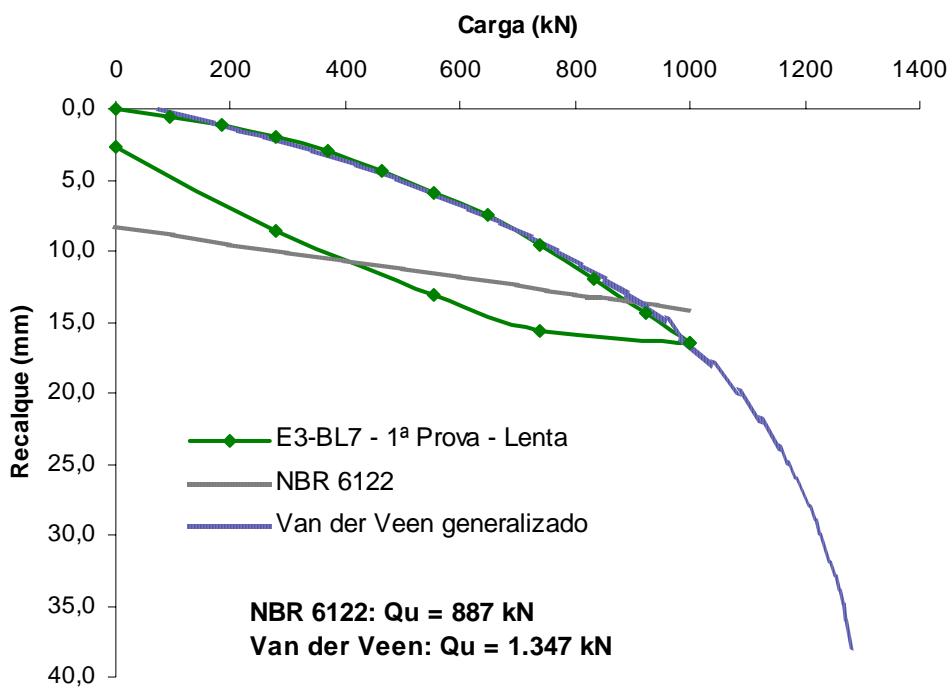


Figura 5.4 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm) na 1<sup>a</sup> prova de carga (lenta), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen.

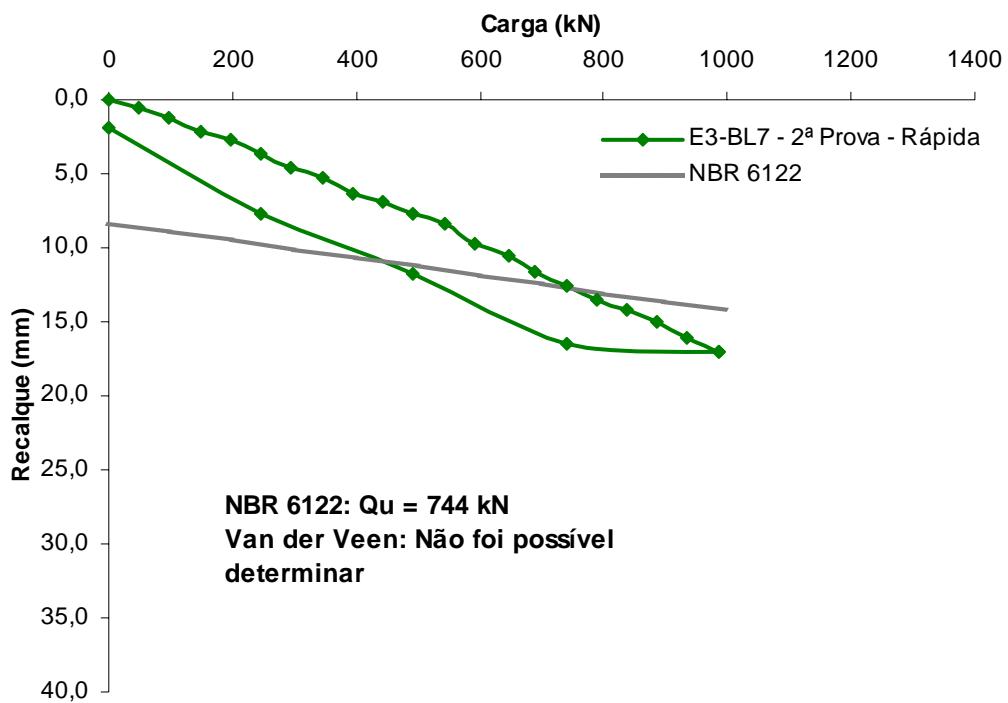


Figura 5.5 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm) na 2<sup>a</sup> prova de carga (rápida), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen.

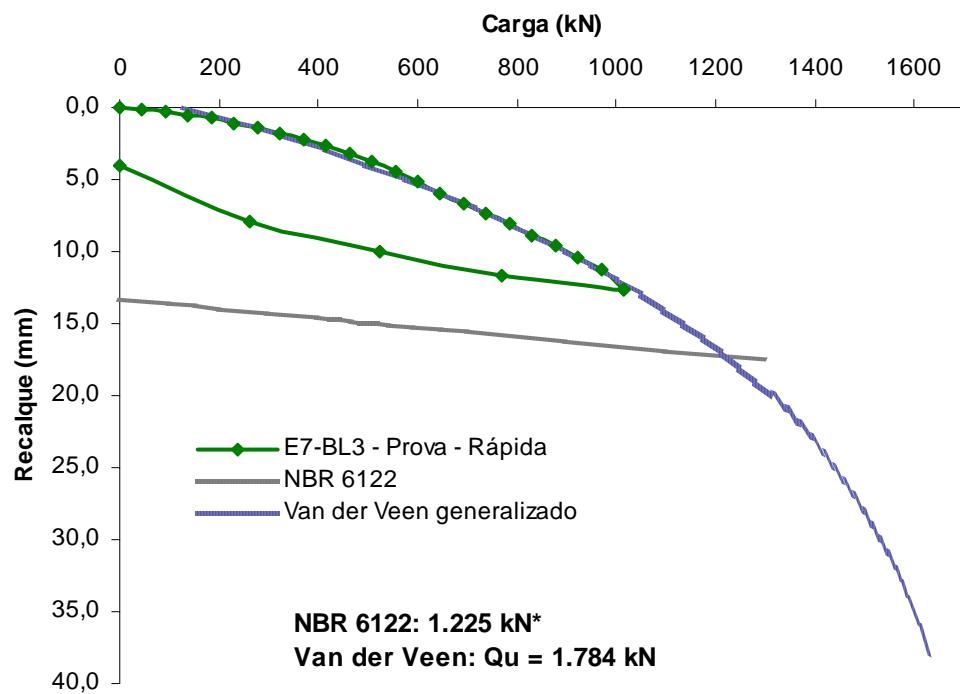


Figura 5.6 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm) na única prova de carga (rápida), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen.

\* Não foi possível determinar diretamente a partir da curva carga-recalque do ensaio. Valor obtido utilizando-se a curva extrapolada através do método de Van der Veen.

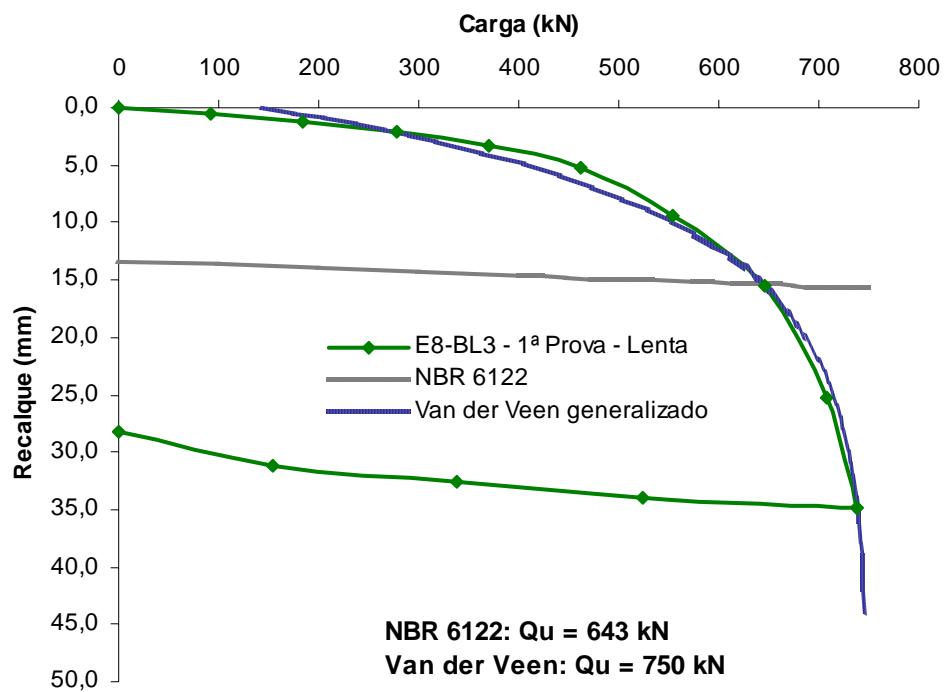


Figura 5.7 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400 \text{ mm}$ ) na 1ª prova de carga (lenta), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen.

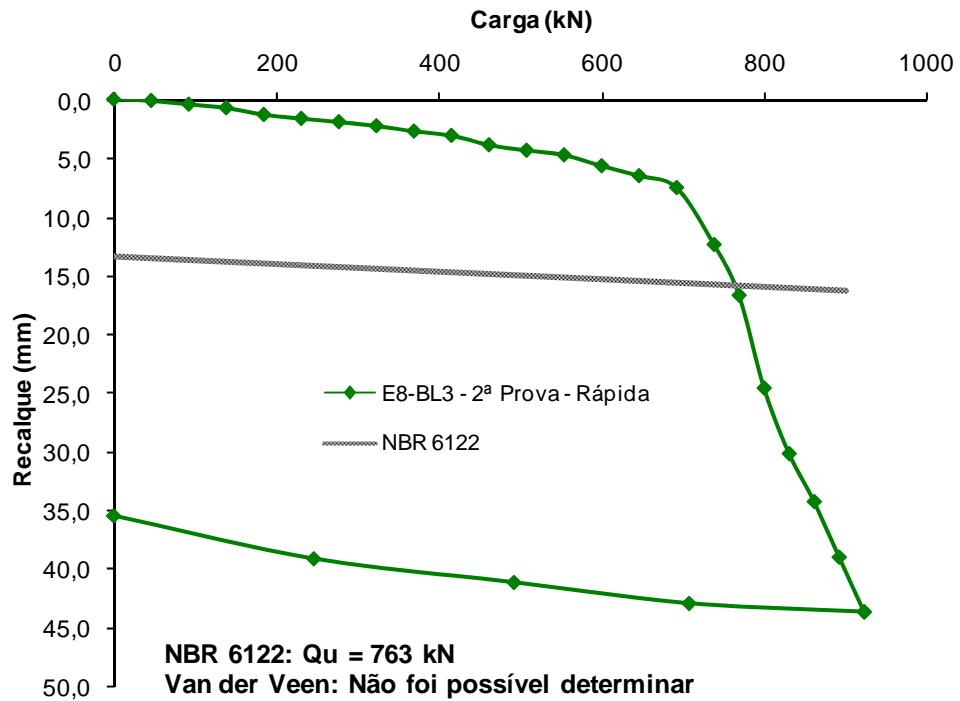


Figura 5.8 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400 \text{ mm}$ ) na 2ª prova de carga (rápida), pelos métodos da NBR 6122 e de Van der Veen.

Nota-se também que para a segunda prova de carga (rápida) realizada nas estacas E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm) e E8-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm), o método de Van der Veen generalizado não pôde ser aplicado. No caso da estaca E3-BL7, a curva carga-recalque não ultrapassou o limite do trecho pseudo-elástico, podendo ser aproximada por uma reta (ver Figura 5.5). Em ambos os casos, a curva carga-recalque obtida através da segunda prova de carga (rápida) não é do tipo exponencial, não atendendo a uma das hipóteses para a boa adequação do método. Assim, de acordo com VIANNA & CINTRA (2000), era de se esperar que o método não fornecesse um bom resultado.

A prova de carga realizada na estaca E7-BL3 também deveria ter sido levada a maiores cargas, para fins de análise. O método da NBR 6122/96 não possui interseção com a curva carga-recalque obtida no ensaio (Fig. 5.6). Portanto, o mesmo foi aplicado considerando-se a curva extrapolada pelo método de Van der Veen generalizado.

Nas Figuras 5.9 a 5.13, são mostrados os gráficos de rigidez propostos por DÉCOURT (1996b) aplicados às estacas estudadas, com a indicação da carga de ruptura ( $Q_u$ ) e da carga suportada por atrito lateral ( $Q_{su}$  – ponto da curva de rigidez a partir de onde a mesma se torna sub-horizontal).

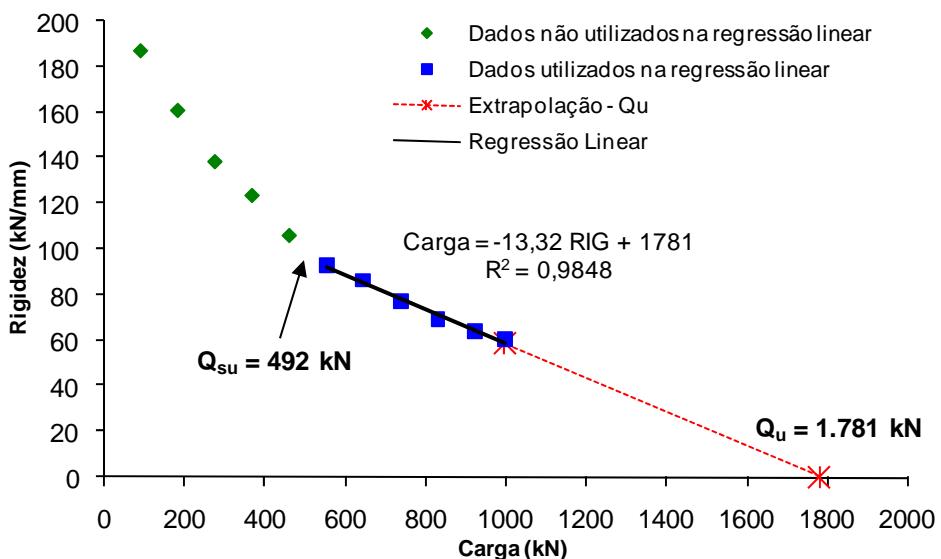


Figura 5.9 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 1<sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm).

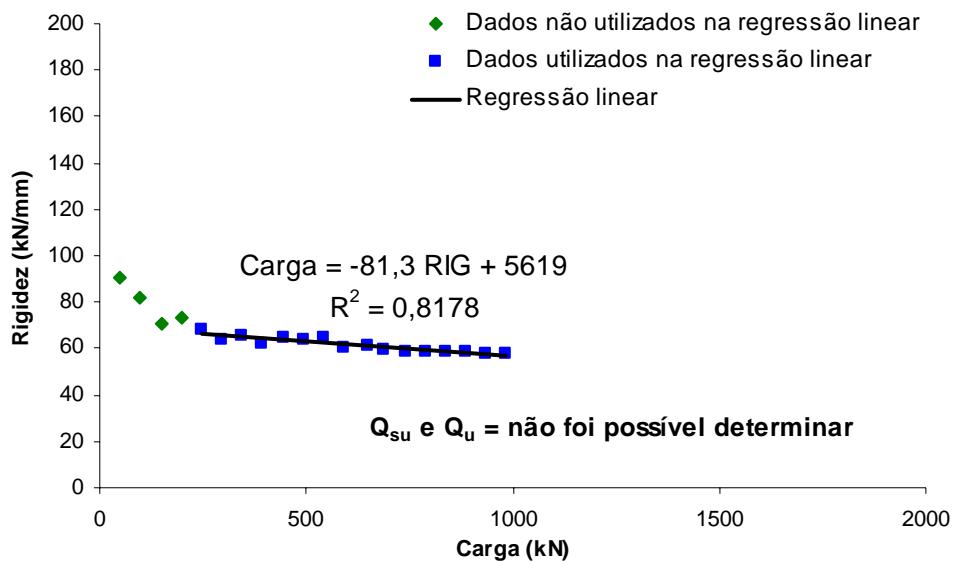


Figura 5.10 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 2<sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm).

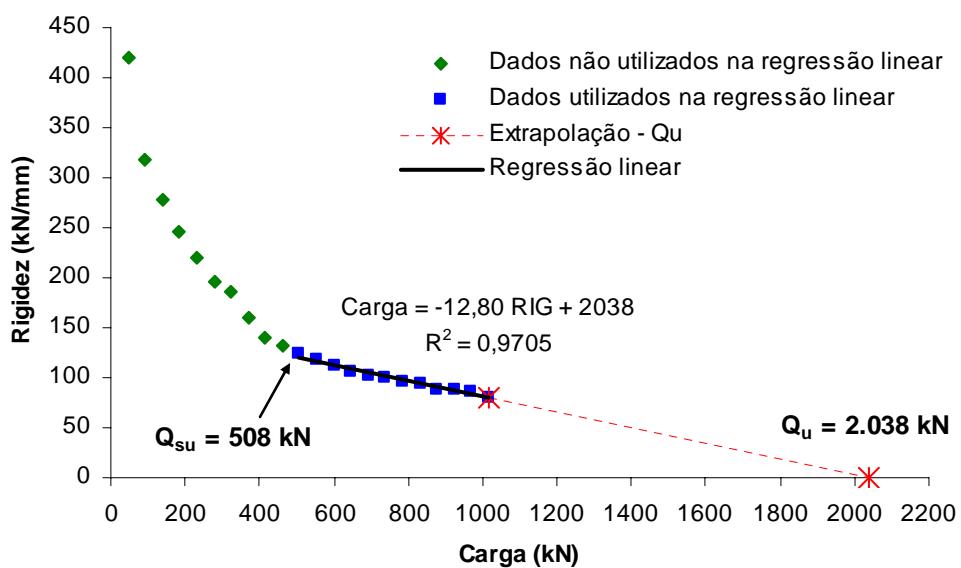


Figura 5.11 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à única prova de carga (rápida) da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm).

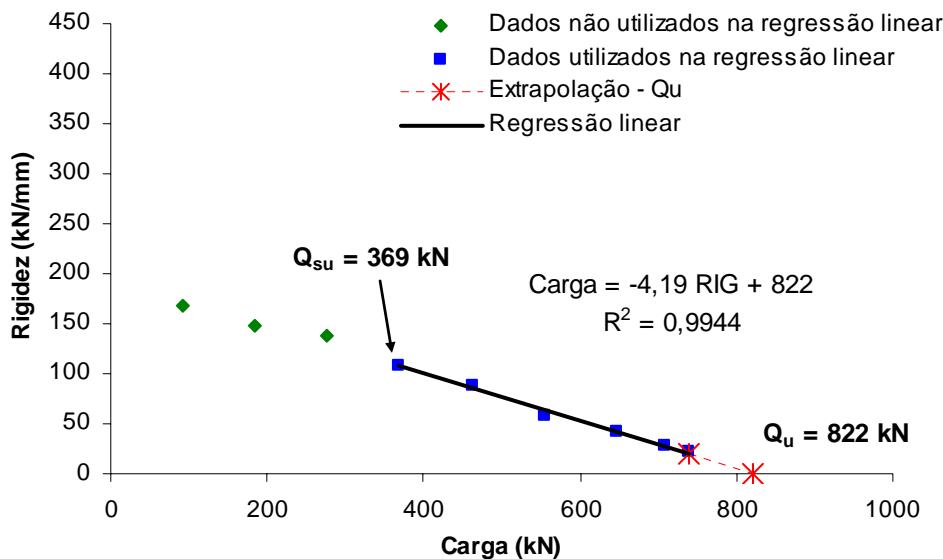


Figura 5.12 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 1<sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400 \text{ mm}$ ).

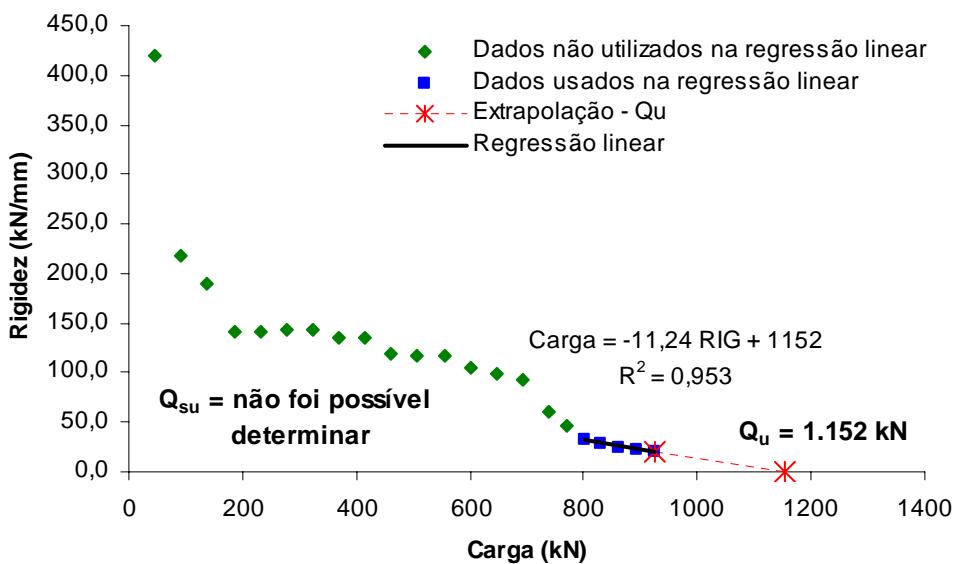


Figura 5.13 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 1996b), aplicado à 2<sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400 \text{ mm}$ ).

Para a 2<sup>a</sup> prova de carga (rápida) realizada na estaca E3-BL7 (Fig. 5.10), não foi possível determinar a carga de ruptura através do método da Rigidez (DÉCOURT, 1996b), porque a curva de rigidez obtida não apresentou uma tendência de aproximação do valor de rigidez nulo, o que talvez ocorresse após atingir a máxima carga da prova de carga anterior realizada nesta estaca. Desta forma, conclui-se que a prova de carga

rápida deveria ter sido levada a cargas mais elevadas para permitir esta análise, conforme ocorreu com a segunda prova de carga (rápida) da estaca E8-BL3 (Fig. 5.13).

A estabilização que ocorreu na taxa de variação da curva de rigidez da estaca E8-BL3 durante a prova de carga rápida (ver Fig. 5.13) pode ter sido decorrente da realização de uma prova de carga anterior. Logo que a carga do ensaio ultrapassou a carga máxima atingida no ensaio anterior (cerca de 740 kN), a rigidez sofreu uma brusca redução.

Os valores obtidos para a parcela de resistência por atrito lateral fornecidos pelo método de DÉCOURT (1996b) serão comentados no item 5.4 neste Capítulo.

A Tabela 5.2 apresenta as cargas de ruptura obtidas pelos métodos utilizados para interpretação e/ou extrapolação da curva carga-recalque, cujos resultados foram apresentados nas Figuras 5.4 a 5.13.

Tabela 5.2 – Estimativas da carga de ruptura ( $Q_u$ ) obtidas por diferentes métodos a partir das provas de carga estática vertical.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	Velocidade da Prova de Carga	Carga de Ruptura – $Q_u$ (kN)		
			NBR 6122	VDV <sup>(*)</sup>	Rigidez <sup>(**)</sup>
E3-BL7	250	Lenta	887	1.347	1.781
		Rápida	744	Indeterminada	Indeterminada
E7-BL3	400	Rápida	1.255 <sup>(***)</sup>	1.784	2.038
E8-BL3	400	Lenta	643	750	822
		Rápida	763	Indeterminada	1.152

<sup>(\*)</sup> Método de Van der Veen (1953) generalizado por AOKI (1976).

<sup>(\*\*)</sup> Método da Rigidez, Décourt (1996).

<sup>(\*\*\*)</sup> Não foi possível determinar diretamente a partir da curva carga-recalque do ensaio. Valor obtido utilizando-se a curva extrapolada através do método de Van der Veen.

A partir da Tabela 5.2 pode-se observar que o método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976) ofereceu valores de carga de ruptura intermediários em relação aos da NBR 6122/96 e da Rigidez. Observa-se também através das Figuras 5.4 a 5.13 e da Tabela 5.2 que, possivelmente, a diferença entre os resultados dos métodos diminui com a aproximação da ruptura durante a prova de carga.

### 5.3.2 Estimativa da Carga de Ruptura a Partir do SPT ou da Pressão de Injeção

Neste item, será apresentada uma análise da previsão da carga de ruptura das estacas estudadas, através dos métodos semi-empíricos de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a), AOKI & VELLOSO (1975) modificado por MONTEIRO (1997) e DRINGENBERG (1990a), mostrados no Capítulo 4.

As Figuras 5.14 e 5.15 apresentam os perfis representativos utilizados na estimativa da carga de ruptura das estacas, juntamente com a posição de instalação das micro-estacas estudadas. Estes perfis foram obtidos com base no resultado das sondagens SPT realizadas, conforme apresentado no Capítulo 3 e Anexo A. Foram executadas sondagens SPT em todos os blocos da ponte exceto no bloco BL7. Assim, para as estacas do BL7, adotou-se o perfil representativo como sendo o SP-05, realizado no bloco BL8. No BL3, foram realizadas duas sondagens SPT, tendo-se adotado o SP-07 como sendo o representativo.

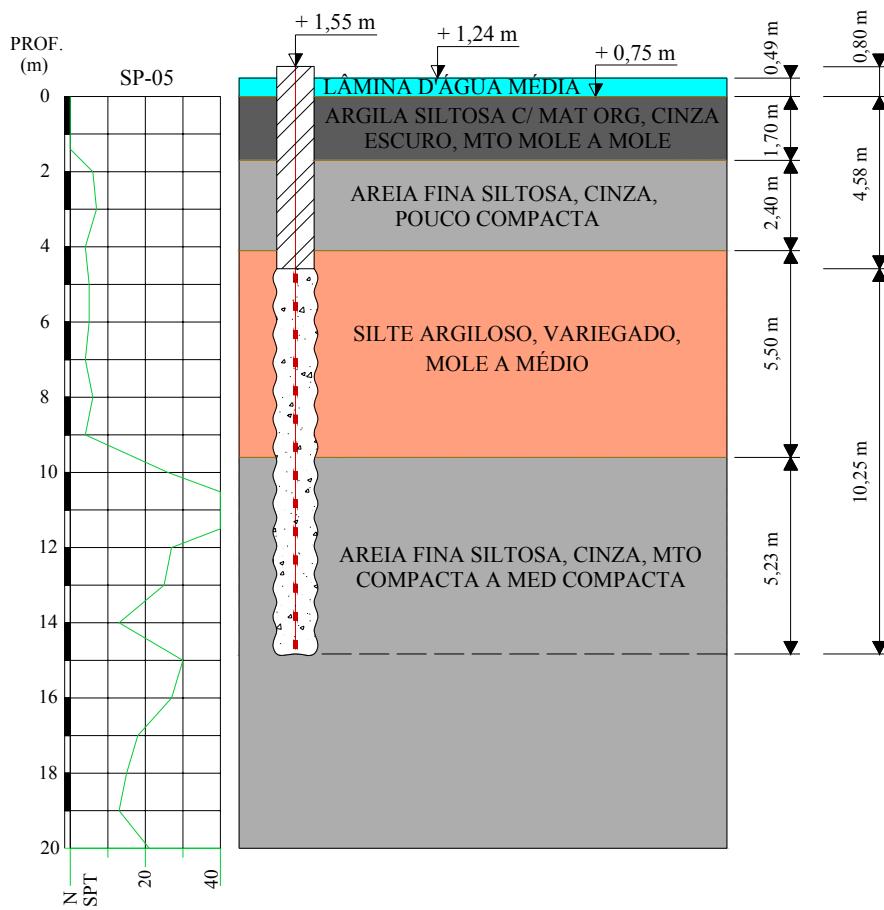


Figura 5.14 – Perfil representativo da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm,  $L = 15,6$  m, 14 válvulas manchete).

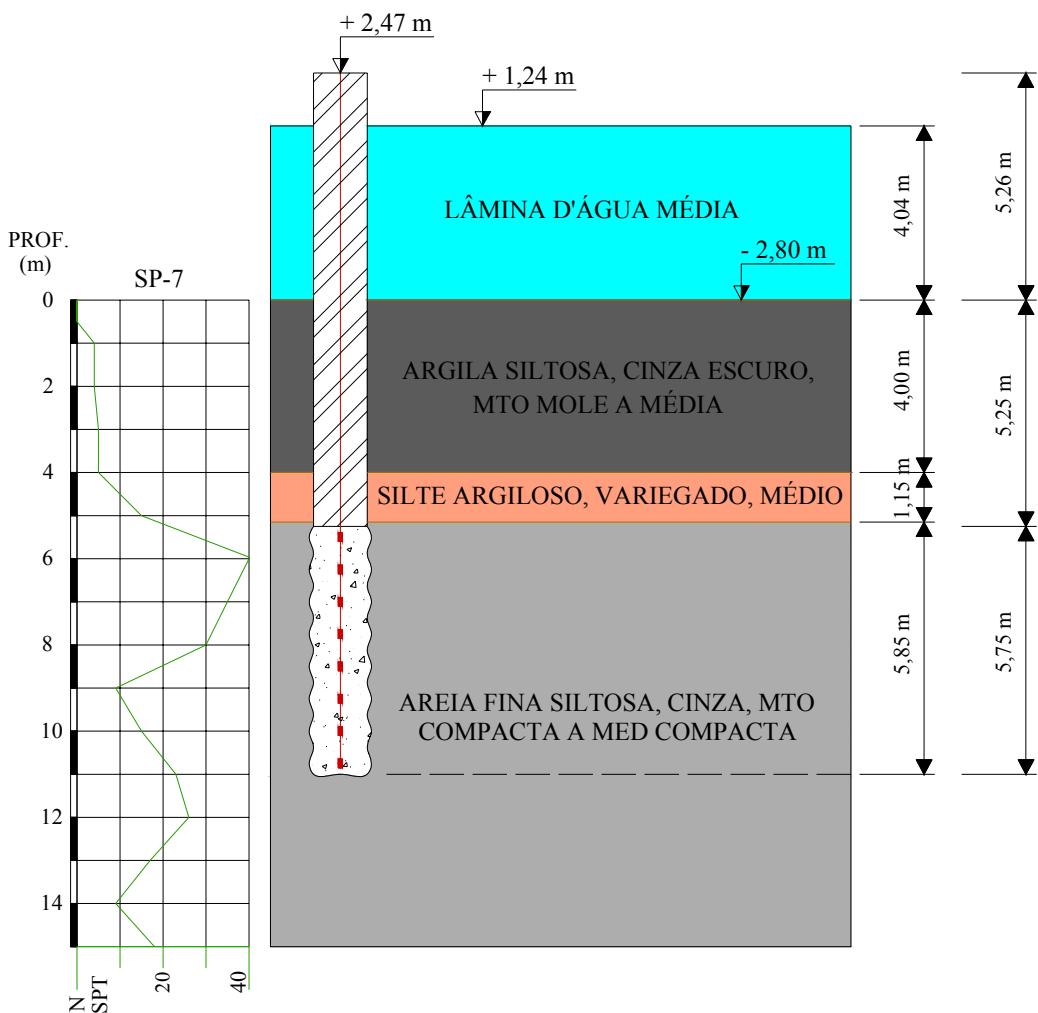


Figura 5.15 – Perfil representativo das estacas E7-BL3, E8-BL3 e E9-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm,  $L = 16,3$  m, 8 válvulas manchete).

As Figuras 5.14 e 5.15 indicam implicitamente que as estacas estudadas neste trabalho podem ser separadas em dois grupos: as de  $\phi_n = 250$  mm e as de  $\phi_n = 400$  mm, sendo  $\phi_n$  o diâmetro nominal do fuste escavado. Ao final deste capítulo, será realizado um estudo do valor do atrito unitário desenvolvido nas estacas durante as provas de carga, o que poderá auxiliar na confirmação ou não esta separação na prática.

No Capítulo 3 foram apresentadas as pressões de injeção residual medida para cada válvula manchete das estacas estudadas neste trabalho. Na Tabela 5.3 é mostrada a pressão de injeção média da 2<sup>a</sup> fase de injeção para as estacas nas quais foram executadas provas de carga vertical, antes e depois da correção para levar em conta as perdas de carga proposta por DRINGENBERG (1990b) conforme apresentado no Capítulo 4.

Tabela 5.3 – Correção da pressão de injeção residual média – 2<sup>a</sup> fase de injeção (DRINGENBERG, 1990b).

Estaca	$\phi_n$ (mm)	Nº de manchetes	$P_r$ (2 <sup>a</sup> fase) (MPa)	Perdas (MPa)	$P_{re}$ (2 <sup>a</sup> fase) (MPa)
E3-BL7	250	14	3,83	0,28	3,55
E7-BL3	400	8	2,58	0,30	2,28
E8-BL3	400	8	3,50	0,30	3,20

Legendas:  $P_r$  (2<sup>a</sup> fase) = pressão de injeção residual medida na 2<sup>a</sup> fase de injeção;

$P_{re}$  (2<sup>a</sup> fase) = pressão de injeção residual efetiva na 2<sup>a</sup> fase de injeção.

Conforme mostrado no Capítulo 4, o método de DÉCOURT (1996a) foi baseado no método de DÉCOURT & QUARESMA (1978), e pode ser aplicado a estacas em geral, através da utilização dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , dependentes do tipo de solo e do tipo de estaca. Para os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados para estacas injetadas sob altas pressões (como é o caso das micro-estacas estudadas), o autor adverte que os mesmos devem ser utilizados com cautela devido ao reduzido número de dados disponíveis.

A Tabela 5.4 apresenta os resultados da estimativa da carga de ruptura ( $Q_u$ ), da resistência por atrito lateral ( $Q_{su}$ ) e da resistência de ponta ( $Q_p$ ) obtidos através dos métodos de previsão da carga de ruptura utilizados. É importante salientar que o método utilizado no dimensionamento de micro-estacas no Recife (REC) é o de DÉCOURT (1996a), assumindo  $\alpha = 0$  e  $\beta = 3$ , aplicado apenas ao trecho injetado (onde há válvulas manchete). Desta forma, admite-se que a carga de ruptura da estaca será fornecida apenas pela resistência por atrito lateral no trecho injetado. No método de AOKI & VELLOSO (1975) modificado por MONTEIRO (1997), foram utilizados os coeficientes  $F_1$  e  $F_2$  referentes à estaca-raiz (micro-estaca tipo B), pois não são fornecidos valores correspondentes às micro-estacas tipo D. O método de DRINGENBERG (1990a) foi utilizado levando-se em consideração a correção devida à perda gradual de protensão do solo injetado e as perdas de carga no sistema de injeção, conforme mostrado no Capítulo 4. Este método possui como um limitador à sua aplicação na prática o fato de que é necessário se conhecer as pressões de injeção residuais antecipadamente.

Tabela 5.4 – Valores de  $Q_u$ ,  $R_L$  e  $R_P$  para as micro-estacas estudadas à compressão.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	Método	$R_P$ (kN)	$R_L$ (kN)			$Q_u$ (kN) ( $R_P + R_L$ )
				TR	TI	Total	
E3-BL7	250	D-Q	445	93	1.489	1.582	2.027
		REC	0	0	1.489	1.489	1.489
		A-V	344	69	865	934	1.278
		DGB	299	0	1.195	1.195	1.494
E7-BL3 e E8-BL3	400	D-Q	1.072	197	2.095	2.292	3.364
		REC	0	0	2.095	2.095	2.095
		A-V	829	139	1.256	1.395	2.224
E7-BL3	400	DGB	332	0	1.330	1.329	1.662
E8-BL3			394	0	1.577	1.577	1.971

Legenda:  $\phi_n$  = diâmetro nominal; TR = trecho com revestimento metálico; TI = trecho injetado; D-Q = Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996); REC = Décourt-Quaresma aplicado conforme prática no Recife; A-V = Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997) e DGB = Dringenberg (1990).

Ao se analisar a Tabela 5.4, pode-se notar que o método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a) apresenta valores de  $Q_u$  mais elevados que os outros métodos, principalmente devido aos valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados. Como o método de DRINGENBERG (1990a) utiliza as pressões de injeção, houve uma diferença significativa no valor de  $Q_u$  obtido para as duas estacas de mesmo diâmetro e sob as mesmas condições de subsuperfície, E7-BL3 e E8-BL3. As pressões de injeção residuais médias corrigidas e as correspondentes perdas de carga de injeção para as três estacas foram apresentadas no Capítulo 4.

Em geral, os métodos de AOKI-VELLOSO (1975) modificado por MONTEIRO (1997), o utilizado na cidade do Recife (REC) e o de DRINGENBERG (1990a) apresentaram valores similares para  $Q_u$ , exceto para a estaca E7-BL3, que apresentou pressões de injeção mais baixas que a estaca E8-BL3 (conforme mostrado na Tabela 5.3).

### 5.3.3 Comparação entre os Resultados dos Métodos para Previsão da Carga de Ruptura

Quando se comparam as estimativas de  $Q_u$  efetuadas pelos métodos semi-empíricos com as obtidas através da interpretação e extração das curvas carga-recalque no topo (Tabelas 5.2 e 5.4), algumas observações são evidentes. Em todos os casos, conforme indica a Figura 5.16, dos métodos que utilizam a curva carga-recalque, o método da NBR 6122/96 apresentou os menores valores para  $Q_u$ , e o método da Rigidez (DÉCOURT, 1996b) apresentou valores superiores aos demais. Os métodos de VAN DER VEEN (1953), generalizado por AOKI (1976), e da Rigidez (DÉCOURT, 1996) apresentaram boa concordância com os valores de  $Q_u$  estimados pelos métodos listados na Tabela 5.4, com exceção da estaca E8-BL3. Acredita-se que a mesma não tenha atingido o desempenho esperado devido a possíveis problemas executivos.

O método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976) será utilizado como referência para as análises que serão apresentadas no item 5.5 deste capítulo. O método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a) apresentou resultados superiores aos demais métodos possivelmente devido ao fato de que os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  propostos estejam superestimados para este tipo de estaca nestas condições de subsolo, ou porque as injeções sob pressão não causaram os efeitos esperados de acréscimo de resistência por atrito lateral. No item 5.5 deste Capítulo será realizada uma retro-análise do parâmetro  $\beta$  para uma avaliação do efeito da injeção na resistência lateral das estacas.

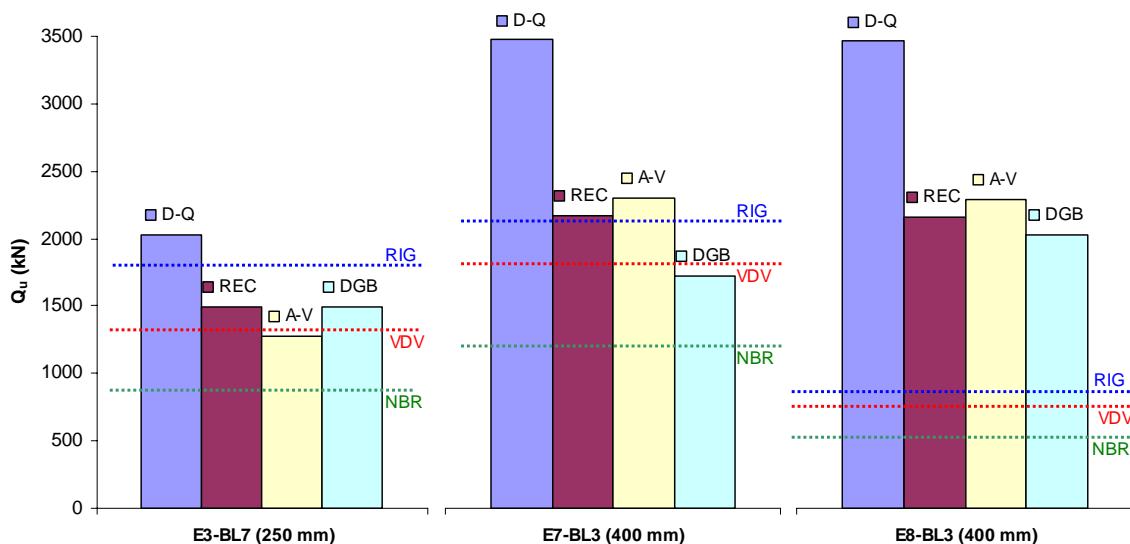


Figura 5.16 – Comparação entre a carga de ruptura obtida a partir dos métodos baseados no SPT ou na pressão de injeção com o valor obtido pelo método de Van der Veen.

É importante chamar a atenção para o fato de que as cargas de ruptura obtidas através dos métodos que utilizam a curva carga-recalque indicadas na Figura 5.16 referem-se à 1<sup>a</sup> prova de carga realizada nas estacas.

A Tabela 5.5 apresenta as diferenças percentuais entre os valores de  $Q_u$  fornecidos pelos métodos utilizados em relação ao método de Van der Veen.

Tabela 5.5 – Diferença percentual dos valores de  $Q_u$  em relação ao método de Van der Veen.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	Métodos baseados na curva carga-recalque		Métodos baseados no SPT ou na pressão residual de injeção efetiva			
		NBR	RIG	D-Q	REC	A-V	DGB
E3-BL7	250	-52 %	+ 32 %	+ 50 %	+ 11 %	- 5 %	+ 11 %
E7-BL3	400	- 30 %	+ 14 %	+ 89 %	+ 17 %	+ 25 %	- 7 %
E8-BL3	400	- 14 %	+ 10 %	+ 349 %	+ 179 %	+ 197 %	+ 163 %

A partir da Figura 5.16 e da Tabela 5.5, pode-se perceber que, aparentemente, quanto mais próxima a estaca for levada da ruptura, menor tende a ser a diferença nos valores obtidos para a carga de ruptura a partir da curva carga-recalque.

SADALLA NETO et al. (1996) utilizaram os métodos de VAN DER VEEN (1953) e MAZURKIEWICZ (1972) para extrapolar curvas carga-recalque de micro-estacas tipo D, e os resultados mostraram boa concordância. Porém, os autores concluíram que os métodos para estimativa da carga de ruptura baseados em dados executivos das estacas usualmente empregados na prática são em geral conservadores, e uma das principais causas deste conservadorismo é a adoção de um diâmetro uniforme ao longo da profundidade da estaca.

## 5.4 Estimativa das Resistências Lateral e de Ponta a Partir da Curva Carga-Recalque

Segundo MARQUES (2006), a separação entre as parcelas de resistência lateral e de ponta de estacas em provas de carga não instrumentadas é tema de várias propostas e discussões entre os pesquisadores. Diversos métodos têm sido propostos, porém nenhum deles é reconhecido como aplicável de forma geral.

O Método da Rigidez proposto por DÉCOURT (1996b, 2006), e o Método das Duas Retas (MDR) proposto por MASSAD & LAZZO (1998) para estacas rígidas ou curtas foram utilizados na tentativa de estimar a resistência lateral das estacas estudadas a partir das curvas carga-recalque dos ensaios. Estes métodos foram apresentados no Capítulo 4.

A parcela de resistência por atrito lateral ( $Q_{su}$ ) obtida pelo método de DÉCOURT (1996b) está indicada nas Figuras 5.11 a 5.15, apresentadas anteriormente. Não foi possível determinar  $Q_{su}$  na segunda prova de carga (rápida) executada nas estacas E3-BL7 (Fig. 5.12) e E8-BL3 (Fig. 5.15).

Nas Figuras 5.17 a 5.21 são apresentados os gráficos de rigidez segundo DÉCOURT (2006), com a indicação da carga correspondente ao esgotamento do atrito lateral ( $Q_{su}$ ) e as equações de regressão linear e logarítmica que representam, respectivamente, a reta representativa do atrito lateral e a curva correspondente ao desenvolvimento da resistência de ponta.

É importante salientar que DÉCOURT (2006) desenvolveu esta metodologia a partir da análise de provas de carga utilizando células expansivas hidrodinâmicas (expancell), e em seguida apresentou uma forma de interpretar provas de carga a compressão axial convencionais em estacas escavadas de diâmetros superiores a 600 mm.

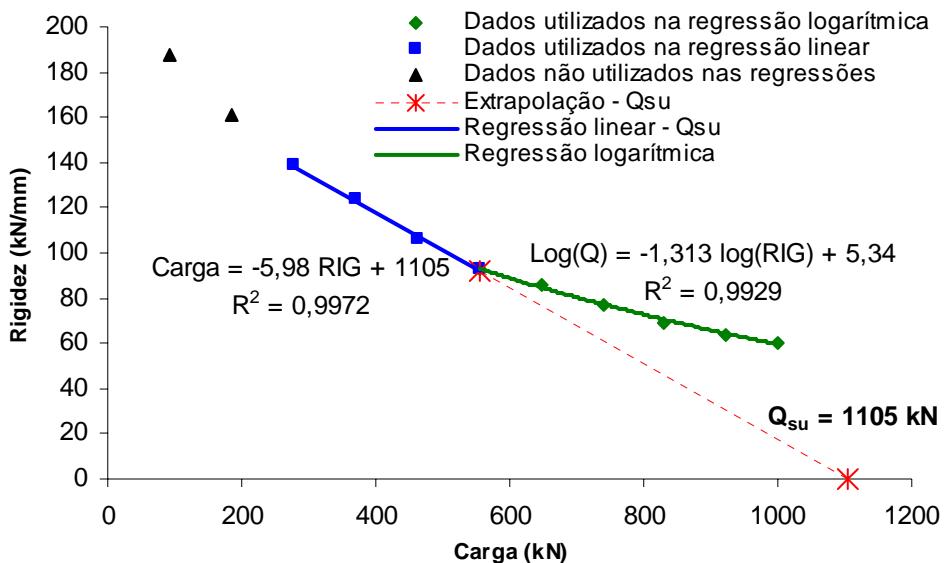


Figura 5.17 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 1<sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E3-BL7.

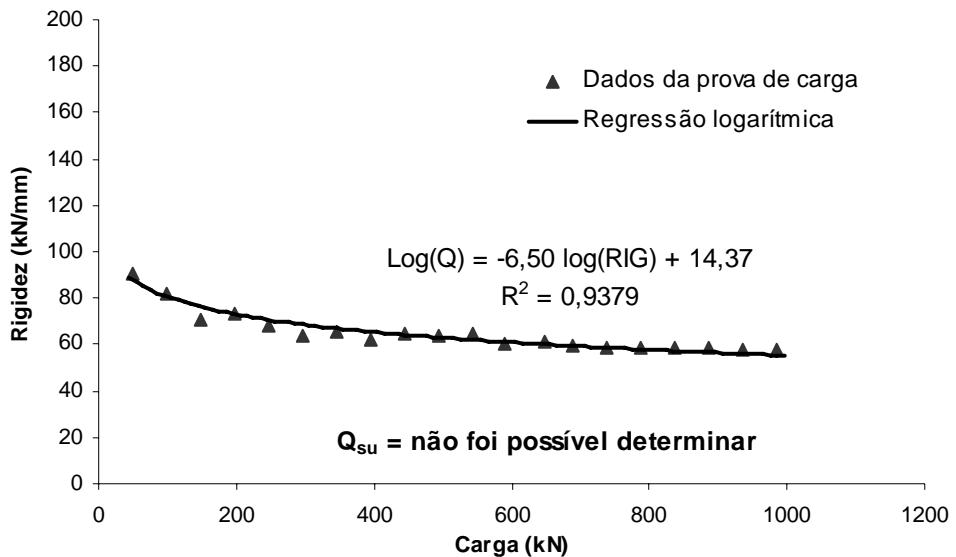


Figura 5.18 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 2<sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E3-BL7.

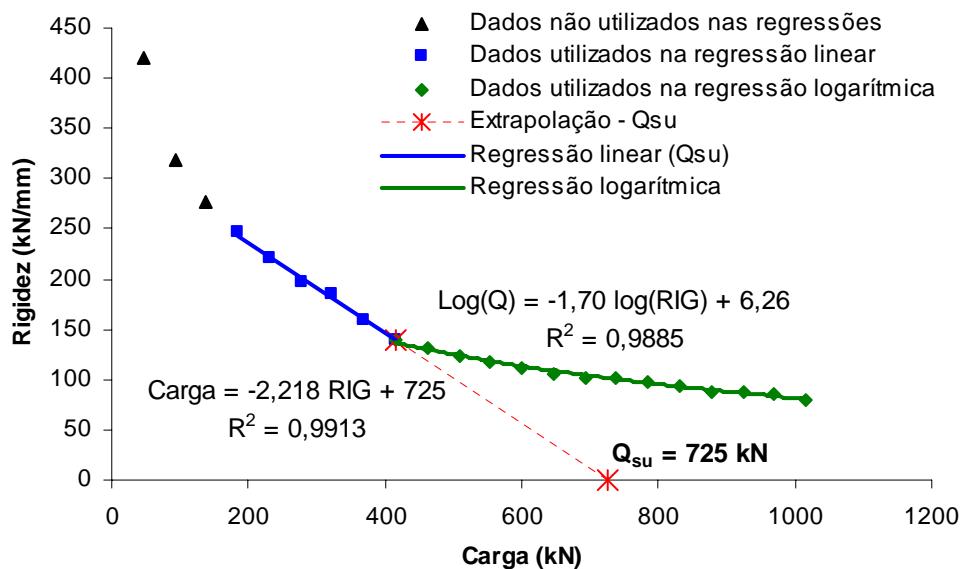


Figura 5.19 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à única prova de carga (rápida) da estaca E7-BL3.

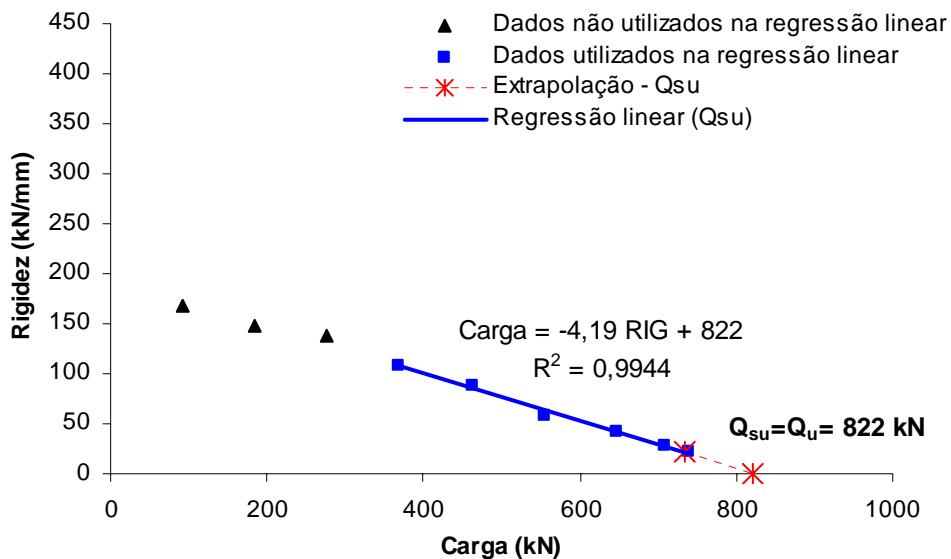


Figura 5.20 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 1<sup>a</sup> prova de carga (lenta) da estaca E8-BL3.

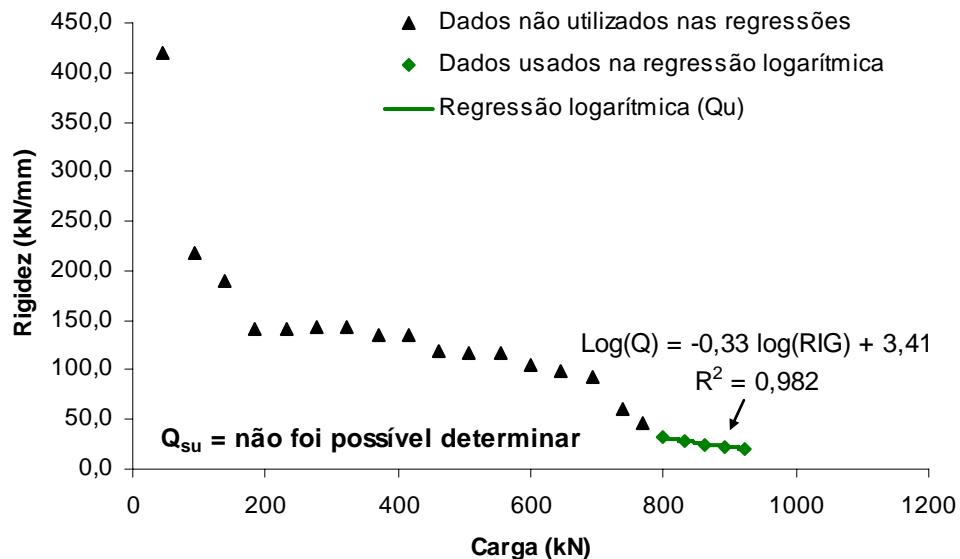


Figura 5.21 – Gráfico de rigidez (DÉCOURT, 2006), aplicado à 2<sup>a</sup> prova de carga (rápida) da estaca E8-BL3.

Novamente, não foi possível determinar  $Q_{su}$  na segunda prova de carga (rápida) executada nas estacas E3-BL7 (Fig. 5.18) e E8-BL3 (Fig. 5.21).

Os valores da resistência lateral ( $Q_{su}$ ), os respectivos recalques ( $r$ ) necessários para plena mobilização do atrito lateral e a relação entre estes recalques e os diâmetros nominais do fuste das estacas ( $r/\phi_n$ ) são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Estimativa da resistência lateral ( $Q_{su}$ ) e da relação recalque / diâmetro ( $r/\phi_n$ ) das estacas estudadas segundo o Método da Rigidez (DÉCOURT, 1996b; 2006).

Estaca	$\phi_n$ (mm)	Prova de Carga	DÉCOURT (1996b)			DÉCOURT (2006)		
			$Q_{su}$ (kN)	$r$ (mm)	$r/\phi_n$ (%)	$Q_{su}$ (kN)	$r$ (mm)	$r/\phi_n$ (%)
E3-BL7	250	Lenta	492	5,08	2,03	1.105	19,69	7,88
		Rápida	ND	ND	ND	ND	ND	ND
E7-BL3	400	Rápida	508	4,12	1,03	725	7,13	1,78
E8-BL3	400	Lenta	369	3,39	0,85	822	ND <sup>(1)</sup>	ND
		Rápida	ND	ND	ND	ND	ND	ND

Legendas: ND = não foi possível determinar; (1) Neste caso,  $Q_{su} = Q_u$ , e por definição,  $r \rightarrow h$ .

É importante chamar a atenção para o fato de que as análises do desenvolvimento do atrito lateral serão restritas ao primeiro carregamento nas estacas ensaiadas.

Uma rápida análise dos dados contidos na Tabela 5.6 permite perceber que os valores de  $Q_{su}$  obtidos pelo método da Rigidez de DÉCOURT (2006) são muito superiores aos fornecidos pelo método de DÉCOURT (1996b). Para a estaca E3-BL7, por exemplo, não se atingiu uma carga de 1.105 kN no ensaio, carga esta correspondente ao valor de  $Q_{su}$  por DÉCOURT (2006). Os valores de  $r/\phi_n$  correspondentes ao esgotamento do atrito lateral obtidos através do método da Rigidez de DÉCOURT (1996b) encontram-se na faixa de 0,85 a 2,03 %.

MARQUES (2006) utilizou o método de DÉCOURT (1996b) para analisar provas de carga em estacas escavadas e injetadas, com bulbos, em solos não saturados da região de Maceió e encontrou um intervalo de variação dos valores de  $r/\phi_n$  semelhante (1,16 a 2,31 %).

A seguir serão apresentados os resultados obtidos pela utilização do Método das Duas Retas (MDR, de MASSAD-LAZZO, 1998), e na seqüência, será realizada uma comparação entre os três métodos utilizados para a avaliação de  $Q_{su}$ .

O MDR foi aplicado para estimar as parcelas de atrito lateral ( $\mu \cdot Alr = Q_{su}$ ) e a taxa de mobilização da resistência de ponta ( $RS_p$ ) no trecho pseudo-elástico (0-3) das provas de carga do primeiro carregamento das estacas ensaiadas. O método também

permitiu determinar o recalque ( $y_1 = r$ ) no topo da estaca correspondente ao início do esgotamento do atrito lateral.

Nas Figuras 5.22 a 5.24 são apresentadas as curvas carga-recalque no topo das estacas estudadas (1º carregamento), com a indicação das retas do trecho 0-3 (pseudo-elástico) e do trecho 4-5 (desenvolvimento franco da resistência de apoio).

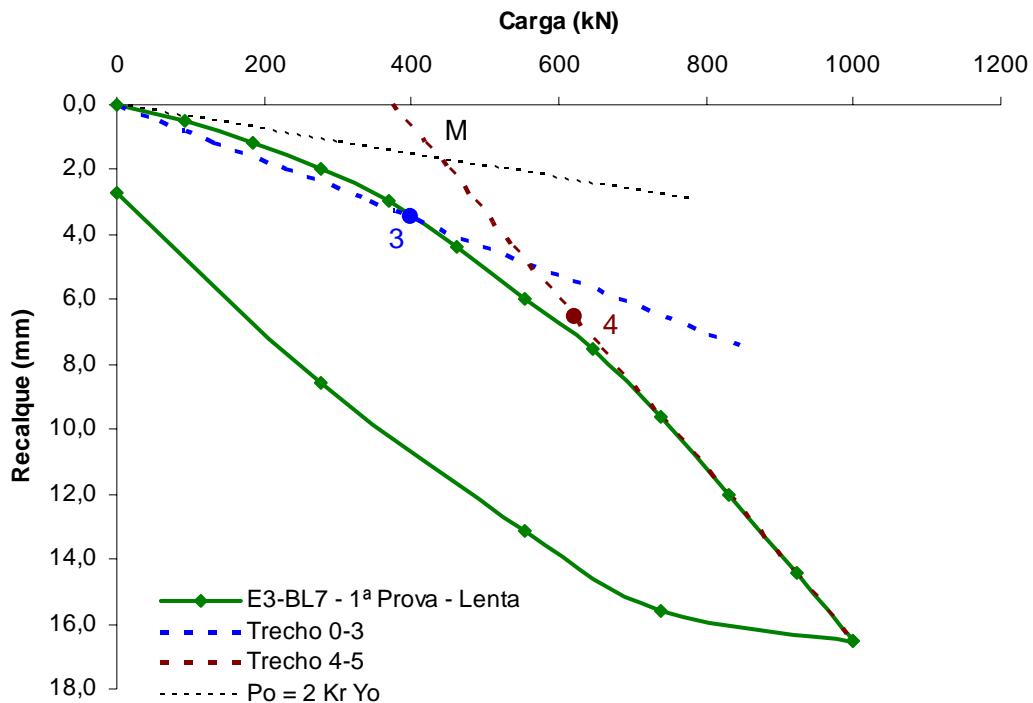
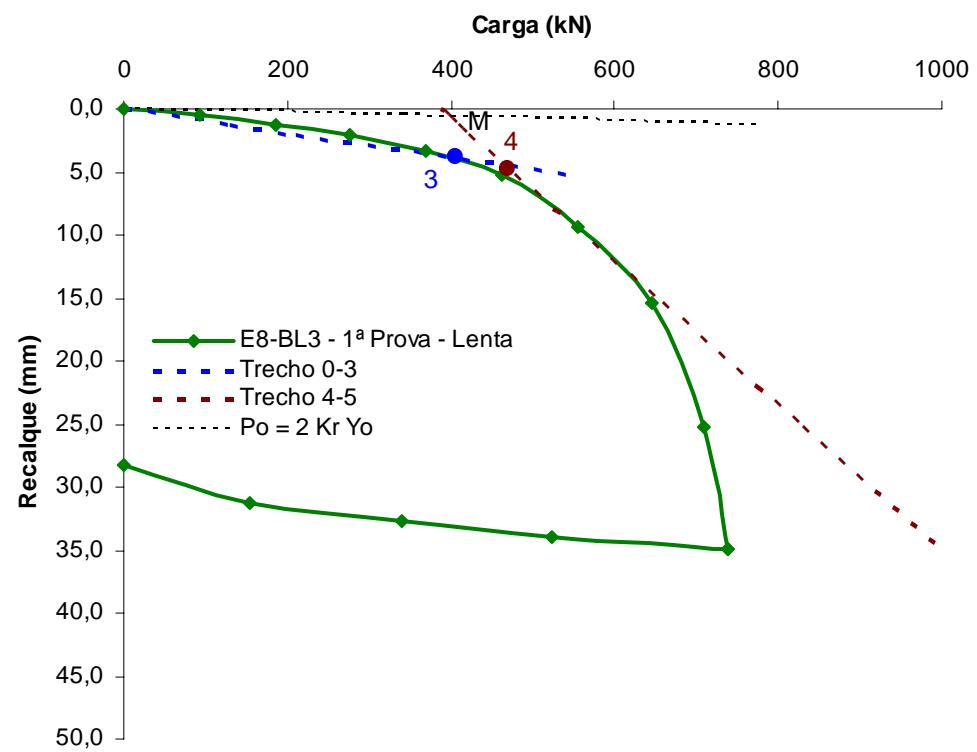
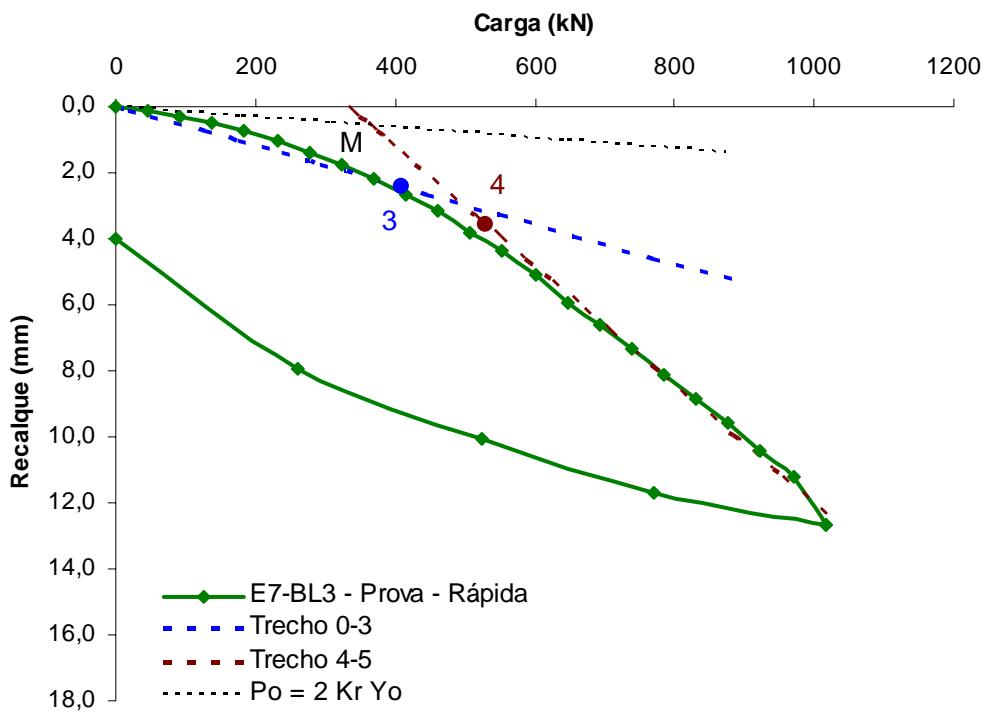


Figura 5.22 - MDR aplicado à curva carga-recalque da 1ª prova de carga (lenta) da estaca E3-BL7.



Os valores do coeficiente angular ( $d_0$ ) da reta (0-3) e dos coeficientes angular ( $d_2$ ) e linear ( $d_1$ ) da reta (4-5) obtidos através da utilização do MDR são apresentados na Tabela 5.7. A Tabela 5.8 mostra as características geométricas das estacas e os parâmetros de resistência obtidos pelo MDR.

Tabela 5.7 – Valores calculados de  $d_0$ ,  $d_1$  e  $d_2$  das estacas estudadas segundo o MDR.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	Velocidade da Prova de Carga	$d_0$ (kN/mm)	$d_1$ (kN)	$d_2$ (kN/mm)
E3-BL7	250	Lenta	114,4	373,5	37,9
E7-BL3	400	Rápida	167,6	331,8	55,4
E8-BL3	400	Lenta	104,6	385,5	17,5

Tabela 5.8 – Características das estacas estudadas e parâmetros obtidos pelo MDR.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	VPC	$h_f$ (m)	$K_r$ (kN/mm)	k	$\mu \cdot A_{lr}$ (kN)	$RS_p$ (kN/mm)	$y_1$ (mm)	$y_1/\phi_n$ (%)
E3-BL7	250	Lenta	15,63	132	0,95	436	53,2	3,48	1,39
E7-BL3	400	Ráp.	16,27	310	0,49	364	67,5	2,40	0,60
E8-BL3	400	Lenta	16,27	310	0,33	397	18,6	3,88	0,97

Legenda:  $\phi_n$  = diâmetro nominal do fuste da estaca; VPC = velocidade da prova de carga;  $h_f$  = comprimento da estaca;  $K_r$  = rigidez da estaca; k = coeficiente de rigidez relativa solo-estaca;  $\mu \cdot A_{lr} = Q_{su}$  = atrito lateral na ruptura ( $\mu = 1$  para estacas escavadas no 1º carregamento);  $RS_p$  = taxa de desenvolvimento da resistência de ponta no trecho 0-3 (pseudo-elástico);  $y_1$  = recalque referente ao início do esgotamento do atrito no topo da estaca.

O coeficiente de rigidez relativa solo-estaca (k) situou-se entre 0,33 e 0,95, comprovando que as estacas estudadas são do tipo “curtas” ou rígidas ( $k \leq 2$ ), condição básica para o uso do MDR, conforme descrito no Capítulo 4 deste trabalho e em MASSAD & LAZZO (1998).

Os valores da resistência lateral  $\mu \cdot A_{lr}$  calculados variaram entre 364 kN (estaca E7-BL3, prova rápida) e 436 kN (estaca E3-BL7, prova lenta), enquanto que o recalque necessário para o início do esgotamento do atrito lateral ficou entre 2,40mm (estaca E7-BL3, prova rápida) e 3,88mm (estaca E8-BL3, prova lenta). A relação  $y_1/\phi_n$  encontra-se na faixa de 0,60 a 1,39%.

MARQUES (2004) e MARQUES & MASSAD (2004) utilizaram o Método das Duas Retas Modificado (MDRM), desenvolvido para estacas escavadas injetadas, com bulbos formados hidráulicamente, instaladas nos sedimentos submersos do Quaternário, e encontraram valores de  $y_1/\phi_n$  da ordem de 1%. Posteriormente, MARQUES (2006) utilizou o MDRM para os sedimentos do Terciário (Formação Barreiras) da cidade de Maceió – AL, encontrando valores de  $y_1/\phi_n$  entre 0,96 e 1,38%. Os valores de  $y_1/\phi_n$  obtidos nas análises dos resultados deste trabalho estão consistentes com os encontrados por estes autores.

Outra informação importante é a taxa de mobilização da resistência de ponta ( $RS_p$ ) no trecho (0-3). Os valores de  $RS_p$  obtidos variam de 18,6 kN/mm (estaca E8-BL3) a 67,5 kN/mm (estaca E7-BL3). Porém, a estaca E8-BL3 foi a que apresentou a menor carga de ruptura a partir da análise das provas de carga, o que em parte pode ser explicado pelo menor valor de  $RS_p$  encontrado. Os valores de  $RS_p$  obtidos por MARQUES (2006) variam de 17,3 a 37,4 kN/mm. Com exceção da estaca E8-BL3, as outras duas tiveram valores de  $RS_p$  significativamente maiores que os obtidos por MARQUES (2006), o que pode reforçar a hipótese de que pode ter ocorrido uma espécie de substituição de porções de solo amolgado sob a ponta da estaca (SHONG & CHUNG, 2003), já que nesta região o solo pode se encontrar perturbado, podendo ter havido sedimentação de materiais, etc. Esta substituição, caso tenha de fato ocorrido, poderia provocar uma parcela de resistência de ponta significativa.

A Tabela 5.9 apresenta uma comparação dos resultados de  $Q_{su}$  e  $r/\phi_n$  fornecidos pelo Método das Duas Retas (MASSAD & LAZZO, 1998) e da Rigidez (DÉCOURT, 1996b; 2006), para a 1<sup>a</sup> prova de carga realizada nas estacas estudadas, e a Tabela 5.10 apresenta a diferença percentual dos valores de  $Q_{su}$  obtidos a partir dos métodos de DÉCOURT (1996b; 2006) em relação ao MDR.

Tabela 5.9 – Comparação entre os valores de  $Q_{su}$  e  $r/\phi_n$  obtidos.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	MDR (1998)		RIG (1996b)		RIG (2006)	
		$Q_{su}$ (kN)	$r/\phi_n$ (%)	$Q_{su}$ (kN)	$r/\phi_n$ (%)	$Q_{su}$ (kN)	$r/\phi_n$ (%)
E3-BL7	250	436	1,39	492	2,03	1.105	7,88
E7-BL3	400	364	0,60	508	1,03	725	1,78
E8-BL3	400	397	0,97	369	0,85	822	ND

Tabela 5.10 – Diferença percentual entre os valores de  $Q_{su}$  obtidos em relação ao MDR.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	RIG (1996b)	RIG (2006)
E3-BL7	250	+ 13 %	+ 153 %
E7-BL3	400	+ 40 %	+ 99 %
E8-BL3	400	- 7 %	+ 107 %

Através das Tabelas 5.9 e 5.10, pode-se perceber que os valores de  $Q_{su}$  e as correspondentes relações recalque/diâmetro obtidos através do método de DÉCOURT (1996b) encontram-se, em geral, ligeiramente acima e os obtidos pelo método de DÉCOURT (2006) estão muito acima dos obtidos através do MDR. Porém, devido ao reduzido número de dados disponíveis para análise, esta afirmação não deve ser generalizada para outros trabalhos.

Diante do exposto neste item, pode-se considerar o MDR como referência para a obtenção do valor de  $Q_{su}$ , e a parcela de resistência de ponta poderá, então, ser obtida deduzindo-se o valor de  $Q_{su}$  da carga de ruptura fornecida pelo método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976), conforme apresentado no próximo item.

## 5.5 Atrito Lateral Unitário e Resistência de Ponta das Micro-Estacas Estudadas

No caso das micro-estacas analisadas neste trabalho, apenas a E3-BL7 possui uma parte do trecho injetado (cerca de 5,5 m) em um solo com grau de injetabilidade semelhante ao apresentado por SADALLA NETO et al. (1998) (ver Capítulo 2 – item 2.8). Para areias finas compactas (caso das estacas E7-BL3, E8-BL3 e cerca de 5,2 m do fuste próximo à ponta da estaca E3-BL7), o grau de injetabilidade global é considerado baixo.

Para a estaca E3-BL7, o diâmetro nominal é de 250 mm, e o diâmetro do tubo de injeção é 32,0 mm, o que resulta em uma cobertura de bainha de 109 mm. Para as estacas E7-BL3 e E8-BL3, com diâmetro nominal de 400 mm, a cobertura é de 184 mm. Quanto maior a cobertura do tubo manchete por bainha endurecida, mais o processo de injeção pode se tornar sujeito a criar caminhos preferenciais de escoamento;

não se pode garantir que a injeção se propagará em todas as direções homogeneamente (baseado em BRANCO, 2006).

Por fim, a válvula manchete mais profunda das estacas analisadas neste trabalho está a 0,25 m da ponta (ou fundo da escavação). É possível que, ao se injetar nesta válvula, qualquer que seja o caminho encontrado pela calda após a fissuração da bainha, ocorra uma espécie de substituição de porções de solo amolgado sob a ponta da estaca (já que nesta região o solo pode se encontrar perturbado, podendo ter havido sedimentação de materiais, etc), o que poderia provocar uma parcela de resistência de ponta significativa. A substituição de solo amolgado é uma possibilidade apresentada por SHONG & CHUNG (2003), descrita no item 2.7 (Capítulo 2) deste trabalho.

Para a realização do estudo do atrito lateral unitário das micro-estacas estudadas neste trabalho, optou-se por utilizar o método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976) como referência na obtenção da carga de ruptura ( $Q_u$ ) e o Método das Duas Retas, de MASSAD & LAZZO (1998) como referência na obtenção do atrito lateral na ruptura ( $Q_{su}$ ), conforme descrito no item 5.4 deste Capítulo. Através da diferença entre estes valores, foi possível estimar a resistência de ponta para as estacas estudadas. A partir do valor de  $Q_{su}$  obtido, foi possível determinar o atrito lateral unitário ( $q_s$ ), considerando o trecho injetado como sendo o responsável pela resistência por atrito lateral das estacas. Estes resultados estão apresentados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Valores de  $Q_u$ ,  $Q_{su}$ ,  $Q_p$  e  $q_s$  obtidos para as estacas estudadas.

Estaca	$\phi_n$ (mm)	VPC	$L_i$ (m)	$Q_u$ – VDV (kN)	$Q_{su}$ – MDR (kN)	$Q_p$ (kN)	$q_s$ (kPa)
E3-BL7	250	Lenta	10,25	1.347	436	911	54
E7-BL3	400	Ráp.	5,75	1.784	364	1.420	50
E8-BL3	400	Lenta	5,75	750	397	353	55

Legenda:  $\phi_n$  = diâmetro nominal da estaca; VPC = velocidade da prova de carga;  $L_i$  = comprimento do trecho injetado; VDV = método de VAN DER VEEN (1953) generalizado por AOKI (1976); MDR = Método das Duas Retas;  $q_s$  = atrito lateral unitário.

Os valores de  $q_s$  apresentados na Tabela 5.12 são semelhantes aos obtidos por SADALLA NETO et al (1998), conforme apresentado na Tabela 5.11 para a estaca 2.

MARQUES (2004) apresentou resultados da parcela de atrito lateral e ponta para uma estaca escavada sem injeção sob pressão e sem bulbo (E0B) (micro-estaca tipo

A) e para uma estaca escavada com um bulbo formado hidraulicamente na ponta da estaca (E1Bi), em sedimentos do Quaternário da cidade de Maceió-AL, com  $N_{SPT}$  médio de 12. Os valores de  $Q_{su}$  e  $Q_p$  puderam ser obtidos através de instrumentação em profundidade. Os resultados obtidos por MARQUES (2004) para estas duas estacas através da realização de prova de carga lenta são apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Resistência de ponta e atrito lateral unitário médio (MARQUES, 2004).

Estaca	$\phi_n$ (mm)	L (m)	$Q_{max}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$q_s$ (kPa)
E0B	300	9,0	209	112	97	13
E1Bi	300	9,0	389	175	214	21

Pode-se notar a partir da Tabela 5.12 que a presença de um bulbo próximo à ponta da estaca aumentou em cerca de 2,2 vezes o valor da resistência de ponta, oferecendo também um acréscimo no valor do atrito lateral unitário médio. Deve-se chamar a atenção para a diferente metodologia executiva entre as estacas analisadas por MARQUES (2004) e as analisadas neste trabalho.

CARVALHO et al. (1999) apresentaram resultados de atrito lateral médio para estacas escavadas de 40 e 50 cm de diâmetro e 10 m de comprimento, executadas no campo experimental da USP – São Carlos, em local com  $N_{SPT}$  médio igual a 4,5. Os valores de  $q_s$  variaram de 15,6 a 26,9 kPa.

Analizando-se o valor médio de  $N_{SPT}$  para as duas situações mostradas nas Figuras 5.14 e 5.15 deste Capítulo, considerando-se apenas o trecho injetado das estacas, chega-se aos valores apresentados a seguir:

- Estaca E3-BL7:  $N_{SPT}$  médio = 4,8 (trecho injetado em silte argiloso); 28,5 (trecho injetado em areia fina siltosa); 17,7 (média geral ao longo do trecho injetado);
- Estacas E7-BL3 e E8-BL3:  $N_{SPT}$  médio = 25,2 (média geral ao longo do trecho injetado – totalmente inserido em areia fina siltosa).

Observa-se que o valor de  $N_{SPT}$  médio para o trecho injetado em silte argiloso (estaca E3-BL7) possui a mesma ordem de grandeza dos resultados apresentados por SADALLA NETO et al. (1998) e CARVALHO et al. (1999). Segundo NOVAIS

(2001), a partir de PÉREZ MORE (2003), pode-se considerar o grau de injetabilidade global para este solo como médio. Porém, para o trecho em areia fina siltosa medianamente a muito compacta, o grau de injetabilidade global é baixo.

Desta forma, levando-se em consideração os resultados e discussões apresentadas neste trabalho, não se pode concluir que houve uma melhoria na resistência por atrito lateral conforme o esperado. O valor do atrito lateral unitário médio para as três estacas analisadas, na primeira prova de carga, é praticamente idêntico. Para a estaca E3-BL7, com diâmetro de 250 mm e um trecho injetado de 5,5 m no silte argiloso de  $N_{SPT \text{ médio}} = 4,8$ , pode ter ocorrido alguma melhoria em função das injeções. É possível que nos trechos em areia fina siltosa, com  $N_{SPT \text{ médio}}$  acima de 25, o processo de injeção não tenha trazidos benefícios significativos quanto à resistência por atrito lateral, mas é também possível que a injeção na válvula mais próxima à ponta da estaca tenha melhorado significativamente a resistência de ponta das estacas E3-BL7 e E7-BL3.

A carga de ruptura mais baixa obtida nas provas de carga da estaca E8-BL3 pode estar associada a uma baixa resistência de ponta da mesma. Esta baixa resistência de ponta pode estar associada a problemas construtivos ou a uma não substituição do solo amolgado sob a ponta da estaca por meio do processo de injeção.

Para procurar melhor visualizar qualitativamente a influência da injeção sob pressão nas estacas estudadas, foi realizada uma retro-análise do parâmetro  $\beta$  proposto pelo método de DÉCOURT (1996a) para a estimativa da parcela de resistência por atrito lateral das micro-estacas com base nos resultados da 1<sup>a</sup> prova de carga realizada nas estacas. O resultado desta retro-análise está apresentado na Tabela 5.13, em comparação com o valor de  $\beta$  proposto por DÉCOURT (1996a).

Tabela 5.13 – Comparaçāo entre os valores de  $Q_{su}$  e  $\beta$  previstos e calculados, com base no método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a).

Estaca	$\phi_n$ (mm)	Li (m)	VPC	Valores Previstos		Valores Calculados	
				$Q_{su}$ (kN)	$\beta$	$Q_{su}$ (kN)	$\beta$
E3-BL7	250	10,25	Lenta	1.489	3,0	436	0,80
E7-BL3	400	5,75	Rápida	2.095	3,0	364	0,54
E8-BL3	400	5,75	Lenta	2.095	3,0	397	0,58

Os valores de  $\beta$  calculados através de retro-análise para as estacas E7-BL3 e E8-BL3 estão coerentes com os valores propostos por DÉCOURT (1996a) para estacas escavadas com circulação de lama bentonítica em areias. Esta constatação reforça a hipótese de que o processo de injeção realizado nestas estacas pode não ter contribuído conforme o esperado para a melhoria da resistência por atrito lateral destas estacas.

Para a estaca E3-BL7, o valor de  $\beta$  é ligeiramente superior, o que pode significar uma pequena contribuição das injeções sob pressão, especialmente no trecho injetado em silte argiloso.

POLIDO et al. (2000) utilizaram micro-estacas com 3 tubos de injeção, espaçados em 120°, posicionados de maneira que o recobrimento dos mesmos pela bainha fosse reduzido. Com este procedimento, aumentaram as chances de que a pressão de injeção efetivamente promovesse uma melhoria da resistência por atrito lateral.

Estas conclusões devem ser utilizadas com cautela, devido ao reduzido número de dados disponíveis. No próximo Capítulo serão sugeridas novas pesquisas a fim de verificar a consistência dessas conclusões.

## 5.6 Provas de Carga Horizontal

Conforme descrito no Capítulo 3 e apresentado na Tabela 3.10, foram realizadas ao todo 8 provas de carga horizontal, sendo que em 7 houve aplicação simultânea de uma parcela de carga vertical.

Neste item, serão apresentados os resultados destas provas de carga horizontal e um breve estudo da prova realizada na estaca E3-BL7, no qual será apresentado o valor do coeficiente de reação horizontal do solo ( $n_h$ ) obtido a partir do método de CINTRA & ALBIERO (1982) e uma previsão da curva carga-deslocamento horizontal a partir de um software (versão demo) que utiliza curvas p-y não lineares na modelagem do problema. Estes métodos foram apresentados no Capítulo 4, item 4.4.3.

### 5.6.1 Resultados das Provas de Carga Horizontal

É importante salientar que o trecho das estacas que governa o comportamento frente à solicitação horizontal das estacas é o trecho onde houve a cravação de tubo metálico de ponta aberta (camisa perdida).

As Figuras 5.14 e 5.15, apresentadas no item 5.3.2 deste Capítulo mostraram, respectivamente, o perfil representativo da estaca E3-BL7 e das estacas do bloco BL3 (E7-BL3, E8-BL3 e E9-BL3), juntamente com a posição de instalação das micro-estacas estudadas. A carga horizontal em todos os casos foi aplicada no topo das estacas e os deslocamentos foram medidos também no topo, no lado oposto ao da aplicação da carga, conforme ilustram as Figuras 3.25 e 3.26 do capítulo 3. As Figuras 5.26 a 5.29 apresentam os resultados das provas de carga horizontal realizadas. É importante lembrar que durante a prova de carga horizontal da estaca E3-BL7 não foi aplicado carregamento vertical, e o comportamento da estaca se deu como de topo livre. Os deslocamentos horizontais foram medidos através de dois extensômetros posicionados no lado oposto ao local de aplicação da carga pelo macaco, conforme mostraram as Figuras 3.25 e 3.28 (Capítulo 3).

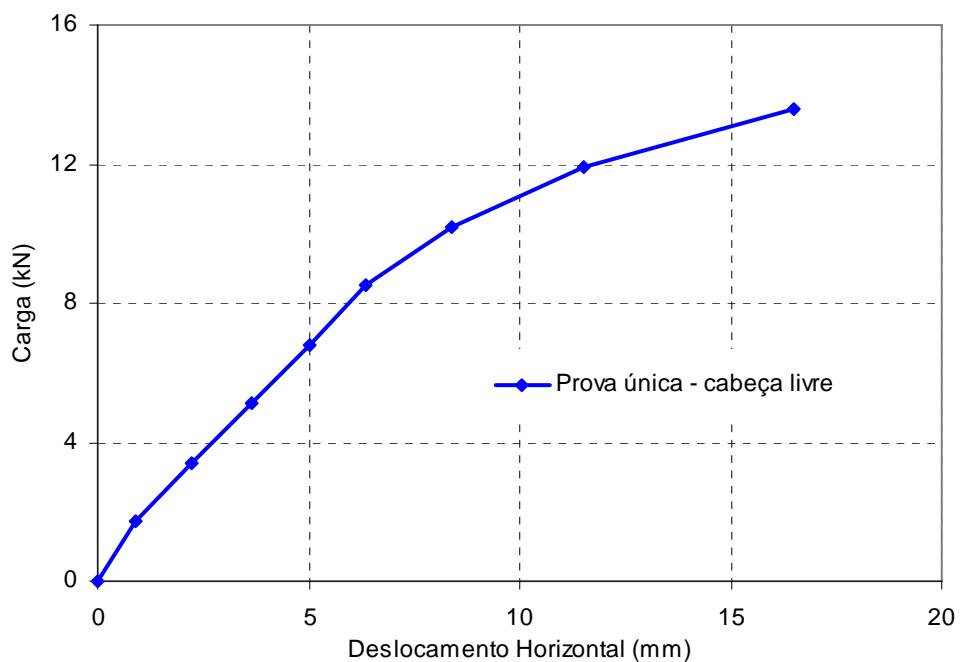


Figura 5.25 – Curva carga-deslocamento horizontal da estaca E3-BL7 ( $\phi_n = 250$  mm).

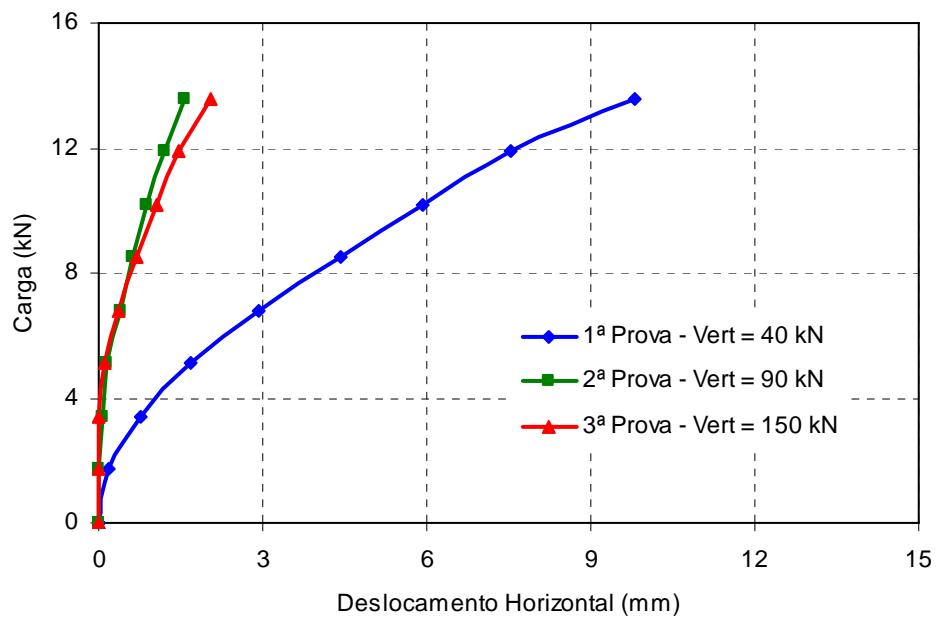


Figura 5.26 – Curvas carga-deslocamento horizontal da estaca E7-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm).

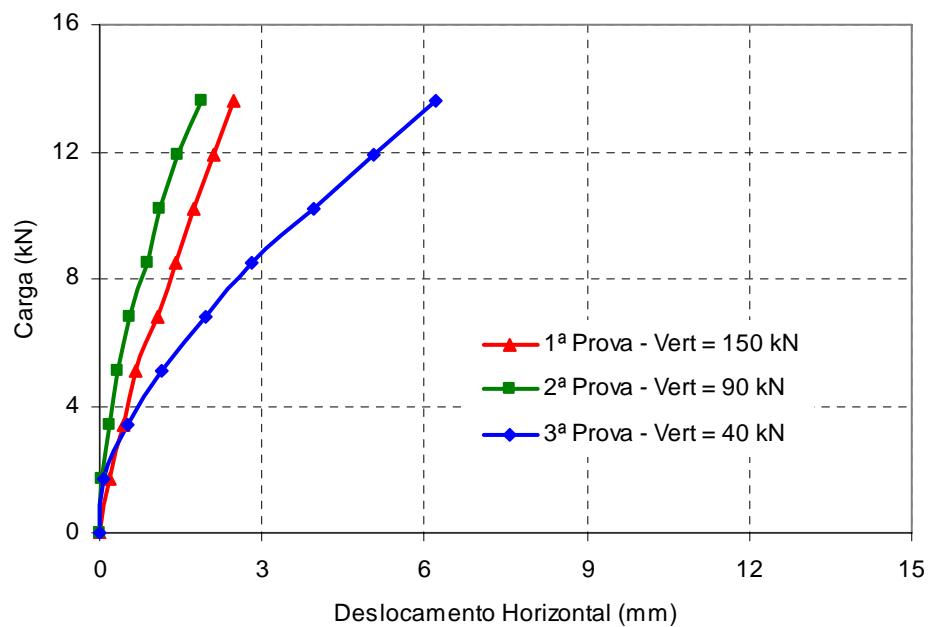


Figura 5.27 – Curvas carga-deslocamento horizontal da estaca E8-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm).

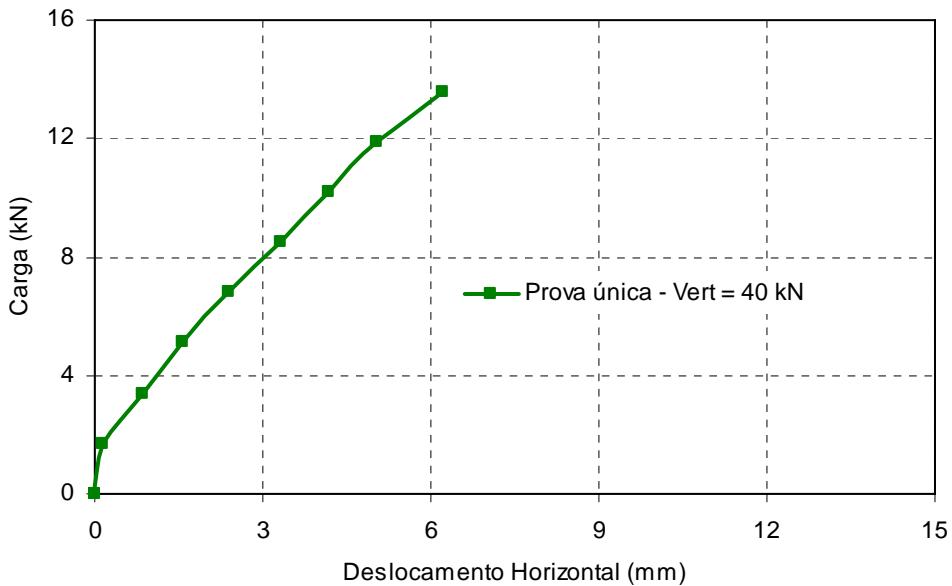


Figura 5.28 – Curva carga-deslocamento horizontal da estaca E9-BL3 ( $\phi_n = 400$  mm).

Durante a execução das provas de carga horizontal das estacas E7-BL3, E8-BL3 e E9-BL3, foi constatado que ao se aplicar uma parcela de carga vertical, havia uma restrição parcial quanto à rotação da cabeça da estaca, o que caracteriza uma situação intermediária entre “cabeça livre”, como é o caso da estaca E3-BL7, e “cabeça fixa”, definidas por BROHMS (1964) e POULOS (1971). Como foram medidos apenas os deslocamentos horizontais, a análise destas provas de carga torna-se mais complexa, o que demandaria um tempo maior para sua realização.

A realização deste tipo de prova de carga é legitimada pela NBR-12131/91, desde que os dispositivos de reação e de aplicação de carga reproduzam as condições reais de trabalho da estaca.

Conforme descrito no Capítulo 3, a realização de provas de carga horizontal nas estacas do bloco BL3 sem aplicação simultânea de carga vertical não se justificaria, pois como um funcionário da obra demonstrou, não era necessário utilizar nenhum equipamento para provocar deslocamentos horizontais destas estacas.

A partir das Figuras 5.27 a 5.29, percebe-se que os deslocamentos horizontais diminuem com o aumento da carga vertical aplicada e, aparentemente, acima de certo valor desta carga vertical, para a magnitude das cargas horizontais aplicadas, os deslocamentos passam a ser pouco influenciados por ela. Para o estudo de estacas submetidas a carregamentos horizontais cíclicos, podem-se citar os trabalhos de LONG & VANNESTE (1994) e LIN & LIAO (1999).

### 5.6.2 Breve Estudo da Prova de Carga Horizontal da Estaca E3-BL7

A partir da curva carga-deslocamento horizontal obtida na prova de carga estática horizontal realizada na estaca E3-BL7, pode-se determinar o coeficiente de reação horizontal do solo ( $n_h$ ), através do método de CINTRA & ALBIERO (1982).

Por fim, foi realizada uma previsão da curva carga-deslocamento horizontal para a estaca E3-BL7 utilizando-se o software FB-Multipier, da Bridge Software Institute (BSI). Para este estudo, conforme descrito no item 4.4.3 (Capítulo 4), o software foi utilizado para estimar os valores de deslocamento horizontal correspondentes à carga aplicada em função da resistência ao cisalhamento não drenada da camada superficial de solo, obtida através de ensaio triaxial UU, e dos valores de  $N_{SPT}$ .

#### 5.6.1.1 Método de CINTRA & ALBIERO (1982)

A variação de  $n_h$  com o deslocamento  $y_0$  da estaca em estudo é mostrada na Figura 5.30.

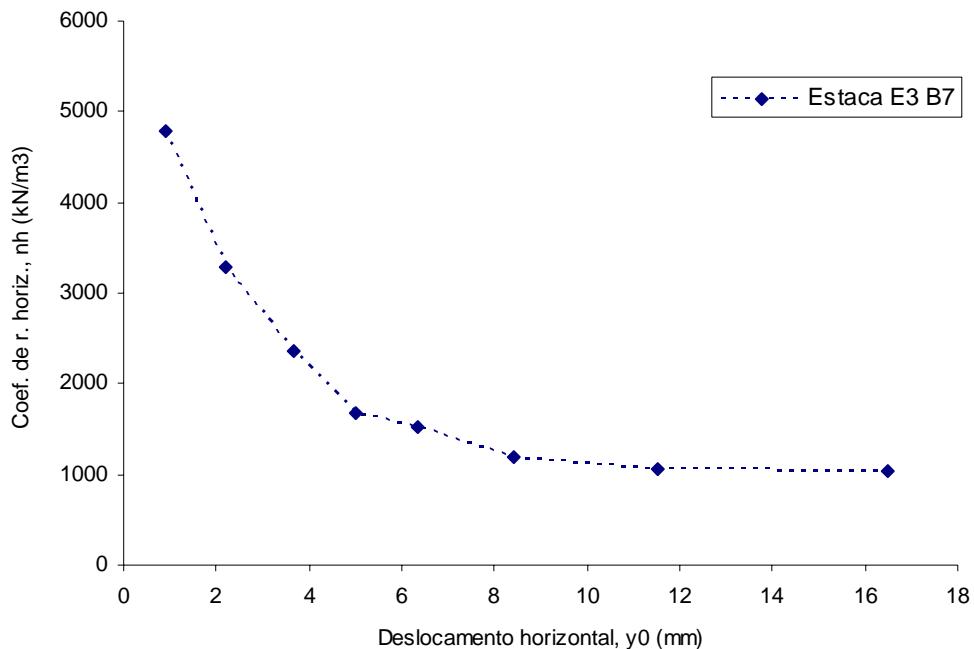


Figura 5.29 – Curva de  $n_h$  versus  $y_0$  (CINTRA & ALBIERO, 1982).

Segundo BRAGA (1998), citando ALIZADEH & DAVISSON (1970), para baixos valores de  $y_0$ ,  $n_h$  é superestimado e muito dependente de  $y_0$ . Para valores mais altos de  $y_0$ ,  $n_h$  passa a ser quase independente de  $y_0$ , sendo prudente ignorar os valores mais altos de  $n_h$  para pequenos deslocamentos.

Com base na Figura 5.30, foi estabelecido o intervalo compreendido entre 8 e 17 mm para a determinação de  $n_h$ , sendo determinado o seguinte valor médio para este trecho:

➤  $n_h = 1.094 \text{ kN/m}^3$

O valor de  $n_h$  obtido neste trabalho é muito próximo ao valor determinado por BRAGA (1998) para uma estaca metálica inserida em uma argila mole da cidade de Recife com  $S_u$  entre 10 e 20 kPa ( $n_h = 1.038 \text{ kN/m}^3$ ).

De acordo com DAVISSON (1970), a partir de BRAGA (1998), o valor de  $n_h$  obtido é correspondente a argilas orgânicas, o que está de acordo com o obtido nos ensaios de laboratório realizados.

### **5.6.1.2 Software FB-Multipier (BSI, 2000)**

A utilização deste software (versão demo) teve como principal objetivo fornecer uma contribuição para futuras pesquisas a serem desenvolvidas no tema de estacas carregadas lateralmente no topo.

Na Figura 5.31 é apresentada uma previsão para a curva carga-deslocamento horizontal para a estaca E3-BL7, em comparação com a curva obtida na prova de carga horizontal realizada nesta estaca.

O modelo utilizado para o uso do software FB-Multipier foi apresentado na Figura 5.14. Para a argila e silte argiloso, foi utilizado o modelo de MATLOCK (1970), e para as areias, o de MURCHISON & O'NEILL (1984), conforme apresentado no Capítulo 4.

Na Tabela 5.15 são apresentados os valores do deslocamento horizontal versus carga obtidos através da realização da prova de carga horizontal e a previsão utilizando-se o software FB-Multipier.

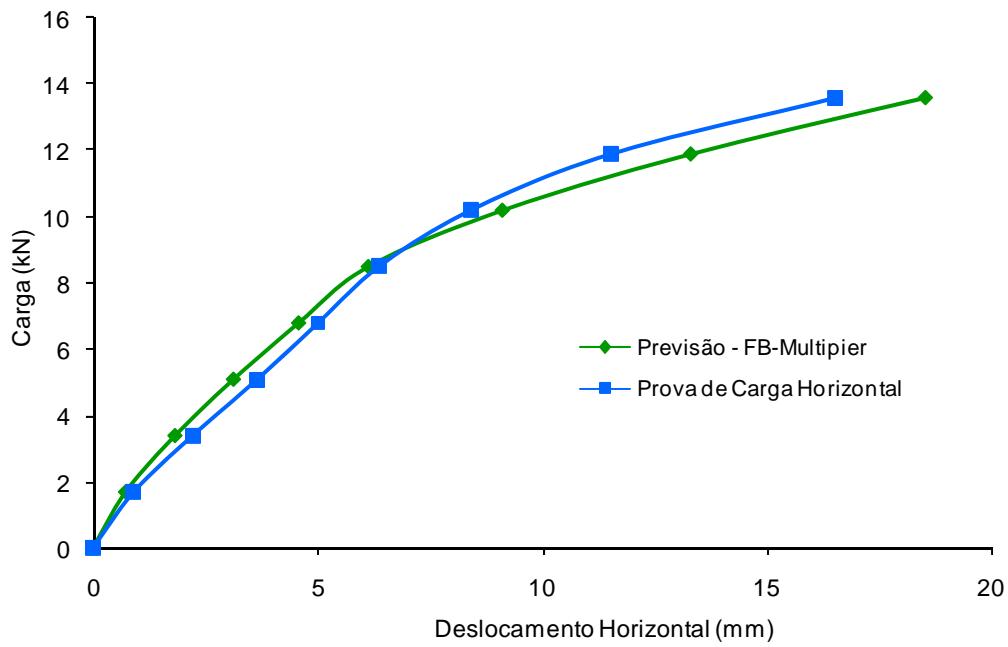


Figura 5.30 – Comparaçāo entre a curva carga-deslocamento horizontal prevista pelo FB-Multipier e a obtida na prova de carga horizontal da estaca E3-BL7.

Tabela 5.14 – Valores do deslocamento horizontal obtidos a partir da prova de carga na estaca E3-BL7 e da previsão realizada pelo software FB-Multipier.

Carga Horizontal (kN)	Deslocamento Horizontal (prova de carga) (mm)	Deslocamento Horizontal (FB-Multiplier) (mm)	Diferença percentual do FB-multipier em relação à prova de carga
1,7	0,91	0,73	- 20 %
3,4	2,22	1,83	- 17 %
5,1	3,66	3,13	- 14 %
6,8	5,01	4,58	- 9 %
8,5	6,36	6,13	- 4 %
10,2	8,4	9,11	+ 8 %
11,9	11,51	13,3	+ 15 %
13,6	16,51	18,52	+ 13 %

A partir da Figura 5.31 e da Tabela 5.15, pode-se perceber que o resultado da previsão em geral possui boa concordância com o resultado da prova de carga horizontal realizada na estaca E3-BL7.

## CAPÍTULO 6: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

---

### 6.1 Considerações Finais

Este trabalho foi desenvolvido a partir das obras de reconstrução das fundações da Ponte Seis de Março (Ponte Velha), em Recife. Além do fato de ser uma ponte histórica, a mesma desenvolve um papel fundamental para o cotidiano da cidade, ligando o bairro da Boa Vista e a Estação Central do Metrô, no bairro de São José. A participação da Universidade Federal de Pernambuco e o envolvimento do autor desta pesquisa se deram a partir de um convite da Gusmão Engenheiros Associados, através do Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão, e durante o período da obra se firmou uma parceria entre as empresas envolvidas (Engemaia e Cia Ltda, Mecsonda Engenharia Ltda e Gusmão Engenheiros Associados) com a UFPE.

No Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre micro-estacas, constando das definições e sistemas de classificação com base na NBR 6122/96 e no FHWA (2000), exemplos de aplicações práticas de micro-estacas, processo executivo e considerações sobre a influência da injeção de calda de cimento sob elevadas pressões.

No Capítulo 3 foram apresentados alguns aspectos relevantes quanto à importância e necessidade da obra de recuperação da Ponte Seis de Março, o perfil do subsolo com base nas sondagens SPT, uma descrição do processo executivo utilizado e características das micro-estacas construídas, os ensaios de laboratório e as provas de carga realizadas.

No Capítulo 4 são apresentadas as metodologias de análise utilizadas nesta pesquisa, incluindo métodos de previsão da carga de ruptura, estimativa das parcelas de atrito lateral e ponta e uma breve descrição de métodos para o estudo de uma das provas de carga horizontal.

No Capítulo 5 são apresentadas as análises das cargas de ruptura e estimativas das parcelas de resistência lateral das estacas estudadas. A partir destas informações, foi determinado o valor do atrito lateral unitário desenvolvido nas provas de carga, realizando-se comparações com valores obtidos por outros autores. Foram apresentados os resultados das provas de carga horizontal e um breve estudo da prova de carga horizontal em uma das estacas.

## 6.2 Conclusões

Quanto à obra de reconstrução das fundações e recuperação da Ponte Seis de Março, pode-se concluir que:

- a) As obras de recuperação estrutural e estética foram satisfatórias, estando a Ponte já liberada para o trânsito de veículos e pessoas.
- b) O procedimento executivo utilizado na construção das micro-estacas está de acordo com o proposto pelo FHWA (2000) e outros autores, como ASCHENBROICH, H. (2001), BRUCE, D. A. (2004), SHU (2005), SADALLA NETO et al. (1996), GUIMARÃES FILHO et al. (1985), NOGUEIRA (2004), DRINGENBERG (1990a) e DNER-ES 334/97.
- c) O desempenho das novas fundações da Ponte Seis de Março, verificado através da realização de provas de carga, atendeu aos requisitos de projeto, tendo sido considerado satisfatório.
- d) Os ensaios de laboratório realizados indicaram que os parâmetros obtidos, de uma maneira geral, estão de acordo com os valores esperados para as argilas de Recife.
- e) A carga de ruptura estimada pelo método de previsão utilizado neste trabalho mostrou-se coerente com os resultados das provas de carga, podendo ser considerado satisfatório.

A partir dos resultados e análises das provas de carga realizadas, chegou-se às seguintes conclusões:

### 1) Carga de Ruptura a partir da Curva Carga-Recalque:

- a) Com base nos critérios de ruptura de DE BEER (1988), a partir de DÉCOURT (1996a), nenhuma das provas de carga vertical realizadas atingiu a ruptura convencional. A estaca E8-BL3 apresentou maiores recalques e uma maior proximidade da ruptura que as outras estacas, possivelmente por problemas construtivos ou pelo não melhoramento do solo sob a ponta da mesma devido ao processo de injeção.
- b) Elegendo-se o método de VAN DER VEEN (1953) modificado por AOKI (1976) como referência na obtenção da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque no topo, o método da Rigidez de DÉCOURT (1996a) forneceu valores

para a carga de ruptura satisfatórios, porém ligeiramente superiores, em 32 % para a E3-BL7, 14 % para a E7-BL3 e 10 % para a E8-BL3.

- c) O método da NBR 6122/96 se mostrou o mais conservador dentre os utilizados, com uma diferença percentual de - 52 % para a estaca E3-BL7, -30 % para a E7-BL3 e -14 % para a E8-BL3.

**2) Carga de Ruptura a partir de previsões baseadas no SPT ou na Pressão Residual de Injeção Efetiva:**

- d) Quanto aos métodos para estimativa da carga de ruptura a partir do SPT, quando comparados ao valor da carga de ruptura obtida pelo método de VAN DER VEEN (1953) modificado por AOKI (1976), pode-se concluir que em geral os métodos de AOKI & VELLOSO (1975) modificado por MONTEIRO (1997), e o utilizado neste projeto forneceram resultados satisfatórios, com variação entre - 5 % a + 25 % para o primeiro e +11 % a + 17 % para o segundo. A exceção é a estaca E8-BL3, na qual as previsões foram superiores em 197 % e 179 %, respectivamente. O método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a) forneceu valores sempre superiores, em 50 % para a estaca E3-BL7, 89 % para a E7-BL3 e 349 % para a E8-BL3.
- e) O método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) modificado por DÉCOURT (1996a) mostrou estimativas superestimadas para a carga de ruptura, devido principalmente ao elevado valor do parâmetro  $\beta$  sugerido na majoração do atrito lateral, conforme será discutido a seguir.
- f) O método de DRINGENBERG (1990b) apresentou resultados de previsão da carga de ruptura satisfatórios, variando entre -7 % e + 11 % em relação à carga de ruptura adotada como referência. Novamente, para a estaca E8-BL7, o método previu uma carga superior em + 163 %.

**3) Parcelas de Resistência de Ponta e Atrito Lateral:**

- g) A partir da análise das parcelas de resistência por atrito lateral e ponta das estacas estudadas a partir da curva carga-recalque no topo, elegeu-se o Método das Duas Retas (MDR), de MASSAD & LAZZO (1998) como referência. O valor da parcela de resistência por atrito lateral fornecido pelo método da Rigidez (DÉCOURT, 1996b) foi 13 % superior para a estaca E3-BL7, 40 % superior para a E7-BL3 e 7 % inferior para a E8-BL3. O método da Rigidez de

DÉCOURT (2006) foi superior em 153 % para a E3-BL7, em 99 % para a E7-BL3 e em 107 % para a E8-BL3.

- h) As relações recalque / diâmetro nominal para as estacas estudadas relativas ao esgotamento do atrito lateral obtidas pelo Método das Duas Retas de MASSAD & LAZZO (1998) e da Rigidez de DÉCOURT (1996b) mostraram boa concordância, com valores variando entre 0,60 % e 1,39 % para o primeiro, e 0,85 % e 2,03 % para o segundo. Estes valores estão coerentes aos encontrados por outros autores na literatura brasileira, como MARQUES (2004) e MARQUES (2006).
- i) Pode-se concluir, com base no Método das Duas Retas, que a resistência de ponta das estacas estudadas (com exceção da E8-BL3) foi significativa, o que contradiz o esperado por vários autores para micro-estacas, conforme apresentado no Capítulo 2. Tal resistência pode ter sido resultado de uma substituição de partes do solo amolgado sob a ponta da estaca pela calda de cimento injetada na válvula manchete mais profunda (a 25 cm acima da ponta da estaca). A possibilidade de substituição de porções de solos amolgados através do processo de injeção foi apresentada por SHONG & CHUNG (2003).
- j) Através da retro-análise realizada para avaliar o parâmetro  $\beta$  para micro-estacas, referente à majoração da resistência por atrito lateral, com base no valor obtido pelo Método das Duas Retas, pode-se concluir que aparentemente não houve ganho de resistência lateral devido às injeções de calda de cimento sob altas pressões através das válvulas manchete. DÉCOURT (1996a) sugere  $\beta = 3$  para micro-estacas em areias. No entanto, para a estaca E3-BL7,  $\beta = 0,80$ , para a E7-BL3,  $\beta = 0,54$  e para a E8-BL3,  $\beta = 0,58$ . Estes dois últimos valores são muito próximos do valor de  $b$  proposto por DÉCOURT (1996a) para estacas escavadas com lama bentonítica em areias, sem injeção ( $b = 0,60$ ). Como a estaca E3-BL7 possui uma parte do trecho injetado em camada silto-argilosa, com  $N_{SPT}$  na faixa de 5, pode ter ocorrido um pequeno ganho de resistência lateral, traduzida por um valor de  $\beta = 0,80$ .

#### **4) Provas de Carga Horizontal:**

- k) As provas de carga horizontal realizadas com aplicação simultânea de uma parcela de carga vertical podem ter se comportado de uma forma intermediária às situações de cabeça livre e cabeça fixa.
- l) O valor do coeficiente de reação horizontal do solo ( $n_h$ ) obtido ( $1.094 \text{ kN/m}^3$ ) foi muito semelhante ao obtido por BRAGA (1998) ( $1.038 \text{ kN/m}^3$ ) para uma estaca imersa em uma argila semelhante da cidade de Recife. A previsão da curva carga-deslocamento horizontal realizada pelo software (versão demo) do FB-Multipier possui boa concordância com o resultado experimental da prova de carga horizontal da estaca E3-BL7, com diferenças em módulo variando de 4 % a 20 % para os deslocamentos.

Diante do exposto, pode-se concluir que os objetivos desta pesquisa foram alcançados de forma satisfatória.

Vale destacar que estas conclusões devem ser interpretadas com cautela, devido ao reduzido número de dados disponíveis, e é importante a realização de novas pesquisas para dar continuidade aos estudos aqui realizados.

De uma forma geral, o método utilizado para a estimativa da carga de ruptura das micro-estacas neste trabalho apresentou boa consistência com o resultado obtido a partir das provas de carga, mas tal fato pode ser devido a uma compensação no valor das resistências lateral e de ponta adotados pelo método.

### **6.3 Sugestões para Futuras Pesquisas**

Devido ao pequeno número de dados estudados e à escassez de outros resultados de provas de carga para análises mais conclusivas, o presente trabalho sugere os seguintes temas a serem estudados em outras pesquisas, com vistas a aprofundar os conhecimentos aqui expostos:

- Realização de provas de carga vertical em micro-estacas com injeção apenas na válvula manchete mais próxima à ponta possível e sua comparação com os resultados de provas de carga em micro-estacas executadas conforme metodologia apresentada neste trabalho, em diferentes condições de subsolo, instrumentadas em profundidade para avaliar os mecanismos de transferência de carga;

- Realização de provas de carga à compressão, ao longo do tempo, em micro-estacas, para a avaliação da influência da perda de protensão do terreno.
- Realização de provas de carga à tração em micro-estacas executadas segundo a metodologia descrita neste trabalho para uma avaliação mais precisa da resistência por atrito lateral;
- Construção de micro-estacas utilizando-se mais de um tubo de injeção, tubo de maior diâmetro ou com menor diâmetro nominal do fuste, de modo que se reduza o recobrimento do(s) tubo(s) de injeção pela bainha, aumentando a probabilidade de que a injeção sob pressão produza os efeitos desejados. Recomenda-se a execução de provas de carga vertical antes e depois das injeções.
- Extração de micro-estacas construídas em diferentes condições de subsolo para avaliar os mecanismos de ruptura da bainha e os efeitos da injeção de calda de cimento sob pressão na geometria da estaca;
- Utilização do software completo FB-Multipier para a previsão do comportamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais e comparação com outros métodos de previsão e análise.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS**

---

- ALHEIROS, M. M.; MENEZES, M. F.; FERREIRA, M. G. (1990). Carta Geotécnica da Cidade do Recife, Sub-Área Geologia/Geologia de Engenharia, Relatório Final de Atividades. FINEP/UFPE, 81p.
- ALONSO, U.R. (1991). Previsão e Controle de Fundações. Editora Edgard Blücher, São Paulo, SP, 142p.
- ALONSO, U. R. (1995). Reavaliação dos Métodos de Capacidade de Carga à Tração de Estacas tipo Raiz. Revista Solos e Rochas, vol. 18, nº 1, nota técnica, pp. 45-49.
- ALONSO, U. R. (1996). Fundações – Teoria e Prática. Capítulo 9: Execução de Fundações Profundas, Item 9.1.5: Estacas Injetadas. 1ª Edição, Pini, São Paulo, pp. 361-372.
- AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. (2000). Carga Admissível e Carga Característica de Fundações por Estacas. Revista Solos e Rochas, Vol. 23, nº 2. São Paulo, pp. 137-142.
- ASCHENBROICH, H. (2001). Micropile Reinforcement System and Corrosion Protection. Con-Tech Systems Ltd, Delta BC, 19 p, Canada.
- ASHOUR, M; NORRIS, G.; PILLING, P. (1998). Lateral Loading of Pile in Layered Soil Using the Strain Wedge Model. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, Vol. 124 (4), pp. 303-315.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1984). Solo: Análise Granulométrica Conjunta: NBR 7181. Rio de Janeiro, 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984). Solo: Determinação do Limite de Liquidez: NBR 6459. Rio de Janeiro, 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1984). Solo: Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro, 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1991). Estacas. Prova de Carga Estática: NBR 12131/91 – MB 3472. Rio de Janeiro, 4p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1996). Projeto e Execução de Fundações: NBR 6122/96. Rio de Janeiro, 33p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1997). Coleta de Amostras Indeformadas de Baixa Consistência em Furos de Sondagem: NBR 9820/97. Rio de Janeiro, 5p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2005). Estacas. Prova de Carga Estática – Método de ensaio: NBR 12131/2005 – consulta pública / ABMS: [www.abms.com.br/normas/NBR12131ConsultaPublica\\_jun\\_05.doc](http://www.abms.com.br/normas/NBR12131ConsultaPublica_jun_05.doc), 11p.
- AVIZ, L. B. M. (2006). Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas por Métodos Semi-Empíricos e Teóricos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC/Rio, 133 p, Rio de Janeiro.
- B & C Engenheiros Consultores Ltda (2005). Projeto Estrutural Executivo de Recuperação da Ponte 06 de Março, Vol. 1 – Fundações, Recife.
- BABU, G. L. S.; MURTHY, B. R. S.; MURTHY, D. S. N.; NATARAJ, M.S. (2004). Bearing Capacity Improvement Using Micropiles – A Case Study. In Turner, John P and Mayne, Paul W, Eds. Proceedings Geosupport 2004, drilled shafts, micropiling, deep mixing, remedial methods, and specialty foundation systems, proceedings of sessions of the geosupport conference:Innovation and cooperation in the geo-industry, pages pp. 1-8, Orlando, Florida.
- BOECKMAN, A. Z. (2006). Load Transfer in Micropiles for Slope Stabilization from Tests of Large-Scale Physical Models. Thesis of Master, Faculty of the Graduate School University of Missouri-Columbia, December, 2006, 274 p.
- BRAGA, J. M. (1998). Estudo de Estaca Metálica Submetida a Esforço Lateral em Argila Mole. Dissertação de Mestrado, CTG – DEC/UFPE, 141 p, Recife.
- BRANCO, C. J. M. C. (2006). Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 217 p, São Carlos.
- Broms, B.B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, 90 (SM2), 27-63.
- BROSENS, K.; IGNOUL, S.; SCHUEREMANS, L.; VAN BALEN, K.; VAN GEMERT, D.; STEVENS, P. (2005). Park Abbey at Heverlee, Belgium – Old and New Concepts in the Restoration of a Farm Wing. Conservation of Historic Wooden Structures, Florence, 2005, February, 24-27.
- BRUCE, D. A. (2004). Anchors, Micropiles, Rock Grouting and Deep Mixing: A Decade of Progress in the United States. Geosystems, L.P, 33 p, Venetia, Pittsburgh.
- CARVALHO, D.; PEIXOTO, A. S. P.; FERREIRA, C. V.; MENEZES, S. M. (1999). Comparação entre os Atritos Laterais Obtidos nos Ensaios SPT-T, CPT e Provas de Carga em Estacas. Revista Solos e Rochas, vol. 22, nº 2, pp. 113-123, São Paulo.
- CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. (1982). Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal do Solo ( $n_h$ ) através de Provas de Carga Lateral em Estacas. VII Congresso Brasileiro de Engenharia de Fundações, pp. 123-138, Recife.

- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (1999). Carga Admissível em Fundações Profundas. Projeto REENGE, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, 61p.
- COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. (1998). Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras – Recife e Rio de Janeiro. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 2, pp. 927-936, Brasília.
- COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. (2000). Características Geotécnicas das Argilas Moles de Recife. Revista Solos e Rochas, Vol. 23, nº 3. São Paulo, pp. 177-203.
- DNER-ES 334/97 (1997). Obras-de-Arte Especiais – Fundações. Norma Rodoviária – Especificação de Serviço, 13 p, Rio de Janeiro.
- DRINGENBERG, G. E. (1990a). Capacidade de Carga das Ancoragens. Revista Solos e Rochas, Vol. 13, nº 1, pp. 73-78, São Paulo.
- DRINGENBERG, G. E. (1990b). Protensão de Terreno por Intermédio de Injeção de Nata de Cimento. Revista Solos e Rochas, Vol. 13, pp. 65-71, São Paulo.
- DÉCOURT, L. (1996a). Fundações – Teoria e Prática. Capítulo 8: Análise e Projeto de Fundações Profundas, Item 8.1: Estacas. 1<sup>a</sup> Edição, Pini, São Paulo, pp. 265-301.
- DÉCOURT, L. (1996b). A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), vol. 1, São Paulo, pp. 215-224.
- DÉCOURT, L. (2006). Desenvolvimento do Atrito Lateral Estaca-Solo, a Partir de Provas de Carga Utilizando Células Expansivas Hidrodinâmicas. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA, A R. (1978). Capacidade de Carga em Estacas a Partir de Valores de SPT. In: VI COBRAMSEF. vol. 1. pp. 45-53.
- EMLURB (2005). Recuperação da Estrutura da Ponte 6 de Março (Ponte Velha). Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana do Recife, Comissão de Licitação, Anexo I – Projeto Básico, Recife.
- FB-MULTIPLIER HELP MANUAL (2000). Florida Bridge Software Institute, Dept. of Civil and Coastal Engineering, University of Florida, demo version, 381 p. <http://bsi-web.ce.ufl.edu>
- FERNANDES, C. E. M. (1990). A Pressão Remanescente, ou Protensão, dos Solos Injetados, Avaliada por Reologia. Revista Solos e Rochas, vol. 13, nº 1, pp. 85-91.
- FHWA (2000). Micropile Design and Construction Guidelines – Implementation Manual. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication nº FHWA-SA-97-070, 379 p, June, 2000.

GUIMARÃES FILHO, J. D. (1984). Consolidação de Solos por Injeções: Discussão sobre uma Prática Bem Sucedida, mas que Não Está de Acordo com as Teorias Clássicas Existentes. Revista Solos e Rochas, Vol. 7, pp. 99-107.

GUIMARÃES FILHO, J. D.; PITTA, C. A.; ZIRLIS, A. C. (1985). Micro-estacas para Fundação de Adutora em Solo Expansivo. 1º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), Separata (vol. 1), São Paulo.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1998). Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia. Ed. Universitária, Recife.

GUSMÃO FILHO, J. A. (2003). *Fundações de Pontes – Hidráulica e Geotécnica*. Editora Universitária UFPE, 326 p, Recife.

HAN, J.; YE, S. L. (2006). A Field Study on the Behavior of Micropiles in Clay Under Compression or Tension. In: Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, pp. 19-29, Canada.

LIMA, L. C.; COUTINHO, R. Q.; GUSMÃO, A. D.; ARAGÃO, C. J. G. (2006). Análise de Provas de Carga Vertical em Micro-Estacas Injetadas no Reforço das Fundações de uma Ponte Histórica do Recife. Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 2, pp. 931-936, Curitiba.

LIN, S. S.; LIAO, J. C. (1999). Permanent Strains of Piles in Sand due to Cyclic Lateral Loads. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125 (9), pp. 798-802.

MANDOLINI, A.; RUSSO, G.; VIGGIANI, C. (2005). Pile Foundations: Experimental Investigations, Analysis and Design. XVI International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 1, pp 177-216, Osaka, Japan.

MAREK, A. R.; MUHUNTHAN, B. (2005). Supported Structures Research – Seismic Behavior of Micropiles. FHWA Research Report, Task 02, 60 p, Washington.

MARQUES, J. A. F. (2004). Estudo de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, com Bulbos, Instrumentadas em Profundidade, em Terrenos Sedimentares. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 319p, São Paulo.

MARQUES, J. A. F.; MASSAD, F. (2004). Método das Duas Retas Modificado Aplicado a Estacas com Bulbos. 5º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE V), vol. 2, pp. 267-279, São Paulo.

MARQUES, R. F. (2006). Estudo da capacidade de carga de estacas escavadas com bulbos, executadas em solo não saturado da Formação Barreiras da cidade de Maceió – AL. Dissertação de Mestrado, CTG – DEC/UFPE, 180 p, Recife.

MASSAD, F. (1992). Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I: Solos Relativamente Homogêneos. Revista Solos e Rochas, Vol. 15 (2), pp. 93-112, São Paulo.

- MASSAD, F. (1993) Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II: Estaca atravessando camada de solo mais fraca e embutida em solo mais Resistente. Revista Solos e Rochas, vol.16 (2), p.93-112, São Paulo.
- MASSAD, F.; LAZO, G. (1998). Método Gráfico para Interpretar a Curva Carga-Recalque de Provas de Carga Verticais em Estacas Rígidas ou Curtas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11º, Brasília/DF. Anais, ABMS, Vol. 3, p. 1407-1414.
- MASSAD, F.; WINZ, H. C. (2000). Capacidade de Carga em Estacas Verticais: Influência da Velocidade de Carregamento em Provas de Carga. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE IV), vol. 1, pp. 167-176, São Paulo.
- MIGUEL, M. G.; CINTRA, J. C. A. (1996). Provas de Carga Horizontal em Estacas Raiz em Solo Colapsável. Revista Solos e Rochas, vol. 19, nº 3, pp. 217-229.
- MISRA, A.; CHEN, C. H. (2004). Analytical Solution for Micropile Design under Tension and Compression. Geotechnical and Geological Engineering, vol. 22, pp. 199-224. Kluwer Academic Publishers, Netherlands.
- NIENOV, F. A. (2004). Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Sedimentar na Região de Santa Maria. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFSM-RS, 151 p, Santa Maria..
- NIYAMA, S; AOKI, N; CHAMECKI, P. R. (1996). Fundações – Teoria e Prática. Capítulo 20: Verificação de Desempenho. 1ª Edição, Pini, São Paulo, pp. 723-751.
- NOGUEIRA, R. C. R. (2004). Comportamento de Estacas tipo Raiz, Instrumentadas, Submetidas à Compressão Axial, em Solo de Diabásio. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas – SP.
- OLIVEIRA, J. T. R. (2002). A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de Argilas Moles. Tese de Doutorado. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 260p.
- OLIVEIRA, M. S. A.; SANTOS, A. P.; PEOTTA, R. (2004). As Fundações dos Novos Guindastes para Containeres do Terminal do Tecon Salvador. 5º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE V), vol. 1, pp. 180-188, São Paulo.
- PÉREZ MORE, J. Z. (2003). Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC/Rio, 120 p, Rio de Janeiro.

- POLIDO, U. F.; CASTELLO, R. R.; ALLEDI, C. T. D. B. (2000). Comportamento de Estacas Tubadas Injetadas a Alta Pressão. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE IV), pp 403-415, São Paulo.
- POULOS, H. G. (1971). Behavior of Laterally Loaded Piles: I – Single Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97 (5), pp. 711-731.
- RATTON, E. (1985). Dimensionamento de Estacas Carregadas Lateralmente em Profundidade. Revista Solos e Rochas, vol. 8, nº 1, pp. 15-33.
- SADALLA NETO, S. F.; BERNARDES, G. P.; ALENCAR, J. A. (1996). Análise da Capacidade de Carga de Estacas Injetadas – Comparação de Resultados Teóricos com os de Provas de Carga, 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), pp. 269-281, São Paulo.
- SADALLA NETO, S. F.; BERNARDES, G. P.; ALENCAR, J. A. (1998). Análise da Distribuição de Cargas e Atrito Lateral Unitário de Estacas Injetadas Instrumentadas, XI COBRAMSEG, pp. 1511-1518, Brasília.
- SAES, J. L. (1996). Fundações – Teoria e Prática. Capítulo 9: Execução de Fundações Profundas, Item 9.1.4: Estacas Escavadas com Lama Bentonítica. 1ª Edição, Pini, São Paulo, pp. 348-360.
- SANTOS, A. S. B.; FREIRE, A. C.; OLIVEIRA, F. J.; GONÇALVES, G. A. (2004). Fundações do Terminal Marítimo de Exportação de Cobre de São Luis - Maranhão. 5º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE V), vol. 1, pp. 70-79, São Paulo.
- SHONG, L. S.; CHUNG, F. C. (2003). Design and Construction of Micropiles. Geotechnical Course for Pile Foundation Design and Construction, Ipoh, 29-30 September, 49 p, Malaysia.
- SHU, S. (2005). Sand State and Performance Analysis of Micropiles. Thesis of Doctor, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, 158 p, Washington.
- SOARES, F. L. (2006). Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-Moldadas Instrumentadas em Depósitos Argilosos. Tese de Doutorado, CTG – DEC/UFPE, 281 p, Recife.
- SOUSA, C. T. (2006). Ensaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual de Granito sob Ações Horizontais. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto, Portugal, 217 p.
- SPRINGER, F. O. (2006). Ensaios de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaissé. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC/Rio, 310 p, Rio de Janeiro.
- TONON, F.; MAMMINO, A. (2004). Reliability-Based Design and Construction Issues

for a Micropile Foundation in Costa Rica. Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, November 2004, pp. 227-236.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2002). Fundações Profundas. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Vol. 2, 472 p.

VIANNA, A. P. F.; CINTRA, J. C. A. (2000). Aplicabilidade do Método de Van der Veen para Extrapolação de Curvas Carga-Recalque. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnica (SEFE IV), vol. 1, pp. 85-92, São Paulo.

YIOMASA, W. S. (2000). Injeção de Solo-Cimento em Solo Residual de Granítóide: uma Proposta de Análise com Suporte Estatístico e Avaliação da Eficiência com Método Geofísico. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 221 p, São Carlos.

## **OUTRAS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CITADAS**

---

ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. (1970). Lateral Load Tests on Piles – Arkansas River Project, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, nº SM5, pp. 1583-1604.

AOKI, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44p.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. Proceedings, 5th. Pan American CSMFE, Buenos Aires. Vol.1, p.367-376.

API (1993). American Petroleum Institute. Recommended Practice for Planning, designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, Working Stress Design, RP 2<sup>a</sup>-WSD, 20<sup>th</sup> Edition.

BRUCE, D. A., 1988. "Aspects of Minipiling Practice in the United States," Ground Engineering, Vol. 21, No. 8, pp. 20-33.

CAMBÉFORT, M. (1964). Essai sur le Comportement em Terrain Homogéne des Pieux Isolés et des Groupes des Pieux. Annales de l'Institut du Batiment et des Travaux Publics no 204.

COSTA NUNES, A. J. da (1966). Slope Stabilization Improvements in the Technique of Pre-stressed Anchorages in Rocks and Soils. In: Cong. of the Int. Soc. of Rock Mec, 1, Lisbon, September, pp 141-146.

COSTA NUNES, A. J. da (1977). Presso-Ancoragens, um Novo Tipo de Fundação. Revista Estrutura, nº 78.

COSTA NUNES, A. J. da (1985). Estacas Injetadas – Relato Geral. 1º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), São Paulo.

DAVISSON, M. T. (1970). Lateral Load Capacity of Piles, High. Res. Rec. nº 333, pp. 104-112.

DE BEER, E. E. (1988). Different Behavior of Bored and Driven Piles. Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, pp. 47-82.

INFANTI JÚNIOR, N.; NITTA, T. (1978). Considerações para Reavaliação dos Critérios de Injeções de Cimento. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 2, ABGE, v1, pp 35-43, São Paulo.

LIZZI, F.; (1982). The Pali Radice (Root Piles), Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Bangkok, December, Paper D1.

LONG, J. H.; VANNESTE, G. (1994). Effects of Cyclic Lateral Loads on Piles in Sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (1), pp. 225-244.

LUNNE, T.; BERRE, T. ; STRANDVIK, S. (1997). Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. único, p. 81-102.

MATLOCK, H. (1970). Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Proceeding of 2<sup>nd</sup> Annual Offshore Technology Conference, Dallas, Texas.

MATLOCK, H. and REESE, L.C. (1960). Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 86, SM5, pp 63 - 91.

MATLOCK, H. and REESE, L.C. (1961). Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures, Proceedings, 5<sup>th</sup> ICSMFE, vol. 2, pp 91-97, Paris.

MAZURKIEWICZ, B. H. (1972). Test Loading of Piles According to Polish Regulations. Swedish Academy of Sciences, Prel. Report nº 35.

MEYERHOF, G. G. (1959). Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 85, nº SM6, pp 1-59.

MONTEIRO, P. F. (1997). Capacidade de Carga de Estacas – Método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda.

MOREIRA, J. E.; et al. (1990). Comportamento dos Tratamentos de Fundação das Barragens de Terra de Balbina. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia; 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, 9, ABGE, ABMS, vol 1, pp 577-588, Salvador.

MURCHISON, J. M. and O'NEILL, M. W. (1984). Evaluation of P-Y Relationships in Cohesionless Soils, from Analysis and Design of Pile Foundations, proceedings of a symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division, ASCE National Convention, San Francisco, CA, pp. 174-191.

- NOVAIS, R. S. (2001). Ancoragens Re-injetáveis e Protendidas em Solos: Previsão de Comportamento e Controle de Execução. Tese de Doutorado, DEC/EPUSP, São Paulo.
- OLIVEIRA, M.; FERREIRA, A. A. (1982). Consolidação de Solo Aluvionar Mole: Retrato de um Tratamento por Injeção de Cimento para Escavação de Túnel Urbano na Cidade de São Paulo. In: Simpósio sobre Escavações Subterrâneas, AMBS, vol. 1, pp 335-353, Rio de Janeiro.
- PEARLMAN, S. L.; CAMPBELL, B. D.; WITHIAM, J. L. (1992). Slope Stabilization Using InSitu Earth Reinforcements, ASCE Specialty Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, June 29-July 1, Berkeley, California, 16 p.
- PEARLMAN, S. L.; WOLOSICK, J. R. (1992). Pin Piles for Bridge Foundations, Proceedings, 9<sup>th</sup> Annual International Bridge Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, June 15-17.
- PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. (1990). Pile Foundations in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
- RANDOLPH, M.F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. *Géotechnique*, 31, No 2, pp 247 – 259.
- REESE, L. C.; VAN IMPE, W. F. (2001). Single Piles and Piles Groups Under Lateral Loading. Balkema, Rotterdam.
- SADALLA NETO, S. F. (1995). Estudo do Comportamento de Estacas Injetadas – Capacidade de Carga e Interação Solo-Estaca. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil – PUC/Rio, Rio de Janeiro.
- SALIONI, C. (1985). Capacidade de Carga de Estacas Injetadas. 1º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), vol. 1, pp 13-27, São Paulo.
- SANTOS, O. G. dos, et al. (1985). Experimental Grouting of Residual Soil of the Balbina Earth Dam Foundation, Amazon, Brazil. Proceedings of: International Conference in Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. AMBS, vol 2, pp 143-154, Brasília.
- SODRÉ, D. J. R. (1996). Estaca Raiz (Método Executivo e Capacidade de Carga). EESC/USP, monografia geotécnica nº 7, São Carlos, 94 p.
- SOUSA COUTINHO (1995). Comportamento de Estacas Verticais Carregadas Lateralmente à Superfície do Terreno. Tese de Doutoramento da Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- VAN DER VEEN (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In: 3 rd ICSMFE, Zurich, Switzerland, vol. 2, p.84-90.

- VORCARO, M. C. (2000). Estimativa da Carga Última Compressiva em Estacas a partir do SPT por Regressão Linear Múltipla. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T. (2003). Solo Grampeado – Alguns Detalhes Executivos – Ensaios – Casos de Obra. Workshop solo grampeado: projeto, execução, instrumentação e comportamento, AMBS, Sinduscon, pp 1-20, São Paulo.

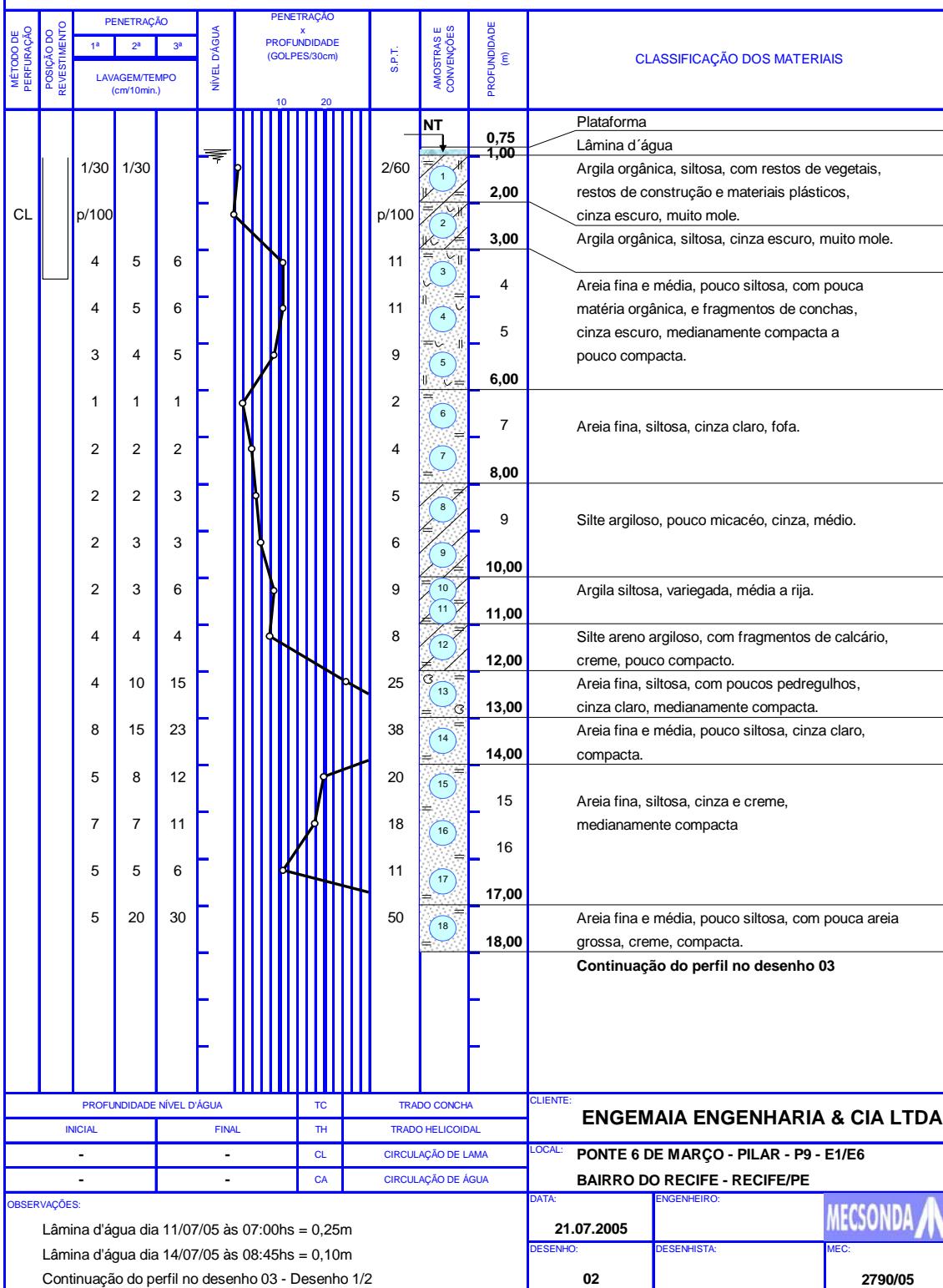
## **ANEXO A**

Resultados das Sondagens SPT

## **SONDAGEM Nº 01**

COTA DA BOCA: **2,25m**  
DATA DO INÍCIO: **08.07.2005**  
DATA DO TÉRMINO: **14.07.2005**

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"  
AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm



**SONDAGEM N° 01 - Continuação**

COTA DA BOCA: **2,25m**  
 DATA DO INÍCIO: **08.07.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **14.07.2005**

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: **2½"**  
 AMOSTRADOR: Øe = **2"** Øi = **13/8"**  
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	PROFOUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª									
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
		5	8	12			20	15 16 17	15	Areia fina, siltosa, cinza e creme, medianamente compacta			
		7	7	11			18		16				
		5	5	6			11	17 18	17,00				
		5	20	30			50		18,00	Areia fina e média, pouco siltosa, com pouca areia grossa, creme, compacta.			
		7	5	5			10	19 20 21 22 23 24	19	Areia fina, muito siltosa, creme, pouco compacta a medianamente compacta.			
		6	7	8			15		20				
		1	2	6			8	21 22 23 24 25	21				
		4	6	7			13		22				
		11	12	14			26		23				
		8	12	15			27	24,00					
		2	2	3			5	24,50		Silte argiloso, com pouca areia fina, pardo, rijo.			
		1	1	2			3	25,00		Argila orgânica, siltosa, cinza escuro, mole.			
Limites da Sondagem													

## **SONDAGEM Nº 02**

COTA DA BOCA: - 2,57m  
DATA DO INÍCIO: 15.07.2005  
DATA DO TÉRMINO: 21.07.2005

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"  
AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	PROFOUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS										
		1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>						LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)	10	20								
CL	1/150 p/10	1/150	2	2	2/20	10	1/150	3,13	1	Altura da ponte para lâmina d'água. (Vazio)										
		2	2	2	1	20	7,20	7	2	Lâmina d'água.										
		1	1	2	8	9,00	8	Argila orgânica, siltosa, com restos de vegetais, e pouca areia fina, cinza escuro, muito mole.												
		2	3	3	10,00	10,00	9	Areia fina, siltosa, com muita matéria orgânica, cinza escuro, fofo.												
		5	11	15	11	12,00	10	Silte argiloso, pouco micacéo, cinza, mole.												
		13	21	24	12,00	13,00	11	Argila siltosa, variegada, média.												
		8	15	20	13,00	14,00	12	Areia fina, pouco siltosa, creme, medianamente compacta.												
		9	16	20	14,00	15	13	Areia fina e média, com poucos pedregulhos, cinza claro, compacta.												
					15	16	14													
					16	17,00	15	Continuação do perfil no desenho 05												
PROFOUNDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA														
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL														
-		-		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA														
-		-		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA														
OBSERVAÇÕES:																				
Lâmina d'água dia 19/07/05 às 08:00hs = 0,95m																				
Lâmina d'água dia 20/07/05 às 17:00hs = 1,00m																				
Continuação do perfil no desenho 05 - Desenho 1/2																				
CLIENTE:						ENGEMAIA ENGENHARIA & CIA LTDA														
LOCAL:						PONTE 6 DE MARÇO - PILAR - P1 - E1/E6														
BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE																				
DATA:						ENGENHEIRO:														
21.07.2005																				
DESENHO:						DESENHISTA:														
04						MEC:														
						2790/05														

**SONDAGEM N° 02 - Continuação**

COTA DA BOCA: **- 2,57m**  
 DATA DO INÍCIO: **15.07.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **21.07.2005**

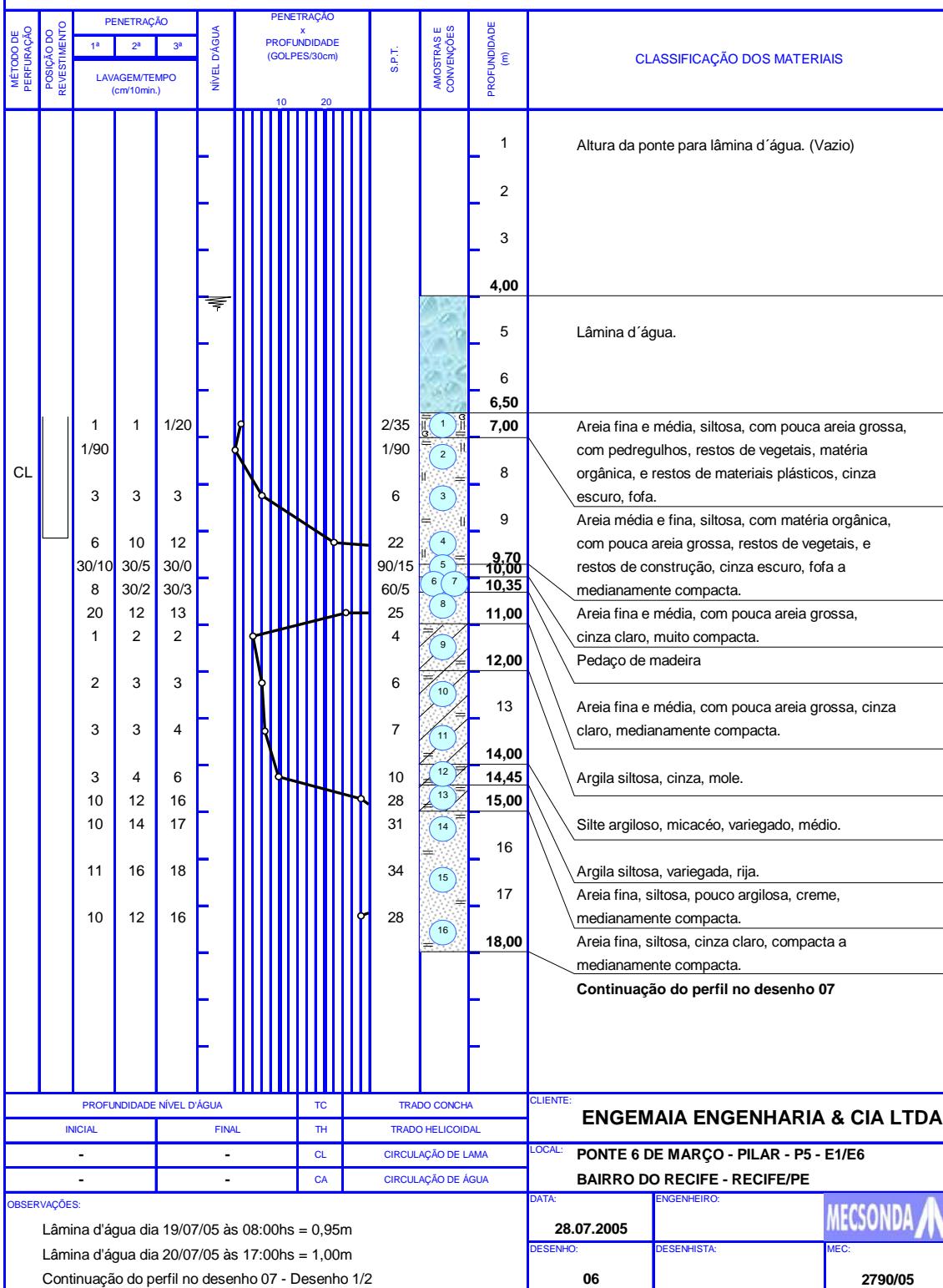
DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: **2½"**  
 AMOSTRADOR:  $\text{Øe} = 2"$   $\text{Øi} = 13/8"$   
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	PROFOUNDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>								
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)										
		13	21	24			45	7	15	Areia fina e média, com poucos pedregulhos, cinza claro, compacta.		
		8	15	20			35	8	16			
		9	16	20			36	9	17,00			
		7	14	17			31	10	18			
		4	6	9			15	11	19	Areia fina, siltosa, pouco micacéa, creme, medianamente compacta		
		10	12	14			26	12	20	OBS: Amostra 13, Compacta.		
		9	18	25			43	13	21			
		8	10	13			23	14	22,00			
		3	3	3			6	15	23	Areia fina, muito siltosa, pouco argilosa, creme, pouco compacta a medianamente compacta.		
		3	4	5			9	16	24			
		5	6	12			18	17	25,00			
		20	8	9			17	19	25,15	Areia fina, siltosa, com muitos pedregulhos, creme, compacta.		
		5	6	7			13	20	26			
		3	4	4			8	21	27	Areia fina, muito siltosa, pouco argilosa, creme, medianamente compacta a pouco compacta.		
		2	3	3			6	22	27,70			
		2	3	3			6	23	29	Argila orgânica, siltosa, com fragmentos de conchas, cinza escuro, média.		
		3	3	4			7	24	30			
									31,00	Limite da Sondagem		
PROFOUNDADE NÍVEL D'ÁGUA				TC	TRADO CONCHA		CLIENTE:					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		<b>ENGEMAIA ENGENHARIA &amp; CIA LTDA</b>					
-		-		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA		LOCAL:					
-		-		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		<b>PONTE 6 DE MARÇO - PILAR - P1 - E1/E6</b>					
OBSERVAÇÕES:					DATA:		ENGENHEIRO:		MEC:			
Lâmina d'água dia 19/07/05 às 08:00hs = 0,95m Lâmina d'água dia 20/07/05 às 17:00hs = 1,00m Continuação do perfil furo 02 - Desenho 2/2					21.07.2005		DESENHO:		05			
					DESENHISTA:		2790/05		MECSONDA			

## SONDAGEM Nº 03

COTA DA BOCA: **-0,57m**  
 DATA DO INÍCIO: **21.07.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **28.07.2005**

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"  
 AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm



## **SONDAGEM Nº 03 - Continuação**

COTA DA BOCA: -0,57m  
DATA DO INÍCIO: 21.07.2005  
DATA DO TÉRMINO: 28.07.2005

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2 1/2"  
AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	PROFOUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS											
		1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>																	
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)	(cm/10min.)	(cm/10min.)																	
		10	14	17			31	14	16	Areia fina, siltosa, cinza claro, compacta a medianamente compacta.											
		11	16	18			34	15	17												
		10	12	16			28	16	18,00												
		3	4	6			10	17	19	Areia fina, muito siltosa, pouco argilosa, cinza claro, pouco compacta a medianamente compacta.											
		8	9	10			19	18	20												
		9	10	12			22	19	20,50												
		24	26	30			56	20	21,00	Areia fina e média, siltosa, com poucos pedregulhos, creme, muito compacta.											
		12	16	24			40	21	22	Areia fina, muito siltosa, pouco argilosa, cinza, compacta a medianamente compacta.											
		7	9	10			19	22	23,00												
		3	4	4			8	23	23,50	Silte argiloso, com areia fina, creme, médio.											
		15	18	20			38	24	24,00	Areia fina, muito siltosa, pouco argilosa, cinza, compacta.											
		8	11	13			24	25	25,00	Areia fina, siltosa, creme, medianamente compacta.											
		6	10	12			22	26	26												
		7	9	12			21	27	27	Areia fina, muito siltosa, pouco micacéa, cinza, medianamente compacta a pouco compacta.											
		2	3	3			6	28	27,45												
								Limite da Sondagem													
PROFOUNDADE NÍVEL D'ÁGUA				TC	TRADO CONCHA																
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL																
-		-		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA																
-		-		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA																
OBSERVAÇÕES:																					
Lâmina d'água dia 19/07/05 às 08:00hs = 0,95m																					
Lâmina d'água dia 20/07/05 às 17:00hs = 1,00m																					
Continuação do perfil furo 03 - Desenho 2/2																					
CLIENTE:					ENGEMAIA ENGENHARIA & CIA LTDA																
LOCAL:					PONTE 6 DE MARÇO - PILAR - P5 - E1/E6																
BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE																					
DATA:					ENGENHEIRO:																
28.07.2005																					
DESENHO:					DESENHISTA:																
07					MEC:																
					2790/05																

## SONDAGEM Nº 04

COTA DA BOCA:	<b>-1,70m</b>	DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"	
DATA DO INÍCIO:	<b>18.08.2005</b>	AMOSTRADOR: Øe = 2"	
DATA DO TÉRMINO:	<b>22.08.2005</b>	Øi = 13/8"	
MÉTODO DE PERFURAÇÃO			
POSIÇÃO DO REVESTIMENTO			
PENETRAÇÃO			
1ª 2ª 3ª			
LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)			
NÍVEL D'ÁGUA			
PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)			
10 20			
S.P.T.			
AMOSTRAS E CONVENÇÕES			
PROFOUNDIDADE (m)			
CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
CL	p/150	<p>The diagram shows a vertical profile from the surface down to 19,00m. It includes penetration resistance values (1 to 13), SPT values (10,00 to 19,00), and soil classification symbols (1 to 11). A horizontal line at ~10,00m indicates the water level. A legend on the right identifies the symbols: 1 (light blue circle), 2 (dark blue circle), 3 (dotted circle), 4 (diagonal lines circle), 5 (solid circle), 6 (light blue circle), 7 (dark blue circle), 8 (dotted circle), 9 (diagonal lines circle), 10 (solid circle), and 11 (light blue circle).</p>	
		1	Altura da ponte para lâmina d'água. (Vazio)
		2	
		3	
		4	
		5	
		5,30	
		6	Lâmina d'água.
		7	
		8	
		8,30	
		9	Argila orgânica, com pouca areia fina, cinza escuro, muito mole.
		10,00	
		10,50	Areia fina e média, pouco siltosa, cinza, pouco compacta.
		11	
		12,00	Silte argiloso, com pouca areia fina, cinza, mole a médio.
		12,90	
		14	Argila siltosa, com pouca areia fina, cinza, mole.
		14	
		15,00	Areia fina e média, esbranquiçada, medianamente compacta a compacta.
		16	
		17,00	Areia fina, siltosa, esbranquiçada, medianamente compacta.
		18	
		19,00	Areia fina, siltosa, com nódulos de argila siltosa, cinza, medianamente compacta.
Continuação do perfil no desenho 03			
PROFOUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA			
INICIAL		TC	
FINAL		TRADO CONCHA	
TH		TRADO HELICOIDAL	
CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA	
CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	
OBSERVAÇÕES:			
Lâmina d'água = 3,00m			
Continuação do perfil no desenho 03 - Desenho 1/2			
CLIENTE:			
<b>ENGEMAIA ENGENHARIA &amp; CIA LTDA</b>			
LOCAL:			
<b>PONTE 6 DE MARÇO - PILAR 03 - E06</b>			
<b>BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE</b>			
DATA:			
<b>07.10.2005</b>			
DESENHO:			
<b>02</b>			
DESENHISTA:			
MEC:			
<b>2790/05-A</b>			



**SONDAGEM N° 04 - Continuação**

COTA DA BOCA: **-1,70m**  
 DATA DO INÍCIO: **18.08.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **22.08.2005**

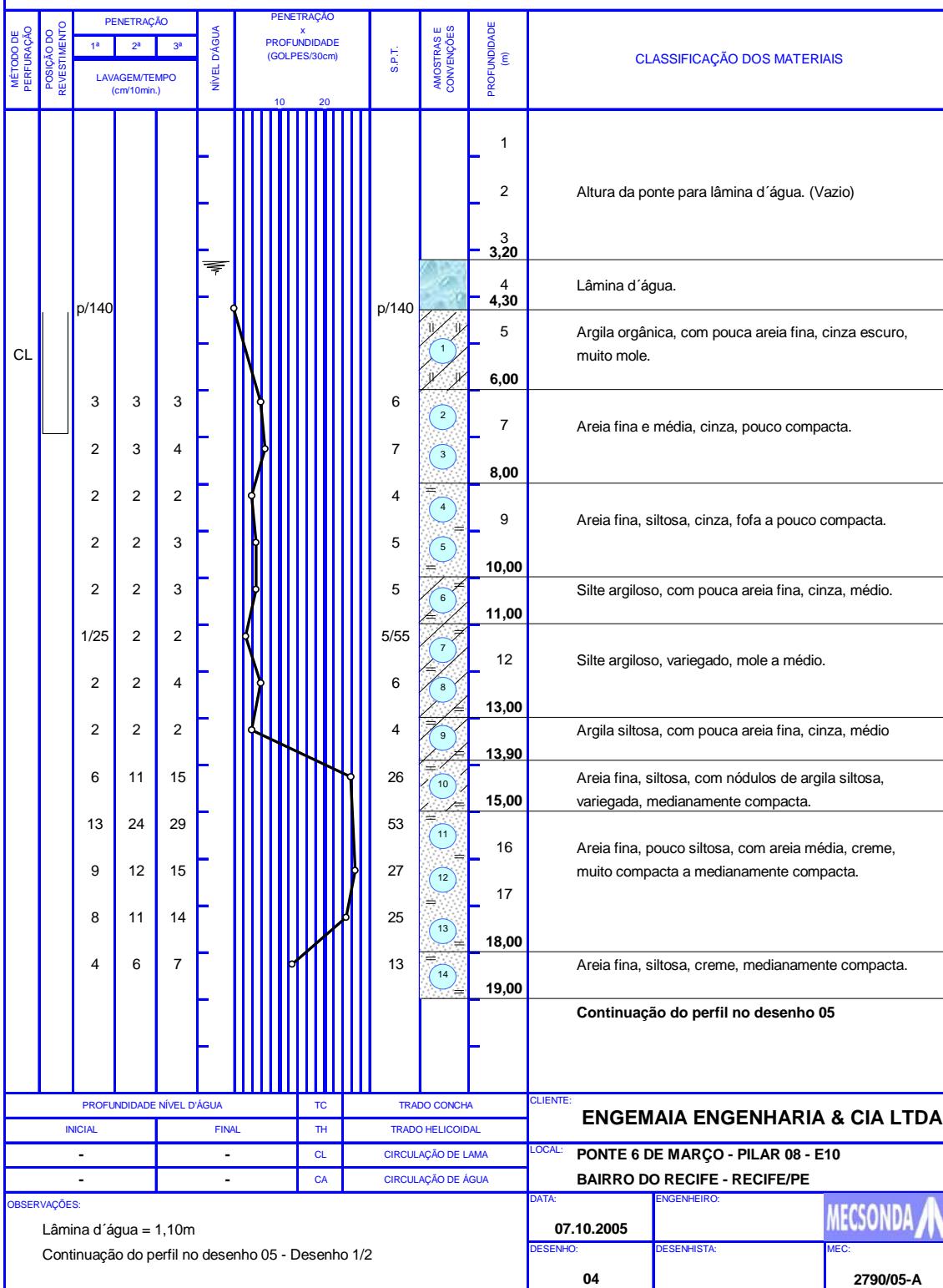
DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: **2½"**  
 AMOSTRADOR: **Øe = 2"** Øi = **13/8"**  
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	PROFOUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS				
		1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>		10 20								
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)												
		10	11	12			23	= 8	16	Areia fina, siltosa, esbranquiçada, medianamente compacta a compacta.				
		6	7	9			16	= 9	17,00					
		7	10	11			21	= 10	18	Areia fina, siltosa, com nódulos de argila siltosa, cinza, medianamente compacta.				
		4	6	7			13	= 11	19,00					
		6	8	10			18	= 12	20	Areia fina, pouco siltosa, creme, medianamente compacta.				
		7	10	18			28	= 13	21					
		6	11	16			27	= 14	22					
		5	7	8			15	= 15	23					
		4	5	7			12	= 16	24,00					
		6	7	9			16	= 17	25,00	Silte argiloso, com pouca areia fina, pouco micacéo, rijo.				
										<b>Límite da Sondagem</b>				
PROFOUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA		CLIENTE:						
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL		<b>ENGEMAIA ENGENHARIA &amp; CIA LTDA</b>						
-		-		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA		LOCAL: <b>PONTE 6 DE MARÇO - PILAR 03 - E06</b>						
-		-		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		<b>BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE</b>						
OBSERVAÇÕES: Lâmina d'água = 3,00m Continuação do perfil furo 04 - Desenho 2/2								DATA:	ENGENHEIRO:	<b>MECSONDA</b> A				
								<b>07.10.2005</b>						
								DESENHO:	DESENHISTA:	MEC:				
								<b>03</b>		<b>2790/05-A</b>				

## **SONDAGEM Nº 05**

COTA DA BOCA: **1,53m**  
DATA DO INÍCIO: **23.08.2005**  
DATA DO TÉRMINO: **01.09.2005**

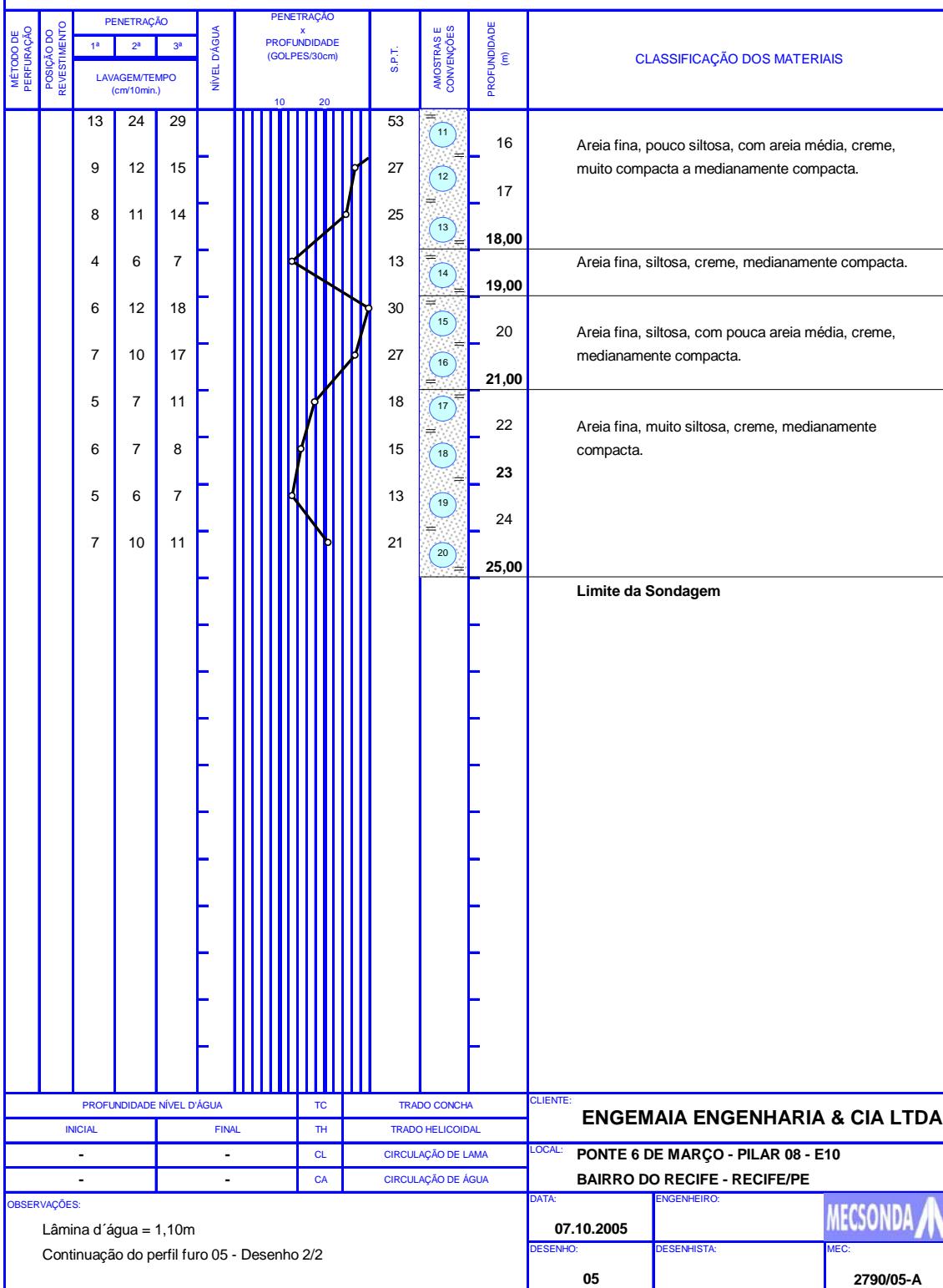
DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"  
AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm



**SONDAGEM N° 05 - Continuação**

COTA DA BOCA: **1,53m**  
 DATA DO INÍCIO: **23.08.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **01.09.2005**

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: **2½"**  
 AMOSTRADOR:  $\text{Øe} = 2"$   $\text{Øi} = 13/8"$   
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm



## **SONDAGEM Nº 06**

COTA DA BOCA: **0,00m**  
DATA DO INÍCIO: **18.08.2005**  
DATA DO TÉRMINO: **23.08.2005**

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"  
AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

**SONDAGEM Nº 06 - Continuação**

COTA DA BOCA:	<b>0,00m</b>			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"				
DATA DO INÍCIO:	<b>18.08.2005</b>			AMOSTRADOR: Øe = 2"				
DATA DO TÉRMINO:	<b>23.08.2005</b>			Øi = 13/8" MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm				
<b>CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS</b>								
MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	PROFUNDIDADE (m)		
		1ª 2ª 3ª	LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)	10 20				
		7 6 7 4 10 11 8 5 6	9 10 11 6 16 22 9 7 7	12 11 12 8 22 24 10 8 7	21 21 23 14 38 46 19 15 14	17,00 18 19,00 20 21,00 22 23 24 25,00		
						Areia fina, pouco siltosa, com pouca areia média, esbranquiçada, medianamente compacta.		
						Areia fina, siltosa, creme, medianamente compacta.		
						Areia fina, siltosa, com nódulos de argila siltosa, variegada, medianamente compacta a compacta.		
						Areia fina e média, pouco siltosa, com pouca areia grossa, parda, compacta a medianamente compacta.		
						<b>Limite da Sondagem</b>		
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA			TC	TRADO CONCHA	CLIENTE:			
INICIAL	FINAL	TH	TRADO HELICOIDAL	<b>ENGEMAIA ENGENHARIA &amp; CIA LTDA</b>				
-	-	CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA	LOCAL: <b>PONTE 6 DE MARÇO - PILAR 06 - E10</b>				
-	-	CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	<b>BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE</b>				
OBSERVAÇÕES:  Lâmina d'água = 1,33m Continuação do perfil furo 06 - Desenho 2/2				DATA: <b>07.10.2005</b>	ENGENHEIRO: DESENHO: <b>07</b>	MEC: DESENHISTA: <b>2790/05-A</b>		
						<b>MECSONDA</b>		

## SONDAGEM Nº 07

COTA DA BOCA:	<b>-1,70m</b>	DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"																																																					
DATA DO INÍCIO:	<b>01.09.2005</b>	AMOSTRADOR: Øe = 2"																																																					
DATA DO TÉRMINO:	<b>05.09.2005</b>	Øi = 13/8"																																																					
MÉTODO DE PERFURAÇÃO																																																							
POSIÇÃO DO REVESTIMENTO																																																							
PENETRAÇÃO																																																							
1ª 2ª 3ª																																																							
LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)																																																							
NÍVEL D'ÁGUA																																																							
PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)																																																							
10 20																																																							
S.P.T.																																																							
AMOSTRAS E CONVENÇÕES																																																							
PROFOUNDIDADE (m)																																																							
CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS																																																							
CL	p/50	<p>The diagram shows a vertical soil profile with SPT values plotted against depth. A horizontal line at 3.95m indicates the water level. Below 9.00m, numbered circles (1-12) mark specific soil samples taken from various layers.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidade (m)</th> <th>S.P.T.</th> <th>Observação</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>3.95</td><td></td><td>Lâmina d'água.</td></tr> <tr><td>5.00</td><td>9.50</td><td>Argila orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escuro, muito mole.</td></tr> <tr><td>6.00</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>7.00</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>8.00</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>9.00</td><td>10</td><td>Argila siltosa, com pouca areia fina, cinza claro e amarelada, mole a média.</td></tr> <tr><td>10.00</td><td>11</td><td></td></tr> <tr><td>11.00</td><td>12</td><td></td></tr> <tr><td>12.00</td><td>13</td><td></td></tr> <tr><td>13.00</td><td>14.00</td><td></td></tr> <tr><td>14.00</td><td>15</td><td>Areia fina e média, pouco siltosa, com pouca areia grossa, parda, medianamente compacta a compacta.</td></tr> <tr><td>15.00</td><td>16</td><td></td></tr> <tr><td>16.00</td><td>17</td><td></td></tr> <tr><td>17.00</td><td>18.00</td><td></td></tr> <tr><td>18.00</td><td>19</td><td>Areia fina, siltosa, creme, pouco compacta a medianamente compacta.</td></tr> <tr><td>19.00</td><td>20.00</td><td></td></tr> </tbody> </table>			Profundidade (m)	S.P.T.	Observação	3.95		Lâmina d'água.	5.00	9.50	Argila orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escuro, muito mole.	6.00			7.00			8.00			9.00	10	Argila siltosa, com pouca areia fina, cinza claro e amarelada, mole a média.	10.00	11		11.00	12		12.00	13		13.00	14.00		14.00	15	Areia fina e média, pouco siltosa, com pouca areia grossa, parda, medianamente compacta a compacta.	15.00	16		16.00	17		17.00	18.00		18.00	19	Areia fina, siltosa, creme, pouco compacta a medianamente compacta.	19.00	20.00	
Profundidade (m)	S.P.T.	Observação																																																					
3.95		Lâmina d'água.																																																					
5.00	9.50	Argila orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escuro, muito mole.																																																					
6.00																																																							
7.00																																																							
8.00																																																							
9.00	10	Argila siltosa, com pouca areia fina, cinza claro e amarelada, mole a média.																																																					
10.00	11																																																						
11.00	12																																																						
12.00	13																																																						
13.00	14.00																																																						
14.00	15	Areia fina e média, pouco siltosa, com pouca areia grossa, parda, medianamente compacta a compacta.																																																					
15.00	16																																																						
16.00	17																																																						
17.00	18.00																																																						
18.00	19	Areia fina, siltosa, creme, pouco compacta a medianamente compacta.																																																					
19.00	20.00																																																						
Continuação do perfil no desenho 09																																																							
PROFOUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA																																																							
TC	TRADO CONCHA																																																						
INICIAL	FINAL																																																						
TH	TRADO HELICOIDAL																																																						
-	CL																																																						
-	CA																																																						
OBSERVAÇÕES:			CLIENTE:	<b>ENGEMAIA ENGENHARIA &amp; CIA LTDA</b>																																																			
Lâmina d'água = 5,05m			LOCAL:	PONTE 6 DE MARÇO - PILAR 03 - E10																																																			
Continuação do perfil no desenho 09 - Desenho 1/2				BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE																																																			
			DATA:	07.10.2005																																																			
			DESENHO:	08																																																			
			ENGENHEIRO:																																																				
			DESENHISTA:																																																				
			MEC:	2790/05-A																																																			

## **SONDAGEM Nº 07 - Continuação**

COTA DA BOCA: -1,70m  
DATA DO INÍCIO: 01.09.2005  
DATA DO TÉRMINO: 05.09.2005

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2 1/2"  
AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFOUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRAS E CONVERGÊNCIAS	PROFOUNDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS								
		1ª	2ª	3ª														
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)																
		5	7	8		10	20											
		7	16	25				7	15	Areia fina e média, pouco siltosa, com pouca areia grossa, parda, medianamente compacta a compacta.								
		9	14	21				8	16									
		7	12	18				9	17									
		3	4	5				10	18,00									
		6	7	8					18,00	Areia fina, siltosa, creme, pouco compacta a medianamente compacta.								
		7	9	14				11	19									
		8	10	16				12	20,00									
		4	7	10				13	21	Areia fina, com pouca areia média, esbranquiçada, medianamente compacta.								
		3	4	5				14	22,00									
		6	8	10				15	23	Areia fina, siltosa, creme, medianamente compacta.								
								16	24	OBS: Amostra 16, Pouco compacta.								
								17	25,00									
										Limite da Sondagem								
PROFOUNDADE NÍVEL D'ÁGUA				TC	TRADO CONCHA													
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL													
-		-		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA													
-		-		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA													
OBSERVAÇÕES:																		
Lâmina d'água = 5,05m																		
Continuação do perfil furo 07 - Desenho 2/2																		
CLIENTE:					ENGEMAIA ENGENHARIA & CIA LTDA													
LOCAL:					PONTE 6 DE MARÇO - PILAR 03 - E10													
BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE																		
DATA:					ENGENHEIRO:													
07.10.2005																		
DESENHO:					DESENHISTA:													
09																		
MEC:					2790/05-A													

## SONDAGEM Nº 08

COTA DA BOCA: **-1,20m**  
 DATA DO INÍCIO: **06.09.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **09.09.2005**

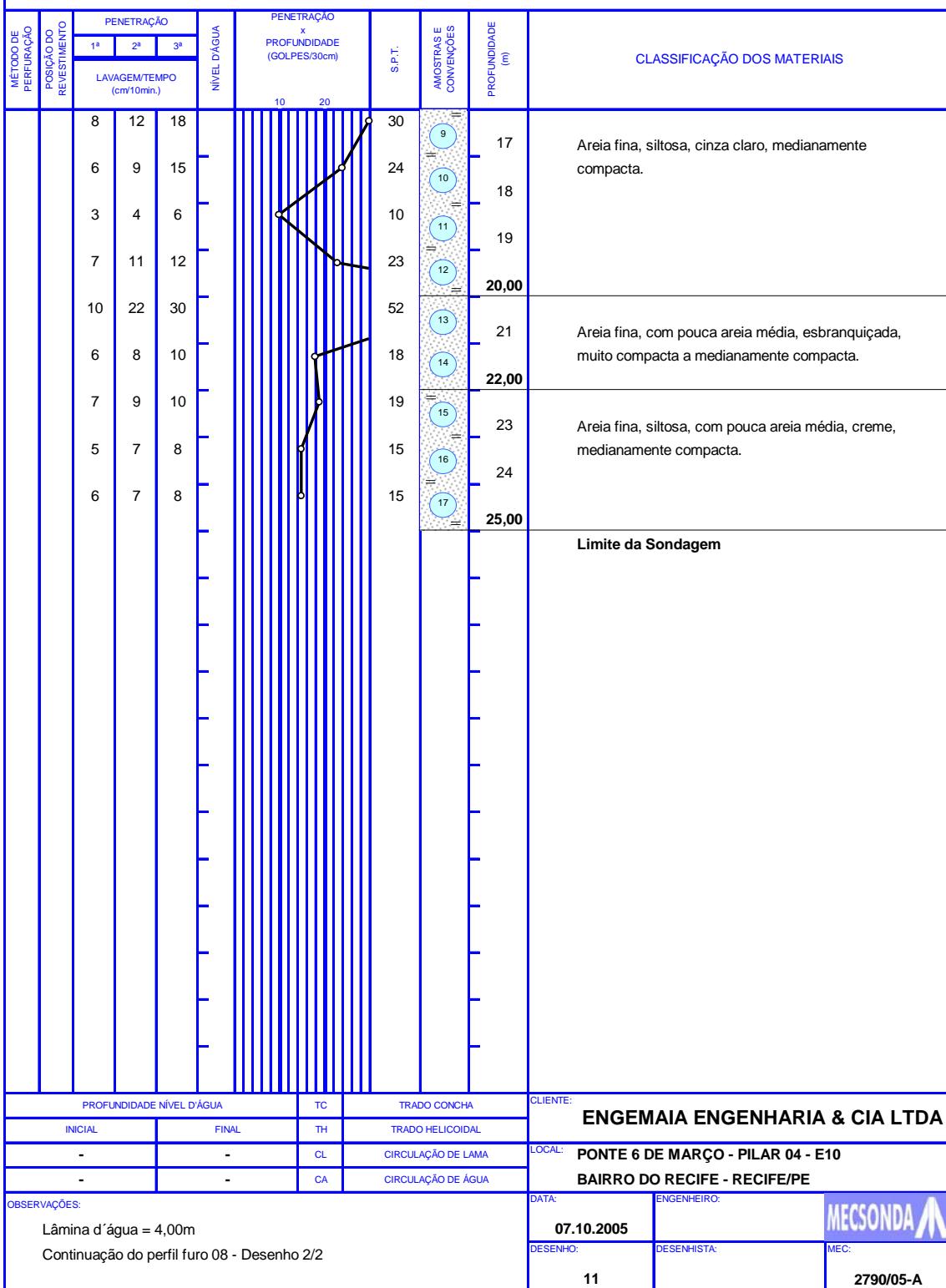
DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"  
 AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	PROFOUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS								
		1ª	2ª	3ª		10 20												
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)																
CL	p/121								1	Altura da ponte para lâmina d'água. (Vazio)								
									2									
									3									
									4									
									4,50									
									5									
									6	Lâmina d'água.								
									7									
									8									
									8,50									
		1	2	2		p/121	= ○ II 1 II ○ =	9 <b>9,71</b>		Argila orgânica, siltosa, com fragmentos de corais, cinza escuro, muito mole.								
		2	2	3			2 3 ○ II II ○	10 11 <b>11,80</b>		Areia fina e média, com pouca matéria orgânica, e poucos fragmentos de conchas, parda, fofa a pouco compacta.								
		1	2	3			4 5 ○ II II ○	13 14 <b>14,50</b>		Argila siltosa, com pouca areia fina, variegada, média a rija.								
		2	3	4			6 7 ○ II II ○	15 <b>16,00</b>		Areia fina, com pouca areia média, siltosa, parda, medianamente compacta a compacta.								
		3	4	8			8 9 ○ II II ○	17 18 19 <b>20,00</b>		Areia fina, siltosa, cinza claro, medianamente compacta.								
		8	9	10						Continuação do perfil no desenho 11								
		9	14	22														
		8	12	18														
		6	9	15														
		3	4	6														
		7	11	12														
PROFOUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA										DATA:	CLIENTE:							
INICIAL		FINAL		TH	TRADO CONCHA		ENGEMAIA ENGENHARIA & CIA LTDA											
-		-		CL	TRADO HELICOIDAL													
-		-		CA	CIRCULAÇÃO DE LAMA		LOCAL: PONTE 6 DE MARÇO - PILAR 04 - E10											
OBSERVAÇÕES: Lâmina d'água = 4,00m Continuação do perfil no desenho 11 - Desenho 1/2										DESENHO:	BAIRRO DO RECIFE - RECIFE/PE							
										DATA:	ENGENHEIRO:							
										07.10.2005	MECSONDA A							
										DESENHISTA:	MEC:							
										10	2790/05-A							

**SONDAGEM Nº 08 - Continuação**

COTA DA BOCA: **-1,20m**  
 DATA DO INÍCIO: **06.09.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **09.09.2005**

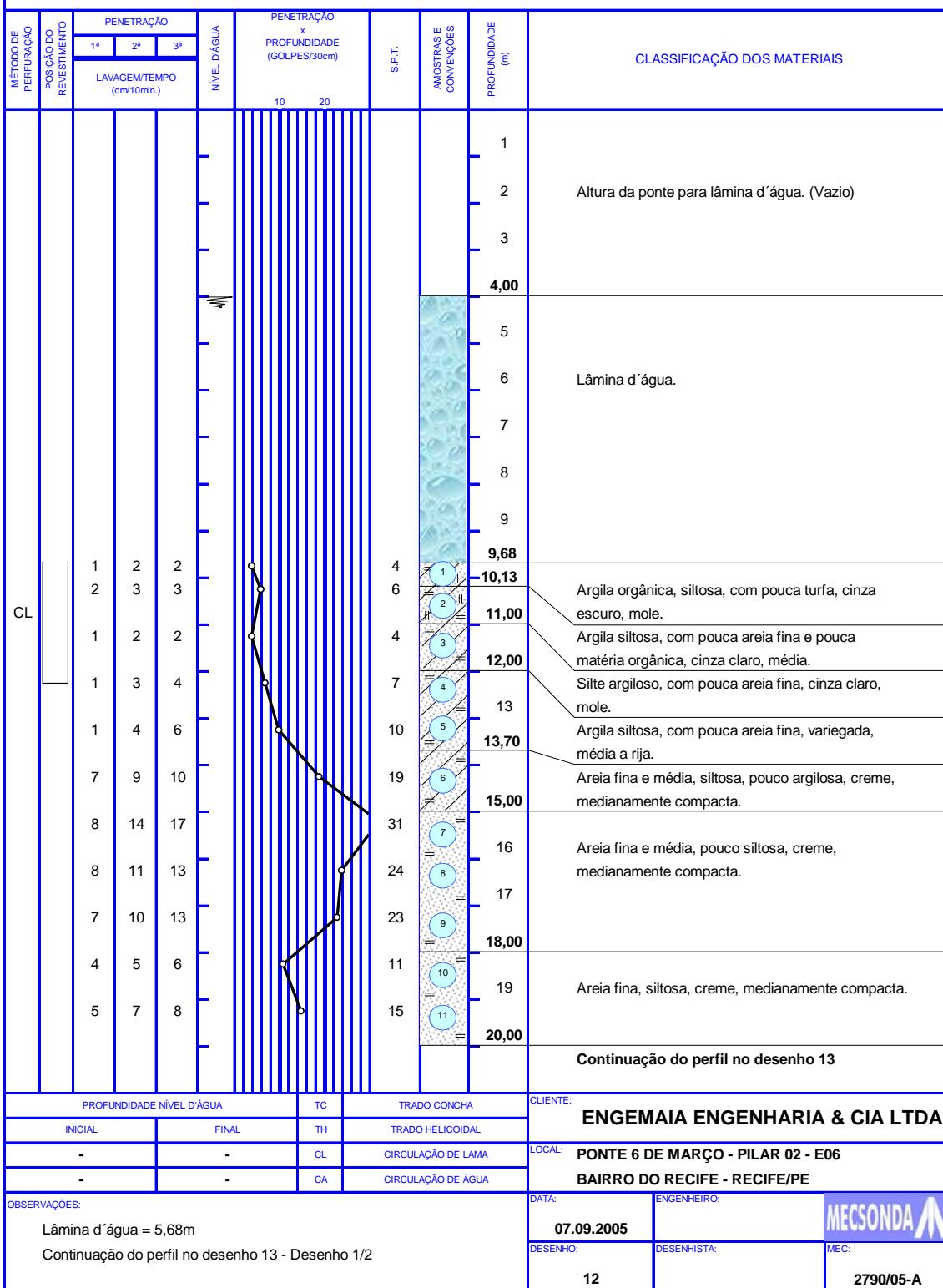
DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: **2½"**  
 AMOSTRADOR:  $\text{Øe} = 2"$   $\text{Øi} = 13/8"$   
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm



## **SONDAGEM Nº 09**

COTA DA BOCA: -3,34m  
DATA DO INÍCIO: 09.09.2005  
DATA DO TÉRMINO: 13.09.2005

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"  
AMOSTRADOR: Øe = 2" Øi = 13/8"  
MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm



**SONDAGEM Nº 09 - Continuação**

COTA DA BOCA: **-3,34m**  
 DATA DO INÍCIO: **09.09.2005**  
 DATA DO TÉRMINO: **13.09.2005**

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: **2½"**  
 AMOSTRADOR:  $\text{Øe} = 2"$   $\text{Øi} = 13/8"$   
 MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm

