

CARLA THEREZINHA DALVI BORJAILLE ALLEDI

**TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE
ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
INSTRUMENTADAS EM PROFUNDIDADE**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2013

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

A422t
2013

Alledi, Carla Therezinha Dalvi Borjaille, 1967-
Transferência de carga de estacas hélice contínua
instrumentadas em profundidade / Carla Therezinha Dalvi
Borjaille Alledi. – Viçosa, MG, 2013.
271 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui anexos.

Inclui apêndices.

Orientador: Enivaldo Minette.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 216-237.

1. Estacas de concreto. 2. Fundações (Engenharia) - Testes.
3. Engenharia civil - Instrumentos. I. Universidade Federal de
Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.154

CARLA THEREZINHA DALVI BORJAILLE ALLEDI

**TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE
ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
INSTRUMENTADAS EM PROFUNDIDADE**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*

Aprovada: 14 de novembro de 2013.

Paulo José Rocha de Albuquerque

David de Carvalho

Roberto Francisco de Azevedo
(Coorientador)

Luis Otávio Rigueira Santiago

Enivaldo Minette
(Orientador)

*Aos meus pais:
Jorge Anizio Borjaille (in memoriam)
pelo legado de persistência aos estudos,
Sueli Dalvi Borjaille
exemplo maior de sabedoria e dedicação.*

*À minha filha, Aline,
razão de minha vida e de todo o meu esforço.*

*Ao meu marido, Guto,
pela paciência e compreensão de minha
ausência nestes anos de estudo.*

*Ao meu irmão, Marcio,
companheiro das viagens rumo aos estudos
incentivando a conclusão desta etapa de vida.*

*A minha mais profunda gratidão e admiração à minha MÃE!
Se o Mestrado eu dediquei o título ao meu pai...
O Doutorado... eu dedico a você, Mãe!
Não tem titulação física nem de Mestrado nem de Doutorado!
Mas ressalto... por OPÇÃO!
Pois capacidade... é indiscutível que a tem!
É muito mais estudiosa que eu...
Uma mulher poliglota...
Inteligentíssima, de uma Sabedoria ímpar!!!!
A sua OPÇÃO maior foi SER DOAÇÃO!
Dedicando todo o tempo da sua vida... aos outros:
Ao marido...
Aos filhos...
Aos irmãos...
Aos sobrinhos...
À sogra...
À mãe...
E, como se não bastasse, à neta!*

*E por tudo isso alcançou todos os títulos da vida:
Graduação, Especialização, Mestrado, Doutorado, Pós-Doc
com o tema: DOAÇÃO*

*Mãe, este Título físico e esta Vitória também são seus!
Obrigada!
Eu Te amo muuuito!*

*Mesmo quando tudo parece desabar,
cabe a mim decidir entre:
Rir ou chorar...
Ir ou ficar...
Desistir ou lutar...
Porque descobri,
no caminho incerto da vida,
que o mais importante é
O DECIDIR!*

(Cora Coralina)

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor Enivaldo Minette, pela autonomia e confiança na realização desta pesquisa.

Ao professor Paulo José Rocha de Albuquerque, amigo pessoal, pela sempre, há qualquer tempo, disponibilidade e pelos ensinamentos nas interpretações das instrumentações.

Aos professores David de Carvalho e Roberto Francisco de Azevedo e ao engenheiro Luís Otávio Rigueira Santiago que participaram da banca de defesa com valiosas contribuições.

Ao professor Uberescilas Fernandes Polido, primeiro mestre, que abriu as portas do conhecimento da fascinante disciplina Mecânica dos Solos, pela troca de experiência nos 23 anos de contatos profissionais na Engenharia Geotécnica de Fundações, que serviram de base para a elaboração desta pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV), por ter me aceitado como aluna do Doutorado.

Ao Instituto Federal do Espírito Santo (Ifes), em especial, ao professor Jayme Santos, que não mediu esforços para que eu pudesse me afastar para concretizar estes estudos.

À Universidade Estadual de Campinas (Unicamp) pelo empréstimo dos equipamentos de leitura da instrumentação com *strain-gages*.

À Consultoria de Solos e Fundações Ltda. (Geoconsult) pelo incentivo na realização das provas de carga instrumentadas desta pesquisa.

À empresa Areia Branca Engenharia Ltda., na pessoa de seus diretores Albano Trigo Lopes e Martinho Giovanni Freitas Calfa, pelo esforço e seriedade para realizar os ensaios SPT-T nos locais das provas de carga.

À empresa BMS Engenharia, na pessoa de sua proprietária, Neusa Maria Bezerra Mota, e do engenheiro Henrique Leoni pela contribuição no ensino e interpretação do método de Camapum de Carvalho *et al.*

Ao engenheiro Carlos Medeiros da Silva pelas valiosas conversas e incentivo para a aplicação do seu método.

Ao professor Kurt André Pereira Amann que muito contribuiu com discussões relevantes na interpretação das provas de carga.

Aos amigos Hugo Ferreira França, Raísa Fortunato Passos Simoura, Rita de Cássia Berlich Morshi, Alexandre Tibério Nichio e Tayro Zonta Nascimento pela companhia, principalmente, na friagem das noites de realização das provas de carga.

À amiga Aline Heleno, meu anjo da guarda em Viçosa, que foi fundamental para a minha estada naquela cidade.

À minha prima Mônica Cardoso Dalvi e à minha tia Maria Auxiliadora de Cerqueira Dalvi (Tia Dora), pessoas queridas que me conduziram até a rodoviária para a primeira viagem de uma jornada de incertezas que me cercavam.

Ao meu sempre colaborador Rodolfo Malaquias Rocha que elaborou os desenhos desta pesquisa e a Rodrigo Ferreira de Sousa da Silva que colaborou na formatação dos gráficos.

Ao amigo Anderson Amaral Barnabé que chamamos, carinhosamente, de “Passarinho” pela disponibilidade de sempre ajudar no transporte das barras instrumentadas.

A Cristina Beatriz Schemes Costa, secretária do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, pelo carinho com que me atendeu ao longo dos anos de estudo nessa Instituição.

À professora Alina Bonella pela correção gramatical deste trabalho e pelos preciosos ensinamentos da língua portuguesa.

A todos que fizeram parte deste desafio, ajudando, apoiando, incentivando e, até mesmo, brincando para descontrair em momentos críticos, o meu mais profundo reconhecimento. Obrigada.

A Deus, sempre presente, que me concedeu saúde, força e sabedoria para vencer as dificuldades e ter aproximado pessoas essenciais durante a caminhada. À Nossa Senhora, intercessora maior nos momentos de aflição.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

RESUMO

ABSTRACT

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	4
1.2	ESTRUTURA DA TESE	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	INTRODUÇÃO	6
2.2	ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA	8
2.2.1	Definição	8
2.2.2	Histórico	9
2.2.3	Método Executivo	15
2.2.4	Equipamentos e monitoramento	19
2.2.5	Dimensionamento	24
2.3	CARGA DE RUPTURA	27
2.3.1	Métodos estáticos semiempíricos	31
2.3.2	Provas de Carga	38
2.3.2.1	Importância	39
2.3.2.2	Tipos	43
2.3.2.3	Metodologia	46
2.4	CURVA CARGA- RECALQUE	48
2.4.1	Conceitos de ruptura	54
2.4.2	Critérios para definição da carga de ruptura por meio da curva carga-recalque	57
2.4.2.1	Terzaghi (1942)	63
2.4.2.2	Van der Veen (1953)	63

2.4.2.3	Chin (1970)	67
2.4.2.4	Método da NBR 6122:2010.....	68
2.4.2.5	Método das Duas Retas (MASSAD, 1992 modificado por MASSAD e LAZO,1998)	70
2.4.2.6	Método de Rigidez (DÉCOURT, 1996, 1998, 1999, 2008a, 2008b).....	73
2.4.2.7	Metodologia de Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2008, 2010).....	80
2.5	INSTRUMENTAÇÃO	86
2.5.1	Descrição da instrumentação	88
2.5.2	Resultados da instrumentação	91
2.5.2.1	Gráfico da transferência de carga ao longo da profundidade	91
2.5.2.2	Diagramas do atrito lateral unitário entre dois trechos consecutivos	92
2.5.2.3	Gráfico do atrito lateral unitário médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste.....	93
2.5.2.4	Gráfico da reação de ponta em função do deslocamento acumulado da ponta.....	94
2.6	DISCUSSÃO SOBRE MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL E DE PONTA	95
2.7	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	98
2.7.1	Previsão da carga utilizando métodos semiempíricos	99
2.7.2	Mobilização da resistência por atrito e por ponta	102
2.7.3	Metodologia de interpretação da curva carga-recalque	106
3	ESTUDO EXPERIMENTAL	110
3.1	LOCALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	110
3.2	INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	113
3.3	ESTACAS TESTE	124
3.3.1	Execução	124
3.3.2	Instrumentação	129
3.4	PROVAS DE CARGA	134

3.4.1 Aparelhagem.....	134
3.4.2 Descrição	137
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	139
4.1 INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO DO BLOCO	139
4.1.1 Curva carga-recalque.....	140
4.1.2 Carga de ruptura	148
4.1.2.1 Estaca EH1	150
4.1.2.2 Estaca EH2	151
4.1.2.3 Estaca EH3	152
4.1.2.4 Estaca EH4	154
4.1.2.5 Estaca EH5	155
4.1.2.6 Estaca EH6	157
4.1.2.7 Análise de todas as estacas.....	158
4.2 INSTRUMENTAÇÃO AO LONGO DO FUSTE.....	159
4.2.1 Módulo de elasticidade	159
4.2.2 Transferência de carga ao longo da profundidade	164
4.2.2.1 Estaca EH1	164
4.2.2.2 Estaca EH2	165
4.2.2.3 Estaca EH3	167
4.2.2.4 Estaca EH4	169
4.2.2.5 Estaca EH5	171
4.2.2.6 Estaca EH6	173
4.2.2.7 Análise de todas as estacas.....	175
4.2.3 Atrito lateral unitário entre dois trechos consecutivos	175
4.2.3.1 Estaca EH1	176
4.2.3.2 Estaca EH2	178
4.2.3.3 Estaca EH3	178
4.2.3.4 Estaca EH4	178

4.2.3.5	Estaca EH5	183
4.2.3.6	Estaca EH6	183
4.2.4	Atrito lateral unitário médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste	186
4.2.4.1	Estaca EH1	186
4.2.4.2	Estaca EH2	186
4.2.4.3	Estaca EH3	187
4.2.4.4	Estaca EH4	188
4.2.4.5	Estaca EH5	189
4.2.4.6	Estaca EH6	190
4.2.5	Reação de ponta em função do deslocamento da ponta.....	191
4.3	COMPARAÇÃO DA CARGA LATERAL OBTIDA NOS MÉTODOS DE RIGIDEZ E DUAS RETAS COM RESULTADO DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE	196
4.3.1	Método de Rigidez.....	196
4.3.2	Método das Duas Retas	197
4.4	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2010).....	198
4.5	COMPARAÇÃO DE PREVISÃO DE CARGA POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E RESULTADO DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE.....	200
4.5.1	Estaca EH1.....	201
4.5.2	Estaca EH2.....	202
4.5.3	Estaca EH3.....	204
4.5.4	Estaca EH4.....	205
4.5.5	Estaca EH5.....	206
4.5.6	Estaca EH6.....	208
4.5.7	Análise de todas as estacas.....	209
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	211
5.1	CONCLUSÕES	211

5.1.1 Instrumentação do topo da estaca: curva carga-recalque	211
5.1.2 Carga de ruptura por meio da interpretação da curva carga-recalque.....	212
5.1.3 Instrumentação ao longo da profundidade.....	213
5.1.4 Previsão de cargas de ruptura por métodos semiempíricos	214
5.2 RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	215
REFERÊNCIAS	216
APÊNDICES.....	238
APÊNDICE A – MÉTODO DE VAN DER VEEN E MÉTODO DA ABNT NBR 6122:2010	239
APÊNDICE B – MÉTODO DE CHIN	242
APÊNDICE C – MÉTODO DE RIGIDEZ.....	245
APÊNDICE D – MÉTODO DAS DUAS RETAS	252
APÊNDICE E – MÉTODO CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i>	254
ANEXOS.....	260
ANEXO A – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CARGA DE ESTACAS	261
ANEXO B – FOLHAS DE CONTROLE.....	267

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Cargas de uma estaca.....	32
Figura 2.2 – Curva carga-recalque	49
Figura 2.3 – Curva carga-recalque	50
Figura 2.4 – Curva carga-recalque teórica.....	51
Figura 2.5 – Alternativas de curva carga-recalque em provas de carga	52
Figura 2.6 – Comportamentos típicos carga-recalque de estacas	53
Figura 2.7 – Configurações da carga de ruptura.....	55
Figura 2.8 – Curva carga-recalque por Van der Veen	64
Figura 2.9 – Solução gráfica do Método de Van der Veen.....	65
Figura 2.10 – Carga de ruptura pelo Método de Chin.....	68
Figura 2.11 – Carga de ruptura convencional.....	70
Figura 2.12 – Curva teórica de carga-recalque no topo, para estacas	71
Figura 2.13 – Construção gráfica para determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e da carga residual na ponta (P_h).....	72
Figura 2.14 – Curva carga-recalque.....	75
Figura 2.15 – Domínio da ponta e do atrito lateral no Gráfico de Rigidez.....	76
Figura 2.16 – Exemplos de fundações que (a) não rompem e (b) rompem....	78
Figura 2.17 – Gráfico carga-coeficiente de recalque	82
Figura 2.18 – Gráfico carga-recalque imediato acumulado.....	83
Figura 2.19 – Gráfico carga-recalque secundário acumulado.....	84
Figura 2.20 – Gráfico deslocamento-atrito lateral unitário (1ª Lei Cambefort)	93
Figura 2.21 – Gráfico deslocamento-reação de ponta (2ª Lei Cambefort)	94
Figura 3.1 – Localização geográfica da Região Metropolitana da Grande Vitória.....	111
Figura 3.2 – Localização das provas de carga.....	111
Figura 3.3 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH1	115

Figura 3.4 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH2	116
Figura 3.5 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH3	118
Figura 3.6 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH4	120
Figura 3.7 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH5	122
Figura 3.8 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH6	123
Figura 3.9 – Abertura do trado para introdução do tubo galvanizado	126
Figura 3.10 – Introdução do tubo galvanizado	126
Figura 3.11 – Detalhe de vedação da extremidade do tubo galvanizado	127
Figura 3.12 – Controle de concreto na obra – medida do slump test.....	128
Figura 3.13 – Estaca pronta.....	128
Figura 3.14 – Ligação do <i>strain-gage</i> ao cabo de leitura	130
Figura 3.15 – Detalhe da proteção do strain-gage.....	130
Figura 3.16 – Instalação da instrumentação no interior do tubo galvanizado	132
Figura 3.17 – Saída do cabo da instrumentação do interior da estaca	132
Figura 3.18 – Adaptação de tubo flexível no tubo galvanizado.....	133
Figura 3.19 – Cabo da instrumentação saindo pela lateral do bloco	133
Figura 3.20 – Caixa de leitura e caixa seletora de canais.....	136
Figura 3.21 – Vista da montagem de uma prova de carga	137
Figura 4.1 – Curva carga-recalque – todas as estacas.....	141
Figura 4.2 – Curva carga-recalque – EH1.....	142
Figura 4.3 – Curva carga-recalque – EH2.....	143
Figura 4.4 – Curva carga-recalque – EH3.....	144
Figura 4.5 – Curva carga-recalque – EH4.....	145
Figura 4.6 – Curva carga-recalque – EH5.....	146
Figura 4.7 – Curva carga-recalque – EH6.....	147

Figura 4.8 – Resultado da instrumentação na seção de referência –	160
Figura 4.9 – Análise das instrumentações – EH1	161
Figura 4.10 – Análise das instrumentações – EH2	161
Figura 4.11 – Análise das instrumentações – EH3	162
Figura 4.12 – Análise das instrumentações – EH4	162
Figura 4.13 – Análise das instrumentações – EH5	163
Figura 4.14 – Análise das instrumentações – EH6	163
Figura 4.15 – Gráfico de transferência de carga – EH1	165
Figura 4.16 – Gráfico de transferência de carga – EH2.....	166
Figura 4.17 – Gráfico de transferência de carga – EH3.....	168
Figura 4.18 – Gráfico de transferência de carga – EH4.....	170
Figura 4.19 – Gráfico de transferência de carga – EH5.....	172
Figura 4.20 – Gráfico de transferência de carga – EH6.....	174
Figura 4.21 – Atrito lateral unitário – EH1	177
Figura 4.22 – Atrito lateral unitário – EH2	179
Figura 4.23 – Atrito lateral unitário – EH3	180
Figura 4.24 – Atrito lateral unitário – EH4	181
Figura 4.25 – Atrito lateral unitário – EH5	184
Figura 4.26 – Atrito lateral unitário – EH6	185
Figura 4.27 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH1	186
Figura 4.28 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH2.....	187
Figura 4.29 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH3.....	188
Figura 4.30 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH4.....	189
Figura 4.31 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH5.....	190

Figura 4.32 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH6.....	191
Figura 4.33 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH1 ..	193
Figura 4.34 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH2..	193
Figura 4.35 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH3..	194
Figura 4.36 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH4..	194
Figura 4.37 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH5..	195
Figura 4.38 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH6..	195
Figura A.1 – Carga de ruptura – ABNT NBR 6122:2010 – EH1.....	239
Figura A.2 – Carga de ruptura – ABNT NBR 6122:2010 – EH2.....	239
Figura A.3 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH3	240
Figura A.4 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e e Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH4.....	240
Figura A.5 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e e Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH5.....	241
Figura A.6 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e e Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH6.....	241
Figura B.1 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH1	242
Figura B.2 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH2	242
Figura B.3 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH3	243
Figura B.4 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH4	243
Figura B.5 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH5	244
Figura B.6 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH6	244
Figura C.1 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH1.....	246
Figura C.2 – Gráfico de Rigidez – EH1	246
Figura C.3 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH2.....	247
Figura C.4 – Gráfico de Rigidez – EH2.....	247
Figura C.5 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH3.....	248
Figura C.6 – Gráfico de Rigidez – EH3.....	248

Figura C.7 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH4.....	249
Figura C.8 – Gráfico de Rigidez – EH4.....	249
Figura C.9 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH5.....	250
Figura C.10 – Gráfico de Rigidez – EH5.....	250
Figura C.11 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH6.....	251
Figura C.12 – Gráfico de Rigidez – EH6.....	251
Figura D.1 – Método das Duas Retas – EH1	252
Figura D.2 – Método das Duas Retas – EH2.....	252
Figura D.3 – Método das Duas Retas – EH5.....	253
Figura D.4 – Método das Duas Retas – EH6.....	253
Figura E.1 – Curva carga-coeficiente de deslocamento – EH1.....	254
Figura E.2 – Curva carga-recalque imediato – EH1.....	254
Figura E.3 – Curva carga-recalque secundário – EH1.....	255
Figura E.4 – Curva carga-coeficiente de recalque – EH2.....	255
Figura E.5 – Curva carga-recalque imediato – EH2.....	256
Figura E.6 – Curva carga-recalque secundário – EH2.....	256
Figura E.7 – Curva carga-recalque imediato – EH3.....	257
Figura E.8 – Curva carga-recalque imediato – EH4.....	257
Figura E.9 – Curva carga-recalque secundário – EH4.....	258
Figura E.10 – Curva carga-recalque imediato – EH5.....	258
Figura E.11 – Curva carga-recalque secundário – EH5.....	259
Figura E.12 – Curva carga-recalque imediato – EH6.....	259
Figura 1 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH1 ...	257
Figura 2 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH2...	257
Figura 3 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH3...	258
Figura 4 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH4...	258
Figura 5 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH5...	259
Figura 6 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH6...	259

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Capacidades mínimas de torque e arranque para equipamentos.....	20
Tabela 2.2 – Relação entre S_u , I_r e N_c para solos coesivos.....	37
Tabela 3.1 – Características das estacas teste	125
Tabela 3.2 – Níveis de instrumentação ao longo das estacas.....	131
Tabela 4.1 – Valores de carga máxima e deslocamentos obtidos nas provas de carga.....	140
Tabela 4.2 – Classificação da estaca com a relação L/D	141
Tabela 4.3 – Carga de ruptura da estaca EH1	150
Tabela 4.4 – Carga de ruptura da estaca EH2	151
Tabela 4.5 – Carga de ruptura da estaca EH3	153
Tabela 4.6 – Carga de ruptura da estaca EH4	154
Tabela 4.7 – Carga de ruptura da estaca EH5	156
Tabela 4.8 – Carga de ruptura da estaca EH6	157
Tabela 4.9 – Módulos de elasticidade (E) das estacas.....	159
Tabela 4.10 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH1.....	164
Tabela 4.11 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH2.....	166
Tabela 4.12 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH3.....	167
Tabela 4.13 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH4.....	169
Tabela 4.14 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH5.....	171
Tabela 4.15 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH6.....	173
Tabela 4.16 – Percentuais de atrito e ponta para todas as estacas teste..	175
Tabela 4.17 – Valores de atrito lateral unitário máximo	176
Tabela 4.18 – Deslocamento da ponta da estaca.....	192

Tabela 4.19 – Cargas de atrito lateral estimado com o Método de Rigidez.....	196
Tabela 4.20 – Cargas de atrito lateral estimado com o método das Duas Retas	197
Tabela 4.21 – Resultados da metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010)	199
Tabela 4.22 – Carga de atrito lateral estimado com o Método Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010)	199
Tabela 4.23 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH1	201
Tabela 4.24 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH2	203
Tabela 4.25 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e carga máxima na prova de carga – EH3	204
Tabela 4.26 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH4	205
Tabela 4.27 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH5	207
Tabela 4.28 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH6	208
Tabela 1 – Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e	262
Tabela 2 – Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e	262
Tabela 3 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo	263
Tabela 4 – Limites de r_i e valores de α para estacas hélice contínua	264
Tabela 5 – Valores de β para diferentes regiões e solos	265
Tabela 6 – Valores de B_1 e B_2	266

RESUMO

ALLEDI, Carla Therezinha Dalvi Borjaille, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, novembro de 2013. **Transferência de Carga de Estacas Hélice Contínua Instrumentadas em Profundidade**. Orientador: Enivaldo Minette. Coorientadores: Roberto Francisco de Azevedo e Eduardo Antônio Gomes Marques.

Esta pesquisa apresenta a análise de seis provas de carga à compressão, com carregamento lento, realizadas em estacas hélice contínua com 0,40m, de diâmetro e comprimentos variados. As estacas foram executadas em diferentes municípios da Região Metropolitana da Grande Vitória-ES, Brasil. Ao lado de cada estaca teste foi executada sondagem de simples reconhecimento com medida de torque (SPT-T) para caracterização do subsolo. Com o objetivo de determinar a transferência de carga da estaca para o solo ao longo da profundidade, as estacas foram instrumentadas, ao longo do fuste, com quatro níveis de extensômetros elétricos de resistência (*strain-gages*). As barras de aço instrumentadas foram instaladas em tubos galvanizados que foram inseridos nas estacas teste durante sua execução, antes da concretagem, pela haste central do trado hélice. A carga de ruptura das estacas hélice contínua monitoradas foi obtida pela interpretação da curva carga-recalque. São apresentados e analisados todos os resultados obtidos com as instrumentações instaladas no topo e ao longo do fuste das estacas, com determinação das parcelas de carga por atrito lateral e de ponta. Foi verificado que as estacas hélice contínua desta pesquisa transferiram a maior parte da carga aplicada no topo por atrito lateral, e duas estacas apresentaram significativa mobilização de ponta com pequenos deslocamentos. O trabalho apresenta, também, uma comparação dos resultados experimentais obtidos nas provas de carga com as previsões de carga de métodos semiempíricos de uso corrente na prática brasileira.

ABSTRACT

ALLEDI, Carla Therezinha Dalvi Borjaille, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, November, 2013. **Load Transfer of Continuous Flight Auger Piles Instrumented in Depth**. Adviser: Enivaldo Minette. Co-advisers: Roberto Francisco de Azevedo and Eduardo Antônio Gomes Marques.

In this thesis, the analyses of six compression load tests with slow maintained load (SML) on continuous flight auger piles from different municipalities of the Great Metropolitan Area of Vitoria-ES, Brazil, are presented. The piles were all 40cm in diameter, but their lengths were variable. Soil characterization at each pile location was done by Standard Penetration Tests with Torque measurement. Load transfer of piles with depth was measured by four levels of instrumentation installed along the shaft. Each level of instrumentation was comprised of strain-gauges attached to a steel bar placed inside a galvanized pipe, and these pipes were then inserted into the piles prior to concrete pumping, through the auger axis. The ultimate load of the piles was calculated through analysis of the load-displacement curve. In this study, an analysis of the results of instrumentation showed that the larger part of the load applied at the top of the piles was absorbed by lateral friction and two piles developed significant tip load mobilization with small tip displacement. Results from field experiments were compared to ultimate load estimations that were obtained from methods presently in use in Brazil for continuous flight auger piles.

1 INTRODUÇÃO

Estacas são utilizadas nas fundações de obras desde séculos passados. Ao longo das décadas, novos tipos de estacas têm sido desenvolvidos e tipos existentes têm sido pesquisados para melhor entender seu comportamento e verificar seu desempenho.

As estacas hélice contínua foram introduzidas no Brasil no ano de 1987, mas somente a partir de 1993 tiveram uma ampla divulgação (CAPUTO *et al.*, 1997). Dessa data em diante, tem sido crescente o seu emprego quer em obras de fundações, quer em obras de contenções.

Além do grande avanço tecnológico no processo executivo, quando comparadas com os demais tipos de fundações profundas, essas estacas, por apresentarem, como características, a rapidez de execução que implica a redução do cronograma da obra, a baixa vibração e pouco ruído (presente nos equipamentos à percussão), não causando danos nem transtornos nas vizinhanças, têm sido cada vez mais preferidas em centros urbanos.

Em geral, a estaca hélice contínua tem sido utilizada em obras dimensionando-se, predominantemente, por atrito lateral, deixando-se a carga da ponta como fator de segurança ou com pequena parcela da carga total. Quando a ponta da estaca é muito solicitada, corre-se o risco de conviver com deformações significativas para a mobilização dessa parcela de carga. A baixa confiabilidade na carga resistente da ponta dessas estacas é discutida no meio técnico.

Na Região Metropolitana da Grande Vitória, que envolve os municípios de Vila Velha, Cariacica, Viana, Guarapari, Serra e Fundão, além de Vitória, capital do Espírito Santo, desde 1989, têm-se utilizado com grande frequência as estacas hélice contínua. O subsolo local, formado por solo sedimentar e residual, apresenta-se muito heterogêneo. Em muitos locais, têm-se solos de baixa resistência (areias fofas e solos moles) sobrejacentes à camada de solo de alteração de rocha com elevada

resistência. Estando o fuste da estaca nesse tipo de perfil, a carga por atrito lateral não é satisfatória, ficando muito aquém da carga estrutural da estaca. Desse modo, a estaca hélice passa a não ser competitiva, economicamente, com outros tipos de estacas, apesar de suas vantagens, já citadas.

Para verificar se a transferência de carga da estaca para o solo ocorre por predominância do atrito lateral ou da ponta, há necessidade de se instrumentar a estaca ao longo do seu comprimento. Os instrumentos, extensômetros elétricos de resistência, posicionados em diversos níveis ao longo do fuste, medem a deformação específica e, por meio da teoria da elasticidade, determina-se a carga em cada ponto instrumentado. Devido ao processo executivo da estaca hélice no qual se introduz a armadura após a injeção do concreto na estaca, Albuquerque (2001) foi o pioneiro na instrumentação de estacas hélice contínua, tomando por base a técnica desenvolvida e utilizada por Niyama e Azevedo (1990) para estacas pré-moldadas. Essa técnica tem sido utilizada com sucesso em pesquisas. (ALBUQUERQUE, 2001; ALLEDI, 2004; SILVA, 2011). Porém, a instrumentação em profundidade, em geral, tem sido pouco utilizada na prática diária de projetos, ficando restrita a pesquisas. Camapum de Carvalho *et al.* (2008) comentam que os argumentos para a não utilização da instrumentação pode estar no tempo e no custo para montagem dos ensaios.

Alledi (2004) tem trabalhado com instrumentação em profundidade em estacas hélice contínua desde o Mestrado e observou que o custo da instrumentação com extensômetros elétricos de resistência tem diminuído nos últimos anos. Para esta pesquisa, além das duas estacas hélice contínua utilizadas no Mestrado, foram instrumentadas em profundidade outras quatro dessas estacas que faziam parte de uma obra e foram submetidas a provas de carga por exigências do projeto de fundações.

Apesar de alguns autores comentarem que a previsão de capacidade de carga geotécnica de uma estaca é uma questão resolvida, Alonso (2004) alerta ser desejável que os programas de Mestrado e Doutorado das

universidades brasileiras se dediquem ao estudo da transferência de carga e à previsão da curva carga-recalque. O pensamento de Alonso constitui-se numa justificativa para o desenvolvimento desta pesquisa.

A realidade que se apresenta é o surgimento, ao longo desses últimos anos, de alguns métodos para separar a parcela de ponta e a parcela de atrito a partir da curva carga-recalque de uma estaca obtida numa prova de carga convencional, isto é, prova de carga sem que a estaca tenha sido instrumentada em profundidade. Segundo Melo *et al.* (2012), a Engenharia Geotécnica tem buscado, incessantemente, desenvolver metodologias que possam separar as cargas de ponta e lateral de uma prova de carga estática sem que necessite utilizar o recurso da instrumentação.

Com o crescimento, ano a ano, do uso de estacas hélice contínua na Região Metropolitana da Grande Vitória, torna-se imperativo o conhecimento do comportamento e desempenho dessas estacas na região. Ainda são poucos os dados de campo sobre provas de carga instrumentadas para que se definam parâmetros de projeto. Persistem as dúvidas quanto às parcelas de atrito e ponta nos solos da região. Para preencher essa lacuna, a autora desenvolveu esta pesquisa.

Esta tese pretende estudar a transferência de carga de estacas hélice contínua para o solo ao longo da sua profundidade. Para tanto, foram realizadas seis provas de carga estáticas, com carregamento lento, em obras da região da Grande Vitória. As estacas teste foram instrumentadas ao longo de sua profundidade com extensômetros elétricos de resistência, *strain-gages*. Serão comparados os resultados obtidos com a instrumentação em profundidade com aqueles estimados por métodos semiempíricos e por metodologias de interpretação de curva carga-recalque. Tal estudo se torna relevante diante da prática de se considerar com cautela a carga de ponta de estacas hélice.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é analisar a transferência de carga de estacas hélice contínua, instrumentadas em profundidade, visando a melhor entender seu comportamento em solos da região da Grande Vitória-ES.

Para se alcançar o objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

a) estimar valores de carga de ruptura total e por vezes, por atrito lateral por meio de metodologias de interpretação da curva carga-recalque;

b) determinar, experimentalmente, parcelas de carga por atrito lateral e de ponta com base em instrumentação;

c) comparar resultados experimentais de atrito lateral obtidos na instrumentação em profundidade com valores sugeridos por metodologias de interpretação da curva carga-recalque;

d) estimar valores de carga de ruptura total, por atrito lateral e de ponta por alguns métodos semiempíricos propostos na literatura para estacas hélice contínua;

e) comparar previsões de cargas de métodos semiempíricos com resultados experimentais obtidos com a instrumentação em profundidade;

f) identificar o início da saturação do atrito e correlacionar deslocamento desse ponto com o diâmetro da estaca;

g) ampliar o conhecimento da transferência de carga de estacas hélice contínua em solos da Região da Grande Vitória- ES;

h) iniciar a criação de Banco de Dados regional de estacas hélice contínua, instrumentadas ao longo do fuste;

i) contribuir com a ampliação de Banco de Dados de estacas hélice contínua, instrumentadas ao longo do fuste em nível nacional.

1.2 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese está sendo apresentada em cinco capítulos. O Capítulo 1 foi dedicado a Introdução.

O Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica – enfoca as estacas hélice contínua monitoradas, descrevendo o processo executivo dessas estacas, a metodologia de instrumentação e seus resultados, os métodos de interpretação da curva carga-recalque que serão empregados nesta pesquisa e, finalmente, os resultados experimentais obtidos em pesquisas realizadas com estacas hélice contínua.

No Capítulo 3, estão as informações do Estudo Experimental de campo com resultados da investigação geotécnica executada nos locais da prova de carga, detalhamento da execução das estacas teste e da instrumentação ao longo do fuste. Descrevem-se, também, as provas de carga à compressão mostrando os equipamentos utilizados.

A Apresentação e Análise dos Resultados estão no Capítulo 4, dando-se ênfase à interpretação dos resultados obtidos com as instrumentações instaladas no topo e ao longo do fuste da estaca, com determinação das parcelas de carga por atrito lateral e de ponta. Apresenta-se, também, a comparação dos resultados experimentais das provas de carga com as previsões de cargas de ruptura obtidas por métodos semiempíricos.

Por último, o Capítulo 5 refere-se às Considerações Finais do trabalho, destacando as conclusões do estudo e recomendações para futuras pesquisas com estacas hélice contínua. A seguir, listam-se as Referências citadas no texto e apresentam-se Apêndices e Anexos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Fundação é um sistema constituído por um elemento estrutural e pelo solo circundante capaz de suportar as solicitações impostas por ações externas. Elemento estrutural é aquele que recebe os esforços de ações diversas e os transmite ao solo.

O problema básico de um projeto de fundações é determinar a profundidade adequada que deve ser alcançada pelo elemento estrutural de fundação, considerando sua interação com o maciço do solo para atender ao valor de carga admissível.

Pinto (1998) afirma que a Engenharia de Fundações é uma arte que se aprimora pela experiência, com o comportamento das fundações devidamente observado e interpretado, considerando as peculiaridades dos solos, ou seja, o desenvolvimento das fundações depende do comportamento dos solos.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), há diferentes formas de se agrupar os vários tipos de fundações. Quando se considera a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural, originam-se dois grandes grupos: fundação superficial e fundação profunda. Os autores comentam, ainda, que outra forma de classificação das fundações consiste em considerar o modo de transferência de carga do elemento estrutural para o maciço de solo.

Como o escopo desta pesquisa é fundação profunda, limitam-se todas as discussões apresentadas a esse tipo de fundação considerando as formas de transferência de carga.

A norma brasileira ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações – define fundação profunda como o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua

superfície lateral (resistência do fuste) ou por uma combinação das duas devendo a ponta estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, 3,0m. Nesse tipo de fundação, incluem-se as estacas.

Observa-se que as duas formas de classificação citadas por Cintra, Aoki e Albiero (2011) são contempladas na norma.

Terzaghi e Peck (1967) dividem as estacas em três categorias de acordo com a maneira pela qual elas trabalham ou transferem carga ao maciço do solo:

a) estacas de atrito em solos granulação grossa, muito permeáveis: estacas que transferem a maior parte da carga a que estão submetidas por atrito lateral e reduzem a compressibilidade do solo ao seu redor;

b) estacas de atrito em solos de granulação fina, de baixa permeabilidade: estacas que transferem sua carga ao solo por atrito lateral, mas não produzem compactação significativa do solo ao seu redor;

c) estacas de ponta: estacas que transferem as cargas recebidas a uma camada de solo resistente situada a uma profundidade considerável abaixo da base da estrutura.

Os autores esclarecem ainda que não podem ser estabelecidos limites rigorosos entre as três principais categorias de estacas. A ponta de uma estaca pode ser embutida numa camada de areia firme, capaz de suportar a estaca pela resistência da ponta, mas uma considerável parte da carga é, provavelmente, absorvida por atrito lateral.

Entretanto, Velloso e Lopes (2010) descrevem que as fundações profundas podem ser classificadas segundo vários critérios, por exemplo, material de sua constituição e processo executivo. Esses autores se utilizam da norma inglesa de fundações e apresentam uma classificação de estacas.

Existe uma grande variedade de tipos de estacas e, além de a técnica de execução das estacas existentes estar, permanentemente, em evolução,

novos tipos de estacas são introduzidos no mercado com frequência. Bilfinger (2009) comenta que o desenvolvimento de estacas não significa, necessariamente, o desenvolvimento de novas estacas escavadas ou trados mas, principalmente, uma melhor compreensão do real comportamento e uso racional da informação disponível.

Dentre os diversos tipos de estacas existentes e citados por vários autores, foi escolhida a estaca hélice contínua para ser estudada nesta pesquisa. Alonso (2004) propõe que as estacas sejam classificadas quanto a sua instalação, em: com deslocamento do solo, sem deslocamento do solo e com deslocamento parcial do solo sendo as estacas hélice contínua pertencentes ao terceiro grupo.

Para Moura, Coelho e Cunha (2006), a estaca hélice contínua apresenta um novo conceito de fundação profunda e essa inovação exige estudos regionais e específicos.

2.2 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

2.2.1 Definição

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 6122:2010, **estaca hélice contínua monitorada** é uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada com a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno, injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada e introdução da armadura após a concretagem da estaca

Internacionalmente, as estacas hélice contínua monitoradas são conhecidas por *continuous flight auger – CFA piles, augered cast-in-place piles, auger-cast piles ou augered pressure-grouted piles*.

Nesta pesquisa, a partir deste momento, a estaca hélice contínua monitorada será representada pela sigla EHC.

2.2.2 Histórico

O uso de estaca executada com trado hélice contínuo teve início nos Estados Unidos, na década de 50. Àquela época, os equipamentos, de baixa potência com torques de 10 a 30kN.m, eram constituídos por guindastes com torre acoplada e se executavam estacas com diâmetros de 27,5cm, 30cm e 40cm. No início da década de 70, a partir da Alemanha, essa ideia de perfuração se espalhou por toda a Europa e, posteriormente, para o Japão (PENNA *et al.*, 1999).

Brons e Kool (1988) relatam que, na década de 80, as EHCs tornaram-se muito populares na Europa, devido às vantagens técnicas combinadas com o custo relativamente atrativo. Bottiau (1993) comenta que as EHCs foram desenvolvidas objetivando eliminar uma grande desvantagem das estacas escavadas, a descompressão do terreno. Por sua vez, Caputo e Manrubia (1996) afirmam que a popularidade dessas estacas se deve ao desenvolvimento tecnológico dos equipamentos e à possibilidade de injeção de concreto em vez de argamassa para a confecção da estaca.

A introdução das EHCs no Brasil ocorreu em 1987. Foram executadas com equipamentos desenvolvidos nacionalmente, montados sobre guindastes de esteiras, com torque de 35kNm que permitiam executar estacas de 275mm, 350mm e 425mm com até 15m de comprimento (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

As primeiras pesquisas sobre EHC, no País, foram realizadas em 1989, no *Campus* da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, e divulgadas pela publicação *ABEF Research on Foundation Engeneering*, durante o *XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engereering (XII ICSMFE)*, no Rio de Janeiro. Àquela época, o controle de qualidade era precário, visto que o processo executivo não era totalmente instrumentado. A limitação do diâmetro e do comprimento era uma realidade devido à baixa potência dos equipamentos, mas, a partir de 1993, com a importação de equipamentos especialmente projetados para executar essas estacas que possuíam maior capacidade de torque e força de arranque, aliados ao ferramental de controle, durante a execução, houve um

incremento da utilização dessas estacas no Brasil (ALONSO, 2000). O torque dessas máquinas variava de 90kN.m a mais de 200kN.m, permitindo executar estacas com diâmetro até 1000mm e 24m de profundidade (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

Conforme afirmam Sales *et al.* (2004), a partir do ano 1999, com a enorme quantidade de equipamentos adquiridos por diferentes empresas, nos mais distintos Estados brasileiros, reduziu-se o custo da EHC transformando-a numa solução de fundação viável em vários casos de obras.

De acordo com Souza (2006), devido às características de agilidade executiva e à ausência de vibração, bem como ao custo competitivo comparado com outras soluções de fundações profundas possíveis no mesmo local, as EHCs são cada vez mais empregadas em todo o Brasil como solução para as fundações

As EHCs podem ser utilizadas tanto em fundações de prédios (residenciais, comerciais e industriais), de pontes e galpões, quanto em estruturas de contenção constituindo cortinas contínuas de estacas secantes ou justapostas, em ancoragens diversas associadas a tirantes e, ainda, como estacas de reforço em soluções de aterros sobre solos moles (FHWA, 2007).

Além da execução de estacas, o equipamento de estacas hélice pode ser utilizado na execução de pré-furos, quando se quer implantar perfis metálicos ou estacas pré-moldadas em terrenos resistentes, onde a cravação por percussão poderia danificar a cabeça das estacas ou criar problemas de levantamento de estacas já cravadas (CAPUTO; MANRUBIA, 1996)

No Estado do Espírito Santo, esse tipo de estaca foi executado, pela primeira vez, em fevereiro de 1999. Na obra, foram empregadas estacas de 70cm de diâmetro e 23m de comprimento e programado o primeiro ensaio de prova de carga, nesse tipo de estaca, na região. Os resultados foram

satisfatórios. Nessa época, os equipamentos para execução dessas estacas eram trazidos de outros Estados, encarecendo o custo de execução com o transporte. Com a perspectiva do avanço dessas estacas no Estado, ao final do ano de 1999, uma empresa local adquiriu equipamentos específicos para sua execução, tornando-as uma alternativa de fundação, comparativamente com outras estacas usualmente empregadas na região, como estacas tipo Franki e estacas de trilhos usados.

Atualmente, é crescente o emprego de estacas hélice contínua monitoradas como fundação e também como contenção de terrenos vizinhos (escoramentos) em obras de edificações, no Estado do Espírito Santo, principalmente na região da Grande Vitória.

A comprovação da utilização dessas estacas em nível nacional e internacional é corroborada pelos trabalhos publicados nos Congressos, Seminários e Simpósios.

Viana da Fonseca, Costa e Santos (2004) afirmam que as estacas moldadas com recurso do trado contínuo são as mais utilizadas em solos residuais no norte de Portugal.

No seu trabalho, Anjos (2006) informa que havia uma tendência na Itália, Alemanha, Holanda, Grã-Bretanha, França, Bélgica e Áustria de maior utilização de estacas do tipo hélice contínua monitoradas em comparação com as estacas cravadas.

Gusmão (2008) destaca o crescimento do uso de EHC no Nordeste e esclarece que, àquela época, essas estacas representavam um percentual maior que 30% do mercado de estacas ao se considerar obras residenciais, industriais e de infraestrutura. Entretanto, Batista (2013) salienta que, atualmente, o percentual chega a 90%. Oliveira e Gusmão (2010) concluem que, das 19 obras estudadas na cidade de Recife em Pernambuco, Nordeste do Brasil, 12 delas tinham como uma das soluções propostas a fundação em hélice contínua. Por sua vez, Santos, Gusmão e Maia (2012) apresentam uma evolução do número de obras em EHC entre os anos de 2000 e 2010

na cidade de Recife, informando que houve um aumento acentuado a partir do ano de 2006. Braga (2009) fez um levantamento em 107 obras realizadas nos últimos cinco anos na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), apresentando características residenciais e comerciais com mais de três pavimentos, e concluiu que 39% utilizaram estacas hélice contínua em suas fundações.

Slatter e Tchepak (2009) relatam a execução de estacas hélice contínua de 750mm num prédio de 92 andares em Melbourne, Austrália num subsolo que apresentava superfície inclinada. Cuidados especiais tiveram que ser adotados para garantir que as EHCs ficassem apoiadas no perfil de intemperismo de basalto com elevada resistência.

Em sua pesquisa, Cichinelli (2010) afirma que o Brasil é o segundo país onde se executam EHCs, ficando atrás apenas do Reino Unido. E Sherwood (2012) confirma a grande utilização de EHCs nos últimos anos no Reino Unido em substituição às estacas cravadas.

Sales e Sousa (2012) escolheram estudar a EHC por ser o tipo mais empregado, atualmente, no Brasil, principalmente como fundações dos edifícios altos nas capitais brasileiras. Danziger (2012) constata a grande utilização das estacas hélice contínua monitoradas, na atualidade, em projetos de fundações de médio e grande porte. Os autores, Pereira *et al.* (2013) afirmam que as EHCs são, atualmente, uma das fundações mais utilizadas na região de Goiânia-GO. Finalmente, Silva (2013) informa que, devido à boa adaptabilidade a quase todos os solos brasileiros e a confiabilidade obtida por meio do monitoramento do processo de escavação e de concretagem, as EHCs se popularizaram e hoje são comumente adotadas como solução de fundação em todo o Brasil.

As fundações do tipo hélice contínua refletem uma tendência mundial em termos de preferência, quando comparadas com outros tipos de fundações profundas.

Com o interesse cada vez maior dos consultores, projetistas e construtores por esse tipo de estaca, a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS) tem promovido, há duas décadas, encontros da comunidade geotécnica para debater sobre projeto, execução e controle das EHCs. No campo das pesquisas, a desenvolvida por Albuquerque (2001) tem grande repercussão em nível nacional e internacional e culminou com a publicação de Albuquerque *et al.* (2001). Esse estudo e outros, por exemplo, Caputo *et al.* (1997) e Penna *et al.* (1999), têm sido referenciados ainda hoje.

Esse interesse e a necessidade do conhecimento mais profundo e realista de aspectos teóricos, científicos e prático-experimentais continuam nos dias atuais, o que motivou a realização, recentemente, da Conferência em Tecnologia de Fundações com ênfase em estacas do tipo Hélice Contínua e de Deslocamento. Nesta Conferência, Polido (2013) enfatiza, com base em pesquisa, que a EHC é de grande aceitação e é utilizada, em média, em mais de 50% das obras sob a responsabilidade dos entrevistados. Conclui afirmando que, efetivamente, é a estaca mais utilizada atualmente no Brasil.

Diante da grande utilização das EHCs e de sua constante evolução, surgiu, no mercado, uma variação desse tipo de estaca denominada “hélice segmentada”. Barreto, Cintra e Aoki (2004) relatam a execução dessas estacas com argamassa. Stötzer, Werner Gerressen e Müller (2009) utilizaram estacas hélice segmentada com 28,0m, devido às restrições de altura de 7,50m a 10,0m, na construção de um viaduto sobre a autoestrada entre Londres e Glasgow.

Segundo Mucheti, Massad e Albuquerque (2012), as fases de execução da estaca hélice segmentada obedecem à mesma ordem da estaca hélice contínua convencional. A perfuração consiste em introduzir segmentos de hélice de 4,0 a 6,0m de comprimento enquanto, na perfuração da estaca hélice convencional, introduz-se o trado contínuo no comprimento total da estaca. De acordo com os autores, essas estacas têm sido

executadas em locais com espaço reduzido tanto na altura (pé-direito) quanto na distância da divisa de, no mínimo, 35cm. Segundo esses pesquisadores, a versatilidade de utilização dessas estacas despertou o interesse tanto no Estado de São Paulo como em outros Estados, mas há pouco estudo sobre o comportamento das referidas estacas.

As estacas de deslocamento, mais conhecidas como estaca ômega, podem ser consideradas também uma evolução das EHCs. Essas estacas são recentes no mercado. São denominadas por Bustamante e Gianceselli (1998) de *screws piles*, estacas aparafusadas de última geração. Segundo Albuquerque (2001), foram introduzidas no mercado europeu em 1995 e no Brasil em 1997.

A metodologia executiva da estaca ômega é similar a da EHC, podendo ser empregado o mesmo equipamento. Ambas são executadas em três etapas (perfuração, concretagem e armação), diferenciando-se basicamente na etapa da perfuração em que a estaca ômega tem a vantagem do deslocamento lateral do solo, existindo assim compactação do solo ao redor do fuste da estaca (BATISTA, 2013). A mesma autora esclarece que a estaca ômega tem sido pouco utilizada na prática brasileira, porém, devido às similaridades, pode se transformar em estaca de uso tão frequente quanto a EHC.

O comportamento dessas estacas, comparativamente com a EHC, foi estudado por Albuquerque (2001) e Almeida Neto e Kochen (2004a, 2004b). Antunes (2004) apresentou o princípio técnico de execução das estacas ômeças, fez considerações sobre seu processo executivo e expressou sua opinião quanto à resistência, no meio técnico, em aceitar a nova estaca. A falta de divulgação das provas de carga já executadas foi um dos fatores que influenciou esse fato. Por sua vez, Souza, Soares e Viana (2008) relatam a execução de 2.000 dessas estacas em obra da Petrobrás. Os resultados das provas de carga estática indicaram a necessidade de reforço em cerca de 40 estacas na região em que se inferiu que o embutimento foi

insuficiente. Os mesmos autores complementam que o estaqueamento foi considerado plenamente satisfatório para os objetivos do empreendimento.

2.2.3 Método Executivo

Paralelamente ao desenvolvimento das pesquisas, o método executivo das EHCs está em constante evolução.

O Método Executivo da EHC pode ser dividido em três fases: perfuração, concretagem e instalação da armadura.

A primeira etapa da execução de uma estaca hélice contínua consiste na introdução no terreno, por rotação, de um trado contínuo até a profundidade estabelecida em projeto, sem a retirada do solo escavado.

O trado contínuo é composto por uma hélice espiral solidarizada a uma haste central vazada, equipado com dentes na extremidade inferior que possibilitam a sua penetração no terreno. A parede da perfuração é sempre suportada pelo solo confinado na própria hélice do trado, evitando-se, assim, o seu desmoronamento e tornando-se desnecessário o uso de lama bentonítica.

Na fase de perfuração, merece destaque o equipamento de execução dessas estacas que têm evoluído com capacidades de torque cada vez maior, de modo a conseguir perfurar solos com mais resistência. No item 2.2.4 , apresentam-se considerações a respeito dos equipamentos.

Para evitar que, durante a introdução do trado, haja entrada de solo ou água na haste tubular, existe, em sua face inferior, uma tampa metálica provisória que é expulsa ao início da fase de concretagem.

A fase de concretagem inicia-se ao término da perfuração ao se atingir a profundidade prevista no projeto. É executada concomitantemente à retirada do trado hélice usado na perfuração.

Antes do início da concretagem, levanta-se o trado cerca de 30cm, para permitir a expulsão da tampa provisória. A partir desse instante, inicia-se a concretagem e prossegue-se à retirada do trado, contendo o solo, de forma lenta, contínua, sem imprimir movimento de giro. Prescreve a ABNT NBR 6122:2010 que, caso o trado esteja girando durante sua retirada, o giro deve ser no sentido da perfuração.

Nessa operação, por meio do monitor instalado na cabine da máquina, o operador deve ficar atento para que a velocidade de extração da hélice seja tal que mantenha a pressão de injeção do concreto positiva ou, no mínimo, zero, de modo a haver, sempre, um sobreconsumo de concreto até o final da concretagem (CAPUTO *et al.*, 1997; PENNA *et al.*, 1999).

Especial atenção na utilização de EHC é o fornecimento de concreto bombeado por empresas fornecedoras no local da obra.

O concreto a ser utilizado nas EHCs deve ser bem dosado, com características próprias, de modo a permitir trabalhabilidade e garantir o sucesso de execução dessas estacas, incluindo a fase de introdução da armadura. Conforme comentado e definido pela norma brasileira, o processo executivo próprio das estacas hélice impõe que a armadura seja introduzida somente após a fase da concretagem. Atenção especial deve ser dada ao *slump-test*. A experiência da autora com o acompanhamento dessas estacas mostra que o *slump-test* deve ser o mais próximo possível a 24cm, quando da chegada do concreto à obra. As especificações do concreto, para execução das EHCs, devem ser discutidas com a empresa fornecedora de modo que o concreto mantenha essa característica mínima de trabalhabilidade desde sua dosagem na concreteira até a seu fornecimento na obra. Tal propriedade tem sido obtida com o uso de aditivos sem necessidade de adição de água, quando da chegada do caminhão betoneira ao canteiro de obras.

Conforme prescreve a ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações – no seu Anexo F, o concreto tipo bombeado, utilizado para execução de EHC, deve satisfazer às seguintes exigências:

a) consumo mínimo de cimento	: 400kg/m ³ de concreto
b) <i>Slump test</i>	: 22 ± 3cm
c) resistência característica-fck	: mínimo de 20MPa aos 28 dias
d) agregados	: areia e pedrisco
e) % de argamassa em massa	: ≥ 55%
f) relação água/cimento	: ≤ 0,6

Segundo a mesma norma, é facultativa a utilização de aditivos e permitido o uso de agregados miúdos artificiais.

Em contrapartida, recomendação contida no Manual de Execução de Fundações e Geotecnia: Práticas Recomendadas, da ABEF (2012), apresenta, para a relação água/cimento, uma orientação diferente bem como algumas recomendações não constantes da norma acima citada:

a) <i>slump flow</i>	: 48cm a 53cm
b) relação água/cimento	: 0,53 a 0,56
c) exsudação	: 1,0%
d) teor de ar incorporado	: 4,5%
e) início de pega	: 3 horas
a) agregados:	: pedra 0(pedrisco)/areia (não empregar pó de pedra)

Essas recomendações adicionais da ABEF são importantes para as empresas fornecedoras de concreto.

Ressalta-se que o consumo de cimento de 400kg/m³ faz com que a resistência característica desse concreto atinja valores superiores aos 20MPa especificados. As especificações do traço apresentadas visam a obter concreto que garanta qualidade e propriedades assim como trabalhabilidade, durabilidade, baixa permeabilidade, porosidade e segregação. Desse modo, a dosagem deve ser feita pelo consumo, e não pela resistência.

O preenchimento da estaca com concreto é normalmente executado até a superfície de trabalho (em geral, nível do terreno), para evitar que caia

terra dentro da cava antes da introdução da armadura. O excesso de concreto deverá ser cortado quando do preparo da cabeça da estaca. Por essa razão, é sempre preferível que o terreno não seja escavado muito próximo à cota de arrasamento, antes da execução do estaqueamento, para melhorar as condições de execução e a qualidade da estaca.

Quanto à armadura, para facilitar sua introdução, as barras longitudinais devem ser convenientemente projetadas de modo a ter um peso e uma rigidez compatíveis com seu comprimento. Outra providência executiva prudente é, ao confeccionar a armação, deixar o “pé”, num trecho de um metro, com a seção tronco-cônica para facilitar sua introdução no concreto e o uso de espaçadores, evitando o carreamento do solo para dentro da escavação.

A ABNT NBR 6122:2010 prescreve que as EHCs submetidas a cargas de compressão e tensões-limite de 6MPa podem ser executadas em concreto não armado, exceto quanto à armadura de ligação com o bloco, especificada com 4,0m de comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco).

Para Velloso e Alonso (2000), deve-se sempre armar a cabeça da estaca para garantir sua integridade estrutural, pois, para a execução dos blocos, a escavação do terreno, geralmente, é feita com auxílio de escavadeiras mecânicas que batem nas estacas durante sua operação, por mais cuidadoso que seja o operador. A armadura terá, então, a função de absorver os esforços decorrentes dessas batidas.

No caso de estacas submetidas a esforços de compressão com tensões superiores a 6MPa e a esforços transversais ou de tração, a armadura deverá ter comprimento compatível com o esforço solicitado. Já se tem registro de obras em que a armadura atingiu 19,0m de comprimento conforme citação de Alonso (1998). Segundo Pagliacci *et al.* (2003), um considerável problema prático é causado quando é preciso instalar armaduras longas de 25 a 30m nas estacas hélice. Polido (2013) afirma que,

no caso específico da tração, pode-se usar barra de aço Dywidag que facilita a instalação.

Polido (2013) faz ressalva quanto à introdução de armadura abaixo do terreno, difícil de ser aceita pelos executores de EHC. Numa estaca em obra no Rio de Janeiro, foi utilizado um dispositivo para introduzir a armadura de modo a garantir que o topo da armadura ficasse 6,0m abaixo do nível do terreno, para posterior escavação do subsolo.

A experiência da autora mostra que, quando o concreto é bem dosado com alta plasticidade, boa coesão, alta fluidez e tomadas as providências citadas de rigidez e observação do menor tempo possível, 10min, no máximo, entre o término da concretagem e a introdução da armadura, essa operação ocorre de forma satisfatória. Em obras da região desta pesquisa, tem sido possível a introdução de até 20m de comprimento de armaduras. Para o sucesso desse processo com comprimentos maiores, as armaduras podem ser empurradas pela própria mesa da perfuratriz do equipamento de execução ou por pá-carregadeira disponível na obra conforme descrito por Penna *et al.* (1999). Experiência semelhante foi relatada por Batista (2013) na Região Nordeste do País.

Silva *et al.* (2012) alertam que o desempenho adequado das estacas escavadas, da hélice contínua e de deslocamento pode ser influenciado por vários fatores, entre eles, o tipo e capacidade de escavação do equipamento, as ferramentas de perfurações utilizadas e os procedimentos adotados nas operações de escavação e concretagem.

2.2.4 Equipamentos e monitoramento

Albuquerque (2001) afirma que, àquela época, as empresas brasileiras executoras de estacas hélice contínua estavam investindo para melhorar os equipamentos. Pagliacci *et al.* (2003) esclarecem que os equipamentos de execução de CFA, em operação na Europa, permitiam atingir comprimentos de até 40m com diâmetros de até 1200mm. Segundo o

último autor, na Inglaterra, já eram executadas EHCs de 45cm de diâmetro e 10m de comprimento em argilas duras, pré-adensadas, com N_{SPT} maior que 70.

O Manual de Execução de Fundações e Geotecnia: Práticas Recomendadas, da ABEF (2012), estabelece as seguintes capacidades mínimas de torque e arranque para os equipamentos em função dos diâmetros e comprimentos das estacas (Tabela 2.1):

Tabela 2.1– Capacidades mínimas de torque e arranque para equipamentos

Torque (kN.m)	Arranque (kN)	Dimensões das estacas (cm)
130	380	φ 0,30m a φ 0,80m – até 18,0m de profundidade
200	600	φ 0,30m a φ 1,00m – até 27,0m de profundidade
225	800	φ 0,30m a φ 1,20m – até 29,0m de profundidade
280	880	
545	1000	φ 0,30m a φ 1,40m – até 34,0m de profundidade

Fonte: ABEF (2012)

Ainda hoje, as empresas executoras de EHC continuam a investir em máquinas cada vez mais potentes. O catálogo da empresa Geofix Fundações apresenta equipamento com capacidade de torque de 35tf.m para execução dessas estacas até 1200mm com até 34m de profundidade. Já a empresa CZM, fabricante de equipamentos para fundações em EHC, descreve, em seu catálogo, equipamento com torque de 318kNm para perfurar estacas com diâmetro de 1000mm até comprimentos máximos da ordem de 32 (25+7)m, perfurando solos muito duros ou até com alteração de rocha.

Segundo Polido (2013), embora existam equipamentos desse porte, na prática, usualmente se restringe a execução dessas estacas a, no máximo, 32m de comprimento e 1,0m de diâmetro.

A ponta e as pás do trado hélice contínuo sofrem desgaste natural com sua utilização, perdendo sua capacidade de perfuração, principalmente quando muito utilizadas em solos resistentes. De acordo com Almeida Neto (2002), a ponta pode ser recuperada com soldagem, cuja finalidade é

reconstituir sua forma e recuperar sua capacidade de perfuração. Nos dias atuais encontra-se no mercado ponta do trado de execução de EHC, constituída de vários “dentes” de *wídia*, de modo a perfurar solos de alta resistência ($N_{SPT} \geq 50$) conforme apresentado no Catálogo GeoFund (2012). Na Feira de Bauma (2013), Alemanha, foram apresentados equipamentos dotados de dentes diamantados possibilitando perfurar terrenos de elevada resistência, com profundidades de até 40,0m. A profundidade de perfuração máxima a ser atingida está associada ao diâmetro da estaca e à resistência do solo.

As máquinas perfuratrizes de EHCs são equipadas com sistema de monitoramento da execução das estacas. O advento desse monitoramento tem aumentado a técnica da execução dessas estacas trazendo mais confiança aos procedimentos. (CAPUTO; MANRUBIA, 1996).

O sistema de monitoramento das EHCs, basicamente, é composto por um computador e sensores instalados na perfuratriz, cuja aquisição de dados, tratamento e controle da execução são realizados em *software* específico. Parâmetros, como torque resistente, pressão de concreto, velocidade de subida do trado, profundidade de perfuração, volume bombeado, entre outros, são obtidos. Todos esses dados são acompanhados pelo operador da perfuratriz, em um monitor no interior da cabine, à medida que a estaca vai sendo executada. Em seguida, são gravados em um cartão de memória e transferidos para um computador, gerando uma folha de controle com os referidos dados para cada estaca. Exemplo de folha de controle pode ser observado no Anexo B. Os sistemas de monitoramento existentes no Brasil são os da Jean Lutz, Geodigitus e Compugeo.

Bottiau (1993) e Alonso (1998) comentam que é necessário adequado controle de qualidade na execução de estacas hélice. A limitação mais severa a esse objetivo seria a sensibilidade do operador do equipamento de EHC. Almeida Neto (2002) cita vários motivos que podem causar erros e imprecisões na avaliação dos dados do monitoramento. Também Lázaro e

Wolle (2004) lembram que a experiência do operador e o seu grau de conhecimento dos solos que são perfurados podem interferir nos resultados da monitoração. Em seu trabalho, Silva (2013) explana que devemos investir no treinamento e profissionalização dos colaboradores responsáveis pela execução da EHC, pois o sistema de monitoramento permite avaliar as premissas de projeto. Pereira *et al.* (2013) complementam que o conhecimento do operador para execução desse tipo de estaca deve ser visto com cautela, pois não há escolas de treinamento para essa técnica.

Segundo Bustamante (2003), as informações fornecidas pelo sistema de monitoramento e as obtidas pelas provas de carga são complementares. Enquanto o principal propósito de uma prova de carga é informar sobre o comportamento do solo num determinado carregamento e, em certas circunstâncias, sobre a resistência estrutural da estaca, os procedimentos de monitoramento informam sobre o comportamento do solo durante a perfuração, as condições em que a estaca está se formando no solo e as possibilidades de estarem ocorrendo incidentes durante a execução. O autor afirma, também, que ainda é muito difícil se estabelecer uma correlação quantitativa e inquestionável entre parâmetros de perfuração, características do solo e perfeita integridade das estacas hélice.

Mas alguns trabalhos têm sido desenvolvidos objetivando buscar essas correlações. Lázaro e Wolle (2004) estabelecem relações entre os resultados obtidos no monitoramento durante a perfuração de EHC com os dados de sondagem bem como citam os fatores que interferem nessa correlação. Costa *et al.* (2008) apresentaram uma análise comparativa entre o N_{SPT} e o torque obtido durante a escavação de 70 EHCs com diâmetro nominal de 30cm e profundidade de 15m. Concluíram que existe correlação entre torque e N_{SPT} . Mandolini e Russo (2009) apresentam o resultado de uma análise estatística da execução de CFA em uma obra desenvolvida com base no parâmetro torque, devido à sua dependência direta sobre as propriedades do subsolo. Entretanto, foi verificado por alguns pesquisadores, entre eles, Silva (2011), que o torque obtido no monitoramento da estaca hélice durante a sua escavação é dependente do

impulso. Para substituir o critério de torque máximo, esse autor validou a metodologia SCCAP que se fundamenta na lei de conservação de energia.

As rotinas propostas pela metodologia SCCAP, desenvolvidas por Silva e Camapum de Carvalho (2010), baseiam-se, principalmente, na medida do trabalho realizado ao se escavar uma estaca, por meio de rotinas incorporadas ao *software* de monitoramento do sistema SACI. Os dados desse *software* obtidos no campo são disponibilizados, instantaneamente, para o executor e o projetista, por meio de sua transmissão via rádio, aparelhos celulares, entre outros. Segundo os autores, foi possível montar uma rotina que permita ao projetista fazer análises e decidir, independentemente de sua presença na obra, se é necessário ajustar o projeto, decidindo, até mesmo por redução de comprimento das estacas, o que geraria economia para a obra. Segundo o autor, suas rotinas representam um avanço no controle tecnológico das fundações profundas. Para esses pesquisadores, a metodologia SCCAP é embasada na tese de que o controle das escavações mecanizadas, em particular, das EHCs, realizado por meio da determinação da energia despendida na execução da perfuração, constitui um elemento de controle tecnológico capaz de oferecer maior segurança e menor risco às obras que o utilizam (SILVA, 2013a)

Danziger (2012) faz menção à tecnologia SCCAP, destacando que a grande desvantagem da falta de um melhor controle executivo nas estacas escavadas e hélice contínua vem sendo reduzida com os avanços decorrentes do emprego da lei da conservação de energia para essas estacas.

Por sua vez, Silva (2013b) enfatiza que a integridade e o desempenho das EHCs somente são atingidos se os dados obtidos durante o monitoramento forem analisados de maneira criteriosa. O autor alerta, ainda, que o desempenho dessas estacas sofre influência do processo executivo, dos procedimentos de concretagem, das condições do subsolo e de erros de interpretação dos resultados.

Na opinião de Sherwood (2012), o desenvolvimento dos equipamentos com maior força vai continuar na indústria de fundações europeia impulsionando o crescimento contínuo do uso de EHCs tanto em diâmetro, profundidade quanto em capacidade de carga.

2.2.5 Dimensionamento

A prática de elaboração de projetos de fundações consiste em se determinar a carga admissível e verificar o comprimento das estacas. Para se estimar os comprimentos das estacas, são utilizadas metodologias semiempíricas.

A partir da década de 80, quando as EHCs começaram a ser utilizadas no Brasil, foram iniciadas no meio acadêmico as primeiras pesquisas para estudar o comportamento dessas estacas em solos tropicais. Já em meados da década de 90, com base nas pesquisas, surgiram, no Brasil, os primeiros métodos de cálculo de carga geotécnica das EHCs, formulados por autores brasileiros (ANTUNES; CABRAL, 1996; ALONSO, 1996b). Outros métodos de cálculo, consagrados nos meios técnicos, tiveram parâmetros incluídos de modo a contemplar o cálculo de estacas hélices, por exemplo, o método de Décourt-Quaresma (1998). Alledi (2004) apresentou vários métodos de estimativa da carga de ruptura de EHCs com base em ensaios SPT, SPT-T, CPT e DMT.

Na prática da Engenharia Geotécnica, as EHCs têm seu maior emprego como estacas de fundação e são dimensionadas com maior parcela da carga por atrito lateral, salvo em situações em que a ponta da estaca esteja apoiada em solo mais competente que o restante do fuste (material quase impenetrável à ferramenta do ensaio SPT e à ferramenta de perfuração do trado hélice).

Em geral, a baixa confiabilidade na carga resistente da ponta dessas estacas é discutida no meio técnico. A metodologia executiva das estacas hélice desestrutura o solo da ponta e, por isso, a resistência de ponta dessas

estacas deve ser considerada com ponderação. Sua mobilização se dará à custa de grandes recalques (ANTUNES; CABRAL, 1996; SOUZA; COUSO JÚNIOR, 1997; ALMEIDA NETO, 2002)

Albuquerque (2001), ao extrair uma EHC de 40cm de diâmetro e 12m de comprimento, verificou que a ponta dessa estaca foi moldada pela forma da broca. Entretanto, Souza (2006) comenta que, em condições normais de execução e controle, as EHCs apresentam desempenho na mobilização da parcela de atrito superior às estacas escavadas comuns. Porém, a mobilização da ponta é uma questão controvertida e o conhecimento definitivo desse mecanismo ainda está por ser estabelecido. O autor enfatiza a necessidade de melhor conhecer o comportamento de ponta dessas estacas, visto que, numa verificação expedita, em duas estacas hélice com 70cm de diâmetro apoiadas em argila siltosa dura, constatou que a ponta das estacas apresentou forma cônica. Seu contato com o solo natural ocorreu apenas na parte central. Souza, Soares e Viana (2008) alertam que a principal desvantagem da EHC consiste na necessidade de grandes deslocamentos para mobilização significativa da sua resistência de ponta.

Os autores Velloso e Lopes (2010) afirmam que a resistência de ponta dessas estacas é pequena e deve ser considerada com cautela. Em seu trabalho, Silva (2011) alerta que a carga resistente das bases das EHCs, se considerada, deve ser avaliada com restrições e observou que é necessário o seu embutimento em camadas de elevada resistência e cuidados especiais de difícil controle durante a concretagem. Caso contrário, a ponta passa a ser mobilizada com nível de deformação incompatível com a aceitabilidade da superestrutura. Para Gotlieb (2013), as EHCs têm limitada capacidade de ponta.

De acordo com Danziger (2012), a experiência mostra que a incerteza da parcela proveniente do atrito lateral costuma ser bem menor que aquela relativa à resistência de ponta. Porém, Sales *et al.* (2004) afirmam que, embora a EHC pertença à família das estacas escavadas, existem algumas características particulares daquelas estacas dignas de nota. Uma dessas

características refere-se à limpeza da ponta. Esses últimos autores alertam que o processo de concretagem dessas estacas, com a injeção do concreto abaixo do último passo da hélice, garante uma qualidade de contato e preservação do solo original muito melhor que a maioria das estacas escavadas. Por esse motivo, esses pesquisadores esperam que o processo de mobilização da resistência de ponta das EHCs seja diferente da média das estacas escavadas.

Polido (2013) relata, com base em pesquisa em nível nacional, que a tecnologia de EHC carece de aprimoramentos no que tange à pesquisa e normatizações. Considera a confiabilidade na parcela de carga da ponta dessa estaca uma das maiores preocupações dos profissionais. O autor conclui que a prática, de grande parte dos profissionais, tem sido usar o critério de até 20% da carga admissível para a parcela de ponta, prática esta semelhante à adotada para as estacas escavadas. O mesmo autor alerta, no entanto, que alguns profissionais utilizam valores maiores. Cerca de 20% dos entrevistados decidem o percentual a ser adotado em função da resistência do solo ao nível da ponta. Concluiu, portanto, que a prática não está consolidada.

O Eurocode, EN 1997-1 (CEN, 2004) estabelece, para o projeto de estacas hélice contínua (CFA), na verificação do estado-limite último, fator de segurança, global para a resistência total e fatores parciais para as resistências de ponta e por atrito lateral, iguais aos fatores especificados para estacas escavadas (*bored piles*). O Manual da FHWA (2007) orienta, sem mencionar valores, que, no caso de se utilizar um percentual significativo da carga de ponta relativo à carga admissível, que se utilize um fator de segurança para ponta significativamente maior em relação ao adotado para o atrito lateral.

Por fim, a norma brasileira ABNT NBR6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações –, para o caso específico de EHC, não preconiza limitação de qual percentual da carga total dessas estacas pode ser resistido por sua ponta.

Uma maneira de se determinar, experimentalmente, se as parcelas de carga transmitidas da estaca ao terreno são por sua superfície lateral (resistência por atrito lateral) ou por sua base (resistência de ponta) é por meio de instrumentação instalada ao longo da profundidade de uma estaca que será submetida à prova de carga estática.

2.3 CARGA DE RUPTURA

Um projeto de fundações deve satisfazer a dois requisitos básicos:

a) uma adequada margem de segurança quanto à ruptura (estado limite último);

b) os recalques totais e relativos das fundações devem ser mantidos dentro de limites tolerados pela supraestrutura (estado limite de serviço).

A segurança, quanto à ruptura, deve ser tanto da estabilidade do terreno (carga geotécnica) quanto do elemento estrutural (carga estrutural) .

De acordo com a Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações, item 8.1 “[...] a grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por estaca é a carga admissível (se o projeto for feito em termos de valores característicos) ou carga resistente de projeto (quando for feito em termos de valores de projeto)”. Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), na prática brasileira de projeto de fundações, em termos geotécnicos, há preferência pela carga admissível.

Conforme a mesma norma, a carga admissível deve ser determinada a partir da carga de ruptura:

$$P_{adm} = \frac{PR}{FS} \quad (2.1)$$

P_{adm} : carga admissível geotécnica da estaca

PR : carga de ruptura

FS : fator de segurança

A determinação da carga admissível constitui uma verificação do estado-limite último na análise de segurança da fundação com aplicação de um fator de segurança global.

Ao se aplicar um carregamento axial, vertical sobre uma estaca, o sistema solo-estaca reage mobilizando resistência ao longo do fuste da estaca e ao nível de sua ponta.

Cada carregamento produz um deslocamento. A carga de ruptura corresponde à máxima carga aplicada isto é, a soma das cargas máximas suportadas pelo atrito lateral e pela ponta.

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, a carga de ruptura deve ser determinada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos:

- a) prova de carga;
- b) métodos estáticos;
- c) a partir do estado-limite de serviço (recalque);
- d) métodos dinâmicos;
- e) fórmulas dinâmicas;
- f) ensaios de carregamento dinâmico;

Os métodos dinâmicos estimam a carga de acordo com o comportamento das fundações sob carregamento dinâmico. As fórmulas dinâmicas com base em nega e repique visam a assegurar a homogeneidade de estacas cravadas, e o ensaio de carregamento dinâmico tem como objetivo a avaliação de cargas mobilizadas fundamentada na aplicação da Teoria da Equação da Onda.

Quanto ao procedimento do estado-limite de serviço, a citada norma comenta que a determinação pode ser feita por prova de carga ou por meio de métodos estáticos.

Com relação aos métodos estáticos, prescreve a mesma norma que podem ser:

a) teóricos: quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da Mecânica dos Solos;

b) semiempíricos: quando são usadas correlações com ensaios *in situ*.

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), há uma dificuldade de se ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em fundações profundas. Assim, pode-se justificar, na prática de projeto de fundações por estaca, o uso restrito de métodos na previsão da carga de ruptura.

Entretanto, a autora ressalta que, além dos procedimentos citados pela norma, o desenvolvimento das pesquisas em EHC fez surgir propostas para prever o seu desempenho, por meio de equipamentos ou *software* instalados no sistema de monitoramento eletrônico conforme apresentado por Silva e Camapum de Carvalho (2010) e Barreto e Cintra (2012).

Silva e Camapum de Carvalho (2010, 2012) explicam que, por meio das rotinas propostas na metodologia SCCAP, o executor e o projetista podem verificar em tempo real se a capacidade de carga adotada em projeto está sendo atendida na execução de cada elemento da fundação, permitindo, assim, o ajuste do projeto ponto a ponto. Os autores comentam que problemas como o da variabilidade estratigráfica do solo são superados, conferindo maior economia e segurança à obra. Já Barreto e Cintra (2012) propõem a utilização de um instrumento padronizado em conjunto com o sistema de monitoramento eletrônico de execução da estaca que permitirá determinar, logo antes do início da execução da fundação, as resistências por atrito lateral (r_l) e de ponta (r_p) em posições de interesse com base na potência necessária para vencer a resistência por atrito na interface instrumento proposto – solo.

Conforme apresentado na fórmula 2.1., a carga admissível geotécnica é obtida aplicando-se um FS à carga de ruptura. A ABNT NBR 6122:2010 prescreve, para prova de carga e métodos estáticos, fator de segurança igual a 2,0.

Alonso (2004c) afirma que, para a EHC, além da condição descrita é prudente verificar:

$$P_{adm} \leq \frac{PL}{0,8} \quad (2.2)$$

Mas, se a ponta desse tipo de estaca estiver apoiada em rocha íntegra e contínua e comprovando-se que há um contato total da ponta da estaca com a rocha, pode-se adotar:

$$P_{adm} = \frac{Pp}{3} \quad (2.3)$$

Essa opinião de Alonso é compartilhada por Polido (2013).

A ABNT NBR 6122:2010 permite que se adote FS=1,6 para determinação da carga admissível, caso a prova de carga seja estática, especificada na fase de projeto, executada no início da obra e levada até uma carga de, no mínimo, duas vezes a carga admissível prevista em projeto. A autora ressalta, no entanto, que essa prescrição da norma brasileira só faz sentido, se a estaca estiver com carga admissível geotécnica subutilizada em relação à carga admissível estrutural.

Fellenius (2012) alerta que o valor de carga na estaca a ser admitido no projeto de fundações não deve ser maior que a máxima carga aplicada à estaca durante a realização da prova de carga.

Um dos objetivos desta pesquisa é analisar a carga de ruptura de EHC obtida, experimentalmente, por meio de prova de carga estática e compará-la com a carga de ruptura estimada por métodos semiempíricos. Dessa forma, esta revisão bibliográfica restringir-se-á a descrever métodos estáticos semiempíricos e provas de carga.

2.3.1 Métodos estáticos semiempíricos

Os métodos de previsão de carga última com base em investigações geotécnicas constituem-se na principal forma de se estimar o comprimento das estacas e, conseqüentemente, o custo de uma obra antes da sua realização propriamente dita ou da execução de estaca piloto para ser submetida à prova de carga.

Nos métodos estáticos, imagina-se o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo. Geralmente, o peso próprio da estaca é desprezível em face às cargas envolvidas. Uma carga vertical aplicada no topo de uma estaca é transmitida ao solo, em parte ao longo do fuste, em parte por meio de sua ponta.

A resistência oferecida pelo solo pode ser atribuída à ponta ou à base e ao fuste da estaca. De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca na análise das parcelas de atrito lateral e de ponta.

De uma forma geral, os métodos estimam as parcelas de atrito lateral e de ponta, separadamente, e a carga final é obtida pela soma dessas duas parcelas.

Numa expressão, a carga de ruptura geotécnica e suas parcelas ficam representadas, respectivamente, por:

$$PR = RL + Rp \leq Pr_{est} \quad (2.4)$$

PR : carga na ruptura

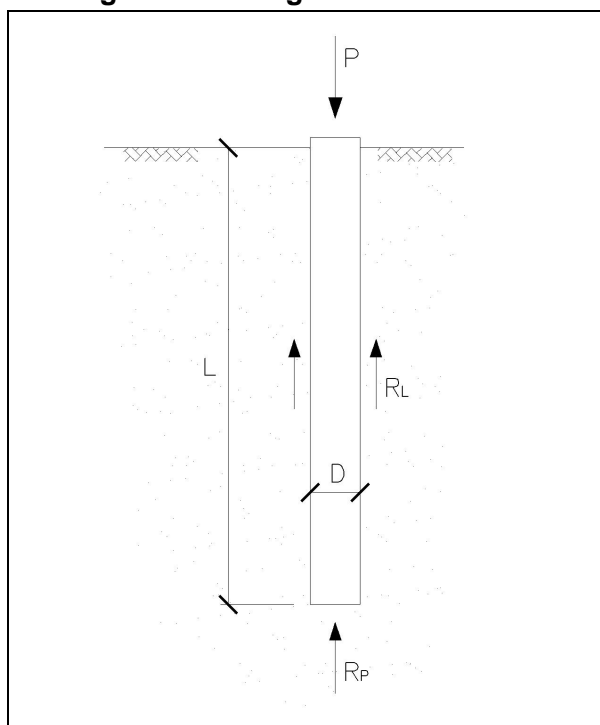
RL : carga devido ao atrito lateral na ruptura (resistência lateral)

Rp : carga devido à resistência de ponta na ruptura

Pr_{est} : carga de ruptura estrutural

Na Figura 2.1, apresenta-se a indicação das cargas devido às resistências lateral e de ponta.

Figura 2.1– Cargas de uma estaca



Fonte: Cintra e Aoki (1999)

A parcela de carga devido ao atrito lateral atua na área lateral do fuste podendo mobilizar tensões-limite de cisalhamento ao longo do fuste (atrito lateral unitário na ruptura - r_l). E a parcela de carga devido à resistência de ponta atua na área da seção da ponta da estaca podendo mobilizar tensão normal de ruptura (resistência unitária de ponta, na ruptura- r_p)

A expressão 2.4. pode ser escrita, em termos de resistências unitárias, como:

$$P_R = (U \times \sum r_l \times \Delta l) + (A_p \times r_p) \quad (2.5)$$

P_R : carga na ruptura

U : perímetro da estaca ($\pi \times D$)

D : diâmetro da estaca

r_l : resistência lateral ou atrito lateral unitário

Δl : trecho do comprimento da estaca no qual r_l se aplica

A_p : área de ponta ou base da estaca ($\pi \times D^2/4$)

r_p : resistência de ponta unitária

Portanto, faz-se necessário o conhecimento do atrito lateral unitário (r_l) e da reação de ponta (r_p). Esses valores podem ser obtidos por parâmetros de resistência ao longo da profundidade, em ensaios de campo, como a sondagem SPT. Outra forma da obtenção desses valores se faz por meio da prova de carga que, no entanto, demanda custo bem mais elevado em relação ao ensaio SPT.

De acordo com Alonso (1998), a sondagem de simples reconhecimento associada a um ensaio de penetração dinâmica, conhecido por SPT, é o método mais utilizado em vários países do mundo para conhecimento do subsolo e verificação da resistência à penetração. Nilsson (2004) confirma que, dentre os vários ensaios existentes, o ensaio SPT é o processo de investigação geotécnica *in situ* mais executado e utilizado no Brasil. Xavier, Reis e Pina (2010) esclarecem que, apesar da introdução de novos equipamentos e técnicas de amostragem, os métodos clássicos continuam a ser os mais utilizados. Os ensaios SPT, mesmo com todos os seus defeitos, representam, na prática, a forma mais expedita de amostragem, permitindo atravessar camadas de solos resistentes e atingir grandes profundidades em qualquer tipo de terreno.

Segundo Noguchi e Miguel (2012), a sondagem à percussão (SPT), por motivos econômicos ou culturais, é a mais requisitada e utilizada no mercado para fins investigativos. Menezes (2012) afirma que o ensaio SPT é a ferramenta de investigação do subsolo mais popular e econômica em uso não apenas no Brasil, mas em todos os continentes.

A medida de torque associada ao SPT tradicional resulta no índice SPT-T, que mede a adesão entre o solo e o amostrador (RANZINE, 1994). Segundo Décourt (2002), as medidas de torque, por serem estáticas, são menos sujeitas a erros de execução e interpretação que as dinâmicas medidas de resistência à penetração N.

Inúmeros métodos foram propostos no Brasil com base no SPT, SPT-T e CPT para o cálculo da carga de ruptura de estacas.

De Cock (2009) afirma que, na Holanda e na Alemanha são mais utilizados os métodos com base no CPT e na França com base no PMT. Entretanto, Bilfinger (2009) ressalta que na América do Norte se utilizam métodos de cálculo para o projeto de estacas com base no SPT e o CPT e na América do Sul, especialmente no Brasil, as previsões de carga são baseadas, na maioria dos casos, em métodos semiempíricos correlacionados com o ensaio SPT.

Em seu trabalho, Bilfinger (2010) alerta que, apesar do desenvolvimento tecnológico, as fórmulas de estimativa da capacidade de carga baseadas em investigações simples, como o SPT, ainda continuam muito utilizadas.

Silva e Camapum de Carvalho (2010) observam que, quando as EHCs são executadas em uma obra por um mesmo conjunto operador/máquina, em que o processo de execução é repetitivo e sistematizado, a capacidade de carga é diretamente proporcional à energia medida durante a execução das estacas e a medida nos ensaios de campo, no caso, o ensaio SPT.

Embora os métodos semiempíricos sejam ferramentas valiosas à Engenharia de Fundações, é importante reconhecer que possuem validade limitada à prática construtiva regional e aos casos históricos utilizados para seu desenvolvimento (SCHNAID; ODEBRECH, 2012).

Nessa visão, Amann (2010b) propôs a Metodologia Semiempírica Unificada (MSU) para corrigir os valores dos fatores de tipo de solo de métodos semiempíricos aplicados a solos de diversas regiões do País, viabilizando sua aplicação em solos anteriormente não pesquisados. Segundo o autor, a MSU tem por base os doze métodos semiempíricos brasileiros mais empregados na última década e os nove critérios de definição de ruptura sobre a curva carga-recalque mais utilizados no Brasil e no mundo. Segundo Amann (2010b), a MSU emprega também a análise de provas de carga com separação das parcelas de atrito lateral e de ponta por métodos de transferência de carga (MASSAD, 2008) e da Rigidez de

Décourt (2008), bem como o estabelecimento da carga de ruptura por diversos critérios usados internacionalmente.

Ressalta-se que, no Brasil, a prática na elaboração de projetos de fundações específicos de EHC consiste em utilizar métodos de previsão da carga de ruptura com base no ensaio de penetração padrão SPT. O ensaio SPT exprime as condições geotécnicas locais. Na maioria dos trabalhos publicados em Congressos e Seminários nacionais, observa-se a grande aplicação, quase exclusiva, de diferentes métodos desenvolvidos por autores brasileiros com base no SPT para cálculo da carga de ruptura dessas estacas (SALES *et al.*, 2004; FRANCISCO *et al.*, 2004; AGUIAR; SILVA; SANTOS, 2008; HACHICH; FALCONI; SANTOS, 2008; ANDRADE; SÃO MATEUS, 2012; ANJOS; SOUSA, 2012; SOARES; CRUZ JÚNIOR; ARAÚJO NETO, 2012; AMANCIO; MIRANDA, 2012, SANTINI *et al.*, 2012; NARLOCH; ODEBRECH; LOBO, 2012; MENEZES, 2012, entre outros). A opinião da autora é corroborada pela pesquisa apresentada na Conferência de Tecnologia das Fundações (CTF), por Polido (2013) e também está de acordo com o exposto por Gotlieb (2013).

Alledi e Polido (2008) apresentam vários métodos semiempíricos, com base em ensaios SPT, SPT-T, CPT e DMT, para previsão da carga de ruptura de EHC.

Dentre as metodologias semiempíricas existentes para estimativa da carga de ruptura, aquelas propostas no Brasil por Alonso (1996), Antunes-Cabral (1996) e Décourt-Quaresma (1978), com modificações de Décourt (1996), são bastante conhecidas e de prática corrente na Engenharia Geotécnica nacional. Os dois primeiros métodos foram desenvolvidos para EHC e o de Décourt-Quaresma (1978) foi aprimorado por Décourt (1996) com parâmetros específicos de EHC. Todos os métodos são correlacionados com ensaio de SPT e SPT-T e estão apresentados no Anexo A.

Além dos métodos apresentados no Anexo A, será descrito, a seguir, de acordo com o Manual *Geotechnical Engineering Circular (GEC)*, nº8

(2007), o método da Federal Highway Administration (FHWA, 1999). Esse método possui boas correlações com ensaios de carga para EHC executadas em todos os tipos de solo da prática norte-americana. Por meio dessas metodologias, será estimada a carga de ruptura das EHCs desta pesquisa, e seus resultados serão comparados com os resultados experimentais obtidos por instrumentação em profundidade.

O método FHWA (1999), originalmente proposto por Reese e O'Neill (1988) e mais tarde modificado por O'Neill e Reese (1999), é recomendado para EHC tanto para solos coesivos quanto para solos não coesivos.

$$RL = f_s \times \pi \times D \times L \quad \text{e} \quad Rp = qp \times (\pi \times D^2/4) \quad (2.6 \text{ e } 2.7)$$

f_s : resistência lateral unitária

qp : resistência de ponta unitária

D : diâmetro da estaca

L : comprimento total da estaca

Para solos coesivos

$$f_s = \alpha \times Su \quad (2.8)$$

$$qp = Nc \times Su \quad (2.9)$$

Su : resistência ao cisalhamento não drenada

α : fator redutor

$$\alpha = 0,55 \text{ para } \frac{Su}{Pa} \leq 1,5 \quad (2.10)$$

$$0,55 \geq \alpha \geq 0,45 \text{ para } 1,5 < \frac{Su}{Pa} \leq 2,5 \quad (2.11)$$

Pa : pressão atmosférica $\approx 101\text{kPa}$

Nc : fator de capacidade de carga

$$Nc = 9 \text{ para } 200\text{kPa} \leq Su \leq 250\text{kPa}, \text{ e } L \geq 3D \quad (2.12)$$

$$Nc = 4/3 (\ln Ir + 1) \text{ para } Su < 200\text{kPa} \text{ e } L \geq 3D \quad (2.13)$$

I_r : índice de rigidez

$$I_r = E_s / (3 \times S_u) \quad (2.14)$$

Para cálculo de I_r , os valores de S_u e E_s (módulo de deformação) são do solo abaixo da ponta da estaca. É aconselhável que o E_s seja medido *in situ* (por teste pressiométrico). Se o E_s não for medido, para fins de projeto, pode-se supor, com menos rigor, como uma função de S_u e interpolar entre os valores indicados na Tabela 2.2, a seguir:

Tabela 2.2 – Relação entre S_u , I_r e N_c para solos coesivos

S_u	$I_r = \frac{E_s}{3} S_u$	N_c
25kPa	50	6,5
50kPa	150	8,0
100kPa	250	8,7
200kPa	300	8,9

Fonte: O'Neill e Reese (1999)

Para solos não coesivos

$$f_s = K \times \sigma'v \times \tan \emptyset \leq 200kPa. \quad (2.15)$$

$$q_p = 0,6 \times N_{60} \text{ (tsf)} \quad \text{para } 0 \leq N_{60} \leq 75. \quad (2.16)$$

$$q_p = 4,3MPa \text{ (45tsf)} \quad \text{para } N_{60} > 75. \quad (2.17)$$

K : coeficiente de pressão lateral

$\sigma'v$: tensão vertical efetiva

\emptyset : ângulo de atrito

N_{60} : valor de N_{SPT} para 60% de eficiência no martelo. Considerar a média dos valores N_{SPT} situados a 1 diâmetro acima e 2 ou 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca.

Observação: No cálculo de f_s , o produto $K \times \tan \emptyset$ é definido como fator β e limitado por $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

$$\beta = 1,5 - 0,135 \times Z_{0.5} \text{ para } N \geq 15 \quad (2.18)$$

$$\beta = N/15(1,5 - 0,135 \times Z_{0.5}) \text{ para } N < 15 \quad (2.19)$$

Z : profundidade (em pés), medida da superfície do terreno até meio da camada de solo ou segmento de estaca considerado.

Para Schnaid e Odebrech (2012), o uso de métodos europeus ou americanos, com base no SPT, deve ser validado para o local de sua aplicação por provas de carga com resultados conclusivos.

Alonso (2013), mais uma vez, expressa sua preocupação quanto à utilização dos métodos semiempíricos, pois eles “não são universais” conforme exposto em Alonso (2000a). Assim, os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas devem ser aplicados apenas aos solos da região onde esse método foi estabelecido. O autor enfatiza que a reavaliação do método original e seus ajustes, para cada nova região geotécnica, devem ser feito por prova de carga estática.

A opinião de Alonso é confirmada por Polido (2013) que, com base em pesquisa realizada em nível nacional, verificou que os métodos semiempíricos ainda têm um caráter regional e demandam ajustes para serem utilizados de uma forma generalizada. O último autor ressalta ser fundamental, no projeto de fundações com EHC, que se tenha uma boa investigação geotécnica, com ensaios complementares ao SPT e à realização de provas de carga para aferição dos métodos.

2.3.2 Provas de Carga

O ensaio de prova de carga é utilizado para verificação de desempenho de um elemento estrutural de fundação, quanto à ruptura e recalques. Esses ensaios podem ser realizados tanto em estacas da obra quanto em estacas executadas especificamente para essa finalidade quando, então, são denominadas estacas teste.

2.3.2.1 Importância

Terzaghi e Peck (1967) esclarecem que, com o desenvolvimento industrial, no século XIX, o custo das fundações em estacas tornou-se um item de importância, e os engenheiros viram-se obrigados a especificar o mínimo de estacas necessárias à sustentação adequada das construções. Essa realidade necessitava de algum conhecimento da carga de ruptura de uma estaca isolada. Nesse contexto, surgiu uma grande quantidade de fórmulas de estacas. Entretanto, a prática evidenciou as deficiências inerentes às formulações, tornando-se mais e mais usual determinar a carga admissível por estaca, nas obras, fazendo provas de carga.

O texto acima mantém-se atual até os nossos dias, uma vez que a previsão da carga de ruptura das estacas com os vários métodos existentes na bibliografia pode apresentar diferenças significativas, deixando o projetista em dúvida sobre qual o resultado mais correto. Nesse sentido, apesar da evolução dos métodos semiempíricos para se prever a carga de ruptura de estacas, o meio mais confiável para se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar é a prova de carga estática.

A prova de carga é um método estático de avaliação, sob carregamento, do comportamento do conjunto solo-fundação, influenciado pela modificação provocada no solo pela execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998).

Segundo Yassuda (1985), prever a carga de ruptura de um elemento de fundação por meio da análise do comportamento da curva carga-recalque é uma técnica bem antiga.

No entanto, Milititsky (1991) cita que a dificuldade de conhecimento das propriedades do solo, a alteração das condições iniciais provocada pela execução das estacas e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo são justificativas para a utilização das provas de carga visando ao real comportamento da estaca.

Na opinião de Velloso (1998), a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca.

Dentre os ensaios de campo utilizados na Engenharia de Fundações, destacam-se as provas de carga estáticas. Esse fato deve-se à confiabilidade dos resultados quanto às informações sobre carga resistente e deformações dos solos ou do conjunto solo-elemento estrutural de fundação (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998). Para os mesmos autores, a realização de provas de carga representa importante passo na evolução do conhecimento do comportamento dos solos e das fundações e na busca de segurança e economia nas obras.

De acordo com Albuquerque *et al.* (2004), àquela época, no Brasil, por questões de custos e prazos envolvidos, poucas obras de Engenharia Geotécnica adotavam provas de carga como critério de projeto. Os autores afirmam que a complexidade dos mecanismos de transferência de carga da estaca, as alterações das condições iniciais causadas pela execução do elemento de fundação e a heterogeneidade dos solos justificavam a utilização de provas de carga, considerada a forma mais correta, eficiente e confiável na avaliação do comportamento da curva carga-recalque e determinação da carga de ruptura de estacas

Gotlieb (2008) alerta que, em boa parte do território brasileiro, não existe disponibilidade de equipamentos para realização de provas de carga. Portanto, é necessário recorrer a empresas situadas em outros Estados o que gera maiores custos e prazos. Nos dias atuais, essa realidade vem sendo modificada em vários Estados brasileiros, inclusive no Espírito Santo, onde empresas locais investiram em equipamentos para execução de provas de carga estáticas. A verificação das cargas das fundações por meio de ensaios diretos constitui-se em ideal para os profissionais da área. Gusmão (2008) afirma que, em 2007, foram realizadas provas de carga estática em 79% dos prédios com fundação em EHC, construídos no Recife-PE.

Décourt (2008) enfatiza que há consenso absoluto de que a prova de carga é a melhor e mais confiável maneira de se avaliar a carga de uma fundação.

Os pesquisadores, Hachich, Falconi e Santos (2008) afirmam que uma única prova de carga em uma obra apresenta um ponto novo para as correlações gerais, interessando a informação que essa prova de carga traz à própria obra em questão.

E, Pinto (2010) confirma que os ensaios de carga de fundações profundas continuam fundamentais para validação do seu dimensionamento, atuando como fator importante na calibração dos modelos de cálculo e na definição dos coeficientes de segurança específicos para cada modelo.

Sales e Souza (2012) ressaltam a importância de se realizar provas de carga, pois a previsão da carga última pelos métodos empíricos facilmente ultrapassa a margem de 20% de precisão, ora a favor da segurança, ora não.

Na opinião de Alonso (2012), as provas de carga não só servem para avaliar o comportamento carga-recalque das estacas como também é um teste conclusivo quanto à integridade delas.

Para Silva, Souza e Silva (2012), a utilização de modelos tridimensionais, baseados em dados provenientes de levantamentos geotécnicos, geológicos e geofísicos, passou a ganhar espaço em obras de Engenharia, principalmente obras de fundações e escavações. Apesar de os autores concluírem que a proposta de modelo 3D para a capacidade de carga se apresentou satisfatória e de valor prático, ressaltam a importância de considerar as provas de carga estáticas para calibração de modelos.

A relevância maior dada a esse ensaio está enfatizada na norma brasileira de Projeto e Execução de Fundações ABNT NBR 6122, revisada em 2010, que exige a execução de provas de carga estática. Essa atual norma, em vigor, tornou obrigatória, sob determinadas condições, a execução de provas de cargas para todos os tipos fundações em estacas,

em contrapartida da norma anterior, de 1996, que apenas recomendava a execução de provas de carga, exceção feita para as estacas tipo raiz. A quantidade de provas de carga estática é determinada pelo nível de tensões atuantes nas estacas e a quantidade total de estacas na obra. Para o caso específico de EHC, a citada norma prescreve que, para obras com mais de cem estacas, é obrigatória a execução de provas de carga estática em 1% das estacas, arredondando-se a quantidade desse ensaio sempre para mais. Para obras nas quais as estacas estejam dimensionadas com tensões superiores a 5MPa, é necessária a execução de prova de carga estática, qualquer que seja o número de estacas.

Como na prática, em concordância com a norma de fundações, as EHCs são executadas em concreto não armado (exceto armadura de ligação com o bloco), quando solicitadas a carga de compressão e a tensão limitada a 6MPa, valor este superior a 5MPa, conclui-se que é necessária a execução de prova de carga estática nas obras com qualquer número de estacas.

A mesma norma ABNT NBR 6122:2010 prescreve que as provas de carga podem ser substituídas por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática. Entretanto, em obras com mais de duzentas estacas, é obrigatória a execução de, pelo menos, uma prova de carga estática.

Alonso (2004c) alerta que, por mais que sofisticuem os métodos de cálculo e equipamentos, o ensaio dinâmico nunca traduzirá o trabalho de uma estaca sob uma carga estática pela simples razão de que o comportamento do solo é diferente nas duas situações.

Hachich, Falconi e Santos (2008) esclarecem que, nas provas de carga estáticas, os carregamentos são bem conhecidos, exceção às imprecisões de leituras de instrumentos ou do sistema estrutural de aplicação das cargas. Nos ensaios de carregamento dinâmico, persistem incertezas maiores quanto aos carregamentos aplicados bem como uma inexatidão de análise que precisa ser levada em conta no estabelecimento

dos níveis de segurança: a diferença entre o comportamento sob solicitação dinâmica e sob solicitação estática.

Oliveira, Falconi e Perez Jr. (2008), ao realizarem ensaio dinâmico e prova de carga estática em uma EHC de 70cm de diâmetro e 12,0m de comprimento, executada em solo residual arenoso a partir 8,0m, concluíram que o ensaio de carregamento dinâmico apresentou resultado inferior ao estimado e alertam para a necessidade de se aferir esses ensaios com provas de carga estática. Conclusões diferentes foram obtidas por Alonso (2004c) e Teixeira (2000).

Danziger (2012) relata o uso crescente de ensaios de carregamento dinâmico sem prescindir das provas de carga estáticas. Chama a atenção, ainda, para a importância de se executar um número sempre crescente de provas de carga, preferencialmente, estáticas, capazes de permitir a extensão do banco de dados para interpretação e comparação de resultados experimentais e previsões de comportamento das estacas.

2.3.2.2 Tipos

Salienta-se que, quanto mais informações se obtiver das provas de carga, melhor para o projetista de fundações tomar decisões.

As provas de carga podem ser executadas com ou sem o recurso da instrumentação em profundidade. Dessa forma, define-se:

Prova de carga convencional: nesta prova de carga não se faz uso da instrumentação em profundidade e se obtêm dados somente de deslocamento e carga aplicada no topo da estaca. Os deslocamentos são obtidos por meio de deflectômetros (relógios analógicos ou LVDT) instalados no topo do bloco de coroamento da estaca teste. As cargas são obtidas por relação carga x pressão de um manômetro aferido, ligado a um conjunto macaco-bomba hidráulica. Para obtenção da carga com maior precisão, pode-se utilizar célula de carga.

Prova de carga instrumentada: nesta prova de carga, além dos instrumentos de medição de deslocamento no topo da estaca, utiliza-se instrumentação ao longo do fuste. Ressalta-se que o uso deste recurso requer equipe especializada, conhecedora das técnicas de instrumentação, bem como equipamentos específicos de aquisição de dados. Neste tipo de prova de carga com a medição das deformações em vários pontos, é possível conhecer a transferência da carga em profundidade, obtendo-se, assim, as cargas de ponta e por atrito lateral em cada estágio de carga aplicada na estaca. Dessa forma, consegue-se uma melhor compreensão do comportamento das fundações, permitindo avaliar métodos estáticos de estimativa de carga de ruptura para determinada região. Com essas provas de carga, é possível, também, auxiliar a validação dos métodos de interpretação da curva carga-recalque aplicados nas provas de carga convencionais. Maiores detalhes da instrumentação do fuste serão apresentados no item 2.5.

A maioria das estacas que são submetidas a provas de carga conforme se observa no Banco de Dados de Alonso (2000, 2002, 2004a, 2006 e 2008), são provas de carga comuns, executadas em estacas com diâmetro entre 35cm e 50cm. Estacas com diâmetros maiores necessitam, em geral, de cargas mais elevadas o que implica um maior custo do ensaio de uma prova de carga, principalmente, devido ao sistema de reação e à capacidade do macaco na aplicação da carga. Nesses mesmos Bancos de Dados, observa-se que, na maioria das provas de carga, o carregamento aplicado não permitiu às estacas deslocamentos expressivos que pudessem configurar a ocorrência da carga última do sistema solo-estaca. Há, também, uma predominância de estacas que apresentam a relação L (comprimento)/ D (diâmetro), denominada índice de esbeltez, entre 20-40. Segundo Sales *et al.* (2004), esse intervalo é o mais usual para estacas escavadas no Brasil.

Uma forma de se testar CFA com maior carga é o uso de células de Osterberg® (O-cell®), conforme descrito por England (2007), que realizou

provas de carga em estacas de 900mm de diâmetro e 36,0m de comprimento.

O traçado da curva carga-recalque contemplando a fase de carregamento e descarregamento da estaca nos mostra as deformações elástica e residual sofridas pela estaca. Essa é a primeira informação importante que o projetista deve analisar. Como já comentado, nas provas de carga instrumentadas em profundidade, obtém-se a separação das parcelas de carga por atrito e por ponta. Já as provas de carga convencionais, isto é, não instrumentadas, apresentam maior dificuldade de serem analisadas e deve-se adotar a maior quantidade possível de análises de modo a estimar um valor convergente para as parcelas de atrito e ponta.

A partir de 2001, vários pesquisadores do Brasil começaram a investigar o comportamento de EHC com provas de carga instrumentadas, como o trabalho pioneiro de Albuquerque (2001) para solo residual de diabásio, no campo experimental da Unicamp em Campinas-SP. Posteriormente, seguem os trabalhos de Cunha *et al.* (2002) e Silva *et al.* (2012) em solo argiloso poroso de Brasília; Alledi (2004) em solo sedimentar, arenoso entremeado de extratos de argila marinha, mole, do Período Quaternário em Vitória-ES.

No Estado do Espírito Santo, as primeiras provas de carga instrumentadas foram executadas por Alledi (2004) em área experimental, dentro de um canteiro de obras cedido por empresa local. Daquela pesquisa foram publicados trabalhos em congressos nacionais e internacionais (ALLEDI; POLIDO; ALBUQUERQUE, 2006; ALBUQUERQUE; ALLEDI; CARVALHO; POLIDO, 2007; ALLEDI; POLIDO, 2008). A partir de 2004, a autora tem tentado, junto com o apoio de projetistas e empresas construtoras locais, instrumentar, ao longo da profundidade, algumas estacas, em especial as EHCs, que deram início à parte experimental desta pesquisa. Tal fato se torna relevante, pois Albuquerque (2001) ressaltava que a técnica de instrumentação com emprego de barras instrumentadas estava restrita ao centro de pesquisas, sendo de extrema importância a

parceria da comunidade acadêmica com empresas executoras para que suas provas de carga utilizassem o recurso da instrumentação em profundidade. Cunha *et al.* (2002) concluem que a interação universidade/indústria é fundamental para o ganho de conhecimento e sua difusão em todos os setores da Engenharia, ou seja, da academia às empresas projetistas e construtoras da região. Essa realidade persiste até os dias atuais, e a autora desta pesquisa tem tentado preencher essa lacuna, na região da Grande Vitória, Estado do Espírito Santo.

A ABNT NBR 12131– Estacas – Prova de carga estática: Método de ensaio –, refere-se à norma brasileira que prescreve sobre a metodologia do ensaio de prova de carga de carga estática.

2.3.2.3 Metodologia

A metodologia da prova de carga consiste em carregar o topo da estaca em incrementos progressivos de carga e medir os deslocamentos correspondentes, obtendo-se, assim, a curva carga-recalque da estaca. O deslocamento que se mede no topo da estaca inclui a deformação elástica do fuste (geralmente recuperável) e o deslocamento da ponta (parcela elástica e outra plástica).

A critério do projetista, o ensaio pode ser realizado com os seguintes tipos de carregamento: lento, rápido, misto e cíclico.

Provas de carga nas quais se aplica estágio sucessivo de carga somente após estabilização da deformação do estágio anterior são conhecidas por prova de carga lenta e, caso contrário, quando os incrementos de carga são aplicados após tempo preestabelecido, independente de estabilização da deformação, chama-se prova de carga rápida. Essa técnica descrita refere-se à prova de carga com carga controlada. Outra técnica consiste em se aplicar carga de forma que produza uma velocidade de deformação constante, prova de carga com deformação controlada.

Quando se executa uma prova de carga com carregamento lento, o fator “tempo” é o principal inconveniente, pois, pode-se levar horas, e até

dias, para se concluir a prova de carga com a estabilização dos deslocamentos, segundo a norma brasileira. Para minimizar o tempo de duração de uma prova de carga. De Melo (1975) propõe que, sob tensões inferiores às correspondentes aos recalques admissíveis, devem-se efetuar carregamentos lentos, com o intuito de acentuar os recalques. Sob tensões superiores às correspondentes aos recalques admissíveis e para minimizar o recalque na ruptura, devem-se efetuar carregamentos rápidos até romper. Segundo esse autor, o que se procura numa prova de carga é um limite superior para os recalques e um limite inferior para a carga de ruptura. Já Décourt (2008) afirma que recalques menores obtidos no carregamento rápido conduz a uma avaliação contra a segurança da carga de ruptura convencional.

Porém vários autores são unânimes em afirmar que a curva carga-recalque é representada melhor pelo ensaio lento, apesar do tempo despendido (FELENIUS, 1980; ALBUQUERQUE, 2001; NOGUEIRA, 2004). Cabe ressaltar que, com a revisão da norma brasileira ABNT NBR 12131 em 2006, os tempos de leitura diminuíram consideravelmente, e a execução de prova de carga lenta está sendo preferida por vários profissionais e pesquisadores, inclusive pela autora desta pesquisa.

Nas provas de carga estáticas, lentas, objeto desta pesquisa, e de acordo com os critérios da norma NBR 12131, cada incremento de carga não deve ser superior a 20% da carga de trabalho, e a estabilização ocorre quando, em duas leituras sucessivas, o recalque não excede 5% do recalque total observado no mesmo estágio de carregamento. No carregamento, os estágios são mantidos por período mínimo de 30min. Quando não ocorre ruptura nítida, o descarregamento é iniciado somente após decorridas 12 horas de manutenção de carga máxima aplicada ao ensaio. No descarregamento, deve-se obedecer aos mesmos critérios de estabilização do carregamento, porém o tempo mínimo de aplicação da carga é de 15min. Prescreve a citada norma que devem ser realizados pelo menos quatro estágios de descarregamento.

Segundo a norma americana ASTM D1143/D1143M – 07:2013, o ensaio com prova de carga lenta é opcional e consiste em se aplicar a carga de 25% da carga de projeto até que a taxa de deslocamento não exceda 0,25mm/hora e um tempo máximo de duas horas até atingir a carga máxima de 200% da carga de projeto para estaca individual ou 150% da carga de projeto de um grupo de estacas. Caso não ocorra ruptura após aplicação da carga máxima por um período de 12h, inicia-se o descarregamento em incrementos de 25% da carga máxima aplicada em intervalos de uma hora entre incrementos.

Conforme exposto, nas provas de carga, em geral, a instrumentação fica restrita ao topo da fundação com a qual se obtém a curva carga-recalque, sendo raros os casos de instrumentação ao longo do fuste até a base da estaca. Porém, a interrupção prematura da prova de carga pode resultar em curvas carga-recalque limitadas para interpretação.

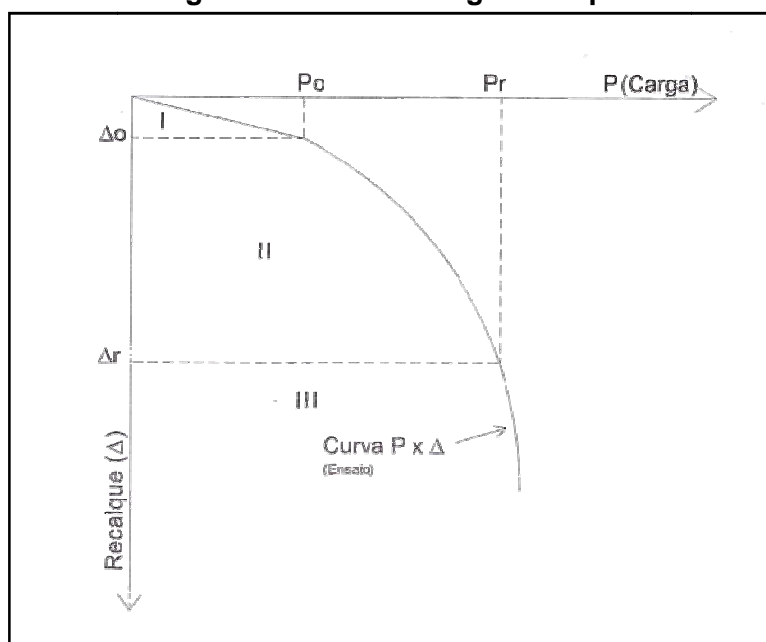
O próximo item será dedicado à curva carga-recalque desde sua descrição até a interpretação por várias metodologias.

2.4 CURVA CARGA- RECALQUE

Durante a realização de uma prova de carga estática, são medidos: as cargas aplicadas em estágios e os deslocamentos da estaca, em tempos determinados pela norma, em cada estágio do carregamento. Com esses dados, traça-se a curva carga-recalque.

Para Vargas (1978), podem ser identificados na curva carga-recalque os seguintes trechos apresentados na Figura 2.2:

Figura 2.2 – Curva carga-recalque



Fonte: Vargas (1978)

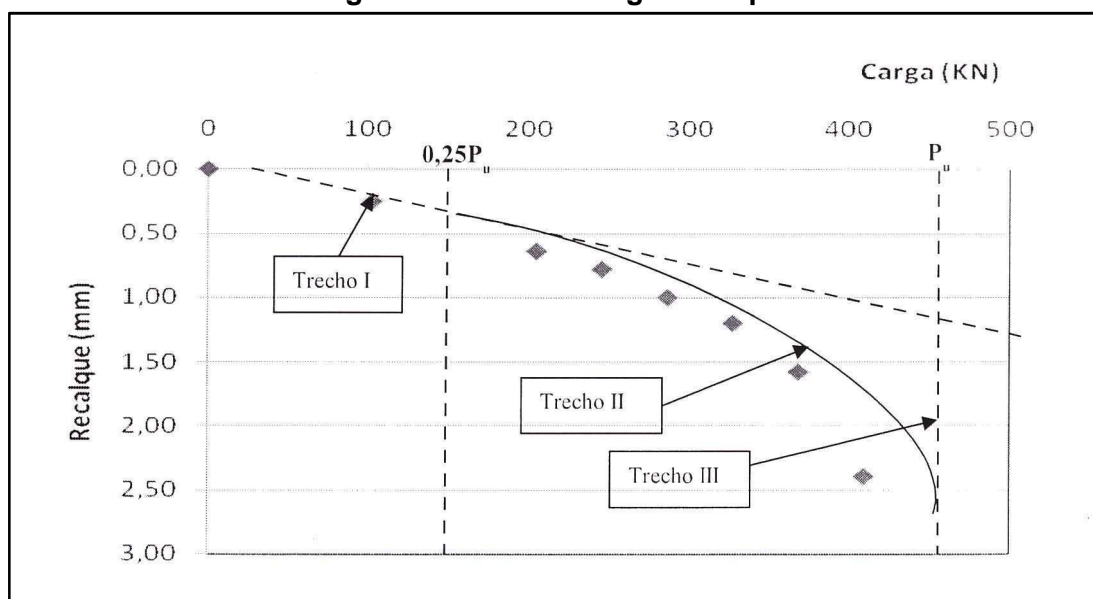
Trecho I – elástico-linear: região de quase linearidade entre carga e recalque;

Trecho II – elasto-plástico: região de deformação elasto-plástica onde os recalques são função da velocidade de carregamento e onde aparecem fenômenos de relaxação;

Trecho III – ruptura: região onde o recalque aumenta indefinidamente com pequenos (ou sem) acréscimos de carga; trecho onde se define carga de ruptura (P_r) da estaca.

Sales e Sousa (2012) também apresentam a curva completa carga-recalque dividida em três trechos, conforme exposto na Figura 2.3. Cada trecho foi identificado por meio de percentual da carga última (P_u).

Figura 2.3 – Curva carga-recalque



Fonte: Sales e Sousa (2012)

Trecho I: linear-elástico (0-25% P_u);

Trecho II: curva representada por função hiperbólica (25-100% P_u);

Trecho III: tangenciando carga última.

Segundo o autor, para a previsão do Trecho I, foi escolhido o método de Poulos e Davis (1980), que prevê o recalque da estaca a partir da equação 2.20.

$$\rho = P \times \frac{I}{E_s} \times D . \quad (2.20)$$

ρ : recalque da estaca isolada

P : carga aplicada

I : fator de influência obtido em gráficos a partir das propriedades geométricas e dos materiais

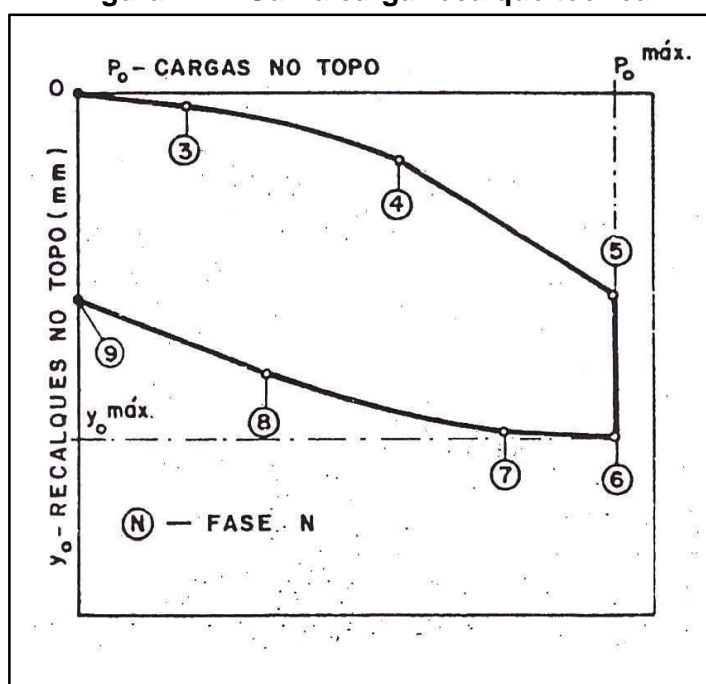
D : diâmetro da estaca

E_s : módulo médio de elasticidade do solo que envolve o fuste da estaca. Quando apenas o ensaio SPT for realizado na caracterização do solo, o valor de E_s deverá ser estimado empiricamente.

O Trecho II se inicia a partir de uma carga correspondente a 25% da carga última (P_u) onde a relação carga-recalque é representada por uma função hiperbólica “generalizada”, e o Trecho III refere-se à determinação da carga última ou máxima

Massad (1992), mostra que a curva carga-recalque teórica apresenta quatro trechos bem definidos durante o carregamento, delimitados por pontos notáveis, conforme apresentado na Figura 2.4.

Figura 2.4 – Curva carga-recalque teórica



Fonte: Massad (1992)

Trecho 0-3: trecho retilíneo correspondente à fase pseudoelástica de mobilização do atrito lateral. O ponto 3 representa o momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca;

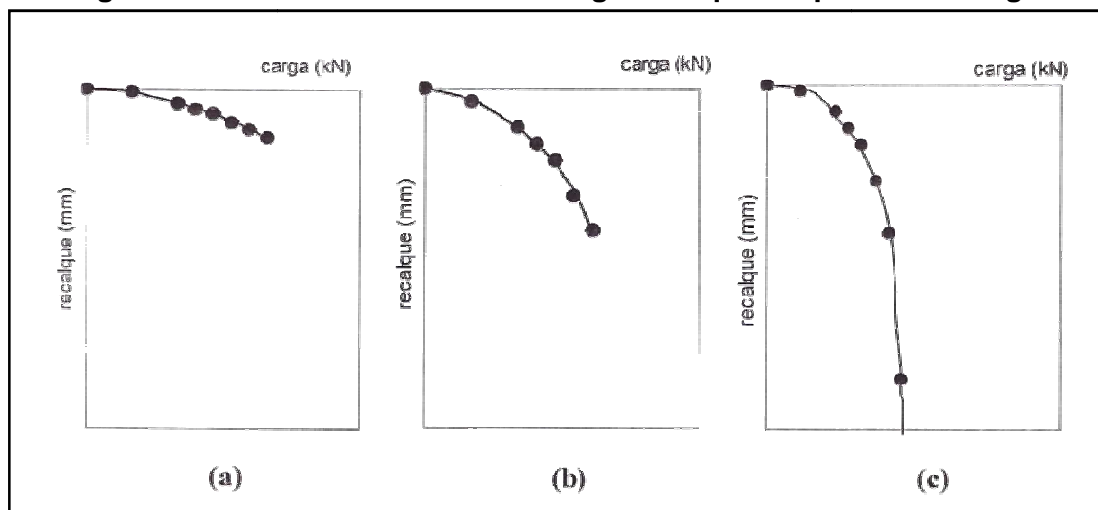
Trecho 3-4: este trecho apresenta-se na forma de curva correspondendo à “plena mobilização” do atrito lateral ao longo do fuste, isto é, do topo (ponto 3) em direção à ponta (ponto 4);

Trecho 4-5: neste trecho a relação carga-recalque no topo volta a ser linear, correspondendo à mobilização da resistência na ponta;

Trecho 5-6: trecho no qual ocorre a ruptura da ponta.

A Figura 2.5, apresentada por Magalhães (2005), mostra três alternativas de curvas carga-recalque numa prova de carga:

Figura 2.5 – Alternativas de curva carga-recalque em provas de carga



Fonte: Magalhães (2005)

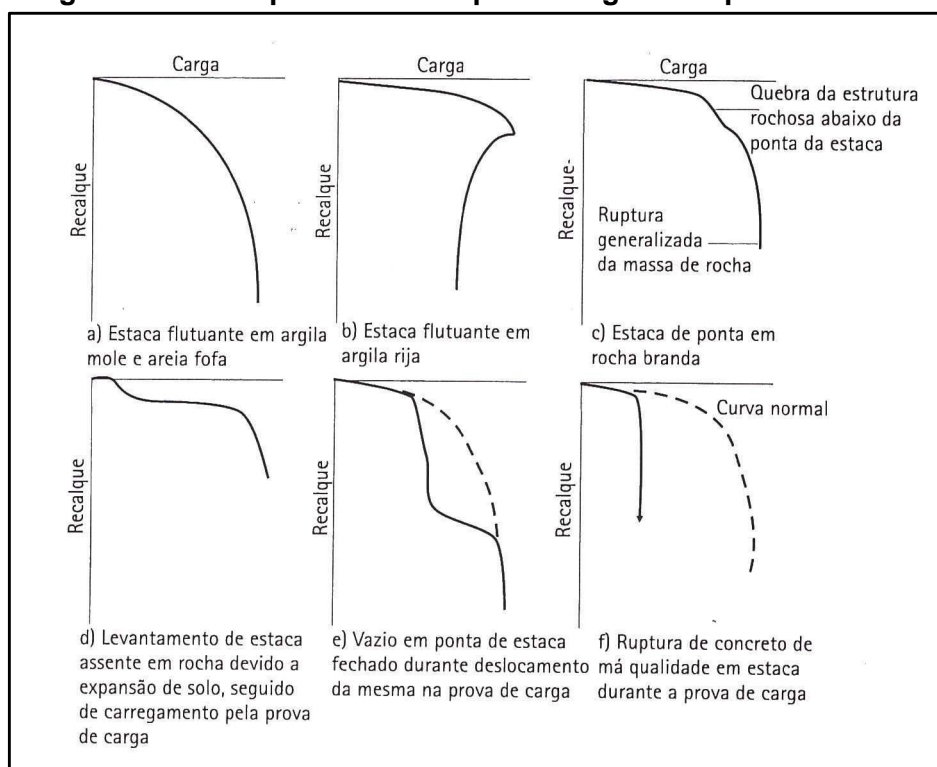
prova de carga interrompida num trecho ainda elástico: difícil de se determinar corretamente o valor da carga última (Figura 2.5(a));

prova de carga interrompida no início da plastificação do sistema estaca-solo: a estimativa da carga última é possível de ser realizada por métodos de extrapolação (Figura 2.5(b));

prova de carga na qual um pequeno acréscimo de carga resulta em grandes deformações: a carga última é claramente evidenciada, não necessitando de métodos de extrapolação (Figura 2.5.(c)).

Os autores Milittitsky, Cansoli e Schnaid (2005) apresentam curvas carga-recalque típicas para diferentes condições de estacas, conforme mostrado na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Comportamentos típicos carga-recalque de estacas



Fonte: Milititsky, Cansoli e Schnaid (2005)

Décourt (2008) conclui que a curva carga-recalque é composta por vários diferentes trechos em função de cimentações, pré-adensamentos, transferência por atrito-lateral ou ponta, entre outras.

A curva carga-recalque precisa ser interpretada para se determinar a carga de ruptura de uma estaca. Essa carga é raramente bem definida na curva carga-recalque. Na literatura técnica, há uma diversidade de propostas para interpretar a curva carga-recalque que podem ser separadas em quatro grupos diferentes: do recalque-limite, da deformabilidade-limite, da interseção das fases pseudoelásticas e pseudoplásticas e da forma matemática (GONÇALVES, 2006).

Segundo Terzaghi e Peck (1967), a principal incerteza da prova de carga está na especificação de um valor para a carga de ruptura baseado em uma interpretação da curva carga-recalque. Francisco *et al.* (2004) chamam a atenção para o fato de que, por um lado, existem as variabilidades associadas ao ensaio SPT e aos métodos de cálculo e, por outro, a inferência do valor da carga última da estaca também está sujeita a

variabilidades inerentes ao critério de interpretação da prova de carga. Como consequência, há um nível de incerteza nos resultados de difícil quantificação que afeta todas as análises.

2.4.1 Conceitos de ruptura

Ruptura é definida como o aumento expressivo do recalque com pequeno ou nenhum acréscimo de carga (VARGAS, 1978).

Vésic (1975) define ruptura como o ponto onde a inclinação da curva carga-recalque, pela primeira vez, atinge valor nulo ou valor constante. Posteriormente, segundo Vésic (1977), salvo quando a curva carga-recalque apresentar uma carga de pico, o critério mais aceito para definição da carga de ruptura é aquele que causa um recalque total da estaca igual a 10% do diâmetro para estacas cravadas e 25% para estacas escavadas.

De Beer (1988) apresentou os seguintes conceitos:

a) **ruptura física**: definida como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca (ΔS_B) pelo acréscimo de carga (ΔQ), tendendo ao infinito

$$Q_u = \frac{\Delta S_B}{\Delta Q} = \infty \quad (2.21)$$

b) **ruptura convencional**: definida em função do diâmetro (D) como a carga correspondente a um recalque da base da estaca

10% de D para estacas cravadas

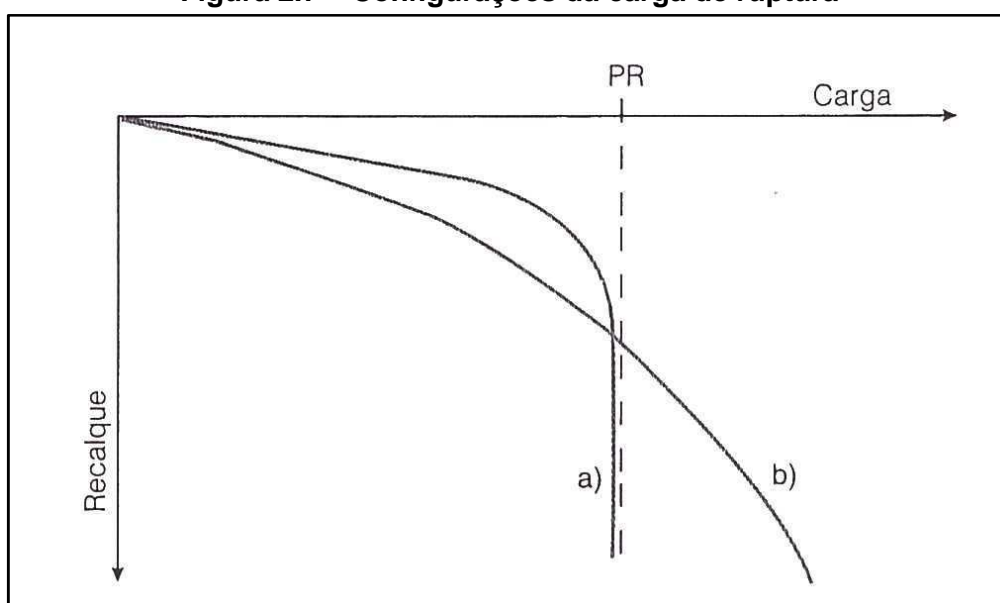
25% a 30% de D para estacas escavadas.

Mas, para Fellenius (1980), esta última definição não considera a deformação elástica da estaca, que pode ser considerável para estacas longas e insignificante para estacas curtas. O mesmo autor sugere que a

relação $L/D \geq 15$ refere-se a estacas consideradas longas e, para $L/D < 15$, as estacas são consideradas curtas.

Cintra e Aoki (1999) definem que a ruptura física é caracterizada por recalques teoricamente infinitos enquanto a ruptura convencional pressupõe a imposição de um recalque arbitrário para caracterizar a ruptura. Essa definição é corroborada por Alonso (2011). A Figura 2.7 apresenta as configurações da carga de ruptura na curva carga-recalque.

Figura 2.7 – Configurações da carga de ruptura



Fonte: Alonso (2011)

Na curva **a**, ao se atingir o valor PR, o recalque se torna incessante demonstrando que houve colapso do elemento estrutural, do solo que lhe dá suporte ou de ambos. Neste caso, há uma ruptura nítida e PR é denominada carga de ruptura.

Para a curva **b**, não há uma definição clara da carga de ruptura. Nesse caso é determinada a carga de ruptura convencional.

Velloso e Lopes (2010) alertam que, para estacas escavadas, é difícil caracterizar a ruptura física e, em geral, adota-se uma ruptura convencional, caracterizada por um recalque de 10% do diâmetro, por exemplo.

Os gráficos de carga-recalque apresentados para determinação da carga de ruptura de uma estaca, na maioria das vezes, não apresentam condições claras de ruptura (DÉCOURT, 1996). Assim, o autor propõe definir ruptura física de fundações em geral com base no conceito de rigidez, sendo Q_u a carga correspondente a um valor de rigidez nulo. A rigidez (R) é definida como a relação entre a carga aplicada na fundação e o recalque produzido por essa carga, conforme mostrado a seguir:

$$Q_u = \text{limite de } Q \text{ quando } s \rightarrow \infty, \text{ sendo } R = Q / s \rightarrow \text{zero} \quad (2.22)$$

Na opinião de Décourt, o conceito de ruptura física não é diretamente aplicável a estacas escavadas e, para estacas de deslocamento, a diferença entre ruptura convencional e ruptura física tende a ser relativamente pequena. O mesmo autor conclui que, após análise de mais de duas centenas de casos, a ruptura física, definida como a carga correspondente a rigidez nula, somente será aproximada para dois casos: 1) atrito lateral estaca-solo: todas as estacas; 2) ponta: estacas de deslocamento. Para estacas escavadas, a ruptura física somente ocorre para “deformações enormes” da ordem de algumas vezes o diâmetro. Na ruptura da ponta, ocorre o fenômeno de puncionamento diferente das formulações clássicas com base na teoria da plasticidade. Na opinião desse autor, as cunhas de ruptura da base se dirigindo para o fuste não têm nenhuma realidade física e nenhuma comprovação experimental.

Fellenius (1999) afirma que a ruptura é limitada ao atrito lateral estaca-solo, não admitindo a existência de ruptura de ponta de estacas de deslocamento e Fellenius (2002) alerta que, via de regra, os projetos correntes não admitem que os deslocamentos ultrapassem 10 a 15mm para cargas de trabalho.

Amann (2004) argumenta que as EHCs apresentam o seu estado-limite evidenciado mais por recalques excessivos que por ruptura física do solo.

Segundo Anjos (2006), a ruptura somente ocorre para o fuste. A resistência unitária da base não mostra qualquer sinal de ruptura, mesmo para maiores valores de deslocamentos.

Amann (2012b) esclarece que, quando se finaliza o ensaio de prova de carga, em geral, a ponta ainda não atingiu o deslocamento necessário de ruptura e, portanto, a carga a ela transferida assume grande variabilidade. O autor recomenda, ainda, que o ponto a partir do qual se tenha certeza que o atrito lateral foi todo mobilizado (arbitrar inicialmente 20% diâmetro da estaca), seja utilizado como uma referência para utilizar o critério de ruptura de maneira mais coerente que atribuir um recalque-limite arbitrário ou pontos de mudança de comportamento, como aplicado em diversos critérios.

Décourt (1996) afirma que a prova de carga estática se constitui, indiscutivelmente, a melhor maneira de se avaliar a carga de uma fundação. Alerta, no entanto, para a maioria dos casos em que a ruptura física não ocorre, exigindo a adoção de critérios de ruptura ou de extrapolação da curva carga-recalque para que seja obtida a carga de ruptura.

2.4.2 Critérios para definição da carga de ruptura por meio da curva carga-recalque

Há muitos anos, a previsão do comportamento da curva carga-recalque é um desafio para os engenheiros geotécnicos. Muitas metodologias foram desenvolvidas e continuam tendo o intuito de determinar a carga última e a separação da carga de atrito daquela de ponta, sem que se utilize o recurso da instrumentação de estacas ao longo da profundidade.

Ao se programar uma prova de carga, pretende-se levar o elemento de fundação a níveis de carga até a ruptura do sistema solo-estaca. Porém, nem sempre esse objetivo é alcançado em função, por exemplo, de limitações do sistema de reação e de se manter a integridade estrutural do elemento ensaiado. Neste caso, as provas de carga são conduzidas a um

limite de carga preestabelecido de modo a manter a segurança do sistema e dos profissionais envolvidos, sendo necessário definir a carga de ruptura.

A carga de ruptura pode ser determinada por diferentes critérios de ruptura, usualmente aplicados às curvas carga-recalque de provas de carga.

Silva (1989) lembra que não existe um consenso entre engenheiros e pesquisadores a respeito de um critério único para a interpretação da curva carga-recalque de uma prova de carga. A própria definição da carga de ruptura não está clara e, portanto, existem diversos métodos e critérios para a sua definição. Por existir uma vasta e variada lista na bibliografia de processos para interpretar a curva carga-recalque, Melo (2009) complementa que é indispensável a referência do método utilizado, visto que a análise oferece valores diferentes em cada procedimento

Segundo a ABNT NBR 6122:2010, o comportamento de uma estaca, submetida a uma prova de carga, pode não apresentar carga de ruptura nítida. Nesse caso, podem-se utilizar métodos de extrapolação na curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura convencional.

A norma ABNT NBR 12131:2006 prescreve que, para o traçado da curva carga-deslocamento, deve-se adotar uma escala tal que a reta ligando a origem e o ponto da curva correspondente à carga estimada de trabalho resulte numa inclinação de $(20^\circ \pm 5^\circ)$, com o eixo das cargas. Segundo Niyama, Aoki e Chamecki (1998), essa reta que forma um ângulo compreendido entre 15° e 25° com o eixo das cargas expressa uma forma de verificar se a escala do desenho é adequada para permitir sua interpretação e extrapolação. Os mesmos autores comentam que essa reta corresponde à deformação elástica do elemento de fundação.

Entretanto, Décourt (1994) recomenda a apresentação do gráfico carga (ou tensão)-deslocamento de forma adimensional, com as tensões normalizadas pela tensão de ruptura convencional ou física e as deformações normalizadas pela largura da fundação. Dessa forma, na faixa

de interesse de deformações de 0 a 10% da largura da fundação, a curva resultante é única e independe das dimensões da fundação.

Embora a norma brasileira de fundações permita a extrapolação da curva carga-recalque, por um critério de ruptura, Massad (1994) e Décourt e Niyama (1994) discutem algumas limitações ao se adotar a extrapolação para determinar a carga de ruptura.

Na opinião de Alonso (1991), os métodos só devem ser utilizados em curvas carga-recalque que resultaram em valores próximos à carga de ruptura, para evitar resultados discrepantes. Tal opinião é confirmada por Massad (1994) que adverte que a interrupção prematura da prova de carga pode resultar em curvas carga-recalque limitadas para interpretação. Segundo o último autor, prever a forma da curva carga-recalque de estacas submetidas a cargas axiais tem sido a preocupação de muitos engenheiros. As tentativas surgem da exponencial de Van der Veen (1953) à hipérbole de Chin (1970), passando pela parábola de Mazurkiewicz (1972) e tantas outras.

Talvez a primeira tentativa de determinação da carga de ruptura por meio da curva carga-recalque tenha sido de Terzaghi, em 1942, quando determinou que carga de ruptura é aquela correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca. Porém, na opinião de Fellenius (1980, 2012) essa definição não considera o encurtamento elástico da estaca que pode apresentar valor substancial para estacas longas ao mesmo tempo em que é insignificante para estacas curtas.

De acordo com Zammataro et al. (2007), a utilização indiscriminada dos métodos de extrapolação da curva carga-recalque pode gerar grandes erros na interpretação dos resultados.

Velloso e Lopes (2010) afirmam que ainda existem controvérsias na interpretação de provas de carga, com diferentes visões do processo de ruptura.

Para Fellenius (1980, 2012), sem uma definição adequada, a interpretação da curva carga-recalque torna-se uma aventura sem sentido. Para ser útil, uma definição da carga de ruptura da estaca com base nessa curva deve ser baseada em uma interpretação matemática e gerar um valor repetitivo independente das relações de escala do desenho e do julgamento ou capacidade do intérprete individual. Conforme o mesmo autor, é preciso, também, se considerar a forma da curva carga-recalque ou, se não, deve-se considerar o comprimento da estaca (o que a forma da curva indiretamente o faz).

Fellenius (1980) apresentou nove definições diferentes para determinação da carga de ruptura da estaca com base nos dados de uma prova de carga estática. Posteriormente, Fellenius (2012) indica que, dentre essas nove definições, cinco têm particular interesse, a saber:

- a) recalque limite de Davisson (1972);
- b) carga ultima de Hansen (1963);
- c) extrapolação de Chin Kondner (1970, 1978);
- d) extrapolação de Décourt (1999);
- e) interseção de De Beer (1967).

A Norma Brasileira de Fundações apresenta um critério para determinar a carga de ruptura convencionada. Lopes (1979) propõe método semelhante ao da Norma Brasileira, porém com estimativa de encurtamento elástico mais realista e um deslocamento de ponta maior. Velloso e Lopes (2010) mencionam ainda os métodos de Van der Veen (1953) e Massad (1986).

Amann (2010b) apresenta uma classificação dos critérios de ruptura que refletem as melhores práticas da experiência brasileira e mundial, conforme segue:

- a) de recalque-limite: NBR 6122 (1996), Brinch Hansen (1963), Terzaghi (1943);

b) de ajuste matemático: Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Chin (1970), Rigidez de Décourt (1999, 2008);

c) de interseção das retas pseudoelásticas e pseudoplásticas: Butler e Hoy (1977), De Beer e Walays (1972);

d) de rigidez tangente-limite: Fuller e Hoy (1970).

O autor declara ainda que os critérios de interseção de retas tendem a indicar a ruptura próximo ao valor do atrito lateral desenvolvido no ensaio, ou seja, praticamente desprezando a ponta, detalhe este que não deve passar despercebido. O critério de ruptura faz parte inerente do método semiempírico e compará-lo com outro critério não tem sentido, ainda mais para classificá-lo como “conservador” ou “contra a segurança”. Fellenius (2012) esclarece que os métodos da interseção de retas são de certa forma dependentes da escala do desenho e de interpretação individual, contrariando recomendações já citadas. Entretanto, Niyama, Aoki e Chamecki (1998) alertam que esses métodos apresentam a vantagem de permitir a extrapolação da curva carga-recalque definindo a carga de ruptura, mesmo que seja superior à máxima carga do ensaio.

Quanto ao método do recalque-limite, Fellenius (2012) informa que é um método empírico que não considera a forma da curva de carga-recalque e a real transferência da carga aplicada ao solo. No entanto, é de fácil aplicação e ganhou uma larga aceitação, porque tem o mérito de permitir que o engenheiro determine, com antecedência, durante a realização da prova de carga, o recalque máximo permitido na carga admissível. O mesmo autor comenta que mudanças bruscas de inclinação na linha do método de Chin-Kondner indicam que algo está errado ou com a estaca ou com o arranjo de ensaio.

De acordo com Benatti (2007), critérios, como os de Van der Veen (1953), Massad (1986) e De Rigidez (1998) são alguns dos mais utilizados para determinar a carga de ruptura, na curva carga-recalque, devido ao bom ajuste matemático apresentado nos resultados. Amann (2008a) afirma que

os critérios para a definição da carga de ruptura mais utilizados no Brasil são os de: Van der Veen (1953), Chin (1972), Décourt (1995) e da Norma Brasileira de Fundações (NBR-6122).

Entretanto, Amann (2008b) adverte que os métodos que extrapolam a curva carga-recalque por ajuste matemático, apesar de muito utilizados no Brasil, necessitam de refinamento para expressar o comportamento da estaca mais adequadamente. Amann (2010b) afirma que os métodos de transferência de carga baseados nas Leis de Cambefort modificados por Massad (1992, 1993) e suas variações, bem como o Método da Rigidez de Décourt (2008) permitem obter satisfatoriamente essas parcelas sem a onerosa instrumentação dos ensaios.

Thá, Swinka e Miqueletto (2012) enfatizam que, do ponto de vista estatístico, não há diferença entre os Métodos da NBR 6122, Método de Brinch Hansen, Método de Chin, Método de Van der Veen modificado por Aoki e o Método da Rigidez de Décourt baseados no critério de ruptura convencional, quando aplicado a um total de 30 estacas escavadas e pré-moldadas.

Recentemente, no Brasil, foi desenvolvido o método proposto por Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010) que foi validado por Silva (2011).

Para subsidiar as interpretações das curvas carga-recalque obtidas nas provas de carga, é importante a análise das sondagens e, para o caso de estacas hélice contínua monitoradas, a folha de controle da estaca emitida pelo equipamento de execução apresenta informações adicionais relevantes, como o sobreconsumo de concreto e a pressão de concretagem.

Como exposto, no meio técnico existem vários critérios para extrapolação e interpretação da curva carga-recalque para determinar a carga de ruptura, convencional ou não, de uma estaca. Alguns métodos estimam apenas a carga total de ruptura e outros estimam também a parcela de carga por atrito lateral em provas de carga convencionais, não instrumentadas.

Para a interpretação das provas de carga desta pesquisa, será utilizado, quando aplicável, o Método de Extrapolação de Van der Veen (1953), o Método de Chin (1970), os Métodos da ABNT NBR 6122:2010 e Terzaghi (1942), que são baseados no recalque-limite. Para a estimativa da parcela de carga resistida por atrito lateral, serão utilizados os métodos: Método das Duas Retas desenvolvido por Massad (1992, 1993, 1995) e por Massad e Lazo (1998), método de Camapum *et al.* (2008, 2010) e o método de Décourt (1996, 1998, 1999, 2008) que estima, além da carga por atrito lateral, a carga de ruptura total. A seguir, descrevem-se os métodos:

2.4.2.1 Terzaghi (1942)

Na curva carga-recalque, o critério de Terzaghi (1942) considera como carga de ruptura aquela correspondente a um recalque igual a 10% do diâmetro da estaca.

Para Fellenius (2012), essa definição refere-se a um limite de movimento permitido para a estrutura e suportado pela estaca, mas não está relacionada com a capacidade do solo como resposta às cargas aplicadas à estaca na prova de carga estática. No entanto, um limite de movimento constitui um importante requisito de projeto, talvez até o mais importante, mas não define a carga de ruptura.

2.4.2.2 Van der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen (1953) ajusta os pontos da curva carga-recalque a uma função matemática exponencial, com ruptura física, correspondendo ao recalque teoricamente infinito. Nesse momento, a curva carga-recalque atinge um ponto onde cai verticalmente.

Esse método representa a curva carga-recalque por meio da expressão:

$$P = P_{m\acute{a}x}(1 - e^{-\alpha.z}) \quad (2.23)$$

P : carga aplicada na estaca

$P_{m\acute{a}x}$: carga maxima na estaca (carga de ruptura)

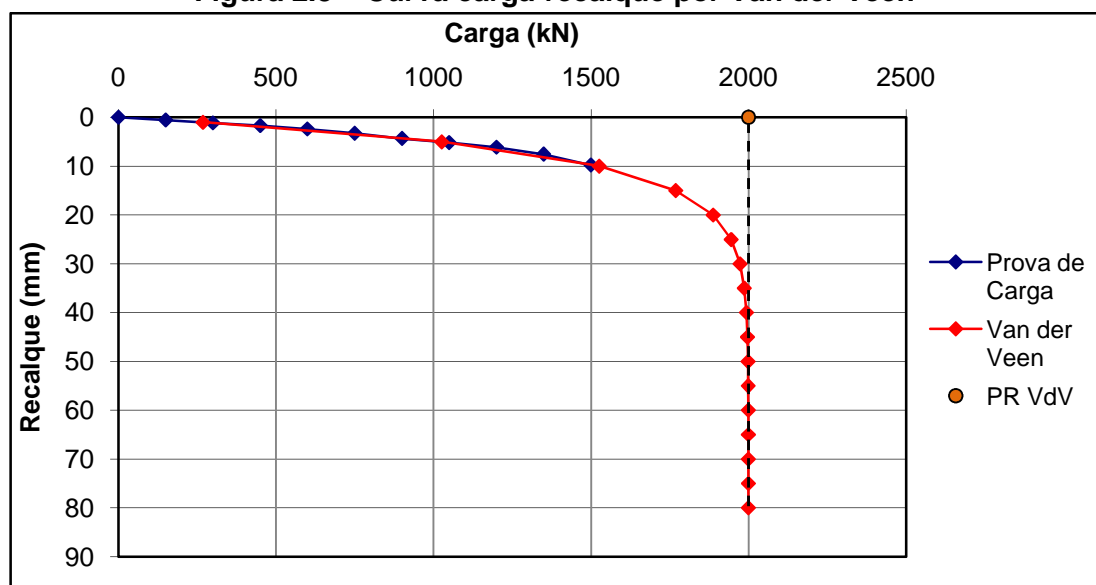
z : recalque da estaca causado por P

α : coeficiente que define a forma da curva carga-recalque

De acordo com Aoki e Alonso (1986), o coeficiente α depende das características da estaca e da natureza do solo.

Essa curva  assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura ($P_{m\acute{a}x}$), como apresentado na Figura 2.8. Assim, este método é também um critério de ruptura.

Figura 2.8 – Curva carga-recalque por Van der Veen



Fonte: Desta autora

Reescrevendo a equação 2.23, obtm-se a equação 2.26:

$$(1 - e^{-\alpha.z}) = \frac{P}{P_{m\acute{a}x}} \quad (2.24)$$

$$\left(1 - \frac{P}{P_{m\acute{a}x}}\right) = e^{-\alpha.z} \quad (2.25)$$

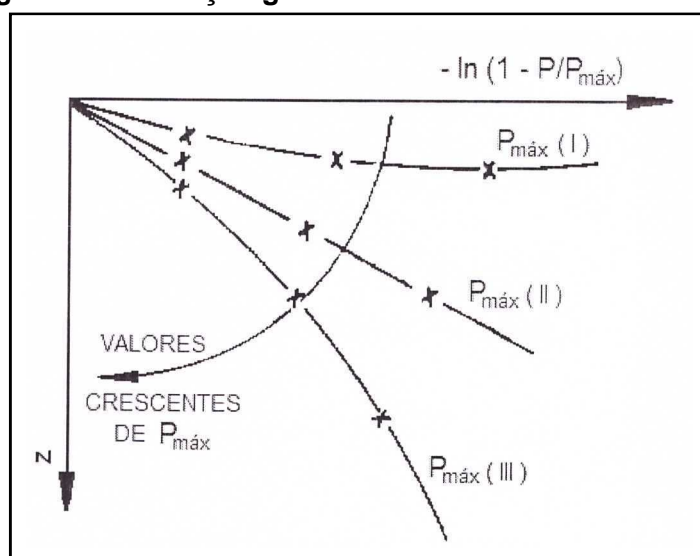
$$\alpha \cdot z = -\ln \left(1 - \frac{P}{P_{m\acute{a}x}} \right). \quad (2.26)$$

Esta equação (2.26), quando plotada em um gráfico em escala semilogarítmica (base neperiana), fornece uma reta passando pela origem, sendo α o coeficiente angular desta reta.

A aplicação do método de Van der Veen (1953) é feita por tentativas. O par de valores (P, z) é obtido na prova de carga. Para cada valor de P , adotam-se diferentes valores para $P_{m\acute{a}x}$, até que se obtenha uma reta no gráfico $-\ln \left(1 - \frac{P}{P_{m\acute{a}x}} \right)$ versus z .

Na Figura 2.9, o $P_{m\acute{a}x} (II)$ é a carga de ruptura.

Figura 2.9 – Solução gráfica do Método de Van der Veen



Fonte: Alonso (1991)

Aoki (1976) esclarece que a reta interpolada não passa pela origem, conforme indica a expressão 2.24. Na opinião desse autor, o trecho inicial da curva pode ser desprezado na análise e, assim, ele propõe modificação na expressão original de Van der Veen para:

$$P = P_{m\acute{a}x} \left(1 - e^{-(\alpha \cdot z + b)} \right). \quad (2.27)$$

em que “b” representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

O Método de Van der Veen é muito utilizado no Brasil, embora Velloso e Lopes (2010) considerem que há uma discussão quanto à confiabilidade de extrapolação pelo método para provas de carga que apresentem a curva carga-recalque no trecho inicial, quase elástico, com valores de carga de ruptura exagerados ou absurdos. Essa opinião é confirmada por Magalhães (2005). Guimarães *et al.* (2002) também compartilham dessa opinião, afirmando que, em muitos casos, o método não proporciona uma boa extrapolação da curva carga-recalque. Os primeiros autores alertam que se obtêm extrapolações razoáveis pelo citado método, quando o recalque máximo atingido na prova de carga for, pelo menos, 1% do diâmetro da estaca. Já Francisco *et al.* (2004) concluem que o deslocamento mínimo para uma boa definição da curva carga-recalque pelo processo de Van der Veen, para os dados analisados, foi de 2% do diâmetro da estaca, quando aplicado a Banco de Dados de EHCs.

Niyama e Décourt (1994) consideram confiável a extrapolação pelo Método de Van der Veen (1953) para:

- a) provas de carga em que a carga máxima tenha atingido pelo menos $2/3$ da carga de ruptura;
- b) estacas cravadas ou de deslocamento, pois os resultados da carga de ruptura em estacas escavadas são subestimados;
- c) carregamento monotônico (carregamento crescente e aplicado uma única vez)

De acordo com Lima e Gusmão (2006), o Método de Van der Veen se baseia em duas hipóteses básicas: a curva carga-recalque é do tipo exponencial, e a ruptura é do tipo física. Caso as duas hipóteses não sejam satisfeitas, o método não fornece resultados satisfatórios.

Porém, para Vianna e Cintra (2000), torna-se difícil afirmar a proporção da carga de ruptura atingida nas provas de carga que não foram conduzidas até a ruptura.

Massad (1994) alerta que não há sentido na extrapolação da carga de ruptura se a curva do ensaio não atingir o trecho final de mobilização da ponta.

Paschoalin Filho e Albuquerque (2012) ressaltam que Van der Veen concebeu o método, originalmente, para cargas de compressão, em que após relevante mobilização do atrito ocorre uma lenta e progressiva mobilização da resistência de ponta.

2.4.2.3 Chin (1970)

Segundo o Método de Chin (1970), a relação entre a carga e o recalque no topo da estaca pode ser assumida como hiperbólica, mas ao plotar um gráfico com a relação “ r/P ” na ordenada e “ r ” na abscissa, onde “ P ” é a carga correspondente ao recalque “ r ”, obtém-se uma reta. Determina-se o coeficiente angular do trecho reto, e o inverso desse valor é a carga de ruptura. A Figura 2.10 mostra a construção gráfica desse método.

Fellenius (2012) alerta que os pontos referentes ao início do ensaio apresentam uma dispersão e, posteriormente, os demais pontos tendem a se alinhar formando uma reta, como mostra a Figura 2.10. No entanto, é muito fácil se obter uma carga de ruptura falsa, utilizando o Método de Chin, considerando, também, os pontos do início do ensaio.

Dessa forma, a equação para a curva “ideal” é representada por:

$$\frac{r}{P} = a \times r + b \quad (2.28)$$

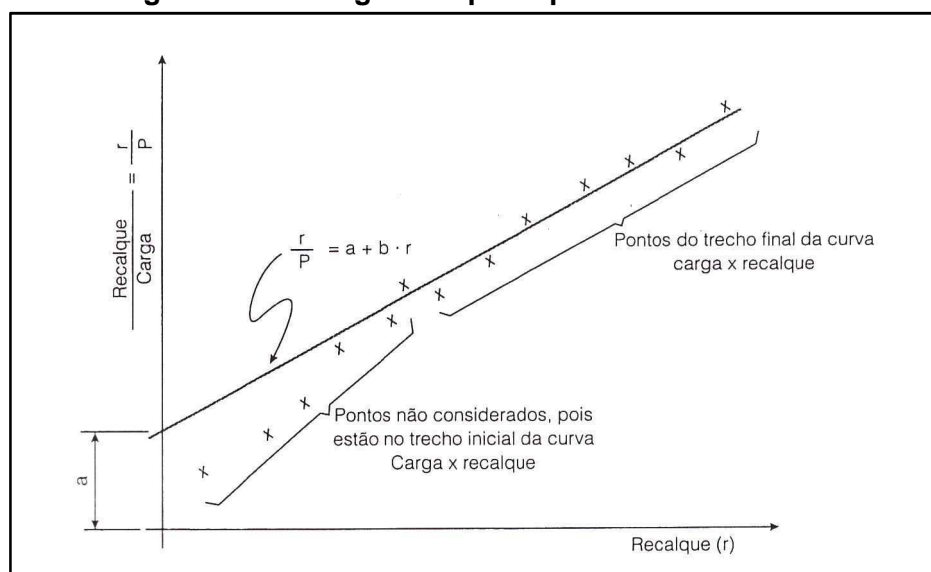
b : intercepto com o eixo das ordenadas da reta obtida no gráfico r/P versus r

a : inclinação da reta obtida no gráfico r/P versus r

Se a carga de ruptura for o inverso do coeficiente angular, obtém-se a expressão:

$$PR = 1/a \quad (2.29)$$

Figura 2.10 – Carga de ruptura pelo Método de Chin



Fonte: Alonso (2011)

Niyama, Aoki e Chamecki (1998) alertam que o Método de Chin nem sempre é adequado aos ensaios lentos realizados de acordo com a norma brasileira, uma vez que foi desenvolvido para estágios de carga com tempos de aplicação constantes.

Amann (2008a) afirma que o critério de Chin resulta em valores por vezes muito superiores aos razoáveis e há sugestões para se adotar como critério 80 a 90% da carga de ruptura obtida.

NeSmith e Siegel (2009) asseveram que um deslocamento de 5% do diâmetro no topo da estaca é suficiente para mobilizar a ponta da estaca e permitir uma razoável extrapolação com o Método de Chin.

2.4.2.4 Método da NBR 6122:2010

A ABNT NBR 6122:2010 define que a capacidade de carga da estaca submetida à prova de carga deve ser considerada definida, quando ocorrer ruptura nítida caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. No entanto, quando a estaca não apresentar ruptura nítida como descrito, pode-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura convencional.

Na curva carga-recalque do primeiro carregamento, a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde ao recalque obtido pelo encurtamento elástico da estaca, somado a um recalque de deformação do solo representado por uma porcentagem da largura da base e calculada pela expressão:

$$\Delta_r = \frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (2.30)$$

Δ_r : recalque de ruptura convencional

P : carga de ruptura convencional

L : comprimento da estaca

A : área da seção transversal da estaca (estrutural)

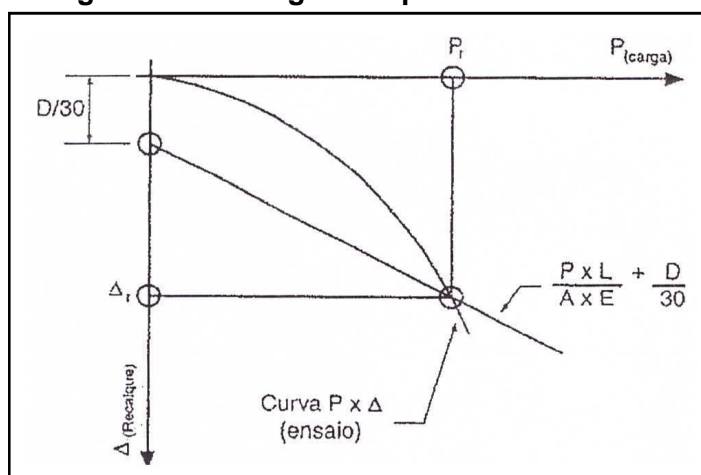
E : módulo de elasticidade do material da estaca

D : diâmetro do círculo circunscrito à estaca

O módulo de elasticidade das estacas de concreto pode ser calculado pela ABNT NBR 6118:2004 – Projeto e execução de obras de concreto armado: Procedimento – em função da resistência característica do concreto (f_{ck}). Porém, na falta de informações, segundo recomenda Campos (2005), podem-se adotar valores conservadores de 20GPa (para estacas escavadas) e de 25GPa (para estacas pré-moldadas)

A aplicação do método consiste: a partir de um valor arbitrário de carga P qualquer, calcula-se, por meio da expressão 2.30, o recalque (Δ_r) correspondente, obtendo-se o ponto (P, Δ_r). Plota-se, no eixo dos recalques, o valor $D/30$. Por esses dois pontos (P, Δ_r) e ($0, D/30$), traça-se uma reta. O ponto de interseção entre essa reta e a curva carga-recalque obtida na prova de carga corresponde à carga de ruptura convencional (P_r) conforme na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Carga de ruptura convencional



Fonte: ABNT NBR 6122:2010

Para Almeida Neto (2002), o Método da NBR 6122 se torna interessante pois, além de levar em conta as características da edificação por meio do seu recalque admissível, considera, também, as dimensões e a deformação elástica das fundações. A ruptura corresponde a um recalque igual a 1/30 do diâmetro da estaca, menos o encurtamento elástico do seu fuste. Presa e Pousada (2004) consideram que o critério da norma pode ser aplicado, mesmo quando a curva tem uma assíntota vertical, conduzindo à interpretação de uma carga de ruptura com valor menor, isto é, a favor da segurança.

Amann (2010a) destaca que a carga de ruptura convencional obtida pelo critério da NBR6122 indica valores próximos ao ponto 4 da curva carga-recalque apresentado por Massad (1994).

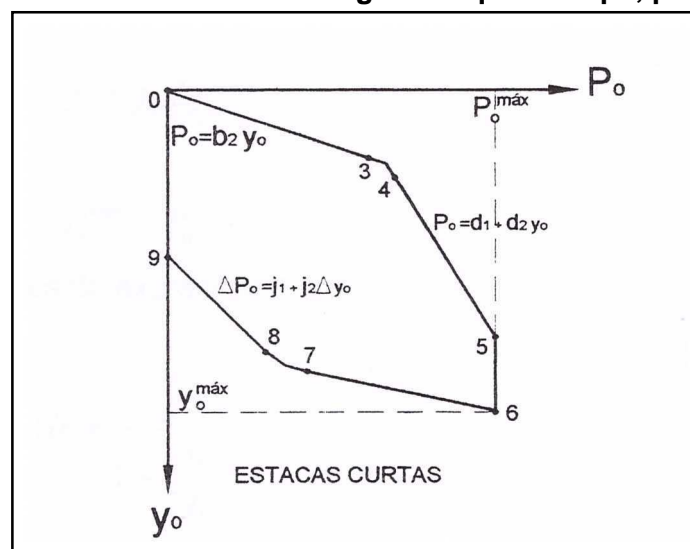
2.4.2.5 Método das Duas Retas (MASSAD, 1992 modificado por MASSAD e LAZO,1998)

Este método tem por base os trabalhos de Massad (1992), Lazo (1996) e Massad e Lazo (1998) que propuseram um procedimento para a interpretação de provas de carga denominado “Método das Duas Retas”, aplicável a estacas rígidas ou curtas, cuja compressibilidade influi pouco no

formato da curva carga-recalque do topo. Esse procedimento veio complementar outros que são válidos para estacas longas ou compressíveis, anteriormente propostos por Massad (1993).

O método consiste em fazer um ajuste da curva carga-recalque no topo (P_o, y_o) apresentada na Figura 2.4, com duas retas correspondentes ao trecho (0-3), da fase de mobilização do atrito lateral, e ao trecho (4-5), do franco desenvolvimento da resistência de ponta. O trecho (3-4) de desenvolvimento progressivo do atrito lateral praticamente inexistente.

Figura 2.12 – Curva teórica de carga-recalque no topo, para estacas



Fonte: Massad e Lazo (1998)

Por desenvolvimento matemático partindo de equações dessas retas, Massad e Lazo (1998) apresentaram uma construção gráfica para determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e da carga residual na ponta (P_h). A interseção da reta dada por $P_o = 2 \cdot K_r y_o$ com aquela associada ao trecho (4-5) fornece o ponto M (Figura 2.13), que representa, no eixo das abscissas, o valor de μA_{lr} . Salienta-se que, para estacas escavadas, no primeiro carregamento, tem-se carga residual na ponta igual a zero e $\mu=1$. A rigidez da estaca como peça estrutural (K_r) é dada por:

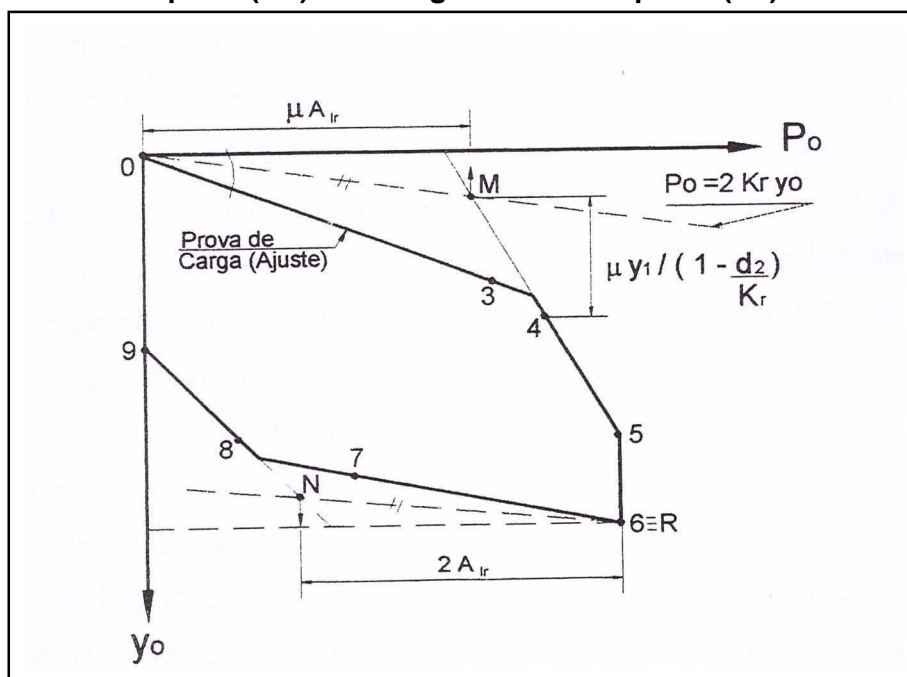
$$K_r = E \cdot A / L \quad (2.31)$$

E: módulo de elasticidade do material constituinte da estaca

A: área da seção transversal da estaca

L: comprimento da estaca

Figura 2.13 – Construção gráfica para determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e da carga residual na ponta (Ph)



Fonte: Massad e Lazo (1998)

Os trechos apresentados nas Figuras 2.4 e 2.13 podem ser mais ou menos desenvolvidos, dependendo da rigidez relativa entre o solo circunvizinho ao fuste e a estaca, definida por Massad (1992) por:

$$k = A_{lr} / (K_r \cdot y_1) \quad (2.32)$$

A_{lr} : atrito lateral na ruptura

K_r : rigidez da estaca como peça estrutural (expressão 2.31)

y_1 : deslocamento necessário para esgotar o atrito lateral unitário

Se $k \geq 8$, a estaca se comporta como estaca longa e apresenta os trechos 0-3 e 3-4 bem desenvolvidos. Se $k \leq 2$, o ponto 4 se aproxima do

ponto 3 e a estaca tende a ter um comportamento mais rígido, ou seja, de estaca curta. No caso de estacas intermediárias ($2 \leq k \leq 8$), deve-se ter cautela. Segundo Amann (2010a), essas estacas podem apresentar o trecho 3-4 desenvolvido.

De acordo com Amann (2012b), o Método das Duas Retas Modificado (MDRM) apresenta boa precisão na separação das parcelas de carga de atrito e de ponta.

A partir deste momento, este método será denominado simplesmente Método das Duas Retas (1998).

2.4.2.6 Método de Rigidez (DÉCOURT, 1996, 1998, 1999, 2008a, 2008b)

Décourt (1996) propõe um método para a obtenção da carga de ruptura com base no conceito de rigidez (RIG) que é definido como a razão entre a carga aplicada (P) e o recalque (r), correspondente.

$$RIG = \frac{P}{r} \quad (2.33)$$

Para qualquer tipo de fundação, a tendência é que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentam. Portanto, com o valor do recalque tendendo a infinito, a rigidez tende a zero, definindo, assim, a carga de ruptura (PR)

$$PR = \limite \text{ de } RIG \text{ quando } r \rightarrow \infty \quad (2.34)$$

Quanto menor for a rigidez obtida na realização do ensaio, mais precisa será a estimativa da carga de ruptura .

A carga-limite pode ser obtida por meio do gráfico de Rigidez, que permite visualizar a distância que se está da ruptura e identifica o domínio de transferência da carga pela ponta e o domínio pelo atrito lateral nas provas de carga convencionais (sem instrumentação).

O Gráfico de Rigidez é obtido plotando-se os valores de Rigidez (RIG) no eixo das ordenadas e os valores de carga (P) nas abscissas para que se determine a carga que leva à rigidez nula. Mas como a rigidez nula pressupõe deformação infinita, a ruptura física nunca foi atingida. Portanto, no Gráfico de Rigidez, calcula-se a ruptura convencional (PR)_c.

A carga de ruptura convencional é determinada por meio da equação da curva carga-recalque e corresponde à carga relativa a um recalque de 10% do diâmetro da estaca.

$$PR_c = 10^{\log\left(\frac{\varnothing}{10}\right)b-a} \quad (2.35)$$

\varnothing : diâmetro (mm)

a : previsão da curva (log P - log r) no ponto de regressão

b : inclinação da curva (log P - log r) no ponto de regressão

Na prática, por uma simples extrapolação da curva no Gráfico de Rigidez, obtém-se a carga de ruptura estimada pela curva carga-recalque.

Fellenius (2001) define a carga-limite extrapolada (PR) por Décourt (1996) como a relação entre a interseção da reta com o eixo y (C_2) e a inclinação da reta (C_1)

$$PR = \frac{C_2}{C_1} \quad (2.36)$$

A equação da curva “ideal” é dada por:

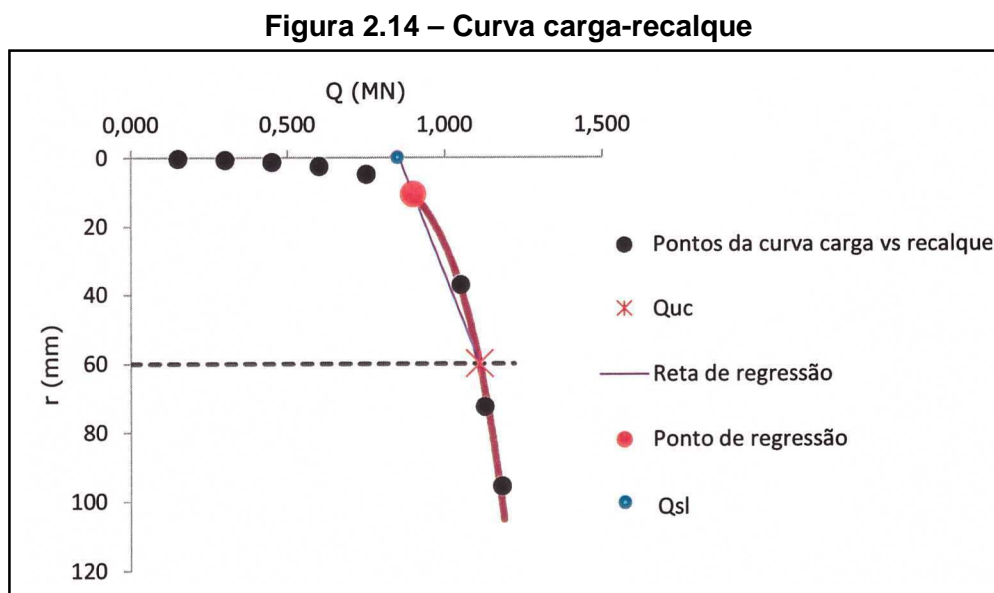
$$P = \frac{C_2.r}{1-C_1.r} \quad (2.37)$$

P : carga aplicada

r : recalque

Para o autor do método, a curva carga-recalque oferece algumas informações iniciais importantes para a análise do Gráfico de Rigidez. Essas

informações são obtidas por uma reta entre o ponto de regressão escolhido e a carga de ruptura convencional (PR_c). A intercepção dessa reta com o eixo das abscissas indica o limite inferior do domínio do atrito lateral (PL_l), como mostra a Figura 2.14.



Fonte: Melo (2009)

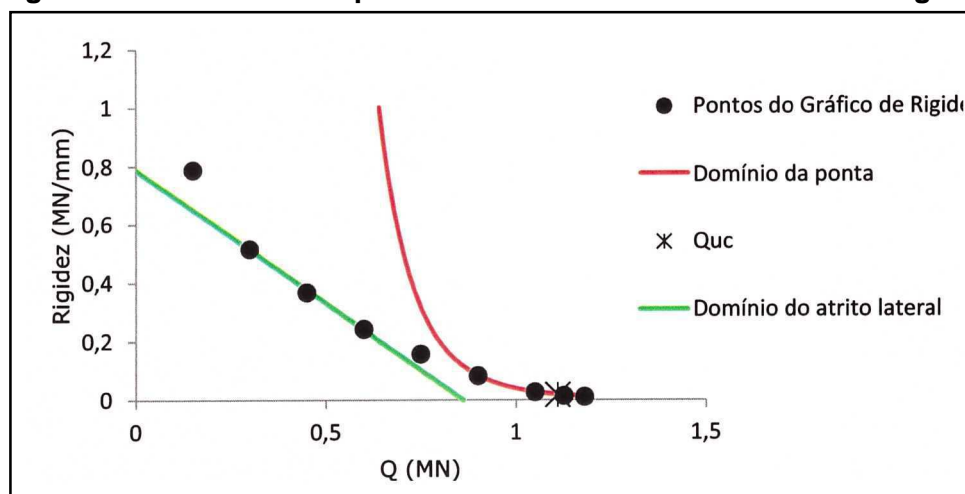
Para determinação do ponto de regressão, são estabelecidas correlações lineares entre “log P e log r ”. Os coeficientes da correlação (R) são elevados ao quadrado para se obter R^2 . Analisando-se os dados de carga e recalque em ordem decrescente, pode-se identificar pelo R^2 uma alteração no comportamento da curva carga-recalque, que indica o ponto de regressão a ser adotado. Na maior parte das vezes, esse ponto situa-se em torno de um recalque correspondente a 2% do diâmetro da estaca.

Décourt (2006) explica que, a partir das equações lineares de regressão, pode-se traçar a curva carga-recalque na sua totalidade, para qualquer nível de deformação, mesmo que a prova de carga tenha sido interrompida prematuramente. O maior número de dados e maior proximidade da ruptura física são sempre desejáveis. Na opinião do autor, essa curva é mais precisa que a gerada pelos dados do ensaio, uma vez

que erros inerentes ao ensaio (leitura, agentes externos, carga por tempo insuficiente) são minimizados pelo tratamento estatístico dado.

De acordo com Décourt (2008a), em provas de carga levadas a grandes carregamentos, o Gráfico de Rigidez indica claramente os domínios de ponta e de atrito lateral, como apresentado na Figura 2.15. A partir do ponto de regressão escolhido, a ponta deixa de preponderar, constatada pela redução nítida de R^2 . Nesse ponto de transição, separa-se a parte do Gráfico de Rigidez correspondente ao domínio de ponta e ao domínio do atrito lateral. No entanto, alguns pontos podem ficar fora da análise e representam a transição do domínio de ponta até iniciar o domínio do atrito lateral. Para se definir os pontos do domínio, verifica-se a correlação que abrange o maior número de pontos e o maior valor de R^2 . Décourt salienta que dados de boa qualidade apresentam coeficientes de correlações iguais ou superiores a 0,99.

Figura 2.15 – Domínio da ponta e do atrito lateral no Gráfico de Rigidez



Fonte: Melo (2009)

Décourt (2008) alerta que, onde a transferência por ponta é preponderante, a relação entre P e RIG é uma curva, tornando-se linear em um gráfico logxlog. O autor frisa que a transferência é basicamente por ponta, mas não exclusivamente. Raciocínio semelhante pode ser aplicado à interpretação da transferência por atrito lateral. O autor afirma que os valores exatos do atrito lateral jamais serão conhecidos, porém deverão estar

situados, obrigatoriamente, entre os limites superior e inferior definidos com o método.

Para estacas longas, é importante analisar o recalque elástico (S_{el}) durante a definição do domínio do atrito lateral, já que as deformações neste trecho são da ordem de grandeza dos recalques elásticos, calculados pela expressão 2.38.

$$S_{el} = \frac{QL}{2EA} \quad (\text{mm}) \quad (2.38)$$

Q : carga equivalente a 1,0MN

L : comprimento da estaca (m)

E : módulo de elasticidade da estaca (GPa)

A : área da seção transversal da estaca (m²)

Para Décourt (1998, 2008), o Gráfico de Rigidez mostra duas situações típicas distintas:

- a) fundações que praticamente não rompem (estacas escavadas);
- b) fundações que rompem (estacas de deslocamento).

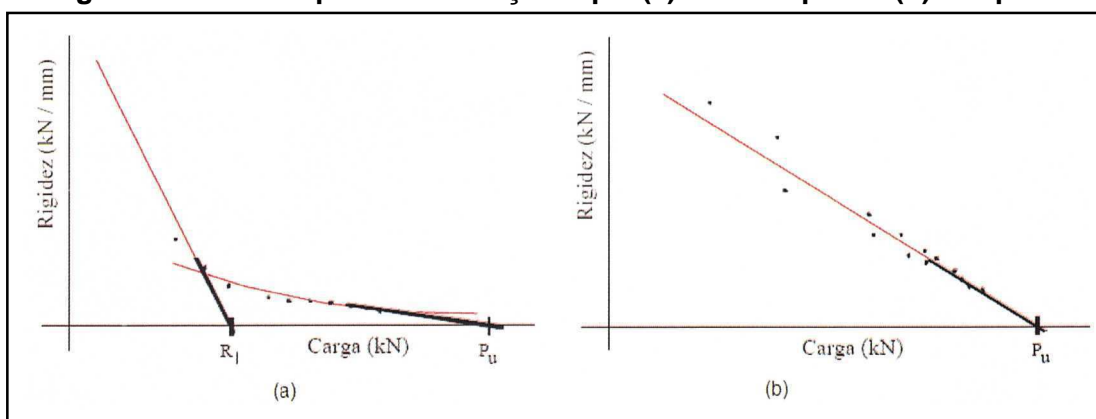
Para as estacas de deslocamento, como as pré-moldadas de concreto, as do tipo Franki e os perfis metálicos, o método avalia, com razoável precisão, a carga de ruptura física e a carga de ruptura convencional que, segundo Décourt (2008), diferem de 20%. Nesse caso, os pontos formam uma reta. A interseção com o eixo das abscissas define a carga de ruptura física.

Já para as fundações que não apresentam ruptura física, como nas estacas escavadas (estações, barretes, *Strauss* e hélices contínuas), o Gráfico de Rigidez assume um comportamento assintótico hiperbólico, não atingindo o eixo das abscissas. A ruptura física é, então, determinada por extrapolação. Observa-se que a curva que melhor se ajusta é do tipo log-log.

Segundo Décourt (2008), existe uma limitação na utilização do método aos ensaios realizados com carregamentos mistos, pois conduz a resultados que tendem contra a segurança.

Campos (2005) apresenta claramente dois Gráficos de Rigidez com as situações descritas e apresentadas na Figura 2.16.

Figura 2.16 – Exemplos de fundações que (a) não rompem e (b) rompem



Fonte: Campos (2005)

Décourt (2006) explica que, no gráfico do seu Método de Rigidez, fica evidente a possibilidade ou não de se chegar próximo à ruptura física. A carga PL_u é a carga de atrito-limite, correspondente à deformação infinita e que só pode ser avaliada por extrapolação. O autor propõe que sejam definidos valores de PL para diversas deformações, em particular, deformações correspondentes a 10mm (PL_{10}), e para deformação de 10% do diâmetro (PL_c). A relação $(PL_{10}) / (PL_c)$ fornece uma idéia de quanto atrito lateral pode ainda ser mobilizado além daquele correspondente a 10mm de deformação. O autor afirma que o método proposto identifica, no Gráfico de Rigidez, duas retas para estacas de deslocamento ou uma reta (ruptura por atrito lateral) seguida de uma curva (ruptura de ponta praticamente impossível) para as estacas sem deslocamento.

Massad (2008) mostra que o Método de Rigidez se aplica bem ao primeiro carregamento de estacas escavadas, rígidas. Nessas condições o atrito lateral praticamente se esgota com a reação de ponta ainda pequena, o que permite sua aplicação. No mesmo artigo, o autor informa que a versão

original do método de rigidez preconizava a definição da carga total na ruptura de estacas, extrapolando a reta ajustada ao trecho final da curva no gráfico carga vs recalque. Já na sua versão mais atual, além da carga total na ruptura, pretende determinar os limites superior e inferior do atrito total na ruptura. O mesmo autor explica que Décourt contornou o problema de superestimativa da carga total de ruptura obtida no Método de Chin ao determiná-la por meio do trecho final do gráfico P_o/y_o , com um ajuste semilogarítmico, do tipo log. O ajuste retilíneo no Gráfico de Rigidez, envolvendo pontos associados a pequenos recalques ($y_o < 2\% D$) determina o limite superior do atrito lateral na ruptura em face à reação de ponta que se manifesta mesmo para pequenos recalques.

Segundo Melo (2012), a escolha do ponto de regressão é a decisão mais importante na aplicação do método baseado no conceito de rigidez. Essa decisão e a escolha dos pontos de ajuste dos domínios de ponta e de atrito lateral dependem muito da interação da pessoa que está utilizando o método, que deve estar atenta à mudança de comportamento dos dados de carga e recalque, aos coeficientes de correlação, ao recalque elástico (para estacas longas) e às experiências anteriores de aplicação do método.

Conforme relato de Danziger (2012), o Método de Rigidez de Décourt destaca-se na prática brasileira na interpretação de provas de carga, não apenas na avaliação da carga de ruptura, mas, principalmente, nas estimativas da faixa de valores de resistências transferidas por atrito lateral e resistência de ponta.

Para Amann (2012a), o Método de Rigidez é uma ferramenta promissora para estimativa do atrito lateral de estacas escavadas. O autor apresenta uma comparação entre o Método de Rigidez proposto por Décourt e o Método das Duas Retas Modificado (MDRM) proposto por Massad, ambos citados nos itens anteriores. O mesmo autor apresenta proposta da função matemática da curva de rigidez, com base em formulações matemáticas de Massad, para estacas escavadas rígidas.

Para Massad e Fonseca (2012), a capacidade de carga total convencional, associada a um recalque do topo igual a 10% do diâmetro da estaca, é definida ao se fazer um ajuste semilogaritmo no trecho final do Gráfico de Rigidez. Com esse procedimento, Décourt contornou o problema da superestimativa da carga total inerente ao Método de Chin-Kondner. Os mesmos autores concluem que o Método de Rigidez de Décourt aplica-se bem para estacas escavadas, rígidas, primeiro carregamento, pois, nessas condições, o atrito lateral se esgota com a reação de ponta ainda pequena.

Fellenius (2012) diz que a versão original do Método de Rigidez é semelhante ao Método de Chin.

De agora em diante, esse método será denominado Método de Rigidez (2008).

2.4.2.7 Metodologia de Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010)

A metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010) consiste em análises complementares à curva carga-recalque, levando-se em conta o comportamento característico de cada solo e os mecanismos de interação entre a estrutura de fundação e o solo suporte.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2010), esse método tem sido utilizado em análise de grande número de provas de carga realizadas em estacas hélice contínua com comprimento variando entre 15 e 20m e diâmetros de 40cm a 60cm, em perfil de solo profundamente intemperizado, poroso, de natureza colapsível, situado em Brasília. Os autores comentam, ainda, que o método tem sido aplicado também em uma menor quantidade de provas de carga em EHC de 10m a 15m em perfil que apresenta um manto profundamente intemperizado pouco espesso ou inexistente, recobrando o solo residual jovem (saprolítico fino, rocha alterada) em obras situadas em águas Claras – DF.

Os autores alertam que a metodologia não tem por objetivo definir capacidades de carga a partir dos resultados de provas de carga. O método consiste em mostrar:

- a) a que nível de carga a ponta da estaca começa a ser mobilizada;
- b) a partir de que nível de carga todo o conjunto – bloco de coroamento, fuste e base – começa a mobilizar deformações plásticas importantes no solo suporte;
- c) a separação das contribuições da base daquela do fuste.

Para se atingir os objetivos, trabalha-se com três gráficos:

a) Gráfico carga-coeficiente de recalque

a.1) Inicialmente, traçam-se, para cada carregamento, curvas recalque-tempo, sendo recalque (mm) em escala linear e o tempo (min) em escala logarítmica.

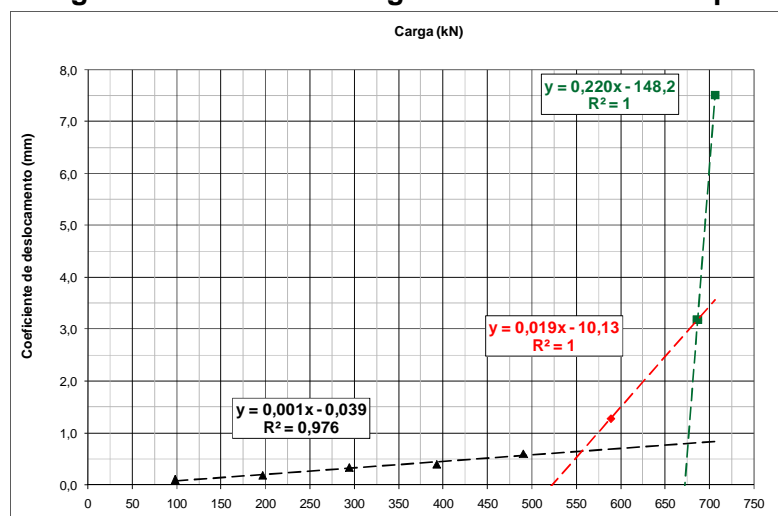
a.2) Para cada curva, calcula-se o coeficiente angular, denominado “coeficiente de recalque” α , no trecho final que representa a região em que os recalques estão estabilizados e a curva se encontra linearizada.

a.3) Com os valores de cargas plotados nas abscissas e de α nas ordenadas, gera-se o gráfico carga-coeficiente de deslocamento (Figura 2.17).

a.4) No referido gráfico, o primeiro ponto de inflexão (encontro do primeiro com o segundo trecho) corresponde ao fim do regime pseudoelástico, do sistema fuste-solo (atrato) e início de trabalho do conjunto do fuste+ base da fundação.

a.5) O segundo ponto de inflexão (encontro do segundo com o terceiro trecho) corresponde ao início das deformações plásticas do solo suporte na ponta da estaca.

Figura 2.17 – Gráfico carga-coeficiente de recalque



Fonte: Desta autora

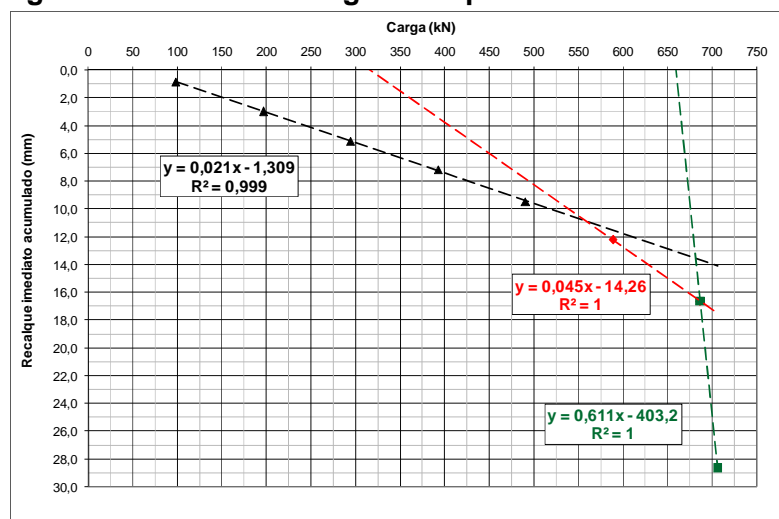
b) Gráfico carga-recalque imediato acumulado

b.1) No método, considera-se recalque imediato aquele ocorrido até 4min após a aplicação da carga em cada estágio do carregamento.

b.2) Com os valores de cargas plotados nas abscissas e de recalques imediatos acumulados nas ordenadas, gera-se um gráfico (Figura 2.18)

b.3) Definem-se, nesse gráfico, trechos de retas semelhantes aos do gráfico apresentado na letra “a”.

Figura 2.18 – Gráfico carga-recalque imediato acumulado



Fonte: Desta autora

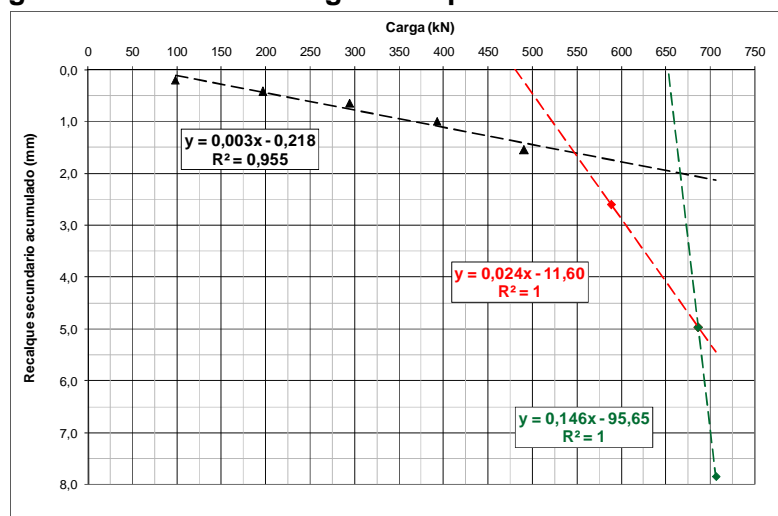
c) Gráfico carga-recalque secundário (e/ou por adensamento) acumulado

c.1) No método, considera-se recalque por adensamento e/ou secundário aquele que ocorre após o tempo de 4min da aplicação da carga (diferença entre o recalque total e o recalque de 4min), em cada estágio do carregamento.

c.2) Com os valores de cargas plotados nas abscissas e de recalques secundários acumulados nas ordenadas, gera-se um gráfico semelhante aos mostrados nas letras “a” e “b” (Figura 2.19).

c.3) A análise com o recalque por adensamento e/ou secundário deve ser elaborada considerando-se o recalque até o tempo final de estabilização.

Figura 2.19 – Gráfico carga-recalque secundário acumulado



Fonte: Desta autora

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2012), intervalos de tempo muito diferentes de um estágio de carga para outro podem gerar eventuais dispersões na curva carga-recalque secundário acumulado. É recomendável adotar os mesmos intervalos de tempo para normalizá-los.

Os três gráficos tendem a apresentar comportamentos semelhantes, colocando em evidência três segmentos de reta.

A interpretação dos trechos definidos nos gráficos citados é apresentada melhor por Camapum de Carvalho *et al.* (2012), conforme segue:

O primeiro trecho corresponde à atuação progressiva e predominante do fuste podendo, eventualmente iniciar-se a mobilização da base logo após os primeiros estágios de carga, dependendo de fatores, como rigidez do maciço, rigidez do elemento estrutural, retração do concreto durante a cura, retração do solo por diminuição da umidade em maciços não saturados, dentre outros. No entanto, neste primeiro momento, atuando com a base, sua contribuição se dá geralmente de forma secundária no comportamento da estaca ensaiada, mas, em casos de solos moles, o comportamento da base torna-se relevante já nesta fase inicial.

O segundo trecho corresponde ao estágio no qual a atuação da base passa a ser mais efetiva e comanda o comportamento do elemento de fundação em termos de carga *versus* recalque. Nele, a medida em que ocorre a saturação em termos de energia máxima mobilizável por atrito lateral, a carga passa a ser transferida para a base da fundação.

Os autores esclarecem que o terceiro trecho do gráfico tem início quando deformações plásticas passam a ser preponderantes no comportamento do sistema maciço-estrutura e passam a comandar o comportamento das fundações. A partir desse ponto, os deslocamentos passam a ser mais relevantes, gerando a expectativa de recalques permanentes significativos e importantes para o bom desempenho da fundação e, conseqüentemente, da edificação, porém não significando, necessariamente, ruptura. Os autores alertam que trabalhar além desse limite requer maior atenção com os recalques admissíveis pela estrutura, principalmente com os recalques diferenciais presentes em qualquer edificação.

Nesse mesmo artigo, os autores alertam que pode ocorrer um quarto trecho representativo da ruptura do sistema maciço-elemento estrutural de fundação. No entanto, por ser pouco frequente o seu surgimento, sempre que ele se manifestar, recomenda-se verificar a integridade do elemento estrutural e as condições em que a ponta da fundação foi executada, pois, geralmente, está associada a solo fofo na ponta da estaca, proveniente das condições de execução. Destacam, ainda, com relevância, que a falta de contato entre a base da fundação e o maciço ou mesmo um precário contato pode dar origem à inversão da forma do gráfico entre o primeiro e o segundo trecho. Nesse caso, quando o solo suporte passa a reagir ao contato da base, ocorre tendência a ampliar a contribuição do atrito lateral, tornando mais amplo o segundo trecho.

Porém, algumas vezes não é possível utilizar a interpretação dos três gráficos citados, principalmente quando, durante a realização da prova de carga, ocorre mudança de incremento de carga antes de se obter o

percentual recomendado em norma. Silva (2011) salienta que mobilizações por atrito, ponta e deformações plásticas podem ocorrer simultaneamente nos três domínios, entretanto o comportamento da estaca e, conseqüentemente, da curva carga-recalque comandado pelo atrito, pela ponta ou pela plastificação depende do domínio em que se encontra o carregamento.

De agora em diante, esse método será denominado Método de Camapum de Carvalho *et al.* (2010).

Fellenius (2012) esclarece que é difícil fazer uma escolha racional dos melhores critérios de ruptura a se usar, porque o melhor critério depende, fortemente, de uma experiência anterior do profissional e da concepção de como se define a carga de ruptura de uma estaca.

Para finalizar este item, a autora enaltece a afirmativa de Davisson (1970) que conclui que as provas de carga não fornecem respostas, apenas dados para interpretar.

2.5 INSTRUMENTAÇÃO

Para o desenvolvimento de projetos de fundações profundas em estacas, o engenheiro geotécnico se depara com a dificuldade de determinação da carga de ruptura (PR) e dos recalques admissíveis. Para entendimento da interação solo-estaca, é importante o conhecimento da transferência de carga da estaca ao solo. A principal preocupação dos projetistas de fundação profunda é identificar as parcelas de carga transmitidas ao solo pelo fuste e pela ponta. Portanto, como o mecanismo de transferência de carga em estacas é bastante complexo, a separação entre cargas transferidas ao longo do fuste e pela base da estaca exige a realização de provas de cargas instrumentadas.

A técnica da instrumentação tem sido utilizada há mais de 30 anos. No início, eram usados extensômetros mecânicos e, mais recentemente, extensômetros elétricos. No Brasil, a instrumentação foi empregada pela

primeira vez pelo professor Dirceu Velloso numa obra do Rio de Janeiro, na qual a estaca foi instrumentada com *tell-tales* (VELLOSO *et al.*, 1975). A partir dessa data outras estacas foram instrumentadas.

Atualmente, as provas de cargas instrumentadas têm sido realizadas nos mais diversos tipos de estacas, quer sejam estacas cravadas, quer sejam estacas escavadas conforme se pode observar na literatura. A instrumentação utilizada, em geral, baseia-se nos transdutores de resistência variável – extensômetros elétricos de resistência (também conhecidos como *strain-gages*), em transdutores de cordas vibrantes, além do uso de *tell-tales*. Outros tipos de instrumentos utilizados na área de geotecnia e exemplos de aplicação podem ser encontrados em Dunnycliff (1988).

As características do extensômetro elétrico de resistência, como: elevada precisão, excelente resposta estática e dinâmica, boa linearidade, possibilidade de efetuar medidas a distância, possibilidade de ser utilizado imerso em água ou atmosfera de gás corrosivo (com tratamento adequado), fazem com que ele tenha uma ampla aplicação em estudos experimentais.

Com o objetivo de minimizar os danos que podem ocorrer em extensômetros elétricos, durante a cravação de estacas pré-moldadas, Niyama e Azevedo (1990) desenvolveram uma técnica na qual barras instrumentadas com extensômetros são introduzidas em tubos instalados previamente no interior da estaca. Em seguida, o espaço entre a barra instrumentada e o tubo de revestimento é preenchido com nata de cimento. Devido ao processo executivo das EHCs, em que a armadura é introduzida na estaca após sua concretagem e com base na experiência citada, Albuquerque (2001) desenvolveu um procedimento em que introduziu um tubo metálico, logo após concluída a perfuração e antes de iniciar a concretagem, pela haste central do trado hélice. Posteriormente, a instrumentação é introduzida no interior do tubo metálico ao longo da profundidade da estaca. Junto com a barra instrumentada, é injetada calda de cimento de modo a solidarizar todo o conjunto estaca-tubo metálico-barra instrumentada. O mesmo autor comenta que a utilização da bainha metálica,

antes da introdução da barra instrumentada na estaca com posterior injeção de nata de concreto, serve para garantir tanto a centralização e não flexão da barra quanto a proteção da instrumentação. Esse procedimento vem sendo utilizado com sucesso em várias obras e pesquisas (ALBUQUERQUE, 2001; ALLEDI; POLIDO; ALBUQUERQUE, 2006; SILVA, 2011; SILVA *et al.*, 2012b).

Nas provas de carga com instrumentação ao longo do comprimento da estaca, a norma brasileira ABNT NBR 12131:2006 prescreve que devem ser apresentados:

- a) a descrição detalhada dos instrumentos utilizados;
- b) sua localização;
- c) os resultados obtidos, em forma de tabela, com leituras;
- d) a formulação usada para interpretação dos dados;
- e) a interpretação gráfica da análise.

2.5.1 Descrição da instrumentação

Os extensômetros elétricos de resistência (*strain-gages*) fornecem valores de deformação de maneira indireta. Quando se utilizam *strain-gages*, eles podem ser fixados na própria armadura da estaca ou em uma barra de ferro extra, previamente preparada, a ser introduzida no interior da estaca, na qual os *strain-gages* são devidamente posicionados em vários segmentos da armadura, em geral, com comprimento de 40cm a 60cm. Quando a estaca é carregada, a barra instrumentada sofre as mesmas deformações do próprio elemento. O extensômetro elétrico de resistência transforma pequenas variações de dimensões em variação equivalentes de sua resistência.

Nas profundidades em que se pretende conhecer a transferência da carga da estaca para o solo, além do topo e da ponta da estaca, são instalados na barra de aço dois extensômetros elétricos em posição

diametralmente oposta. Essa ligação é caracterizada por ligação de Wheatstone em ponte completa. A ligação em ponte completa é muito usada para medidas de deformações provenientes de esforços normais, pois, além de diminuir o efeito da temperatura sobre os extensômetros, elimina as deformações provenientes da flexão devido à excentricidade da solicitação que porventura venha a existir durante a realização da prova de carga. Após montagem, as barras instrumentadas são calibradas em laboratório para corrigir eventuais diferenças nas leituras de deformação e possíveis erros de instalação, garantindo, assim, que as tensões transferidas sejam obtidas com acurácia. Maiores informações sobre extensômetros elétricos podem ser obtidas em Mantilla (1992), Albuquerque, Cacace e Carvalho (2000).

A determinação dos esforços em cada nível instrumentado com *strain-gages* é feita por meio da teoria da elasticidade (Lei de Hooke), conforme segue:

$$\sigma = \varepsilon E \quad \text{onde} \quad \sigma = P/S \quad (2.39 \text{ e } 2.40)$$

$$P = \varepsilon E S \quad (2.41)$$

P: carga no nível instrumentado

ε : deformação no nível instrumentado

E: módulo de elasticidade (módulo de Young)

S: área da seção transversal

O módulo de elasticidade é, em geral, de difícil determinação. A fundação é um elemento misto constituído por quantidades variadas de concreto e aço, que apresentam módulos de elasticidades diferentes, além de ser variável e desconhecida sua seção transversal nos casos de estacas moldadas *in loco*. Dessa forma, na prova de carga instrumentada, faz-se a determinação experimental do produto **E S** no ponto instrumentado próximo ao topo da estaca que deverá ser livre da influência do solo. Para tanto, procede-se a uma escavação ao redor da estaca. Assim, considera-se que a

carga que chega a esse ponto, chamado de seção de referência, é igual à carga aplicada no topo do bloco. O aparelho de leitura ao qual ficam conectados os cabos ligados aos extensômetros elétricos fornece a deformação específica em cada ponto instrumentado. Portanto, na seção de referência, tem-se carga e deformação conhecidas e, assim, determina-se o produto do módulo de elasticidade da estaca pela área de sua seção transversal (ES) por meio do gráfico carga-deformação.

Fellenius (2001) alerta que, em contraste com o módulo de elasticidade do aço, o módulo de elasticidade do concreto não é constante, mas uma função da carga aplicada, ou melhor, da deformação, o que faz com que o módulo de elasticidade da estaca obtido no início da prova de carga estática seja, substancialmente, diferente daquele obtido ao final da prova de carga. Fellenius (1989) propôs a utilização do módulo secante a partir da determinação do módulo tangente. Esse método, que será utilizado nesta pesquisa, é detalhado a seguir.

A equação da reta do módulo tangente é dada por:

$$E_t = d\sigma/\varepsilon = A \cdot \varepsilon + B \quad (2.42)$$

Ao se integrar a equação 2.43, obtém-se:

$$\sigma = (A/2) \cdot \varepsilon^2 + B\varepsilon \quad (2.43)$$

Porém:

$$\sigma = E_s \varepsilon \quad (2.44)$$

Portanto:

$$E_s = 0,5 A \cdot \varepsilon + B \quad (2.45)$$

E_t : módulo tangente

E_s : módulo secante

σ : tensão

$d\sigma = (\sigma_{n+1} - \sigma_1)$: variação de tensão de um incremento de carga para o outro

A: inclinação da reta do módulo tangente

ε : deformação medida

$d\varepsilon = (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_1)$: variação de deformação de um incremento de carga para o outro

B: intercepto da reta do módulo tangente no eixo y

Conhecida a relação do módulo secante dependente da deformação, os valores de deformação medidos são convertidos em tensão em cada ponto instrumentado da estaca. A carga é obtida multiplicando-se a tensão pela área da seção transversal da estaca. Com o valor das cargas nos vários níveis, traça-se o gráfico de transferência de carga ao longo da profundidade da estaca.

2.5.2 Resultados da instrumentação

Com base nos dados fornecidos pela instrumentação com *strain-gages* ao longo do fuste, podem-se traçar:

- a) gráfico da transferência de carga ao longo da profundidade;
- b) diagramas do atrito lateral unitário entre dois trechos consecutivos;
- c) gráfico do atrito lateral unitário médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste;
- d) gráfico da reação de ponta em função do deslocamento acumulado da ponta.

2.5.2.1 Gráfico da transferência de carga ao longo da profundidade

A transferência das cargas é feita pela interface de contato da peça estrutural da fundação com o solo. A estaca é uma peça estrutural de fundação que transmite carga ao solo seja por tensões paralelas à superfície

do fuste, seja por tensões de contato normais à base. A distribuição e as grandezas dessas tensões constituem o objetivo do estudo da transferência de carga da fundação para o solo-suporte.

Com base no gráfico de transferência de carga em profundidade, isto é, a variação da carga na estaca ao longo do seu comprimento, é possível avaliar o percentual de carga aplicada no topo da estaca que é transferido ao solo pela ponta da estaca. Assim, determina-se a parcela de carga por atrito lateral e por ponta das estacas.

2.5.2.2 Diagramas do atrito lateral unitário entre dois trechos consecutivos

Conhecidos os valores da carga em cada seção instrumentada, torna-se possível determinar a distribuição do atrito lateral unitário entre dois trechos consecutivos, para cada estágio do carregamento, por meio da expressão:

$$f_s = \Delta Q / A_l \quad (2.46)$$

f_s : atrito lateral unitário no trecho

ΔQ : diferença de carga no trecho

A_l : área lateral do trecho considerado

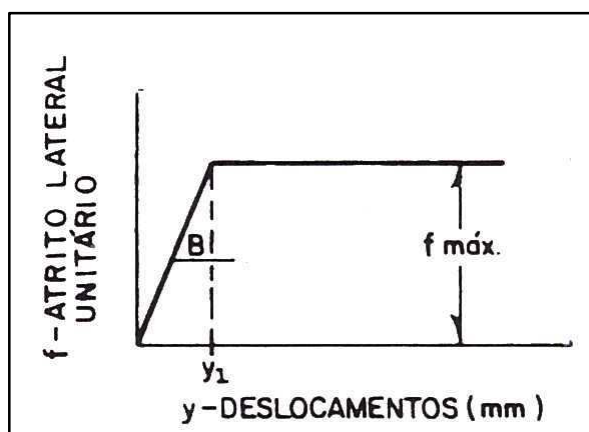
Os próximos dois subitens estão associados às Leis ou Relações de Cambefort. O gráfico “deslocamento médio ao longo do fuste *versus* atrito lateral unitário médio” é associado à Primeira Lei ou Relação de Cambefort e o gráfico “deslocamento acumulado da ponta *versus* reação de ponta” expressa a Segunda Lei ou Relação de Cambefort. As Leis ou Relações de Cambefort têm sido, amplamente, estudadas e divulgadas pelos trabalhos de Massad F. (1991a, 1991b, 1991c, 1992, 1993), Massad e Lazo (1998), Marques (2004), Massad e Fonseca (2008) e Amann (2008, 2010). Segundo Massad e Fonseca (2008), o uso de parâmetros de Cambefort, de interação

solo-estaca, serve para simular, por meio de relações rígido-elasto-plásticas, as Leis de Cambefort, os comportamentos dos solos do fuste e da ponta de estacas, quando submetidos a carregamentos axiais.

2.5.2.3 Gráfico do atrito lateral unitário médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste

Este gráfico apresentado na Figura 2.20 permite que se obtenha o valor do deslocamento necessário para esgotamento do atrito lateral bem como o valor médio de atrito lateral unitário.

Figura 2.20 – Gráfico deslocamento-atrito lateral unitário (1ª Lei Cambefort)



Fonte: Massad (1991b)

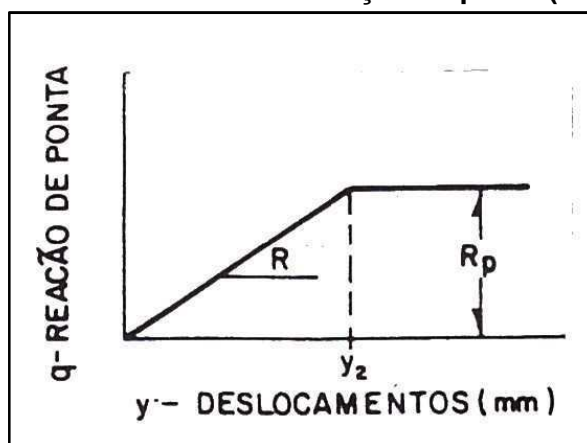
O parâmetro y_1 refere-se ao deslocamento do fuste necessário para esgotamento da resistência lateral.

Conforme Massad (2008), o parâmetro y_1 varia de 0,1% a 0,4% do diâmetro D da estaca, o que significa, na prática, valores da ordem de alguns milímetros.

2.5.2.4 Gráfico da reação de ponta em função do deslocamento acumulado da ponta

Este gráfico apresentado na Figura 2.21 permite avaliar o valor de deslocamento necessário para mobilização total da reação de ponta e o valor dessa reação de ponta quando ocorrer a ruptura.

Figura 2.21 – Gráfico deslocamento-reação de ponta (2ª Lei Cambefort)



Fonte: Massad (1991b)

O símbolo y_2 refere-se ao deslocamento da ponta necessário para esgotamento da resistência de ponta.

Massad (2008) esclarece que o parâmetro y_2 , diferentemente de y_1 , supera os 5% do diâmetro (D), podendo assumir valores de algumas dezenas de milímetros. O mesmo autor alerta, no entanto, que pode haver casos em que aquele parâmetro assume valores da ordem de milímetros. O autor complementa, afirmando que, se $y_2 \gg y_1$ e R_p é pequeno (estaca de atrito) implica admitir que a ponta só atua, de fato, para grandes deslocamentos. Mas, se y_2 for da mesma ordem de grandeza de y_1 , fisicamente, significa que a ponta atua concomitantemente ao atrito lateral desde o início do carregamento.

2.6 DISCUSSÃO SOBRE MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL E DE PONTA

Vários autores asseguram que a mobilização total da resistência por atrito lateral ao longo do fuste ocorre com pequenos deslocamentos. Entretanto, para se atingir a mobilização da reação de ponta, são necessários deslocamentos bem maiores, principalmente em estacas escavadas. Em geral, os deslocamentos totais são expressos em percentuais associados ao diâmetro das estacas.

Whitaker e Cooke (1966) mostram que, para estacas escavadas, o desenvolvimento das forças no fuste e na base é mobilizado a velocidades de recalque completamente diferentes. As relações carga-recalque para o fuste e a base são independentes. Os autores afirmam, ainda, que a resistência devido ao atrito no fuste se desenvolve rapidamente e quase linearmente com o recalque, sendo completamente mobilizada quando o recalque é de 0,5% do diâmetro do fuste. Por outro lado, a resistência na base, poucas vezes, é completamente mobilizada até que o recalque da estaca atinja de 10% a 20% do diâmetro da base.

Já que os deslocamentos necessários para mobilizar a capacidade de ponta são muito maiores que os requeridos para mobilizar a adesão total do fuste, de acordo com Simons e Menzies (1981), se a base trabalha com um coeficiente de segurança razoável, a adesão do fuste atingirá (ou estará muito próxima) de seu valor último.

Vesic (1977) sugere que o atrito lateral seja todo mobilizado com deslocamentos da ordem de 2% do diâmetro do fuste e a resistência de base com deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro da base. Segundo o mesmo autor, a total mobilização da resistência lateral requer um relativo deslocamento de 6mm a 10mm, entre o fuste da estaca e o solo ao redor, independente das dimensões e do comprimento da estaca. Jamiolkowski e Lancellotta (1988) descrevem um deslocamento de 5mm a 25mm para mobilização do atrito lateral, para qualquer tipo de estaca em areias. Já Aoki e Alonso (1991) declaram que o atrito lateral total acumulado máximo disponível na ruptura ao longo do fuste é totalmente mobilizado para

pequenos valores, 4mm a 10mm, de recalques do topo e independe do tipo e dimensões da estaca. Porém, segundo Décourt (1995), para casos reais, a mobilização do atrito lateral não é independente das dimensões da estaca e do tipo de solo como correntemente assumido. O autor acrescenta, ainda, que se trata de um fenômeno complexo que depende da rigidez relativa da estaca (função de L, D e E_c), do solo ao longo do fuste da estaca e do solo abaixo da ponta da estaca.

Massad, F. (1991a) diz que, para estacas escavadas, a saturação do atrito lateral ocorre com deslocamentos da ordem de alguns milímetros e para a ponta o deslocamento chega a atingir valores da ordem de decímetros.

Segundo Miliyitsky (1991), para estacas escavadas de grande diâmetro, a completa mobilização da resistência de fuste requer um deslocamento relativo entre fuste e solo da ordem de 0,5% a 2% do diâmetro do fuste (geralmente menor que 10mm), e para a mobilização da resistência de ponta, os deslocamentos são da ordem de 5% a 10% (às vezes até 20%) do diâmetro da base. O mesmo autor alerta que 25mm de deslocamento total pode mobilizar toda a carga-limite de uma estaca de pequeno diâmetro, mas apenas uma pequena fração da carga-limite de estaca com 2,0m de diâmetro. Nesse sentido, critérios envolvendo valores absolutos de deslocamento não têm validade universal.

Décourt (1996) ressalta que quanto mais rígida for a estaca e quanto maior for a rigidez do solo sob sua ponta, maior será a deformação necessária à plena mobilização do atrito lateral. O mesmo autor complementa afirmando ainda que há uma corrente de pensamento associando essa deformação ao diâmetro da estaca, com valores da ordem de 0,5% a 2% do diâmetro da estaca em argilas e de 1% a 3% em solos granulares. Posteriormente, Décourt (2006) esclarece que há duas vertentes que definem a mobilização do atrito lateral: uma relaciona a deformação com o diâmetro da estaca e a outra admite que a deformação necessária para o desenvolvimento do atrito lateral (PL) independe das dimensões da estaca

sendo, com freqüência, admitidos 10mm de deformação suficiente para “saturação” do atrito lateral.

O Manual FHWA (2007) relata que a componente da resistência lateral é mobilizada com deslocamentos verticais da estaca, relativamente pequenos, tipicamente inferior a 10mm. Já a componente de resistência de ponta é totalmente mobilizada com deslocamentos maiores, deslocamento da estaca num intervalo de 5% a 10% do diâmetro. Como as estacas cravadas são susceptíveis de mobilizar a resistência de ponta a um deslocamento vertical menor, os métodos utilizados para interpretar a resistência última em ensaios de prova de carga em estacas cravadas podem ser conservadores para EHC. Esse manual alerta que Reese e O'Neill (1988), AASHTO (2006) e outros autores consideraram que a carga última é mobilizada, com um deslocamento da ponta igual a 5% do diâmetro da estaca.

Amann (2008a) alerta que se devem normalizar os recalques pelo diâmetro para que se possa comparar as curvas carga-recalque de diferentes estacas de forma adimensionalizada, pois, com a parametrização, retorna-se à expressão matemática fundamental da curva de ajuste. O autor considera que a mobilização plena do atrito se dá a cerca de 1% do diâmetro ou 5 a 10mm; e a ruptura ocorre quando é alcançado recalque de 10 a 30% do diâmetro.

Para Schnaid e Odebrecht (2012), as EHCs produzem uma condição intermediária entre estacas cravadas e escavadas para a carga mobilizada na ponta da estaca.

De acordo com Fellenius (2012), para mobilizar a resistência lateral última, são requeridos pequenos movimentos entre a estaca e o solo. Nos solos inorgânicos, em torno de 90% da resistência lateral é mobilizada com movimento relativo de um milímetro ou menos. No ensaio de prova de carga, por exemplo, é observado um movimento no topo da estaca antes de qualquer movimento da ponta, devido à compressão da estaca em função da carga aplicada. O autor afirma que o movimento necessário para total

mobilização da resistência lateral é independente do diâmetro da estaca. Quanto à resistência de ponta, Fellenius (2012) diz que a resistência última unitária da ponta é considerada proporcional à tensão efetiva atuante na ponta da estaca. Muitos textos sugerem a existência de uma “profundidade crítica” abaixo da qual a resistência lateral e a resistência de ponta seriam constantes e independentes do aumento da tensão efetiva. Esse conceito não deve ser aplicado e se baseia numa interpretação incorreta dos dados do ensaio. Fellenius e Altaee (1994) apresentam as razões de como o conceito errado poderia interferir na interpretação.

Por fim, a afirmativa de Fellenius (2012) de que a resistência lateral, normalmente tem um valor máximo claro e a resistência de ponta continua a aumentar com o crescente deslocamento reflete a experiência da autora com provas de carga estática em EHC.

2.7 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Com o crescimento do emprego das EHCs, são crescentes, também, os estudos sobre o comportamento dessa estaca em todo o Brasil. A seguir, serão relatadas algumas conclusões de pesquisas com a realização de provas de carga estática, publicadas sob a forma de artigos em eventos técnicos e científicos em nível internacional e nacional bem como a experiência brasileira acumulada no assunto em pesquisas nos programas de Mestrado e Doutorado. Em âmbito internacional, os *Proceedings of International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles* se tornaram referências, de suma importância, para estacas hélice contínua. Foram realizados cinco desses seminários em Ghent, Bélgica, sob a coordenação do professor W. F. Van Impe, nos anos de 1988, 1993, 1998. Os mais recentes são os de 2003 e 2008.

Para fins didáticos, os relatos serão grupados em três itens: previsão de carga utilizando métodos semiempíricos, mobilização da resistência por atrito lateral e por ponta, metodologia de interpretação da curva carga-

recalque. Na maioria dos trabalhos examinados, foram analisadas poucas provas de carga para a região da pesquisa e os autores ressaltam que nenhuma conclusão definitiva pôde ser tirada, uma vez que a quantidade de resultados é, estatisticamente, pouco representativa.

2.7.1 Previsão da carga utilizando métodos semiempíricos

Albuquerque (2001), em pesquisa com a realização de várias provas de carga estáticas, em EHC com 40cm de diâmetro e 12,0m de comprimento, instrumentadas em profundidade, em solo residual de diabásio, não saturado, constituído de argila silto-arenosa de alta porosidade (N_{SPT} variando de 2 a 6) e silte argilo-arenoso (N_{SPT} variando de 4 a 8), para previsão da carga de ruptura, utiliza os Métodos de Décourt e Quaresma (SPT e SPT-T), Alonso (SPT-T), Karez e Rocha (SPT), Vorcaro e Velloso (SPT). O autor relata que, de maneira geral, os métodos empregados revelaram-se conservadores, isto é, carga de ruptura abaixo do valor obtido na prova de carga, mas o Método de Karez e Rocha (2000) foi o que previu valor mais próximo à carga de ruptura. O autor observa, também, que os valores de carga lateral e de ponta estimados pelos métodos semiempíricos ficaram distantes dos obtidos na prova de carga, principalmente no que diz respeito à carga de ponta.

Por sua vez, Silva *et al.* (2002), ao apresentarem os resultados de prova de carga realizada na primeira estaca hélice instrumentada de Brasília, com 40cm de diâmetro e 18,50m de comprimento, concluíram que a carga de ruptura pelos métodos baseados no SPT superestimam o valor da carga de ruptura. O método de Décourt foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais obtidos na prova de carga.

Sales *et al.* (2004), por meio do Banco de Dados de Alonso (2000, 2002) afirmam que os métodos propostos por Antunes-Cabral (1996) e Décourt-Quaresma (1975,1996), específicos para EHC, apresentaram bom desempenho na análise deste Banco de Dados. Os autores lembram, ainda,

o crescimento constante do banco de dados em número de provas de carga e sua ampliação em termos de diferentes localidades testadas, o que trará uma maior confiabilidade no emprego de tais métodos. No entanto, Magalhães, Sales e Cunha (2006), ao incluírem na análise o Banco de Dados de Alonso (2004) além dos iniciais, Alonso (2000, 2002), concluem que o Método de Décourt-Quaresma (1978, 1996) foi um dos três melhores na previsão, e as formulações originais de Antunes-Cabral (1996) e Gotlieb *et al.* (2000) apresentaram os melhores resultados.

Em seu trabalho, Francisco *et al.* (2004), ao analisarem o Banco de Dados de provas de carga em EHC de Alonso (2000) e da COPPE-UFRJ, afirmaram que os métodos que apresentam melhor desempenho são os de Alonso, com base no SPT, Aoki-Velloso (original e modificado por Monteiro) e Vorcaro e Velloso. Os mesmos autores concluíram, também, que a maioria dos métodos é capaz de uma boa previsão para cargas até 3000kN, pois, aparentemente, as cargas das estacas de maior diâmetro não correspondem às mesmas tensões que as de menor diâmetro, como se houvesse um efeito de escala, não previsto por nenhum método.

Lima e Gusmão (2006), ao comparar os resultados de provas de carga em EHC, realizadas na Região Metropolitana de Recife, com os previstos por meio de métodos semiempíricos usuais (ANTUNES; CABRAL, 1996; ALONSO, 1996; DÉCOURT, 1996) concluíram que os métodos apresentaram valores próximos entre si.

Os pesquisadores Moura, Coelho e Cunha (2006) utilizaram os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e de Antunes-Cabral (1996) para análise de uma prova de carga em EHC extrapolada pelo Método de Van der Veen (1953). De acordo com seus resultados, os métodos de uso corrente na região de Fortaleza subestimam a capacidade de carga do solo.

Entretanto, para Polido (2008), de forma preliminar, com base em resultados de várias provas de carga executadas em EHC, com comprimentos variando de 8,0 a 27,0m, na região de Vitória-ES, o cálculo do atrito lateral por métodos semiempíricos, com base no SPT-T, apresenta boa

correlação com os resultados obtidos nas provas de carga. Os locais onde foram realizadas essas análises pertencem às mesmas regiões estudadas nesta pesquisa.

Utilizando uma ferramenta estatística nomeada RD (*Ranking Distance*), os autores Anjos e Sousa (2012) avaliaram várias metodologias de previsão da capacidade de carga em 100 provas de carga executadas em estaca hélice contínua e concluíram que o Método Aoki-Velloso modificado por Monteiro (1997) foi o que apresentou melhor acurácia e o Método de Antunes-Cabral (1996) apresentou valor de precisão muito próximo. Já o Método de Décourt-Quaresma foi classificado como muito conservador.

Na análise de duas provas de carga executadas em EHC com 50cm de diâmetro e 23m de comprimento, em perfil sedimentar de solo arenosiltoso entremeado de camadas de argila orgânica com turfa, Soares, Cruz Júnior e Araújo Neto (2012) constataram que valores da carga de ruptura, obtidos por extrapolação da curva do ensaio pelo Método de Van der Veen, aproximam-se daqueles estimados pelos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Essas provas de carga foram conduzidas à carga máxima, correspondente ao dobro da carga de trabalho. Os deslocamentos, na carga máxima, foram de 2,2% do diâmetro da estaca. Os autores concluíram que as estacas atingiram a carga de ruptura, obtida por extrapolação, com deslocamentos de 8,33% do diâmetro da estaca E1 e 7,30% do diâmetro para a estaca E2 e informam que esses percentuais são sugeridos para estacas cravadas.

Aguiar, Silva e Santos (2008), ao compararem o resultado de uma prova de carga em EHC, executada no solo poroso de Brasília, com os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975), Alonso (1996) e Décourt-Quaresma (1978), concluíram que o Método Décourt-Quaresma apresentou o melhor desempenho. Os autores afirmam que o desempenho insatisfatório dos demais métodos decorre do fato de os coeficientes terem sido baseados nos solos da região de São Paulo.

Em seu trabalho, Gusmão (2008) relata a experiência em uma obra com perfil geotécnico composto de solo residual com baixa resistência até 10m de profundidade seguida de uma camada de alteração de rocha de elevada resistência, em que a carga de ruptura obtida por meio da prova de carga havia sido maior que a calculada por métodos semiempíricos

Ao interpretarem as provas de cargas executadas em três EHCs em diferentes perfis geotécnicos, com diâmetros de 50cm, 80cm e 70cm, e comprimentos das estacas de 13,12m, 15,12m e 12,0m de comprimento, respectivamente, Narloch, Odebrech e Lobo (2012) constataram que as cargas de ruptura estimadas pelos Métodos Décourt-Quaresma (1978) e UFRGS (2005) apresentaram valores próximos à carga de ruptura definida pela NBR 6122, obtida com a extrapolação da curva carga-recalque pelo Método de Van der Veen e Mazurkiewicz. Já o Método Aoki-Velloso apresentou previsões superiores para os três casos avaliados.

Por fim, Schnaid e Langone (2013), ao compararem estimativa da carga de EHC com base em métodos que utilizam resultados SPT com valores obtidos com provas de carga, verificaram que os métodos examinados subestimaram a parcela de atrito lateral e, para a parcela de ponta, os resultados se apresentaram dispersos.

2.7.2 Mobilização da resistência por atrito e por ponta

Souza e Couso Jr. (1997), ao interpretarem oito provas de carga em EHC com 60cm e 70cm, comprimentos entre 11,46m e 23,80m, executadas em solos sedimentares e residuais, constataram que a mobilização da resistência de ponta dessas estacas ocorre com baixa rigidez, ou seja, com grandes deslocamentos, e independem da compacidade do terreno de apoio, apesar de nenhuma prova de carga ter atingido a ruptura física. Por sua vez, Albuquerque *et al.* (2001), após extração de uma EHC de 40cm e 12,0m de comprimento executadas em solo residual de diabásio (silte argilo-arenoso, fofo), relatam a existência de solo solto sob a ponta dessas estacas.

Em seu trabalho, Albuquerque (2001) verificou, para EHCs executadas em solo residual de diabásio, não saturado, constituído de argila silto-arenosa de alta porosidade e silte argilo-arenoso, que o deslocamento necessário para obtenção do limite máximo de reação de ponta é de 1,5% do diâmetro da estaca (5,8mm) e, para a plena mobilização do atrito lateral, foram necessários pequenos deslocamentos ($\sim 6,2\text{mm} = 1,55\% D$). O autor esclarece, no que tange ao atrito unitário máximo, que a estaca teve comportamento semelhante às estacas escavadas executadas no mesmo solo. Com relação à ponta, que absorveu cerca de 7% da carga total, o valor da resistência foi seis vezes superior ao da estaca escavada. Klosinski e Rychlewski (2003) observaram, também, ao analisar 79 resultados de provas de carga executadas na Polônia, que a capacidade de carga de CFA é maior que as das usuais estacas escavadas. Esses últimos autores alertam, no entanto, que essa conclusão não leva em conta o tipo de solo no qual a estaca foi executada.

Ao apresentarem os resultados de prova de carga realizada na primeira estaca hélice instrumentada de Brasília, com 40cm de comprimento e 18,5m de diâmetro, Cunha *et al.* (2002) observaram que a fundação só começou a mobilizar carga em sua ponta quando cerca de 21% da carga total já havia sido aplicada em seu topo. Na carga máxima aplicada, aproximadamente 25% da carga de topo chegaram até a base da fundação.

Evers *et al.* (2003) verificaram que, para duas EHCs executadas em solo de complexa estratigrafia com camadas de argila mole (variável de 60cm a 200cm), entre camadas de areia, a maior parte da carga foi resistida por atrito lateral: 80% para uma estaca e de 85% para outra. Para as duas estacas, a mobilização da resistência de ponta foi progressiva, não evidenciando ruptura do solo na ponta.

Entretanto, Souza (2006) apresenta quatro possibilidades de contato do concreto-solo na ponta de EHC correlacionando o material escavado pelo trado e a posterior concretagem da estaca. A ocorrência de uma ou de outra possibilidade está ligada aos cuidados do operador ao final da perfuração e

início da concretagem, aos detalhes geométricos do dentes da ponta do trado e ao tipo de solo. O autor, ao apresentar uma estaca de 80cm de diâmetro com ponta apoiada em solo de alta resistência (confirmada por sondagem e limite da capacidade da perfuratriz de grande porte), notou que a mobilização da resistência de ponta ocorre com deslocamentos muito grandes, incompatíveis com a resistência natural do solo. O deslocamento sofrido pela estaca, em torno de 10cm, não foi suficiente para “cravar” a estaca no solo natural, eliminando, assim, a influência do provável solo solto existente na ponta. Na verificação expedita de duas estacas apoiadas em argila siltosa dura, com 70cm de diâmetro e 5,5m de comprimento, cuja escavação atingiu 0,50m abaixo da ponta da estaca, a ponta dessas estacas ficou com forma cônica, tendo reduzido a área de contato da ponta da estaca com o solo natural em 70% da área nominal.

Para Anjos (2006), a situação de uma estaca isolada executada em solo arenoso homogêneo, mostrando que a resistência lateral unitária aumenta linearmente com a profundidade, é proporcional à tensão vertical efetiva. No caso, o atrito lateral foi representado por uma fração da carga, conseqüentemente, a relação entre o esforço normal dividido pela carga aplicada no topo da fundação e o atrito é dada por uma equação do segundo grau ou parabólica.

Lima e Gusmão (2006) concluíram que o atrito lateral estimado por métodos semiempíricos corresponde à carga referente ao deslocamento de 2% do diâmetro da estaca, nas provas de carga realizadas.

Os autores Huybrechts e Maertens (2008), ao analisarem uma prova de carga instrumentada de uma EHC com 10,4m de comprimento com ponta apoiada em areia, concluíram ser otimista considerar a resistência de ponta relativa a deslocamento de 10% diâmetro. Afirmam que a resistência da base continua a aumentar com o aumento do deslocamento (ênfaticam que até grandes deslocamentos) e que, no início do ensaio, não foi obtida quase nenhuma resistência de ponta com indícios de possível relaxamento do solo abaixo da ponta da estaca, devido a um problema de execução.

Com a realização de ensaio dinâmico em EHC de 70cm de diâmetro e 12,0m de comprimento, Oliveira, Falconi e Perez Jr. (2008) obtiveram pela análise CAPWAP, percentual de resistência de ponta variando de 33,9 a 40,8%.

Vipulanandan, Vembu, e Brettmann (2009) executaram prova de carga em uma EHC de 46cm de diâmetro e 15,2m de comprimento, em solo coesivo no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Houston até a máxima carga de 187tf e 50mm de deslocamento máximo. A estaca estava instrumentada com extensômetros de cordas vibrantes. Os autores concluem que a maior parte da carga foi resistida por atrito lateral e a contribuição da resistência de ponta aumentou perto da carga de ruptura atingindo um percentual de 10%.

Ao analisar um Banco de Dados da Bélgica, De Cock (2009) indicou deslocamento relativo da EHC na carga de serviço, presumindo um fator de segurança de 2 na carga última. Os valores foram situados entre 1-1,5% para resistência por atrito e 0,5-1,5% para resistência de ponta.

No entanto, Silva (2011) apresenta ensaio realizado em uma EHC com diâmetro de 40cm e 15,28m de comprimento executado em Guará-DF. A partir dos 11,5m, praticamente não ocorreu transferência de carga, o que fisicamente é difícil de explicar, pois se trata da ponta ou base da estaca embutida em camada de solo competente. Saliencia-se que o recalque final do ensaio foi de 50mm, ou seja, o ensaio levou a estaca à ruptura física conduzindo à dedução de tensões residuais provocadas por retração do concreto, por sucção ou pelo processo executivo estão presentes. Esse mesmo autor, ao analisar oito EHCs instrumentadas em profundidade executadas em sítios diferentes, diâmetros variados (40cm, 60cm, 80cm) e comprimentos variando de 13,12m a 18,50m, relatou valores obtidos para a parcela da ponta de 3,4% a 31%.

Os pesquisadores Batista, Coutinho e Freire (2010) utilizaram o Método de Décourt para separação das parcelas de ponta e de atrito lateral. Na análise de duas provas de carga realizadas em EHC, na cidade de

Natal – RN, em solo de areia fina, parcialmente saturado com N_{SPT} crescente com a profundidade (EHC01: $3 \leq N_{SPT} \leq 46$ e EHC02: $9 \leq N_{SPT} \leq 60$), os autores obtiveram, para a estaca com diâmetro de 80cm e comprimento, 15,12m, um percentual de 63% da carga total referente ao atrito lateral. Para a estaca com diâmetro de 50cm e comprimento de 13,12m, o Método de Décourt mostrou um percentual de atrito lateral igual a 90%.

O Método de Décourt foi também utilizado por Santini *et al.* (2012) que analisaram cinco provas de carga em EHC, com diâmetros variados em 40, 60 e 70cm e com comprimentos também variados entre 19 e 27 metros, na cidade de Recife. O perfil típico do subsolo apresentava 25m de espessura de uma camada de solo arenoso, variando de pouco compacto a compacto, com SPT entre 03 e 30 e maior que 30 aos 25m de profundidade. Das cinco estacas analisadas, a estaca com 40cm de diâmetro e 22,0m de comprimento foi testada até a carga máxima de 1600kN, com recalque máximo de 9,4mm e apresentou maior participação de atrito lateral; já a estaca 70cm de diâmetro e 24,0m de comprimento, testada até 4800kN, com recalque máximo de 23,9mm, apresentou maior parcela de ponta.

2.7.3 Metodologia de interpretação da curva carga-recalque

Souza e Couso (1997) utilizaram o método das Duas Retas para estimativa da parcela de resistência por atrito e por ponta na interpretação de oito provas de carga em EHC com 60cm e 70cm, comprimentos entre 11,46m e 23,80m, executadas em solos sedimentares e residuais. Silva *et al.* (2002), ao apresentarem os resultados de prova de carga realizada na primeira EHC instrumentada de Brasília, utilizaram o Método de Van der Veen para extrapolar a curva carga-recalque e obter a carga última de ruptura da estaca igual a 1200kN. Os autores afirmam que, para o último estágio de carga (1100 kN), foi obtido um recalque elevado de cerca de 23mm.

Além do método de extrapolação de Van der Veen (1953), Almeida Neto e Kochen (2004) utilizaram, também, os Métodos das Duas Retas e de Décourt para separação das parcelas de ponta e atrito lateral de três EHCs de 40cm de diâmetro e comprimentos variados de 10,8 a 17,5m.

Magalhães, Sales e Cunha (2006) aplicaram o Método de Van der Veen (1953) pra determinação da carga última nas EHCs do Banco de Dados organizado por Alonso (2000, 2002, 2004). Camapum de Carvalho *et al.* (2006) utilizaram o mesmo método para determinar a carga de ruptura de quatro EHCs com diâmetros de 35cm a 50cm e comprimentos de 16,0 a 20m, no Distrito Federal. Concluíram que o valor obtido por esse método é aproximado do valor resultado do traçado do gráfico carga(kN) *versus* taxa de deformação(mm/min.).

Os pesquisadores Sales, Cunha e Magalhães (2007) analisaram três EHCs executadas na cidade de Goiânia com diâmetros de 30cm, 40cm, 40cm e respectivos comprimentos de 16,5m, 15,0m e 17,1m. As estacas estavam com ponta engastada de 50cm a 100cm num solo de elevada resistência. Os autores utilizaram o Método de Van der Veen em apenas duas estacas para extrapolação da curva carga-recalque, a fim de determinar a carga de ruptura pelo método da NBR 6122. Na terceira estaca, não foi possível aplicar o método em função da baixo nível de deslocamento obtido na prova de carga.

Soares et.al. (2008) utilizaram o Método de Van der Veen (1953) para extrapolar a curva carga-recalque de uma EHC, executada em Brasília, para, posteriormente, realizar uma análise numérico-experimental. Hachich, Falconi e Santos (2008) também usaram o mesmo método numa prova de carga estática em EHC de 70cm de diâmetro que não foi levada à ruptura.

Por sua vez, De Cock (2009) aponta que o Método de Chin permite um ajuste bastante satisfatório da curva.

Para Silva (2011), os valores obtidos pela metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010) são próximos aos da instrumentação em profundidade, identificando o domínio do atrito, ponta e plastificação.

Ao aplicar o Método de Rigidez em EHC com 0,40m de diâmetro e 12,0m de comprimento, executadas em solo de diabásio, Melo *et al.* (2012) concluíram que os limites de atrito lateral são indicativos aproximados, que podem ser aplicados tanto para verificar resultados de instrumentação como para fornecer informações em projetos por meio de provas de carga comuns. Os domínios de atrito lateral, calculados pelo método, quando comparados com ensaios instrumentados, apresentaram boa concordância. Os autores afirmam que o método demonstrou ser adequado às propostas de determinação da carga-limite e à separação aproximada entre a carga de ponta e o atrito lateral. É importante, para a eficácia da ferramenta, que as provas de carga sejam feitas com o máximo de estágios de carregamento possíveis.

Santini *et al.* (2012), ao interpretarem os resultados de cinco provas de carga em estacas hélice contínua pelos Métodos da ABNT NBR 6122:1996, Método de Rigidez de Décourt e Método de Van der Veen, concluíram que os três métodos apresentaram carga de ruptura semelhante. O método da NBR mostrou-se o mais conservador e o Método de Rigidez apresentou o maior resultado.

Por fim, Cunha *et al.* (2012) analisaram os resultados de nove provas de carga executadas em EHC, com 30cm e 40cm de diâmetro, na região de Vila Velha-ES. Cinco estacas estavam apoiadas diretamente sobre rocha. Os autores registraram que os recalques, nesse caso, resultaram praticamente apenas da compressão elástica da estaca e consideraram uma maior capacidade de carga de ponta. No trabalho, foram aplicados dois métodos para a extrapolação da curva carga-recalque. Concluíram os estudiosos que a carga de ruptura estimada pelo Método de Décourt (1996, 1998) foi maior que a estimada pelo Método de Van der Veen (1953).

Com base na Revisão Bibliográfica, verifica-se para as EHCs:

a) É uma tecnologia nova em evolução tanto dos equipamentos e controle de execução quanto da aplicabilidade de métodos de estimativa de carga de ruptura.

b) Utilizadas, com frequência, em projetos de fundações em nível internacional. Seu uso é crescente a cada novo ano, principalmente, nas obras brasileiras.

c) Para estimativa da carga de ruptura dessas estacas, são utilizadas as metodologias propostas por autores brasileiros, com base no ensaio SPT, e consagradas na prática nacional, não existindo estudos conclusivos sobre a acurácia de cada método. Em algumas situações, subestimam e em outras superestimam a carga dessas estacas, quando comparadas às provas de carga.

d) A carga de ruptura é de difícil definição ou identificação e esses conceitos não são únicos ou universais. Quando diferentes propostas são aplicadas à mesma curva carga-recalque, diferentes valores de ruptura são obtidos, sendo necessário especificar a referência ao conceito utilizado.

e) Para as provas de carga estáticas que não tiveram ruptura física, são utilizados, com maior frequência, o Método de Van der Veen para extrapolação da curva carga-recalque e o Método da Norma Brasileira para determinação da carga de ruptura.

f) Existem poucas provas de carga instrumentadas, principalmente em nível nacional.

g) O Método de Rigidez de Décourt (2008) tem sido recomendado, internacionalmente, para separação das parcelas de carga por atrito e por ponta e sua utilização tem aumentado, ano a ano, na prática brasileira.

h) Na prática de Engenharia Geotécnica, o percentual da carga admissível a ser adotado para a parcela de ponta não está consolidado.

3 ESTUDO EXPERIMENTAL

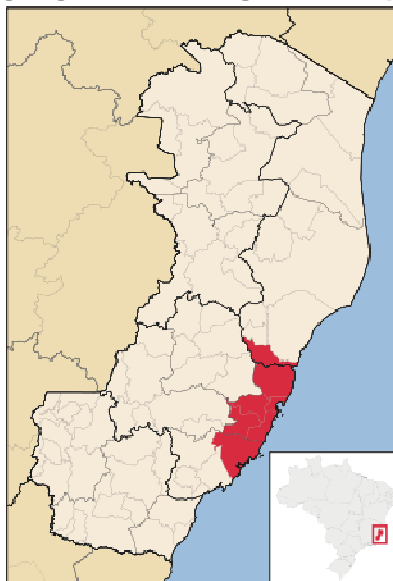
Neste capítulo, serão apresentadas as informações gerais sobre a investigação do subsolo, execução da estaca teste e a instrumentação utilizada bem como serão detalhadas as provas de carga.

3.1 LOCALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga deste trabalho foram executadas em canteiros de obras da Grande Vitória, como requisito do projeto de fundações.

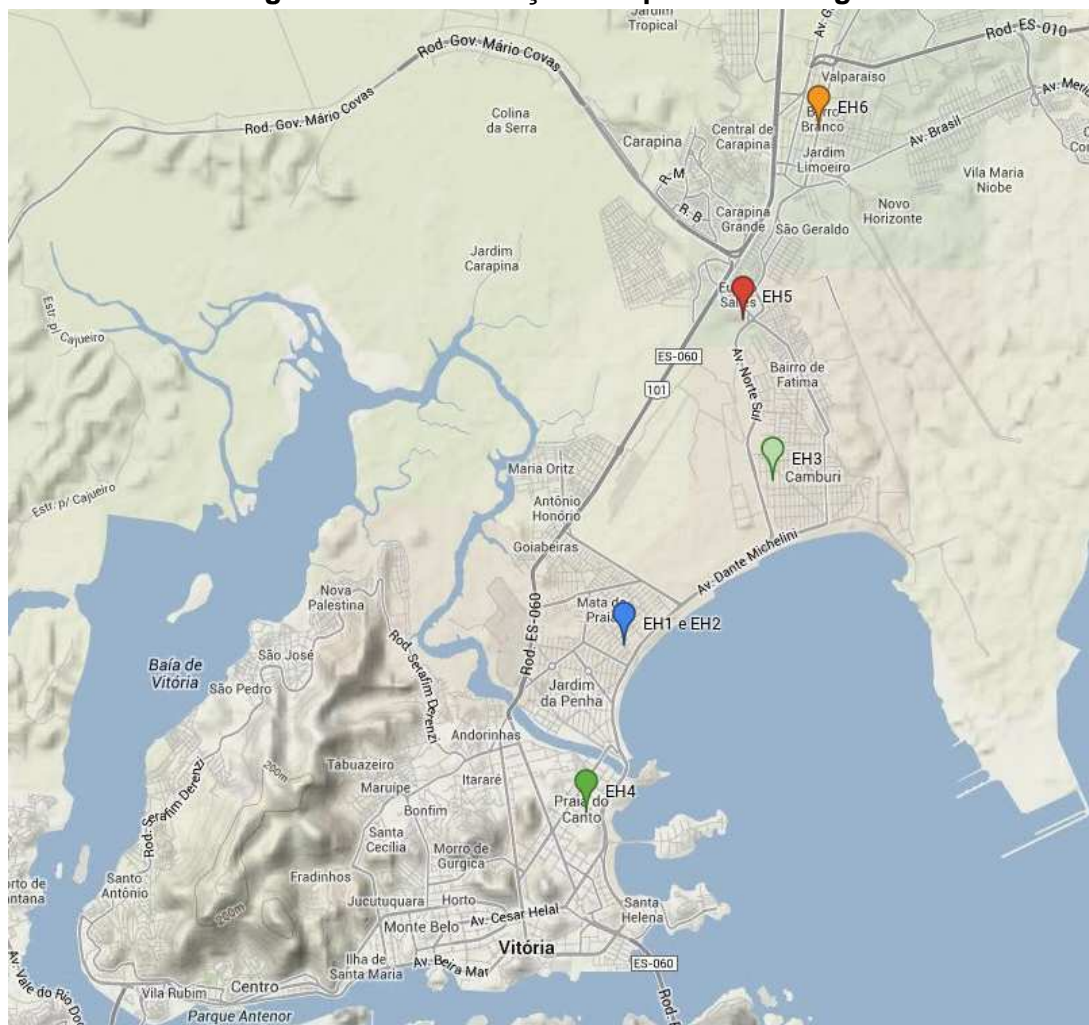
A Região Metropolitana da Grande Vitória, que envolve os municípios de Vila Velha, Cariacica, Viana, Guarapari, Serra e Fundão, além de Vitória, capital do Espírito Santo, na Região Sudeste do Brasil, compreende uma área de 2.318.917km², contendo, atualmente, 1.725.323 habitantes (Censo IBGE/2012). A região de Vitória inclui a ilha de mesmo nome e bairros situados na parte continental. Os demais municípios estão localizados na parte continental da região. Diante da escassez de terrenos na região de Vitória, a expansão imobiliária dos últimos anos alcançou, principalmente, os municípios de Vila Velha e Serra. As obras selecionadas nas quais foram realizadas as provas de carga deste trabalho estão situadas nos municípios de Vitória e da Serra, com três provas de carga em obras na parte continental de Vitória, uma prova de carga na ilha de Vitória e duas provas de carga no município da Serra, especificamente, no chamado Planalto de Carapina. Apresenta-se, na Figura 3.1, a localização geográfica da Região Metropolitana da Grande Vitória e na Figura 3.2, a localização das provas de carga.

Figura 3.1 – Localização geográfica da Região Metropolitana da Grande Vitória



Fonte: Site Wikipédia (2013))

Figura 3.2 – Localização das provas de carga



Fonte: Google Maps (2013)

Castello e Polido (1988) fizeram um levantamento geotécnico da Região da Grande Vitória-ES com base em sondagens de simples reconhecimento do tipo SPT e ensaios de laboratório. Apresentaram alguns perfis geotécnicos típicos da região mostrando uma geologia complexa. Segundo os autores, Vitória apresenta-se como uma fronteira nítida e marcante com feições para o litoral e, embora a região urbanizada ocupe uma área constituída, predominantemente, de solos sedimentares de origem marinha, são frequentes os afloramentos rochosos.

Quanto à evolução geológica do Quaternário de Vitória, Castello e Polido (1988) ressaltam a ocorrência generalizada de camadas alternadas de areias e argilas, o que denota alternância, para um mesmo local, de ambientes de águas paradas (lagunas ou águas profundas) e de águas mais ou menos turbulentas (praias e rios/canais) com a ocorrência generalizada de areias argilosas e argilas arenosas. Segundo os autores, essas ocorrências podem ser explicadas pela deposição de areias eólicas concomitantemente com sedimentos fluviais e alimentações esporádicas por areia em ambientes de ressaca e de enchentes de rio.

Serra, o maior município da Grande Vitória, localiza-se cerca de 15km ao norte de Vitória-ES. Castello e Polido (1988) descrevem que, ao norte da ilha de Vitória, o embasamento cristalino retrocede para o interior deixando uma faixa litorânea de dez ou mais quilômetros constituídos por tabuleiros da Formação Barreiras, do período Terciário. Não existem afloramentos de rochas cristalinas nesse litoral. O Planalto de Carapina, bairro do município da Serra, de acordo com Polido e Castello (1985), é uma área muito bem drenada, com topografia composta de encostas onduladas, com topos planos, situando-se cerca de 30m acima do nível do mar.

3.2 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Para a elaboração de projetos geotécnicos de fundações na região da Grande Vitória, a prática local, para conhecimento dos solos, restringe-se, na maioria das vezes, à realização de ensaios de campo do tipo sondagens SPT.

Essa prática pode ser observada em várias cidades brasileiras, conforme exposto na Revisão Bibliográfica.

Alledi (2004) recomenda tornar rotina a execução do ensaio SPT-T na Grande Vitória, para melhor previsão da capacidade de carga de EHC. Entretanto, passados nove anos, observa-se que, embora as empresas de execução de sondagem tenham adquirido os equipamentos e treinado equipes para medição do torque, a sondagem SPT-T não se consolidou como rotina na região.

A execução de ensaios de campo mais elaborados, como CPTu, DMT, Vane Test, é, esporadicamente, realizada para elaboração de projetos, ficando restrita a pesquisas como as de Mello (2003), Cordeiro (2004) e Alledi (2004).

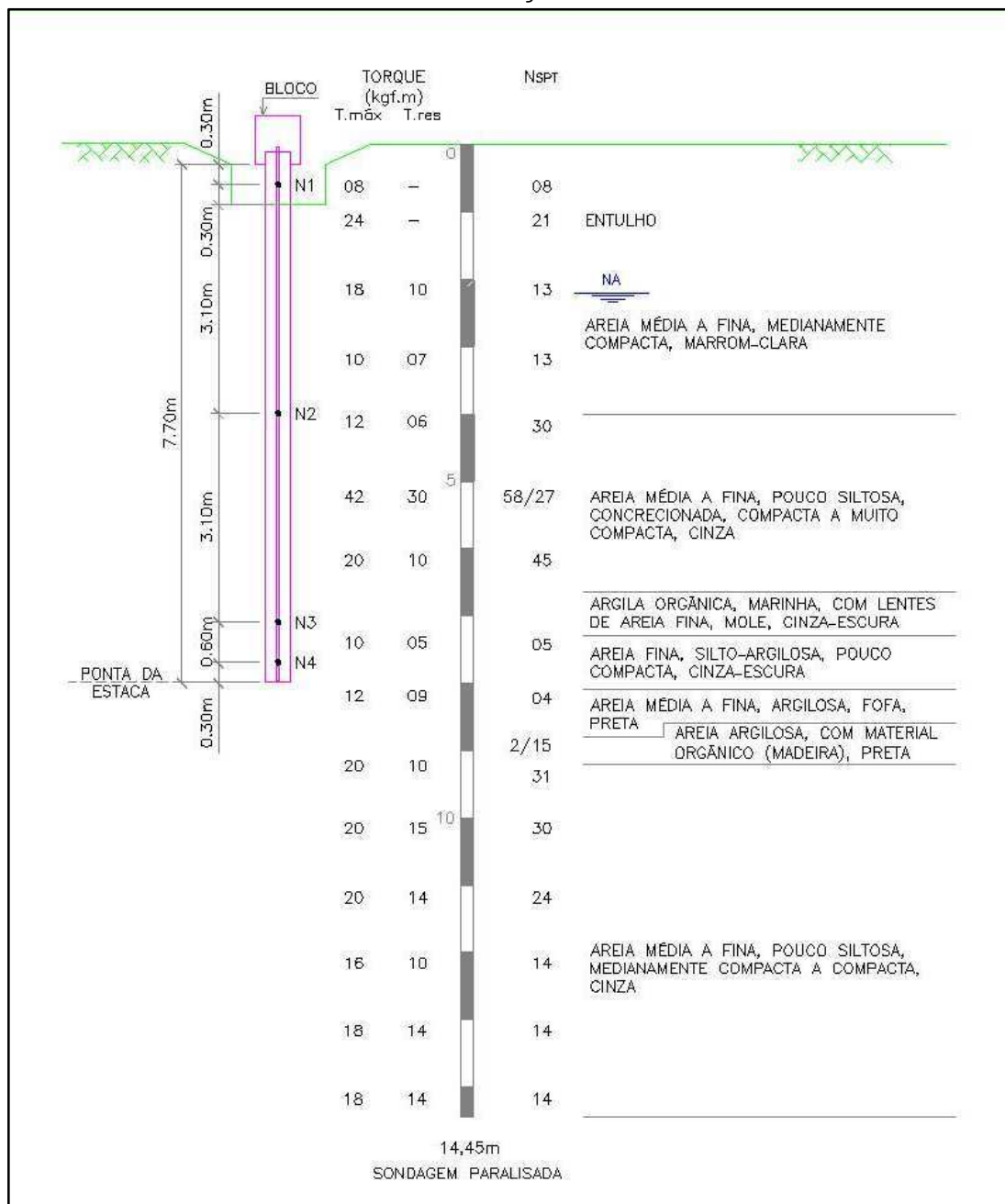
Os ensaios de laboratório seguem a mesma realidade dos ensaios de campo, limitando-se, quando executados, a ensaios como umidade, limites de Atteberg (LL,LP) e granulometria (#200).

A investigação do subsolo para esta pesquisa foi com base nas sondagens de simples reconhecimento tipo SPT com medida de torque, representando a sondagem SPT-T, executadas de acordo com recomendações de Peixoto e Carvalho (2002). As sondagens foram locadas ao redor das estacas teste, respeitando o raio de dez vezes o diâmetro conforme prescrição da ABNT NBR 12131:2006 e estão apresentadas nas Figuras 3.1 a 3.6, juntamente com o posicionamento da instrumentação ao longo do fuste da estaca.

As provas de carga das estacas EH1 e EH2 foram executadas na mesma área experimental, situada num canteiro de obras de um edifício em construção no bairro Mata da Praia, no município de Vitória-ES. Castello e Polido (1988) apresentam um perfil típico de Jardim da Penha, bairro limítrofe ao local descrito anteriormente, e descrevem ser a camada espessa de areia concrecionada a característica marcante dessa região, recoberta por areias pouco compactas. Subjacentes à areia concrecionada, ocorrem camadas de argila marinha.

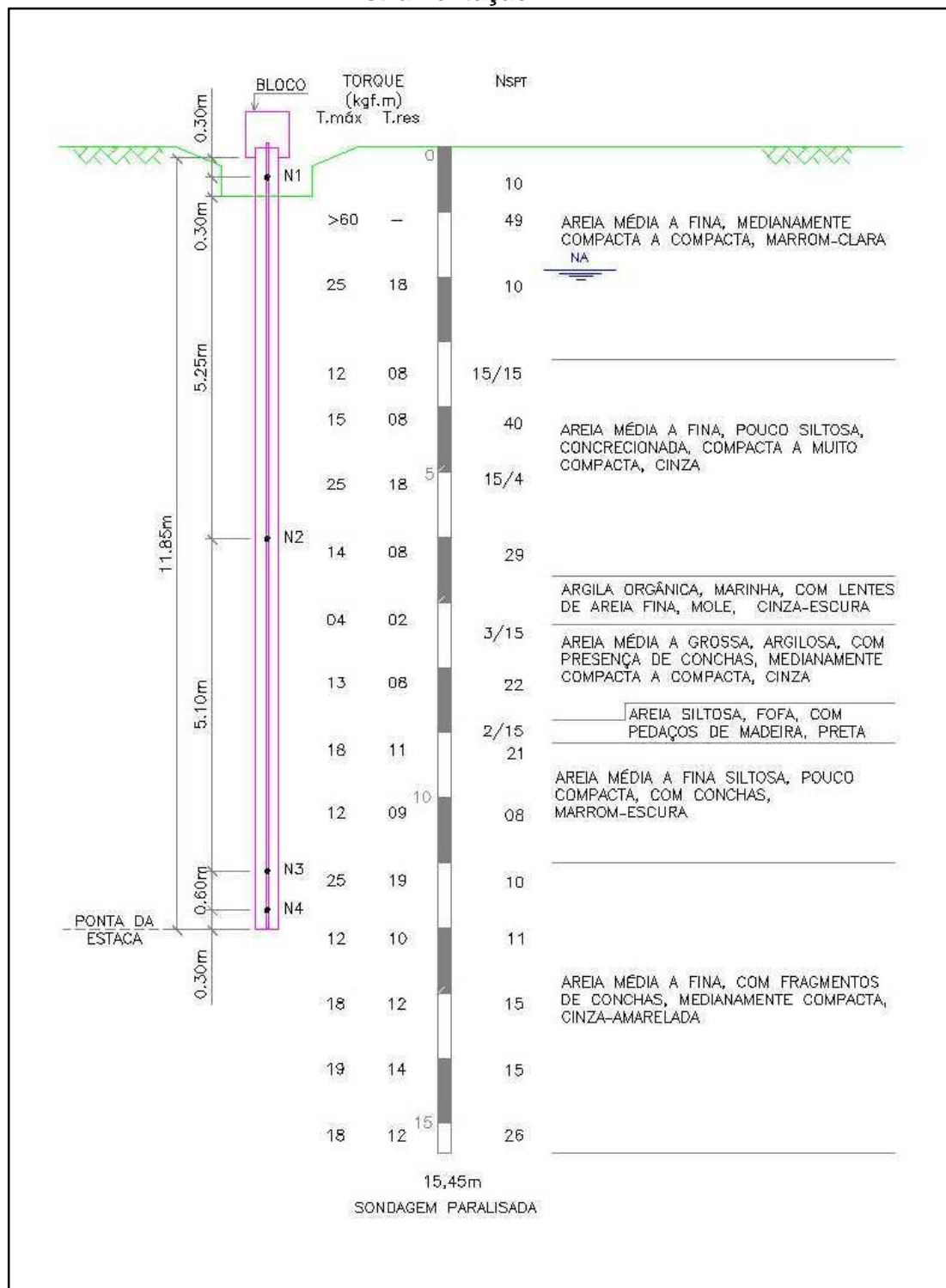
As Figuras 3.3 e 3.4 mostram perfis geotécnicos semelhantes ao descrito apresentando, para a camada superficial de areia, N_{SPT} médio =10 e torque em torno de 18kgf.m. Subjacente à areia concrecionada, mostra a camada de argila orgânica, marinha, com lentes de areia fina, com consistência mole, $N_{SPT}=3$, torque em torno de 5kgf.m e espessura, aproximada, de 1,0m. Abaixo, a partir de 7,5m de profundidade do nível do terreno, encontram-se camadas de areias medianamente compacta a compacta, ocorrendo laminações de areia argilosa ou areia siltosa, pouco compacta, com matéria orgânica. Nesse local, encontra-se o nível d'água (NA) a uma profundidade em torno de 2m.

Figura 3.3 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH1



Fonte: Desta autora

Figura 3.4 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH2

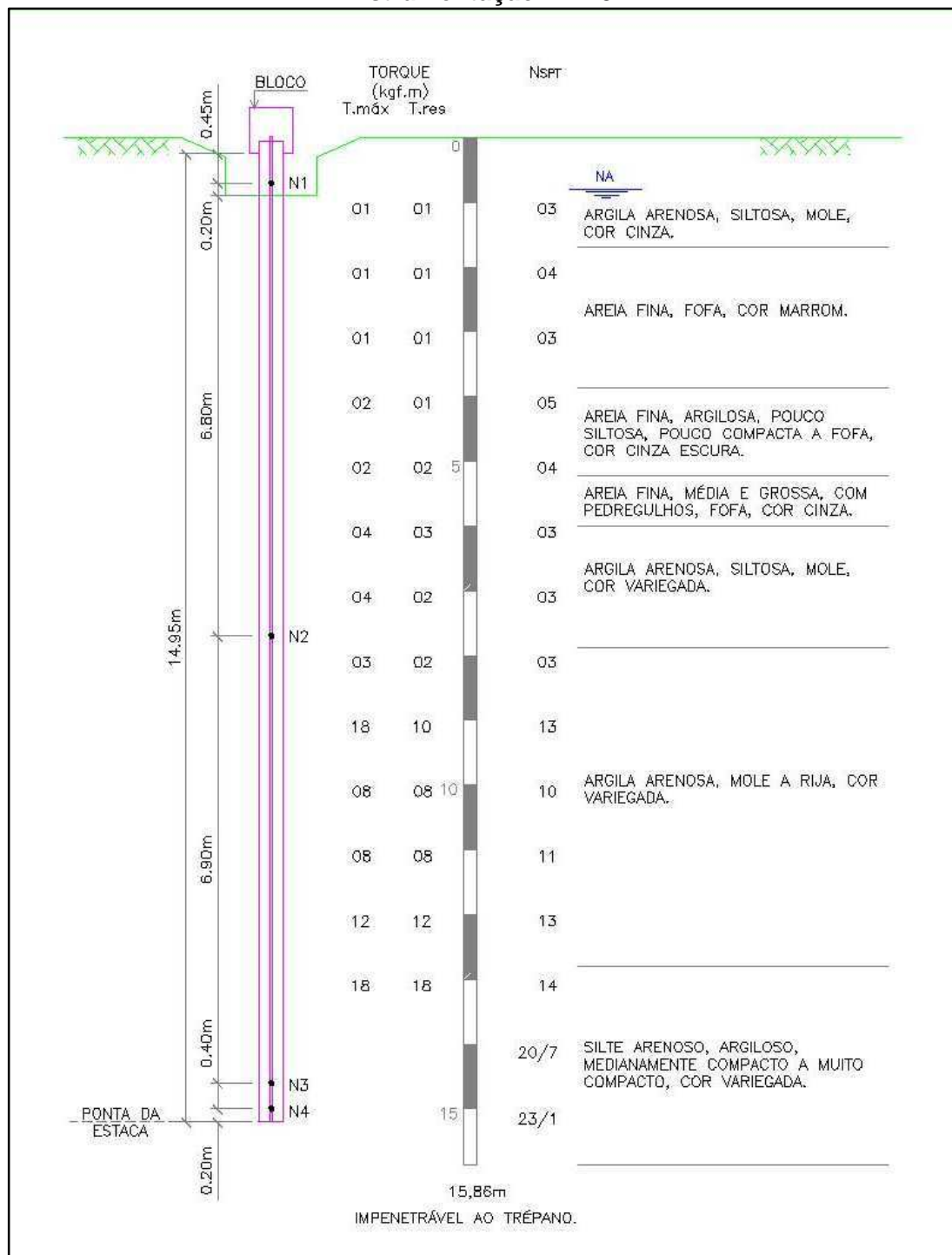


Fonte: Desta autora

A prova de carga da estaca EH3 foi realizada em uma obra no bairro Jardim Camburi, na parte continental do município de Vitória. De acordo com Castello e Polido (1988), os solos dessa região, em geral, compõem-se de bancos de areia entremeados por lagunas preenchidos por sedimentos argilosos e recobertos por areia. Esses solos de origem Quaternária assentam-se sobre solos da formação Barreiras.

A Figura 3.5 mostra um perfil geotécnico semelhante ao descrito apresentando, até a profundidade aproximada de 8,0m, solos de baixa compactidade ou consistência com $N_{SPT \text{ médio}}$ de 3 golpes e torque máximo de 4kgf.m. Logo abaixo, o solo argilo-arenoso apresenta consistência de média a rija, subjacente a um solo de elevada resistência. O NA foi encontrado próximo à superfície, a uma profundidade de 0,80m.

Figura 3.5 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH3

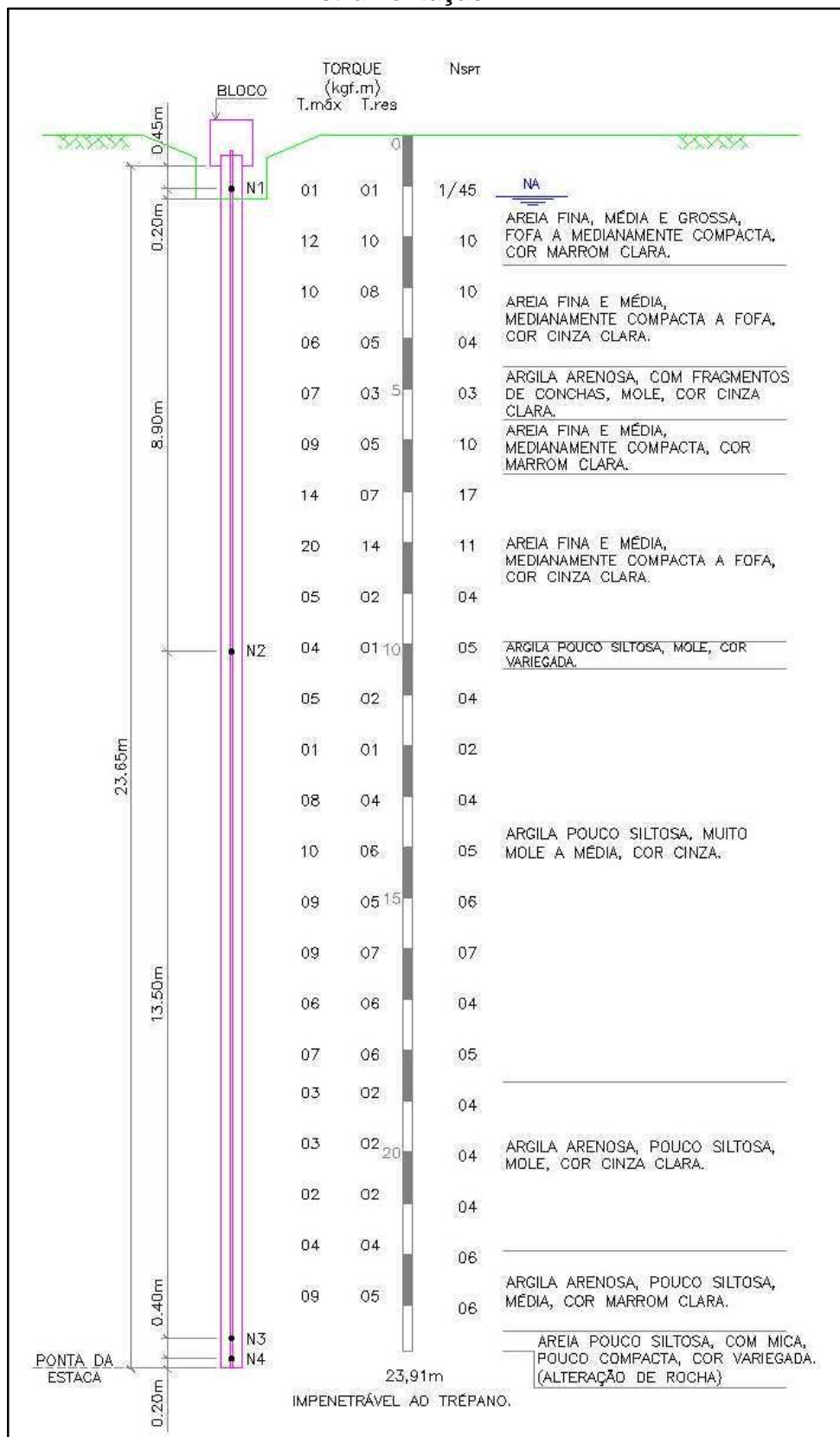


Fonte: Desta autora

A prova de carga da estaca EH4 foi realizada em uma obra no bairro Praia do Canto, na ilha do município de Vitória. De acordo com Castello e Polido (1988), os solos dessa região apresentam uma camada superficial de areia pouco a medianamente compacta, sobrejacente a espessas camadas de argila marinha. Os autores informam que, abaixo da argila marinha, não há estratigrafia típica. Podem ocorrer solos residuais, solos coluviais, embasamento cristalino e/ou mais camadas de areias e argilas marinhas.

A Figura 3.6 mostra um perfil geotécnico semelhante ao descrito, apresentando até a profundidade de 10,0m, areias com N_{SPT} variando de 3 a 17 e torque variando de 5kgf.m a 20 kgf.m. A camada de argila marinha com $N_{SPT \text{ médio}}=4$ e torque variando de 3kgf.m a 10 kgf.m se aprofunda até o solo de alteração de rocha, de pequena espessura, sobrejacente ao embasamento cristalino. O NA foi encontrado a uma profundidade de 1,20m.

Figura 3.6 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH4



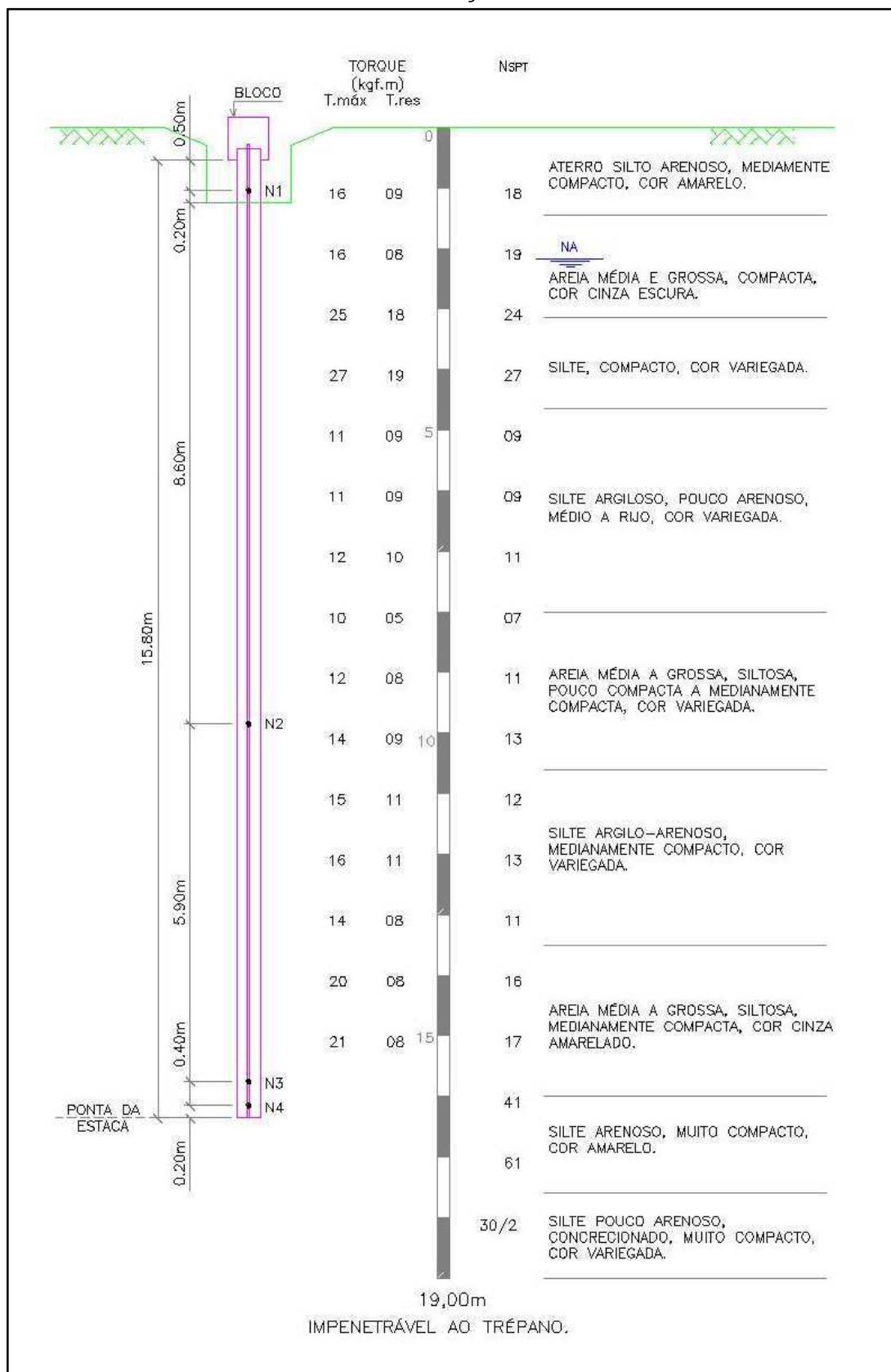
Fonte: Desta autora

As provas de carga das estacas EH5 e EH6 foram realizadas em obras no município da Serra, no bairro Bairro de Fátima e em Carapina, respectivamente, em perfil geotécnico da Formação Barreiras. Tamara (1995) fez uma reavaliação dos sedimentos relacionados com o Barreiras nas proximidades de Vitória-ES. Com base em uma discordância erosiva observada, subdividiu-os em duas unidades, informalmente designadas como Unidade Inferior e Unidade Superior, as quais apresentam processos distintos de deposição.

De acordo com esse autor, a Unidade Inferior evidencia um sistema fluvial depositado sobre condições semiáridas. Seus sedimentos apresentam-se, em grande parte, inconsolidados, mal selecionados, constituídos por areias, silte e argilas. Foram encontradas, também, camadas horizontais de areia fina e lentes de argila e camadas de argila associadas a ambientes lagunares.

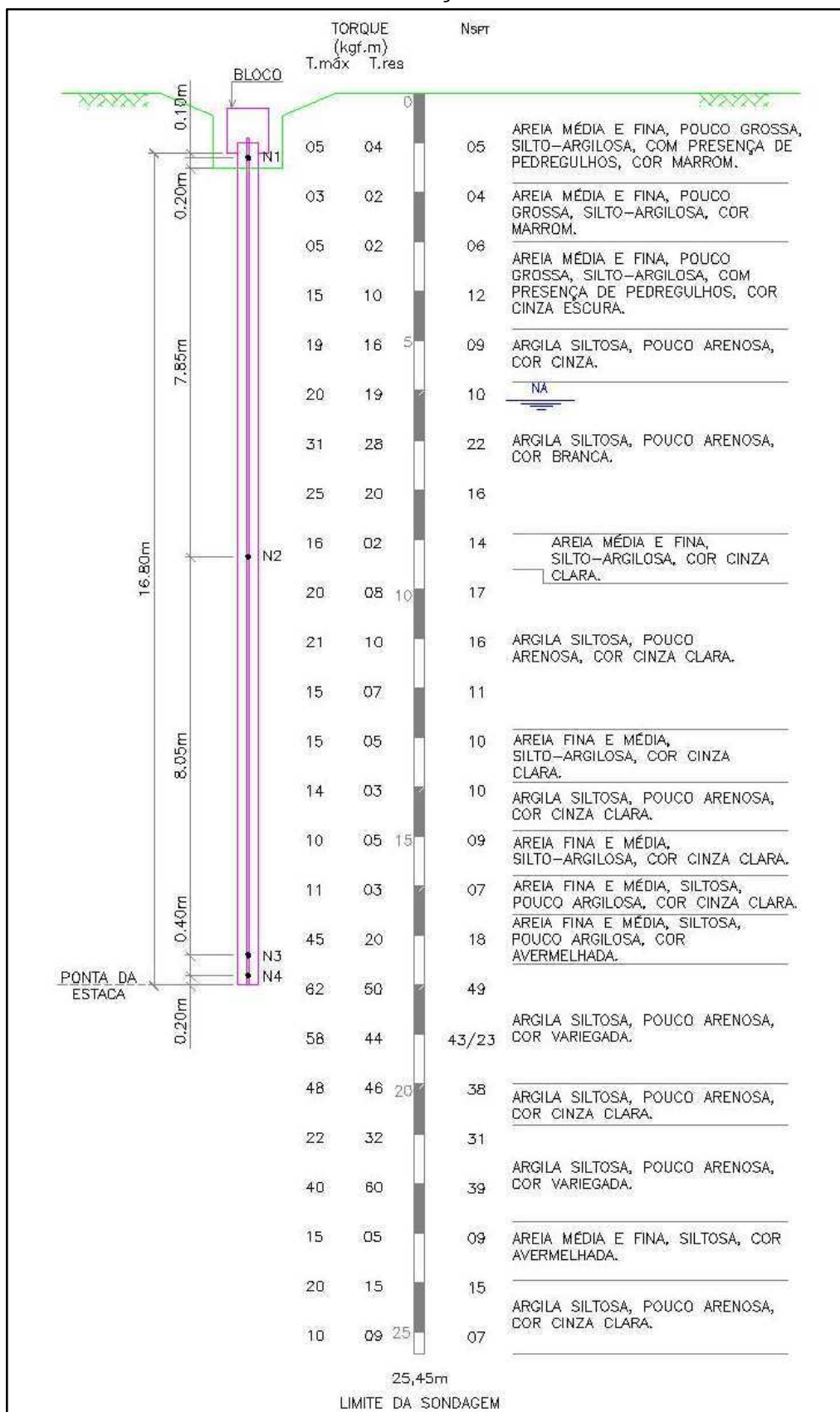
Para a Unidade Superior, o mesmo autor descreve diferentes perfis constituídos de material com ampla variação granulométrica, formados por camadas de argilas, siltes, areias e evidências de óxidos de ferro em diferentes níveis. As características de textura e estrutura indicam que os sedimentos foram depositados em sucessivos fluxos de areia. Os perfis geotécnicos mostrados nas Figuras 3.7 e 3.8 assemelham-se ao descrito por Tamara (1995) e apresentam solos arenosos, siltosos e argilosos, formando camadas ora com maior percentual de um tipo de solo ora de outro. Essas camadas com torque em torno de 16kgf.m, $N_{SPTmédio}=15$ para a estaca EH5 e $N_{SPTmédio}=12$, para a estaca EH6, são sobrejacentes a uma camada de solo de elevada resistência $N_{spt} > 40$, de silte arenoso e argila silto-arenosa, respectivamente, para as mesmas estacas. O NA foi encontrado a uma profundidade de 2,0m na região da primeira estaca e de 6,5m na região da segunda estaca citada.

Figura 3.7 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH5



Fonte: Desta autora

Figura 3.8 – Perfil geotécnico individual de sondagem e posicionamento da instrumentação – EH6



Fonte: Desta autora

3.3 ESTACAS TESTE

As provas de carga podem ser executadas em estacas da obra ou em estacas executadas especificamente para esse fim, quando, então, são denominadas estacas piloto ou estacas teste. Nas provas de carga que serão apresentadas nesta pesquisa, as estacas foram executadas, especificamente, para o ensaio e serão chamadas de estacas teste.

Os comprimentos das estacas EH1 e EH2 foram definidos de modo a garantir a ruptura na interface solo-estaca para o sistema de reação programado. Já as estacas teste EH3, EH4, EH5 e EH6 foram dimensionadas semelhantes às estacas das obras das quais faziam parte. As EHCs dessas obras foram dimensionadas para resistir somente aos esforços de compressão e à prática usual de comprimento mínimo da armadura, isto é, apenas armadura de ligação da estaca com o bloco, conforme especificado na norma brasileira ABNT NBR 6122:2010. Assim, a carga de trabalho dessas estacas foi limitada à carga calculada considerando a tensão média de 6MPa recomendada pela mesma norma. Como todas as estacas desta pesquisa foram de 40cm, adotou-se a carga de trabalho igual a 750kN. Nos projetos de fundações das obras, foram utilizados os Métodos de Décourt-Quaresma (1996), Alonso (1996) e Antunes Cabral (1996), com base no SPT, para definir o comprimento das estacas, tomando por base a carga admissível adotada.

3.3.1 Execução

As estacas teste foram executadas com 40cm de diâmetro, comprimentos variados, por empresas executoras diferentes. As obras, nas quais as estacas desta pesquisa foram executadas, estão situadas na região da Grande Vitória: quatro no município de Vitória e duas no município da Serra, conforme já descrito.

No interior das estacas teste, foram introduzidas as armaduras longitudinais e um tubo de aço galvanizado. As armaduras longitudinais, constituídas aço CA-50, foram introduzidas manualmente, após execução

das estacas, e estão especificadas junto as características de cada estaca na Tabela 3.1. O tubo de aço galvanizado, $\phi_{int} = 42,3\text{mm}$ e espessura 3mm, foi introduzido no centro da estaca durante sua execução, pelo eixo do trado (Figuras 3.9 e 3.10), antes do lançamento do concreto, conforme procedimento recomendado em Albuquerque (2001). Nas estacas teste desta pesquisa não houve dificuldade da introdução desse tubo pelo trado hélice, mesmo na estaca com comprimento em torno de 24,0m. Para impedir a entrada da argamassa do concreto no interior do tubo galvanizado, durante sua introdução na estaca, suas extremidades foram vedadas com fita de teflon e veda-junta e tamponadas com tampão de ferro galvanizado, obtendo-se, assim, uma perfeita vedação do conjunto (Figura 3.11). Comercialmente, só se encontra tubo de seis metros e, como as estacas teste possuíam comprimentos maiores, fez-se necessária a emenda de dois tubos por meio de luva de ferro galvanizado até se obter o comprimento desejado. A vedação da união luva/tubo foi a mesma utilizada nas extremidades tubo/tampão.

Tabela 3.1 – Características das estacas teste

Descrição	Estacas		Armadura		
	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)*	Longitudinal (CA-50)	Comprimento (m)	Transversal (CA-50)
EH1	40	7,70	4 ϕ 16mm	4,0	ϕ 6,3mm c/20cm
EH2	40	11,85	4 ϕ 16mm	4,0	ϕ 6,3mm c/20cm
EH3	40	14,95	4 ϕ 16mm	4,0	ϕ 6,3mm c/20cm
EH4	40	23,65	6 ϕ 16mm	4,0	ϕ 6,3mm c/20cm
EH5	40	15,80	5 ϕ 16mm	4,0	ϕ 8,0mm c/20cm
EH6	40	16,80	6 ϕ 16mm	4,0	ϕ 8,0mm c/15cm

* Comprimento abaixo do bloco

Figura 3.9 – Abertura do trado para introdução do tubo galvanizado



Fonte: Desta autora

Figura 3.10 – Introdução do tubo galvanizado



Fonte: Desta autora

Figura 3.11 – Detalhe de vedação da extremidade do tubo galvanizado



Fonte: Desta autora

Para cada estaca teste, foram utilizadas quatro estacas de reação. Essas estacas, de reação, eram EHCs da obra e, no seu interior, além da armadura longitudinal especificada em projeto, foi colocado o sistema de *atirantamento*. Esse *atirantamento* constituiu-se de uma barra de aço Dywidag (ST 85/105) ou Rocsolo, com carga de trabalho e comprimento compatíveis com a máxima carga programada para a prova de carga. Semelhante ao processo de introdução do tubo de aço galvanizado, a barra de aço do sistema de *atirantamento* foi introduzida, durante a execução da estaca, pelo tubo central do trado hélice.

Para a execução das estacas, foi dosado um concreto bombeável, seguindo recomendações da Norma Brasileira ABNT NBR 6122:2010 e do Manual de Execução de Fundações e Geotecnia – Práticas Recomendadas da ABEF/ABMS. O controle do concreto na obra foi realizado pela medição do *slump test* (Figura 3.12) e observação visual da segregação da massa de concreto depois de executado o *slump test*. O concreto não deveria apresentar agregados separados da argamassa nas suas bordas ou no topo da amostra. Como a experiência da autora desta pesquisa, na execução de EHC em várias obras da região, ditava que a colocação da armadura ocorria

de forma satisfatória quando o *slump test* obtido na obra estivesse com 24cm, atenção especial foi dada a esse parâmetro do concreto. Em função desse cuidado, não ocorreram problemas nas obras com a colocação das armaduras. A Figura 3.13 mostra uma estaca pronta.

Figura 3.12 – Controle de concreto na obra – medida do slump test



Fonte: Desta autora

Figura 3.13 – Estaca pronta



Fonte: Desta autora

A folha de controle de cada estaca, documento emitido a partir do elemento de memória, instalado no equipamento de execução e que arquiva os dados referentes à execução das estacas, está apresentada no Anexo B.

Com o objetivo de entender a transferência de carga da estaca para o solo ao longo do seu comprimento, as estacas teste foram instrumentadas ao longo do seu fuste.

3.3.2 Instrumentação

A instrumentação das estacas teste ao longo da profundidade foi feita com barras instrumentadas com *strain-gages* (extensômetros elétricos de resistência). O extensômetro elétrico de resistência transforma pequenas variações de dimensões em variações equivalentes de sua resistência elétrica

Em cada estaca teste, foram colocados quatro níveis de instrumentação previamente definidos. Cada uma das barras instrumentadas possuía 0,60m de comprimento (EH1 e EH2) e 0,40m de comprimento (EH3, EH4, EH5, EH6) e dois *strain-gages* diametralmente opostos e colados em ponte completa. Os extensômetros elétricos e terminais utilizados foram da marca *Kyowa Eletronics Instruments*, *strain-gage* biaxial KFG-2-120-D16-11 e terminal para *strain-gage*, T – F17, respectivamente. Os *strain-gages* foram colados na barra de aço com Adesivo KBR 610 – Excel Sensores, Indústria, Comércio e Exportação e ligados a um cabo (Cabo KMP AF 4x26AWG – Figura 3.14) através do qual se faziam as leituras, com equipamento apropriado, no topo da estaca. Os extensômetros elétricos foram protegidos da umidade e choque mecânico com Resina Scotch 4A – 3M (Figura 3.15). Completada a montagem das barras instrumentadas, estas foram levadas ao laboratório para calibração, verificando-se, assim, o seu perfeito funcionamento e garantindo que as leituras fossem obtidas com acurácia.

Figura 3.14 – Ligação do *strain-gage* ao cabo de leitura



Fonte: Desta autora

Figura 3.15 – Detalhe da proteção do *strain-gage*



Fonte: Desta autora

Para garantia de que as barras instrumentadas seriam posicionadas nos níveis predefinidos ao longo do fuste das estacas teste, elas foram conectadas às barras de ligação por meio de luvas rosqueadas, formando uma barra única. Para a confecção das barras instrumentadas e barras de ligação, foi utilizada barra de aço CA-50, Ø12,5mm e, para confecção das luvas, tarugo mecânico. As barras instrumentadas e luvas foram preparadas por uma equipe da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp) sob a

coordenação do professor Paulo Albuquerque. As roscas das barras de ligação foram preparadas em oficinas mecânicas de Vitória-ES.

O procedimento de instalação da instrumentação no interior do tubo galvanizado foi realizado antes da execução do bloco de coroamento da estaca. As barras instrumentadas foram instaladas ao longo do fuste das estacas, nos seguintes níveis (N1, N2, N3, N4), cujas profundidades em relação ao fundo do bloco de coroamento estão apresentadas na Tabela 3.2 e mostradas junto com o perfil de sondagem individual de cada estaca nas Figuras 3.3 a 3.7:

Tabela 3.2 – Níveis de instrumentação ao longo das estacas

Estaca	Comprimento (m)	N1 (m)*	N2 (m)	N3 (m)	N4 (m)	Figura
EH1	7,70	0,30	3,70	6,80	7,40	3.3
EH2	11,85	0,30	5,85	10,95	11,55	3.4
EH3	14,95	0,45	7,45	14,35	14,75	3.5
EH4	23,65	0,45	9,55	23,05	23,45	3.6
EH5	15,80	0,50	9,30	15,20	15,60	3.7
EH6	16,80	0,10	8,15	16,20	16,60	3.8

Obs.: Comprimentos a partir do fundo do bloco de coroamento

* O nível N1 é definido como secção de referência

Os níveis N3 e N4 foram instalados próximos à ponta da estaca, procurando-se garantir as leituras da ponta e eliminar as dúvidas que, eventualmente, surgem, quanto à qualidade e a acurácia da instrumentação nessa região.

Para não comprometer a integridade estrutural da estaca, antes da introdução da instrumentação, o trecho do topo da estaca que apresentava concreto de má qualidade foi removido.

O conjunto barra instrumentada/barra de ligação foi introduzido no interior do tubo galvanizado juntamente com uma mangueira de plástico transparente (Figura 3.16). Através da mangueira de plástico, foi injetada calda de cimento no tubo, de baixo para cima, a fim de solidarizar o conjunto de barras instrumentadas à estaca. A calda de cimento, dosada com relação água/cimento de 0,45, foi injetada até refluir no topo da estaca, garantindo, assim, um perfeito preenchimento de todo o tubo.

Figura 3.16 – Instalação da instrumentação no interior do tubo galvanizado



Fonte: Desta autora

A saída dos cabos da instrumentação do interior da estaca para a lateral do bloco de coroamento foi realizada pela adaptação de um tubo flexível ao tubo galvanizado (Figuras 3.17, 3.18).

Figura 3.17 – Saída do cabo da instrumentação do interior da estaca



Fonte: Desta autora

Figura 3.18 – Adaptação de tubo flexível no tubo galvanizado



Fonte: Desta autora

O bloco de coroamento foi executado em concreto armado e dimensionado de forma a suportar a máxima carga prevista a ser aplicada em cada prova de carga. A Figura 3.19 mostra o bloco de coroamento pronto com os cabos da instrumentação em profundidade saindo pela sua lateral.

Figura 3.19 – Cabo da instrumentação saindo pela lateral do bloco



Fonte: Desta autora

Após execução das estacas e do bloco de coroamento, foram respeitados os tempos mínimos suficientes para ganho de resistência do concreto, e condizentes com os tempos prescritos pela Norma Brasileira para realização das provas de carga.

3.4 PROVAS DE CARGA

As provas de carga desta pesquisa foram realizadas de acordo com a Norma Brasileira ABNT NBR 12131.

A carga máxima programada para o ensaio foi de, no mínimo, duas vezes a carga de trabalho da estaca. A carga de trabalho adotada, para todas as estacas, foi de 750kN, conforme exposto no item 3.3.

Nas provas de carga estáticas, são, obrigatoriamente, realizadas medidas das cargas aplicadas, dos deslocamentos axiais do topo da estaca e o tempo de realização de cada medida. Como, neste trabalho, as estacas teste foram instrumentadas em profundidade com extensômetros elétricos (*strain-gages*), conforme descrito em 3.3.2, foi possível, também, medir as deformações ao longo do fuste das estacas ensaiadas, visando ao conhecimento da evolução da transferência de carga em profundidade da estaca para o solo.

Em todas os ensaios, os dispositivos de medidas (aparelhos e vigas de referência), bem como todo o sistema de carregamento (por exemplo, vigas metálicas de reação) foram convenientemente abrigados de intempéries, principalmente, sol, chuva e vento.

3.4.1 Aparelhagem

Para a execução das provas de carga, foi montado um sistema que é composto de um macaco hidráulico, acionado por bomba elétrica, atuando contra um sistema de reação estável constituído de um conjunto de quatro

tirantes, engastados em quatro EHCs. O sistema macaco hidráulico-bomba-manômetro foi calibrado e certificado. As leituras das cargas aplicadas no topo do bloco de coroamento das estacas foram obtidas por meio de correlações com as pressões medidas no manômetro devidamente aferido, instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico. Esse macaco possuía capacidade de carga 20% maior que o máximo carregamento previsto para a estaca

Os deslocamentos verticais das estacas teste foram medidos, simultaneamente, por meio de quatro extensômetros mecânicos (relógios analógicos), com precisão de 0,01mm e curso de 50mm ou 100mm. Os extensômetros foram instalados no topo do bloco de coroamento, apoiados em placas de vidro, bem niveladas, e dispostos em dois eixos ortogonais de acordo com o especificado pela Norma Brasileira (ABNT- NBR 12131). Esses quatro extensômetros fixados no topo do bloco de coroamento da estaca, além de medir recalque da estaca, serviram, também, para verificar se estava ocorrendo rotação do topo da estaca, decorrente de mau alinhamento do conjunto estaca/macaco/sistema de reação.

Para se verificar o comportamento das estacas de reação, foi medido o deslocamento vertical, utilizando-se extensômetro mecânico (relógios analógicos), com precisão de 0,01mm e curso de 10mm, apoiado em placa de vidro sobre concreto de regularização.

Todas as vezes em que os extensômetros acusaram leituras consecutivas iguais, tomou-se o cuidado de verificar se não houve emperramento da haste, seguindo orientações de Torres, Nicholson e Moraes (1982).

Quando se utiliza instrumentação ao longo do fuste da estaca, o nível instrumentado, situado mais próximo do topo da estaca, ao qual se denomina seção de referência, é utilizado para determinar o módulo de elasticidade da estaca, conforme exposto no item 2.5.1. Para a preparação da seção de referência, abaixo do bloco de coroamento, foi aberta uma

escavação com profundidade de 20cm abaixo do primeiro nível instrumentado, deixando-se a estaca livre do contato com o solo.

Ao longo da realização das provas de carga, para se realizar as leituras da instrumentação com *strain-gages*, que eram convertidas em deformação, foram utilizadas uma caixa seletora de canais e uma caixa condicionadora de sinais (caixa de leitura). A caixa condicionadora de sinais, portátil, modelo P3500 – VISHAY, Instruments Division – USA foi ajustada com o fator de sensibilidade à deformação dos *strain-gages* utilizados nesta pesquisa, a saber $k = 2,10$. Exceção para a estaca EH6 cujas leituras foram feitas por aquisição eletrônica de dados.

Apresenta-se, na Figura 3.20, a caixa condicionadora de sinais (caixa de leitura) e a caixa seletora de canais ligadas entre si e com os fios dos cabos da instrumentação e, na Figura 3.21, obteve-se uma vista geral da montagem de uma das provas de carga.

Figura 3.20 – Caixa de leitura e caixa seletora de canais



Fonte: Desta autora

Figura 3.21 – Vista da montagem de uma prova de carga



Fonte: Desta autora

3.4.2 Descrição

Neste trabalho, as provas de carga foram realizadas pelo procedimento de carga controlada, de forma lenta.

Os carregamentos, à compressão, foram aplicados em estágios sucessivos, em valores não superiores a 20% da carga de trabalho, até a ruptura do sistema solo-estaca ou até se atingir uma carga máxima considerando duas vezes a carga de trabalho, a estabilidade do sistema, os limites de deformação das reações e a capacidade do conjunto macaco/bomba hidráulica. A estaca EH1 foi uma exceção quanto ao valor de cada incremento de carga que excedeu aos 20% estabelecidos pela Norma ABNT NBR12131:2006. Ressalta-se que todas as provas de carga foram levadas, no mínimo, até duas vezes a carga de trabalho máxima calculada com base na prescrição da Norma Brasileira de Fundações conforme exposto no item 3.3.

Os deslocamentos de cada estágio de carga foram medidos nos tempos preconizados na supracitada norma até se obter a estabilização. A

estabilização dos deslocamentos, segundo os critérios da mesma norma, caracteriza-se quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento entre o deslocamento estabilizado do estágio anterior e o atual.

Quando a carga máxima prevista foi atingida e não houve ruptura nítida, essa carga foi mantida durante um período mínimo de 12 horas entre a estabilização dos deslocamentos e o início do descarregamento. Os descarregamentos foram executados em quatro estágios até ocorrer o descarregamento total do sistema, com duração de tempo e estabilização, segundo os critérios da NBR 12131 da ABNT.

As leituras da instrumentação em profundidade com *strain-gages* eram feitas no início e ao término de cada estágio de carregamento, em todos os quatro níveis instrumentados.

Apresentam-se, no próximo capítulo, os resultados obtidos com a instrumentação instalada no topo da estaca e com a instrumentação por meio de *strain-gages*, ao longo do fuste das estacas, e suas respectivas análises.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo, os resultados das provas de carga realizadas nas seis EHCs desta pesquisa são apresentados e analisados, separando-se os resultados obtidos com a instrumentação no topo do bloco daquele obtido com a instrumentação em profundidade. As curvas carga-recalque serão interpretadas com o objetivo de determinar a carga de ruptura das estacas. Em seguida, apresentam-se os cálculos das previsões de cargas de ruptura das estacas teste, por métodos semiempíricos. As análises serão feitas de forma a comparar resultados previstos e experimentais.

Cada estaca teste será analisada individualmente e, ao final, far-se-á uma análise conjunta das seis estacas instrumentadas desta pesquisa.

As estacas EH1 e EH2 foram analisadas, inicialmente, em Alledi (2004). Nesta pesquisa, os dados da instrumentação foram reavaliados com base na metodologia de Fellenius (1989) e os resultados foram superiores às análises iniciais, em torno de 17% para a estaca EH1 e 20% para a estaca EH2. As interpretações das curvas carga-recalque dessas estacas foram aprimoradas por esta autora, utilizando as metodologias apresentadas na Revisão Bibliográfica.

4.1 INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO DO BLOCO

Com a instrumentação do topo da estaca, com relógios analógicos, conforme descrito, foi possível traçar a curva carga-recalque obtida com a realização da prova de carga estática.

4.1.1 Curva carga-recalque

Na Figura 4.1 apresenta-se o traçado das curvas carga-recalque de todas as estacas ensaiadas e nas Figuras 4.2 a 4.7 estão registradas as curvas carga-recalque de cada estaca, individualmente, com sua análise. O traçado dessas curvas está de acordo a Norma Brasileira de Prova de Carga Estática, a qual prescreve que a escala a ser adotada deve ser tal que a reta ligando a origem e o ponto da curva correspondente à carga estimada de trabalho resulte numa inclinação de $(20\pm 5)^\circ$ com o eixo das cargas. A carga de trabalho máxima de projeto para as estacas foi adotada seguindo prescrição da ABNT NBR 6122:2010 e apresentada no item 3.3. Ressalta-se que, para a elaboração da Figura 4.1, não foi levada em consideração a recomendação da Norma Brasileira.

O recalque de uma estaca submetida à carga qualquer é o resultado da compressão elástica do seu fuste mais a compressão do solo na sua ponta, simultânea à deformação do solo ao longo do fuste (VARGAS, 1978). Nessas figuras, são mostrados, também, os valores de carga e de deslocamentos, máximo, residual e elástico, atingidos nos ensaios. Esses valores estão compilados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Valores de carga máxima e deslocamentos obtidos nas provas de carga

Estaca	Carga Máxima (kN)	Deslocamentos (mm)			Deslocamento máximo (% D)
		Máximo	Residual	Elástico	
EH1	720	41,99	40,02	1,97	10,50%
EH2	1100	69,97	65,77	4,20	17,49%
EH3	1900	7,58	1,93	5,65	1,90%
EH4	1500	9,80	3,16	6,64	2,45%
EH5	1800	23,38	16,41	6,97	5,85%
EH6	2400	15,54	9,57	5,97	3,89%

D= diâmetro da estaca

Nesta pesquisa, para a relação L/D (comprimento/diâmetro) foi adotada a seguinte divisão:

Tabela 4.2 – Classificação da estaca com a relação L/D

Classificação da estaca	Relação L/D
curta	≤ 30
intermediária	$30 < L/D \leq 50$
longa	> 50

L= comprimento da estaca

D= diâmetro da estaca

Figura 4.1 – Curva carga-recalque – todas as estacas

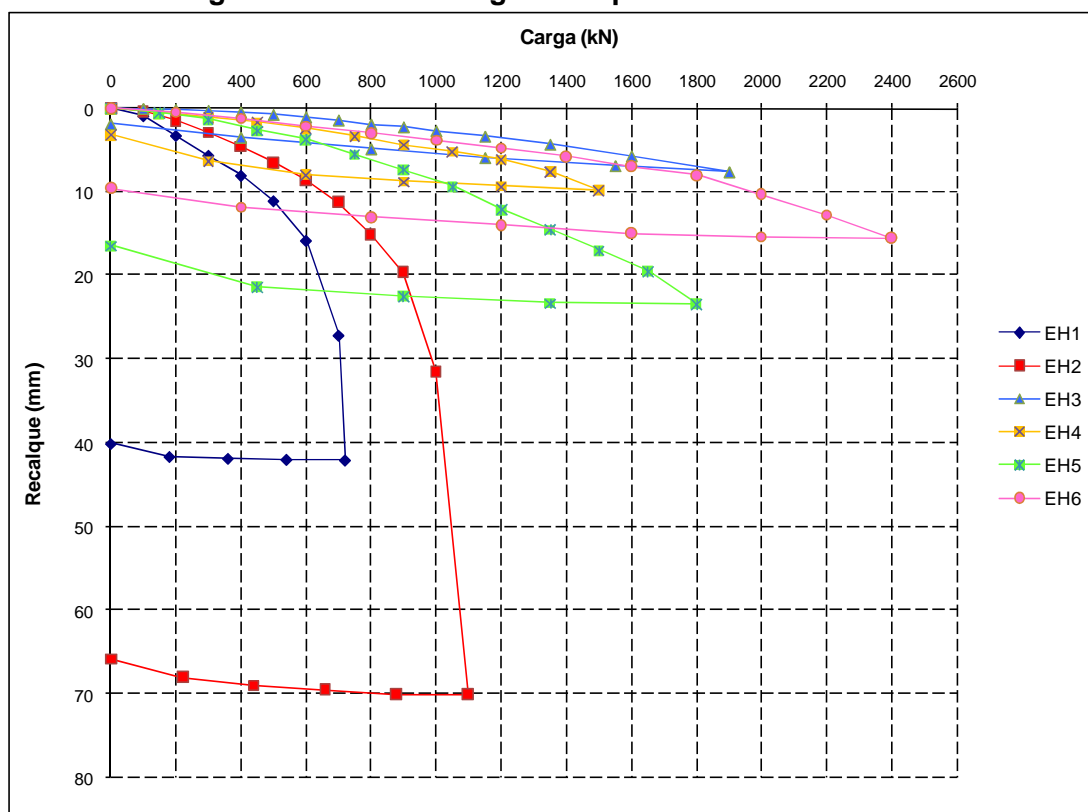
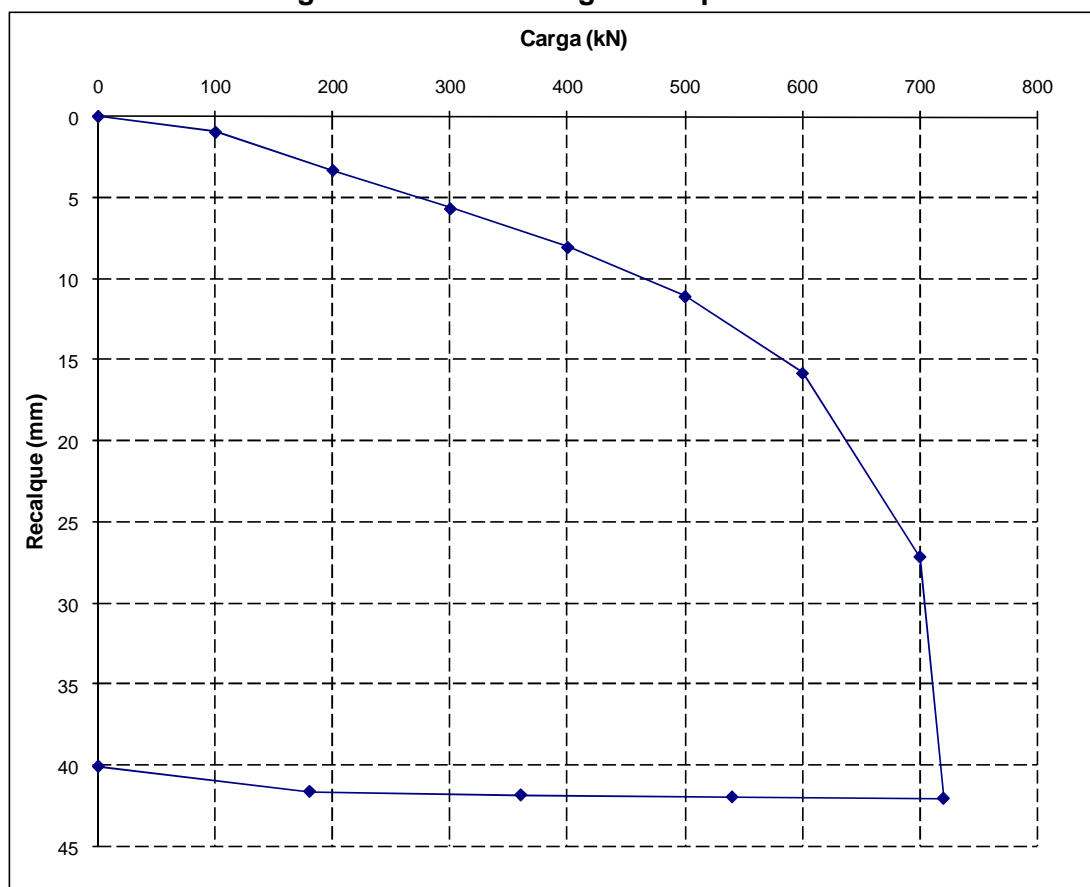
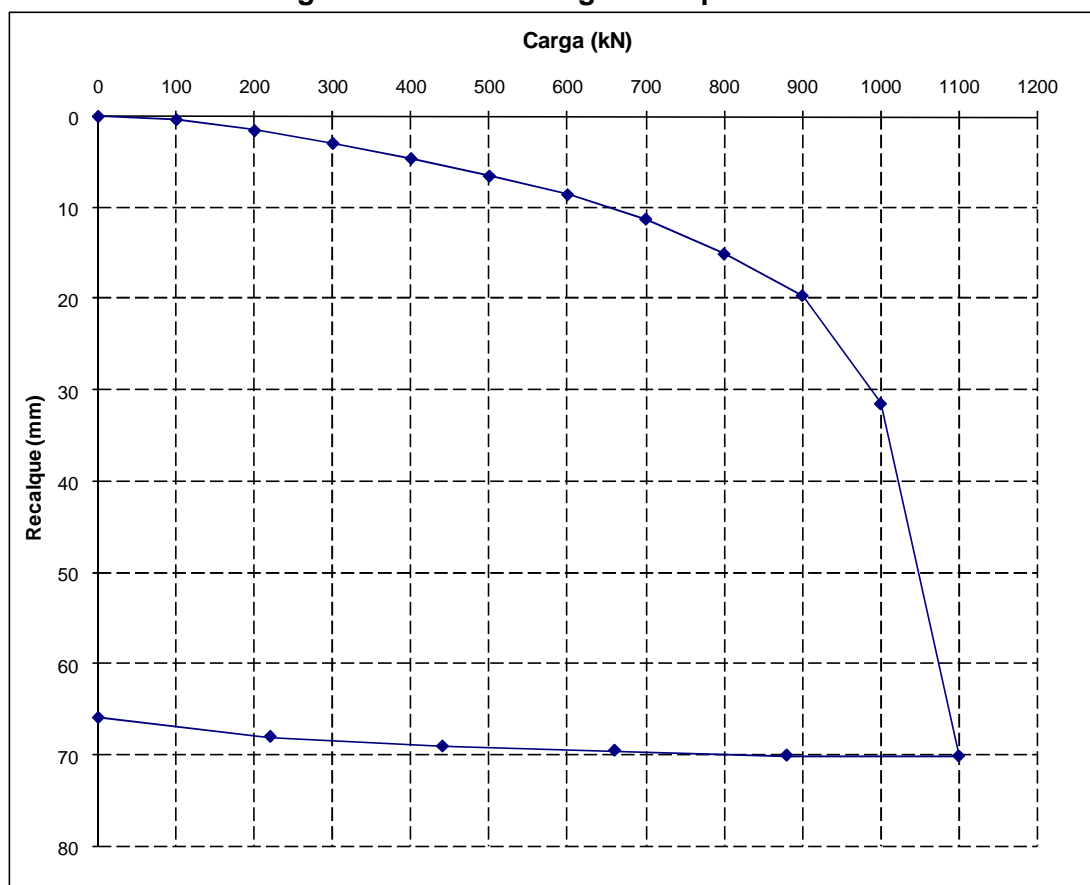


Figura 4.2 – Curva carga-recalque – EH1



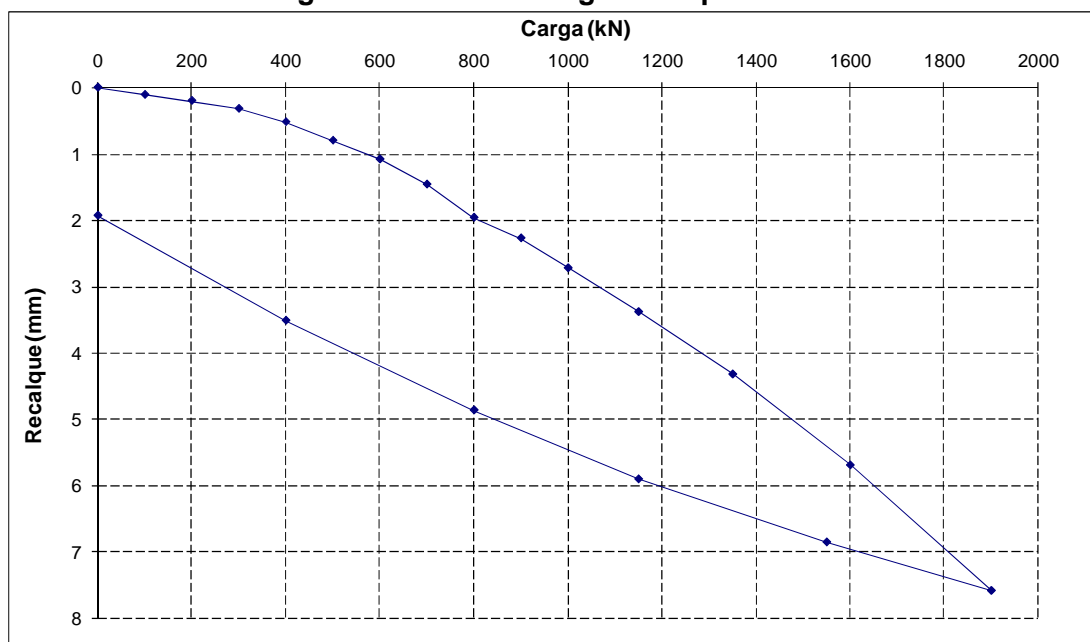
A estaca teste EH1 está inserida na classificação de estaca curta ($L/D=19,25$). Sua ponta foi apoiada em solo de baixa resistência ($N_{SPT}=4$) com o objetivo de se conseguir obter a ruptura do sistema solo-estaca com o sistema de reação projetado. A Figura 4.2 mostra a curva carga-recalque com comportamento linear até a carga aproximada de 600kN. A prova de carga nesta estaca foi interrompida com uma carga máxima de 720kN, apresentando deslocamentos de 10,5% do diâmetro da estaca, caracterizando ruptura. Apresenta-se, no próximo item, a carga de ruptura obtida por várias metodologias utilizadas nesta pesquisa. Ressalta-se que não foi possível atingir a carga de trabalho desta estaca, uma vez que os métodos de cálculo de previsão de carga de ruptura superestimaram tal carga, conforme se verá no item 4.5.

Figura 4.3 – Curva carga-recalque – EH2



A estaca teste EH2 está inserida na classificação de estaca curta ($L/D=29,6$) e sua ponta foi apoiada em solo de resistência mediana ($N_{SPT}=11$). A Figura 4.3 mostra que a curva carga-recalque apresentou comportamento linear até a carga aproximada de 700kN. A prova de carga nessa estaca foi interrompida com uma carga máxima de 1100kN, apresentando deslocamentos de 17,5% do diâmetro da estaca, caracterizando ruptura. Apresenta-se, no próximo item, a carga de ruptura obtida por várias metodologias utilizadas nesta pesquisa. Nota-se ainda que, na carga de trabalho (750kN), o recalque foi de 13,5mm, compatível com recalques admissíveis para a finalidade a que se destina a obra da qual esta estaca teste faz parte.

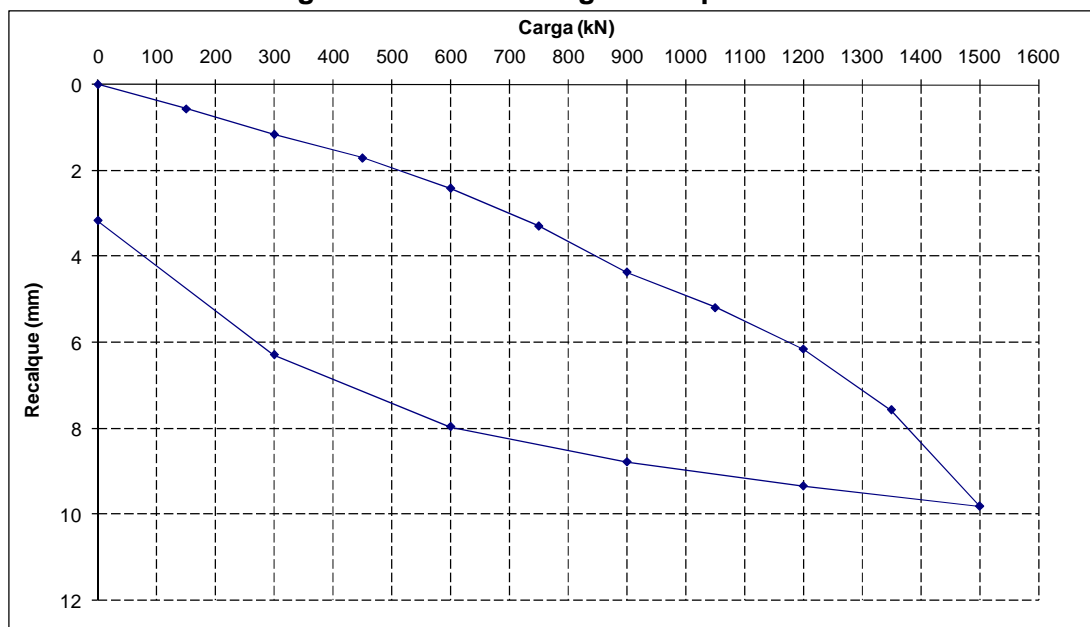
Figura 4.4 – Curva carga-recalque – EH3



A estaca teste EH3 está inserida na classificação de estaca intermediária ($L/D=37,4$) e sua ponta foi apoiada em solo de elevada resistência ($N_{SPT} \geq 50$). A prova de carga nesta estaca teste foi conduzida até a carga máxima de 1900kN, o que representa 2,5 vezes a carga de trabalho projetada para as estacas da obra e ao limite da segurança do sistema de reação montado para esse ensaio. Na carga máxima, foi obtido um deslocamento de apenas 1,95% do seu diâmetro, mesmo a estaca sendo submetida à elevada carga. A Figura 4.4 mostra que a curva carga-recalque apresentou comportamento linear até a carga máxima, evidenciando que a prova de carga foi interrompida num trecho ainda elástico, não apresentando indícios de se atingir a carga última do sistema estaca-solo. A Tabela 4.1 mostra que a maior parte do deslocamento total sofrido por EH3 foi devido ao recalque elástico com o residual de apenas 1,93mm. Nesse caso, conforme apresentado na Revisão Bibliográfica, torna-se difícil determinar corretamente o valor da carga de ruptura. De qualquer forma, a autora apresenta, a seguir, a interpretação da curva carga-recalque, quando possível, por várias metodologias utilizadas nesta pesquisa, no intuito de convencionar a carga de ruptura. Nota-se, ainda, que, na carga de trabalho (750kN), o recalque foi de apenas 1,7mm, abaixo de limites de recalques

admissíveis para a finalidade a que se destina a obra da qual esta estaca teste faz parte.

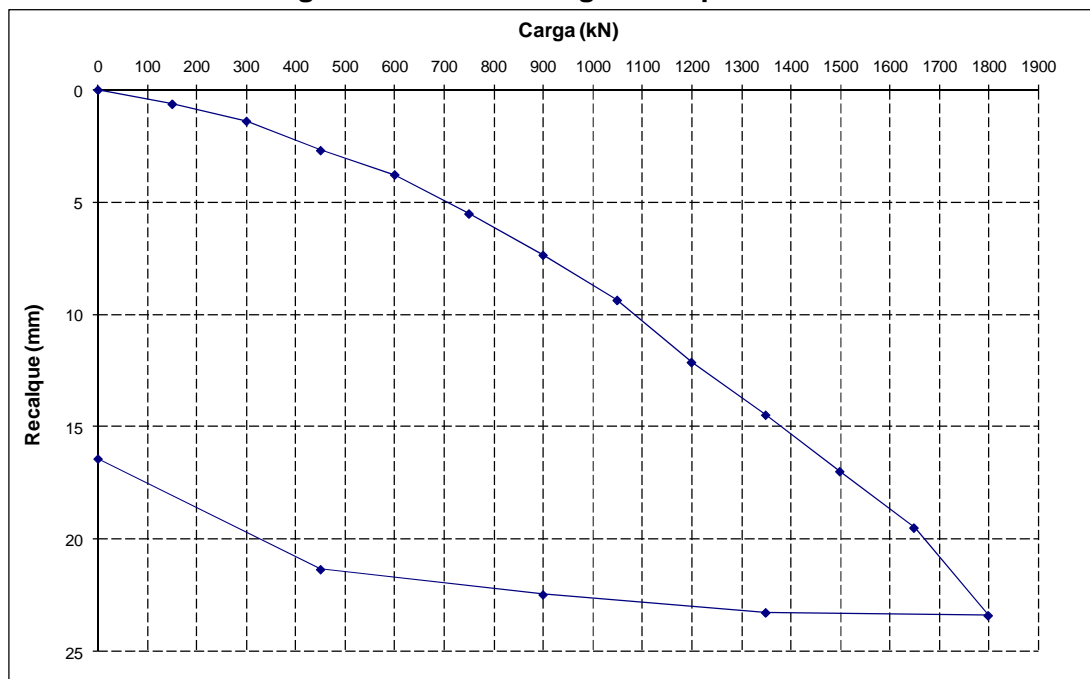
Figura 4.5 – Curva carga-recalque – EH4



A estaca teste EH4 está inserida na classificação de estaca longa ($L/D=59,1$) e sua ponta foi apoiada em solo de alteração de rocha de elevada resistência ($N_{SPT} \geq 50$). A prova de carga nesta estaca teste foi conduzida até a carga máxima de 1500kN, o que representa duas vezes a carga de trabalho projetada para as estacas da obra e ao limite da segurança do sistema de reação. Nesta estaca, na carga máxima, foi obtido um deslocamento de apenas 2,45% do seu diâmetro mesmo sendo submetida à elevada carga. A Figura 4.5 mostra que a curva carga-recalque apresentou comportamento linear até próximo à carga máxima, evidenciando que a prova de carga foi interrompida num trecho ainda elástico, não apresentando indícios de se atingir a carga última do sistema estaca-solo. A tabela 4.1 mostra que a maior parte do deslocamento total sofrido por esta estaca foi devido ao recalque elástico com o residual de apenas 3,16mm. Neste caso, conforme apresentado na Revisão Bibliográfica, torna-se difícil determinar corretamente o valor da carga de ruptura. De qualquer forma, a autora apresenta, no próximo item, a interpretação da curva carga-recalque, quando possível, por várias

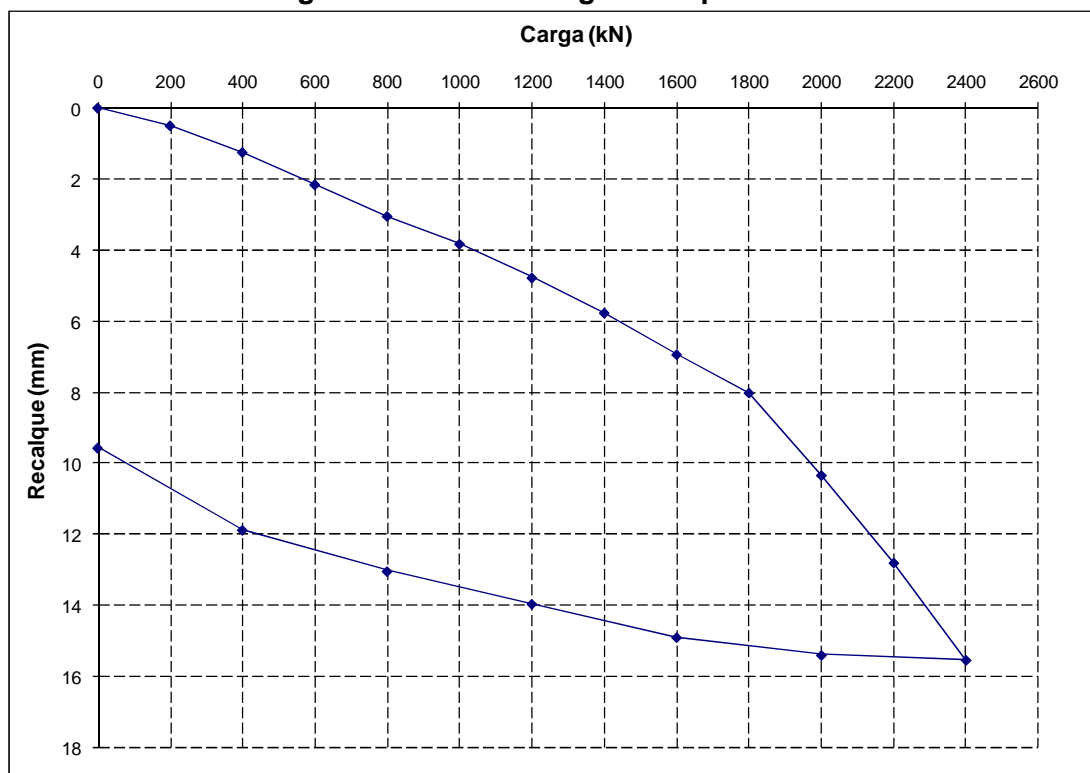
metodologias utilizadas nesta pesquisa, no intuito de convencionar a carga de ruptura. Nota-se, ainda, que, na carga de trabalho (750kN), o recalque foi de apenas 3,3mm, abaixo de limites de recalques admissíveis para a finalidade a que se destina a obra da qual esta estaca teste faz parte.

Figura 4.6 – Curva carga-recalque – EH5



A estaca teste EH5 está inserida na classificação de estaca intermediária ($L/D=39,5$) e sua ponta foi apoiada em solo de elevada resistência ($N_{SPT} \geq 40$). A prova de carga nesta estaca teste foi conduzida até a carga máxima de 1800kN, o que representa 2,4 vezes a carga de trabalho projetada para as estacas da obra e ao limite da segurança do sistema de reação. Na carga máxima, foi obtido um deslocamento total de 5,85% do seu diâmetro, mesmo sendo submetida à elevada carga. A Figura 4.6 mostra que a curva carga-recalque apresentou uma evolução continuada da carga com o recalque sem caracterizar ruptura nítida do sistema estaca-solo. Por isso, foram adotados vários critérios de interpretação das curvas carga-recalque para se determinar a carga de ruptura que será apresentada no próximo item. Nota-se, ainda, que, na carga de trabalho (750kN), o recalque foi de 5,5mm, abaixo de limites recalques admissíveis para a finalidade a que se destina a obra da qual esta estaca teste faz parte.

Figura 4.7 – Curva carga-recalque – EH6



A estaca teste EH6 está inserida na classificação de estaca intermediária ($L/D=42$) e sua ponta foi apoiada em solo de elevada resistência ($N_{SPT} \geq 50$). A prova de carga nesta estaca teste foi conduzida até a carga máxima de 2400kN, o que representa 3,2 vezes a carga de trabalho projetada para as estacas da obra e ao limite da segurança do sistema de reação. Na carga máxima, foi obtido um deslocamento total de apenas 3,89% do seu diâmetro, mesmo submetida à elevada carga. A Figura 4.7 mostra que a curva carga-recalque apresentou uma evolução continuada da carga com o recalque, sem caracterizar ruptura nítida do sistema estaca-solo. Por isso foram adotados vários critérios de interpretação das curvas carga-recalque para se determinar a carga de ruptura que será apresentada no próximo item. Nota-se, ainda, que, na carga de trabalho (750kN), o recalque foi de apenas 3,0mm, abaixo de limites de recalques admissíveis para a finalidade a que se destina a obra da qual esta estaca teste faz parte.

4.1.2 Carga de ruptura

Apesar de as provas de carga terem sido conduzidas a cargas superiores a duas vezes a carga de trabalho das estacas, conforme prescrição da Norma Brasileira, o carregamento aplicado em quatro provas de carga desta pesquisa não permitiu às estacas deslocamentos expressivos que pudessem configurar a ocorrência da carga última do sistema solo-estaca.

A autora procurou empregar os sete métodos indicados na Revisão Bibliográfica em todas as estacas teste, mas nem sempre foi possível. A maioria das provas de carga não foi conduzida a deslocamentos igual ou superior ao convencionado por Terzaghi (1942) para determinar a carga de ruptura, e esse método foi aplicado apenas à interpretação das curvas carga-recalque originais das estacas EH1 e EH2.

Entretanto, o Método de Van der Veen (1953) foi aplicado às curvas carga-recalque originais em que não foi possível definir a carga de ruptura da estaca por meio da prova de carga. Ressalta-se que, como o deslocamento total obtido nos ensaios foi, no mínimo, em torno de 2% do diâmetro da estaca, esse método foi utilizado para estimativa da carga de ruptura mesmo quando a curva carga-recalque estava no trecho elástico. Dessa forma, o método foi aplicado às curvas carga-recalque originais das estacas EH3, EH4, EH5 e EH6.

A norma ABNT NBR 6122:2010 prescreve que, quando o comportamento da estaca submetida à prova de carga não apresentar ruptura nítida, pode-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura. Assim, o critério de ruptura convencionada da Norma Brasileira foi aplicado a todas as curvas carga-recalque, quer sejam obtidas no ensaio, como no caso das estacas EH1 e EH2, quer sejam extrapoladas pelo Método de Van der Veen, estacas EH3, EH4, EH5 e EH6.

Para a aplicação do Método das Duas Retas, é necessário que o trecho 4-5, conforme apresentado por Massad e Lazo (1998), esteja bem

definido. Esse método foi utilizado na interpretação da curva carga-recalque original das estacas EH1, EH2 e EH6. As provas de carga das estacas EH3 e EH4 foram interrompidas prematuramente ainda no trecho 0-3. Embora a prova de carga das estacas EH5 tenha sido interrompida no trecho 4-5, este se apresentou pouco desenvolvido. Contudo foi possível utilizar esse método na análise desta última estaca.

Tanto o Método de Chin quanto o Método de Rigidez foi aplicado a todas as provas de carga, mesmo àquelas que foram levadas a pequenos deslocamentos. Para utilização desse método, foi usada uma planilha de cálculo em Excell cedida pelo engenheiro e professor Luciano Décourt que alerta, no artigo Décourt (2008b), que o programa foi feito para facilitar a vida do usuário e jamais para substituí-lo. O usuário deverá interagir com o programa, estabelecendo quais são as suas decisões em relação às atitudes a serem tomadas. Para a aplicação desse método, além do tipo, diâmetro e comprimento da estaca, faz-se necessário indicar o módulo de elasticidade do material da estaca (E). Por meio da instrumentação em profundidade, é possível obter esse parâmetro. Para efeito de comparação entre os resultados do método e da instrumentação e para manter uniformidade na entrada de dados, no Método de Rigidez foi adotado o módulo de elasticidade da estaca obtido via instrumentação.

Ressalta-se que o Método Camapum *et al.*, conforme alerta dos autores, não tem por objetivo definir capacidades de carga a partir dos resultados de provas de carga, mas ajudar na interpretação do comportamento das fundações submetidas a esses ensaios. Dessa forma, esta metodologia será apresentada após a análise da instrumentação em profundidade.

De uma forma geral, as metodologias estimam a carga total de ruptura. O Método de Rigidez apresenta, além da carga de ruptura convencional, intervalo de domínio do atrito lateral. No entanto, o Método das Duas Retas não apresenta o valor da carga total, apenas estima o valor

do atrito lateral na ruptura. De posse dos valores de carga total e de atrito lateral, a carga na ponta é obtida pela subtração entre as duas primeiras.

4.1.2.1 Estaca EH1

O traçado dos gráficos com as metodologias está apresentado nos Apêndices e a Tabela 4.3 mostra a compilação dos resultados. A última coluna da tabela indica a relação entre a carga de ruptura total determinada pelo método (P_{R-est}) e a carga máxima atingida na prova de carga ($P_{máx-PC}$), apresentada na Tabela 4.1:

Tabela 4.3 – Carga de ruptura da estaca EH1

Método	Critério de ruptura	Carga de ruptura(kN)		$P_{R-est}/P_{máx-PC}$
		Total (PR)	Atrito (PL)	
Terzaghi	Recalque-limite (10%D)	715	—	0,99
Van der Veen	Ajuste matemático (extrapolação)	—	—	—
Norma Brasileira	Recalque-limite $(\frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30})$	565	—	0,80
Chin	Ajuste matemático	835	—	1,16
Rigidez	Ajuste matemático	718	$662 \leq PL \leq 900$	1,0
Duas Retas	Interseção de retas	—	665	—

Observando-se a Tabela 4.3, verifica-se que, pelo Método da Norma Brasileira, o valor da carga de ruptura convencional obtido foi inferior ao valor dos demais métodos avaliados. O Método de Rigidez estima o valor da carga de ruptura convencional correspondente a um deslocamento da estaca igual a 10% do seu diâmetro. Esse é o mesmo conceito de Terzaghi. Os resultados encontrados nesses dois métodos são praticamente iguais.

Ao comparar os métodos que utilizam ajuste matemático, Chin e de Rigidez, observa-se que os resultados não foram próximos entre si. O

Método de Chin estimou a maior carga de ruptura dentre os métodos analisados. Inclusive é 16% maior que a carga máxima do ensaio.

Para a estaca EH1, com o intuito de verificar os métodos de previsão de carga e demais análises, nesta pesquisa, será adotada a carga de ruptura convencionada, 718kN, valor médio entre a carga máxima de ensaio e os dois valores mais próximos obtidos nas análises.

Os valores de carga de atrito obtidos pelos Métodos de Rigidez e das Duas Retas serão comparados com os valores da instrumentação em profundidade a serem apresentados no próximo item.

4.1.2.2 Estaca EH2

O traçado dos gráficos com as metodologias está apresentado nos Apêndices, e a Tabela 4.4 mostra compilação dos resultados. A última coluna dessa tabela apresenta a relação entre a carga de ruptura total determinada pelo método (P_{R-est}) e a carga máxima atingida na prova de carga ($P_{máx-PC}$) apresentada na Tabela 4.1:

Tabela 4.4 – Carga de ruptura da estaca EH2

Método	Critério de ruptura	Carga de ruptura(kN)		P_{R-est}/P_{max-PC}
		Total (PR)	Atrito (PL)	
Terzaghi	Recalque-limite (10%D)	1020	—	0,93
Van der Veen	Ajuste matemático (extrapolação)	—	—	—
Norma Brasileira	Recalque-limite $(\frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30})$	840	—	0,76
Chin	Ajuste matemático	1250	—	1,14
Rigidez	Ajuste matemático	1029	$893 \leq PL \leq 1120$	0,94
Duas Retas	Interseção de retas	—	927	—

Observando-se a Tabela 4.4, verifica-se que, pelo Método da Norma Brasileira, o valor da carga de ruptura convencional obtido foi inferior ao valor dos demais métodos avaliados. O Método de Rigidez estima o valor da carga de ruptura convencional, correspondente a um deslocamento da estaca igual a 10% do seu diâmetro, o mesmo conceito de Terzaghi. Os resultados encontrados nesses dois métodos são praticamente iguais.

Ao se comparar os métodos que utilizam ajuste matemático, Chin e de Rigidez, observa-se que os resultados não foram próximos entre si. O método de Chin estimou a maior carga de ruptura dentre os métodos analisados. Inclusive é 14% maior que a carga máxima do ensaio .

Para a estaca EH2, com o intuito de verificar os métodos de previsão de carga e demais análises, nesta pesquisa, será adotada a carga de ruptura convencional, 1050kN, valor médio entre a carga máxima de ensaio e os dois valores mais próximos obtidos nas análises.

Os valores de carga de atrito obtidos pelos Métodos de Rigidez e das Duas Retas serão comparados com os valores da instrumentação em profundidade a serem apresentados no próximo item.

4.1.2.3 Estaca EH3

O traçado dos gráficos com as metodologias está apresentado nos Apêndices e a Tabela 4.5 mostra a compilação dos resultados. A última coluna dessa tabela indica a relação entre a carga de ruptura total determinada pelo método (P_{R-est}) e a carga máxima atingida na prova de carga ($P_{máx-PC}$) apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.5 – Carga de ruptura da estaca EH3

Método	Critério de ruptura	Carga de ruptura(kN)		P _{R-est} /P _{max-PC}
		Total (PR)	Atrito (PL)	
Terzaghi	Recalque-limite (10%D)	—	—	—
Van der Veen	Ajuste matemático (extrapolação)	3750	—	1,97
Norma Brasileira	Recalque-limite $(\frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30})$	3400	—	1,79
Chin	Ajuste matemático	3570	—	1,88
Rigidez	Ajuste matemático	5225	880≤PL≤1320	2,75
Duas Retas	Interseção de retas	—	—	—

Ressalta-se que, em razão da interrupção prematura da prova de carga, a aplicação do Método de Terzaghi não foi possível.

Com base na Tabela 4.5, o resultado fornecido com a extrapolação da curva pelo Método de Van der Veen é considerado pela autora como exagerado. Tal valor pode ser explicado por vários fatores, tais como: a curva carga-recalque se encontra no trecho elástico; a carga máxima do ensaio corresponde a 51% do valor da carga definida com esse método; e o deslocamento total obtido durante o ensaio foi menor que 2% do diâmetro da estaca. Conforme apresentado na Revisão Bibliográfica, o conjunto desses fatores faz com que o método não tenha uma boa aplicabilidade à estaca teste EH3.

A carga de ruptura convencionada da Norma Brasileira de Fundações foi obtida com a extrapolação da curva pelo Método de Van der Veen. Visto que, para esta estaca teste, tal extrapolação não é aplicável, sugere-se que o valor de carga de ruptura obtido com o critério da norma também esteja exagerado. Considerando, ainda, que os Métodos de Chin e Rigidez têm como critério o ajuste matemático, assim como o Método de Van der Veen,

conclui-se que as cargas estimadas de ruptura total por esses métodos também são exageradas.

Ao se obter resultados de carga total de ruptura com a aplicação de vários métodos, confirma-se que as análises, independente dos métodos, ficam prejudicadas, apresentando resultados inconsistentes, quando a prova de carga é interrompida, prematuramente, no trecho elástico.

A análise do valor de carga de atrito obtido por meio do método de Rigidez, também, fica comprometida.

4.1.2.4 Estaca EH4

O traçado dos gráficos com as metodologias está apresentado nos Apêndices e a Tabela 4.6 mostra a compilação dos resultados. A última coluna dessa tabela apresenta a relação entre a carga de ruptura total determinada pelo método (P_{R-est}) e a carga máxima atingida na prova de carga ($P_{máx-PC}$) apresentada na Tabela 4.1:

Tabela 4.6 – Carga de ruptura da estaca EH4

Método	Critério de ruptura	Carga de ruptura(kN)		P_{R-est}/P_{max-PC}
		Total (PR)	Atrito (PL)	
Terzaghi	Recalque-limite (10%D)	—	—	—
Van der Veen	Ajuste matemático (extrapolação)	2000	—	1,33
Norma Brasileira	Recalque-limite $(\frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30})$	1967	—	1,31
Chin	Ajuste matemático	3125	—	2,08
Rigidez	Ajuste matemático	1962	$1213 \leq PL \leq 1420$	1,31
Duas Retas	Interseção de retas	—	—	—

Ressalta-se que, em razão da interrupção prematura da prova de carga, a aplicação do Método de Terzaghi não foi possível.

Com base na Tabela 4.6, a autora considera o resultado fornecido com a extrapolação da curva pelo método de Van der Veen como satisfatório, pois a carga máxima do ensaio corresponde a 75% do valor da carga definida com esse método e o deslocamento total obtido durante o ensaio foi maior que 2% do diâmetro da estaca. Conforme apresentado na Revisão Bibliográfica, esses fatores fazem com que o método tenha uma boa aplicabilidade à estaca teste EH4. Com exceção do Método de Chin, os demais métodos apresentaram valores de carga de ruptura total, próximos entre si, independente do critério de ruptura.

A carga obtida pelo Método de Chin foi superior à registrada pelos demais métodos e considerada exagerada pela autora, embora esse método utilize ajuste matemático, como os Métodos de Van der Veen e de Rigidez.

Para a estaca EH4, sugere-se adotar, para carga total de ruptura, 1976kN, valor médio dentre os três valores mais próximos.

O valor de carga de atrito obtido pelo Método de Rigidez será comparado com os valores da instrumentação em profundidade a serem apresentados no próximo item.

4.1.2.5 Estaca EH5

O traçado dos gráficos com as metodologias está apresentado nos Apêndices e a Tabela 4.7 mostra a compilação dos resultados. A última coluna dessa tabela mostra a relação entre a carga de ruptura total determinada pelo método (P_{R-est}) e a carga máxima atingida na prova de carga ($P_{máx-PC}$) apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.7 – Carga de ruptura da estaca EH5

Método	Critério de ruptura	Carga de ruptura(kN)		P_{R-est}/P_{max-PC}
		Total (PR)	Atrito (PL)	
Terzaghi	Recalque-limite (10%D)	—	—	—
Van der Veen	Ajuste matemático (extrapolação)	2400	—	1,33
Norma Brasileira	Recalque-limite $(\frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30})$	1820	—	1,01
Chin	Ajuste matemático	2380	—	1,32
Rigidez	Ajuste matemático	2325	$1008 \leq PL \leq 1840$	1,29
Duas Retas	Interseção de retas	—	1030	—

Ressalta-se que, em razão da interrupção prematura da prova de carga, a aplicação do método de Terzaghi não foi possível.

Com base na Tabela 4.7, a autora considera o resultado fornecido com a extrapolação da curva pelo Método de Van der Veen como satisfatório, pois a carga máxima do ensaio corresponde a 75% do valor da carga definida com esse método. O deslocamento total obtido durante o ensaio é igual a 5,85% do diâmetro da estaca, maior que 2%. Conforme apresentado na Revisão Bibliográfica, esses fatores fazem com que o método tenha uma boa aplicabilidade à estaca teste EH5. Verifica-se que, pelo Método da Norma Brasileira, o valor da carga de ruptura convencional obtido foi inferior ao valor dos demais métodos avaliados.

Para essa estaca, os métodos com base em ajuste matemático apresentaram valores de carga de ruptura total, próximos entre si em torno de 30% superior à carga máxima de ensaio, mostrando que a prova de carga foi conduzida até próximo à carga de ruptura. Sugere-se adotar para carga total de ruptura, 2368kN, valor médio dentre os três valores mais próximos.

Os valores de carga de atrito obtidos pelos Métodos de Rigidez e das Duas Retas serão comparados com os valores da instrumentação em profundidade a serem apresentados no próximo item.

4.1.2.6 Estaca EH6

O traçado dos gráficos com as metodologias está apresentado nos Apêndices e a Tabela 4.8 mostra a compilação dos resultados. A última coluna dessa tabela registra a relação entre a carga de ruptura total determinada pelo método (P_{R-est}) e a carga máxima atingida na prova de carga ($P_{máx-PC}$) apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.8 – Carga de ruptura da estaca EH6

Método	Critério de ruptura	Carga de ruptura(kN)		P_{R-est}/P_{max-PC}
		Total (PR)	Atrito (PL)	
Terzaghi	Recalque-limite (10%D)	—	—	—
Van der Veen	Ajuste matemático (extrapolação)	2900	—	1,21
Norma brasileira	Recalque-limite $(\frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30})$	2830	—	1,18
Chin	Ajuste matemático	4000	—	1,67
Rigidez	Ajuste matemático	3664	$1419 \leq PL \leq 2428$	1,53
Duas Retas	Interseção de retas	—	1563	—

Ressalta-se que, em razão da interrupção prematura da prova de carga, a aplicação do Método de Terzaghi não foi possível.

Com base na Tabela 4.8, a autora considera o resultado fornecido com a extrapolação da curva pelo Método de Van der Veen como satisfatório, pois a carga máxima do ensaio corresponde a 83% do valor da carga definida com esse método. O deslocamento total obtido durante o ensaio foi igual a 3,89% do diâmetro da estaca, maior que 2%. Conforme apresentado na Revisão Bibliográfica, esses fatores fazem com que o

método tenha uma boa aplicabilidade à estaca teste EH6. Verifica-se que, no entanto, houve uma variação considerável entre os valores de carga de ruptura total obtidos por meio dos Métodos de Chin, de Rigidez e do Método de Van der Veen, todos com base em ajuste matemático. Os valores daqueles dois métodos são considerados exagerados pela autora.

O valor da carga total de ruptura convencional obtido com o Método da Norma Brasileira foi inferior ao valor dos demais métodos avaliados.

Os valores de carga de atrito obtidos pelos Métodos de Rigidez e das Duas Retas serão comparados com os valores da instrumentação em profundidade a serem apresentados no próximo item.

4.1.2.7 Análise de todas as estacas

Para as seis EHCs analisadas, o Método da Norma Brasileira sempre apresentou o menor valor para a carga de ruptura, quer seja para a curva carga-recalque original, quer seja para a curva extrapolada pelo Método de Van der Veen.

O Método de Chin apresentou os maiores resultados de carga total de ruptura, quando comparado com os demais métodos analisados, com exceção para a estaca EH3.

O Método de Rigidez ora apresenta valor de carga total satisfatório e próximo aos demais métodos, ora apresenta valores exagerados, mesmo quando a estaca é submetida à carga de 75% da carga de ruptura estimada. No entanto, para as provas de carga que tiveram deslocamento máximo, maior ou igual a 10% do diâmetro da estaca, esse método apresentou resultados satisfatórios, confirmando o comentário do autor do método, que afirma que ele fornece melhores resultados quanto maior for o deslocamento obtido na prova de carga.

O Método de Van der Veen se mostrou adequado para avaliar carga de ruptura total nas provas de carga que foram interrompidas com carga maior que 75% da carga estimada pelo método.

Quando a prova de carga é interrompida com deslocamentos inferiores a 2% do diâmetro da estaca, os métodos apresentam valores exagerados de carga total de ruptura.

Não foi observada relação entre os métodos analisados e a relação L/D.

4.2 INSTRUMENTAÇÃO AO LONGO DO FUSTE.

Durante a realização de uma prova de carga, quando se instrumenta uma estaca ao longo do seu fuste com *strain-gages*, além da instrumentação do topo do bloco com relógios analógicos, torna-se possível obter:

4.2.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade de cada estaca foi obtido pela barra instrumentada com *strain-gages*, instalada na seção de referência, citada no item 2.5.1. Na Tabela 4.9, apresentam-se os valores do módulo de elasticidade para cada estaca teste obtidos pelo método proposto por Fellenius (1989).

Tabela 4.9 – Módulos de elasticidade (E) das estacas

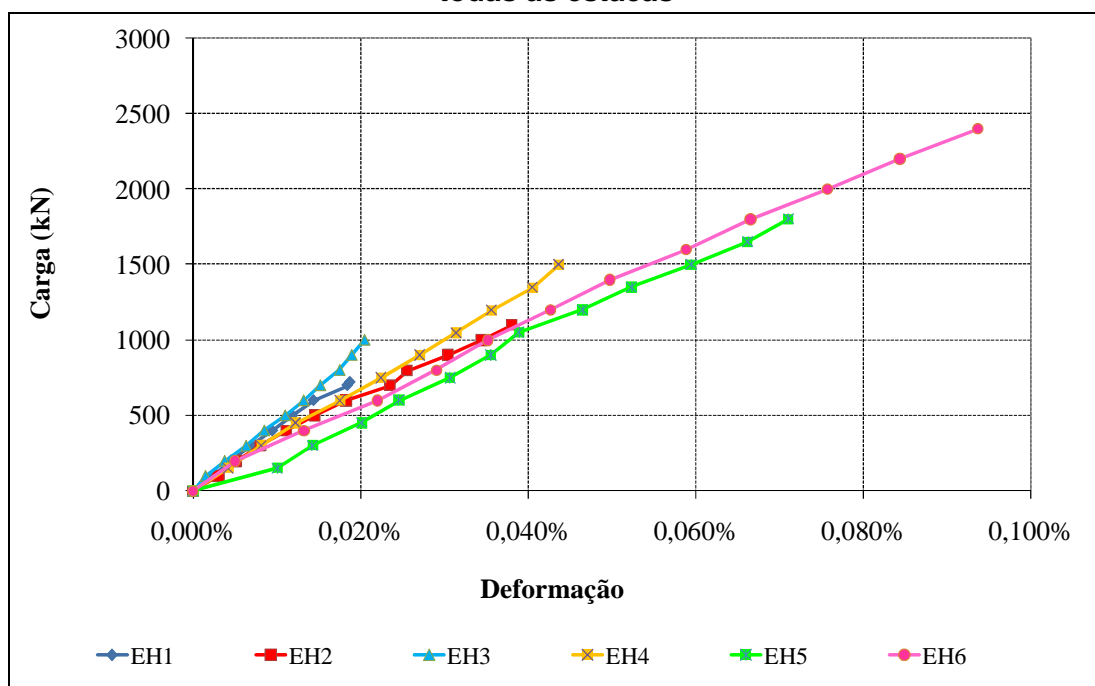
Estaca	E (GPa)
EH1	27,1
EH2	24,0
EH3	35,0
EH4	26,6
EH5	21,4
EH6	21,5

Com os resultados mostrados na Tabela 4.9, verifica-se que os módulos de elasticidade das estacas apresentam-se dentro da faixa de

20GPa a 30 GPa, indicada para estacas escavadas, com exceção para a estaca EH3. O valor, um pouco elevado, do módulo de elasticidade da estaca EH3 pode ser justificado pelo uso de cimento ARI (alta-resistência inicial) utilizado no concreto de execução dessa estaca e na calda de solidarização de sua instrumentação.

A Figura 4.8 apresenta, para cada estaca ensaiada, o resultado da instrumentação instalada na seção de referência situada próxima ao topo da estaca. Analisando-se o comportamento das curvas, verifica-se uma linearidade dos pontos formando uma reta, indicando o bom desempenho dos *strain-gages* instalados nesta seção para determinação do módulo de elasticidade.

Figura 4.8 – Resultado da instrumentação na seção de referência – todas as estacas



Analisando-se as Figuras 4.9 a 4.14, nas quais são apresentados, para cada estaca teste, os resultados das análises das instrumentações, observa-se o funcionamento satisfatório da instrumentação em todos os níveis.

Figura 4.9 – Análise das instrumentações – EH1

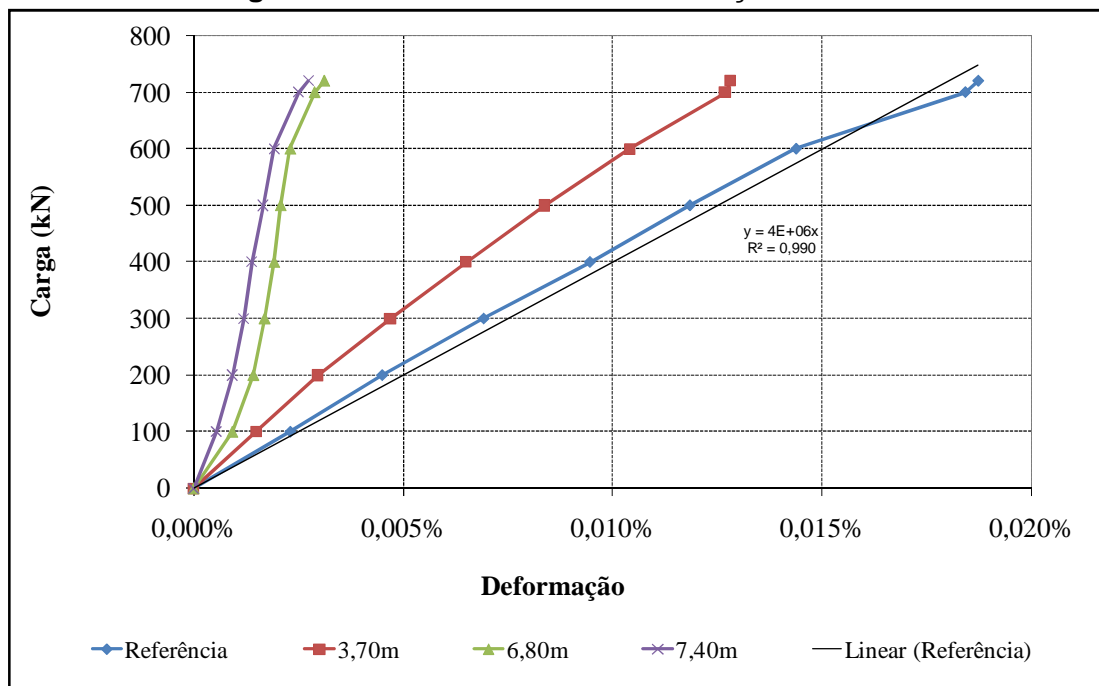


Figura 4.10 – Análise das instrumentações – EH2

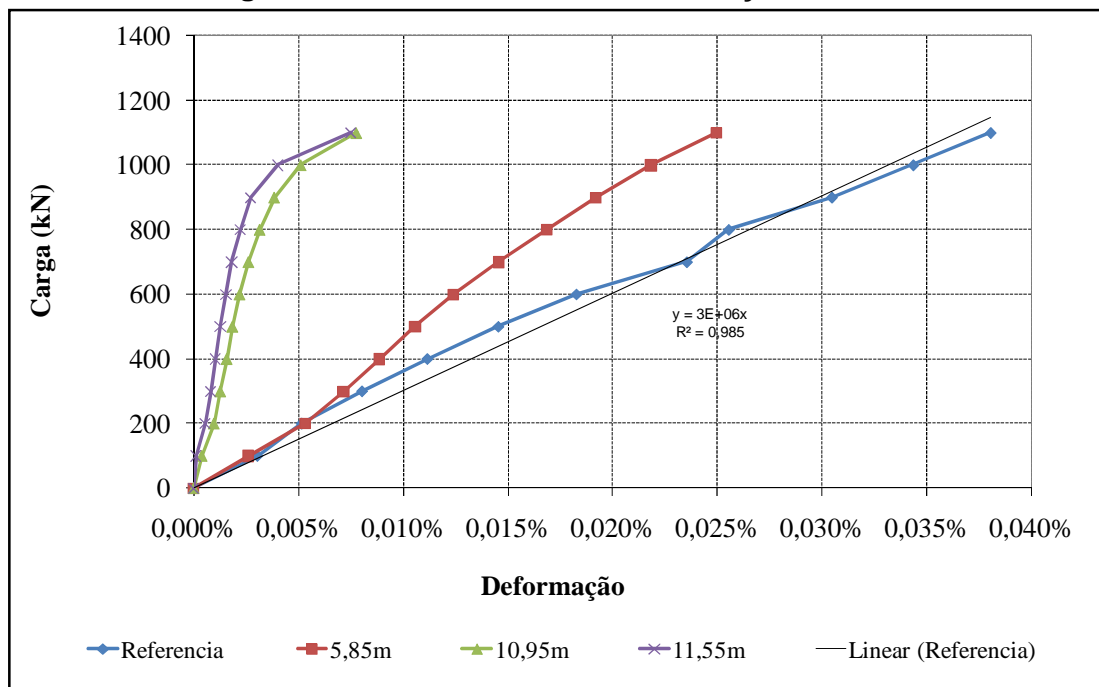


Figura 4.11 – Análise das instrumentações – EH3

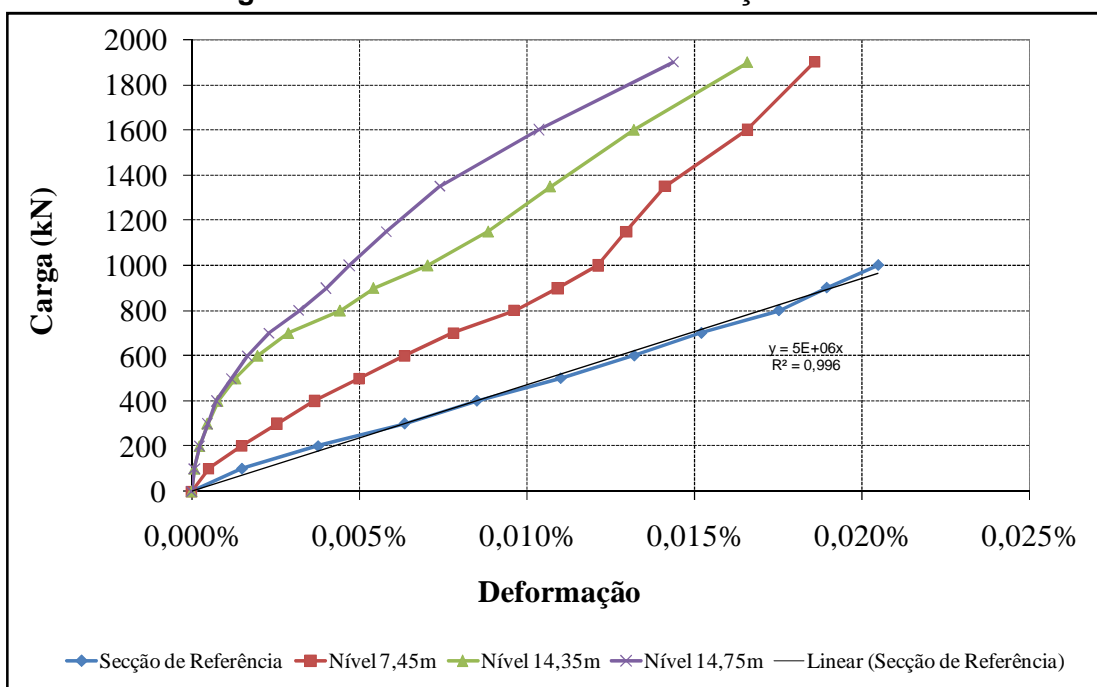


Figura 4.12 – Análise das instrumentações – EH4

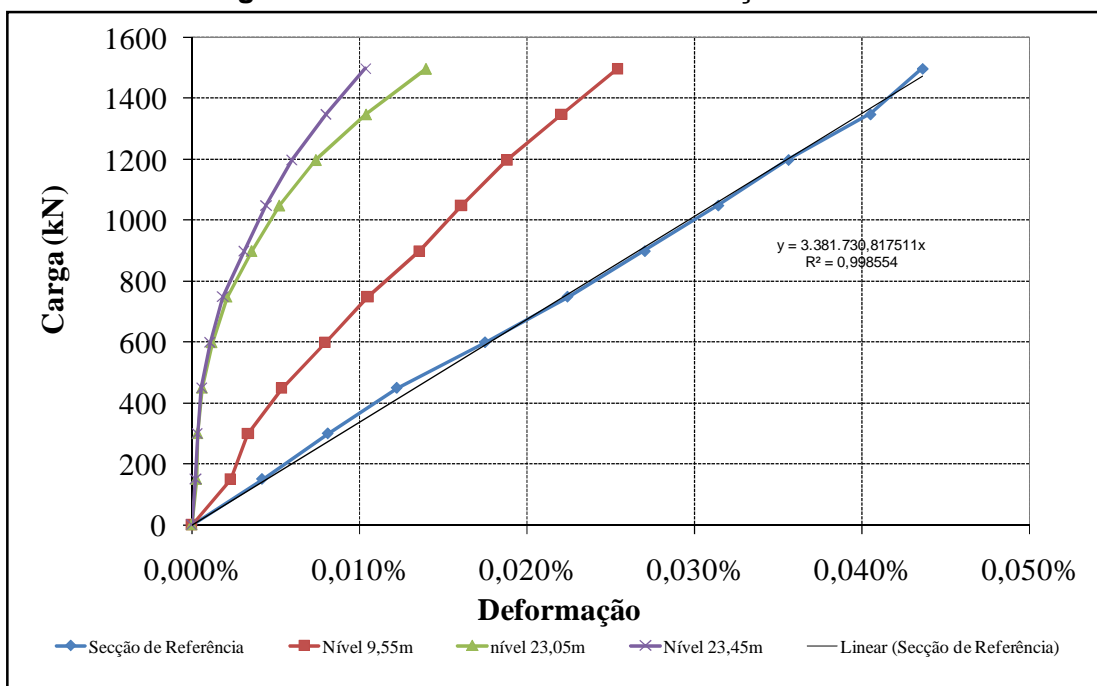


Figura 4.13 – Análise das instrumentações – EH5

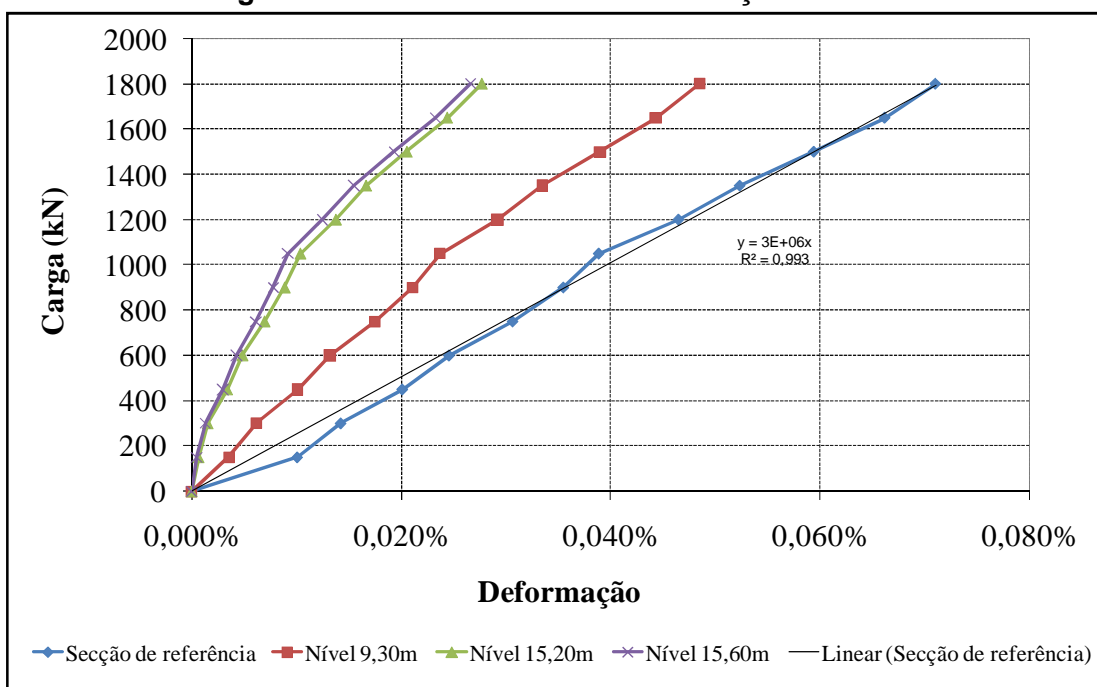
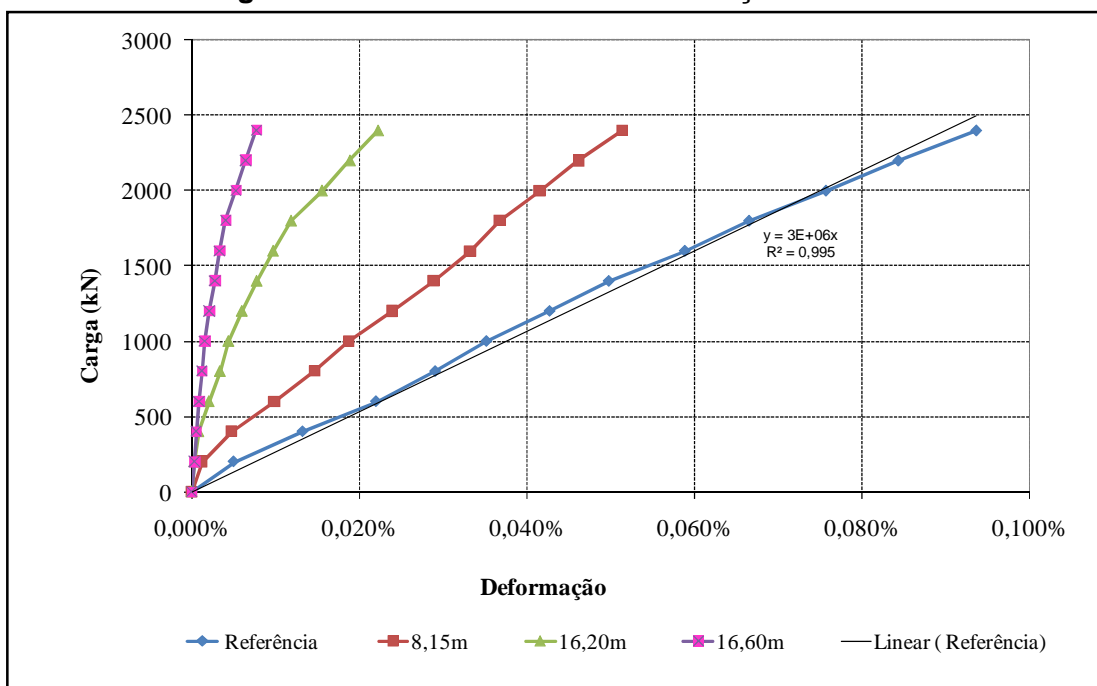


Figura 4.14 – Análise das instrumentações – EH6



4.2.2 Transferência de carga ao longo da profundidade

4.2.2.1 Estaca EH1

Na Tabela 4.10, apresentam-se os valores de carga em cada nível instrumentado bem como cargas e porcentagens de ponta. A carga de ponta foi obtida por extrapolação dos valores de carga dos dois níveis mais profundos. O gráfico de transferência de carga correspondente é apresentado na Figura 4.15.

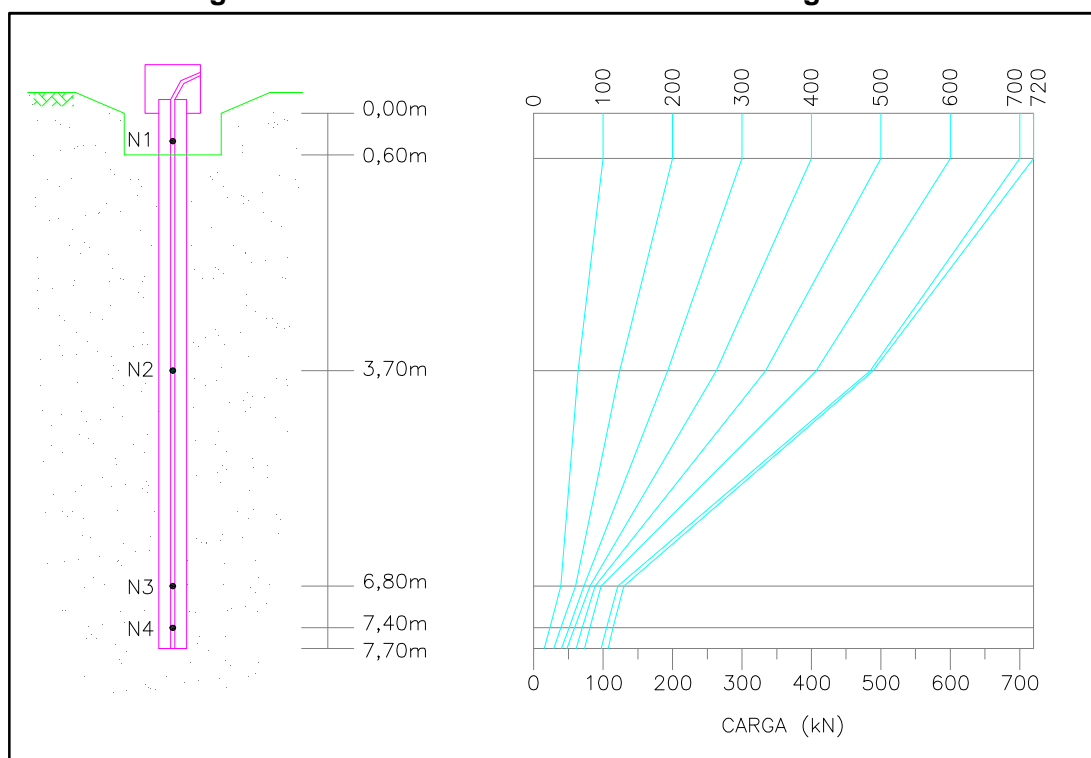
Tabela 4.10 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH1

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de Ponta
	3,7m	6,8m	7,4m	Ponta *	
0	0	0	0	0	0
100	64	39	23	15	14,9
200	124	60	39	29	14,4
300	193	72	51	40	13,4
400	263	81	59	48	11,9
500	334	88	70	61	12,2
600	407	97	81	73	12,2
700	485	121	105	97	13,9
720	489	130	114	107	14,8

* Valor extrapolado

Analisando-se a Tabela 4.10, verifica-se que a maior parte da carga aplicada no topo foi transferida para o solo por atrito lateral, correspondendo a um percentual de 85%. Esta estaca tem a ponta apoiada em solo de baixa resistência, o que explica uma pequena parcela de resistência de ponta. Observando-se o gráfico de transferência de carga da mesma estaca (Figura 4.15), percebe-se que, para os estágios de carregamento de 700kN e 720kN, ocorre uma tendência ao paralelismo das retas, indicando o esgotamento do atrito lateral. Salienta-se que o aumento da declividade da curva de transferência significa que mais carga está sendo transferida entre os dois pontos, e o contrário ocorre para a diminuição da declividade.

Figura 4.15 – Gráfico de transferência de carga – EH1



4.2.2.2 Estaca EH2

Na Tabela 4.11, apresentam-se os valores de carga em cada nível instrumentado bem como cargas e porcentagens de ponta. A carga de ponta foi obtida por extrapolação dos valores de carga dos dois níveis mais profundos. O gráfico de transferência de carga correspondente é apresentado na Figura 4.16.

Para a estaca EH2, verifica-se uma tendência ao paralelismo das retas de transferência de carga a partir do estágio 900kN (Figura 4.20), que fica nítida na carga de 1000kN. Analisando-se a Tabela 4.11, constata-se que a maior parte da carga aplicada no topo também foi absorvida pelo atrito lateral, sendo essa parcela da ordem de 78%. Atenção deve ser dada aos estágios de carga de 1000kN e 1100kN. No estágio de carga correspondente a 1000kN, o percentual na ponta era de 12% e, no estágio seguinte, correspondente a 1100kN, esse percentual subiu para 22,4%. O decréscimo na parcela de atrito lateral e o aumento da parcela de ponta

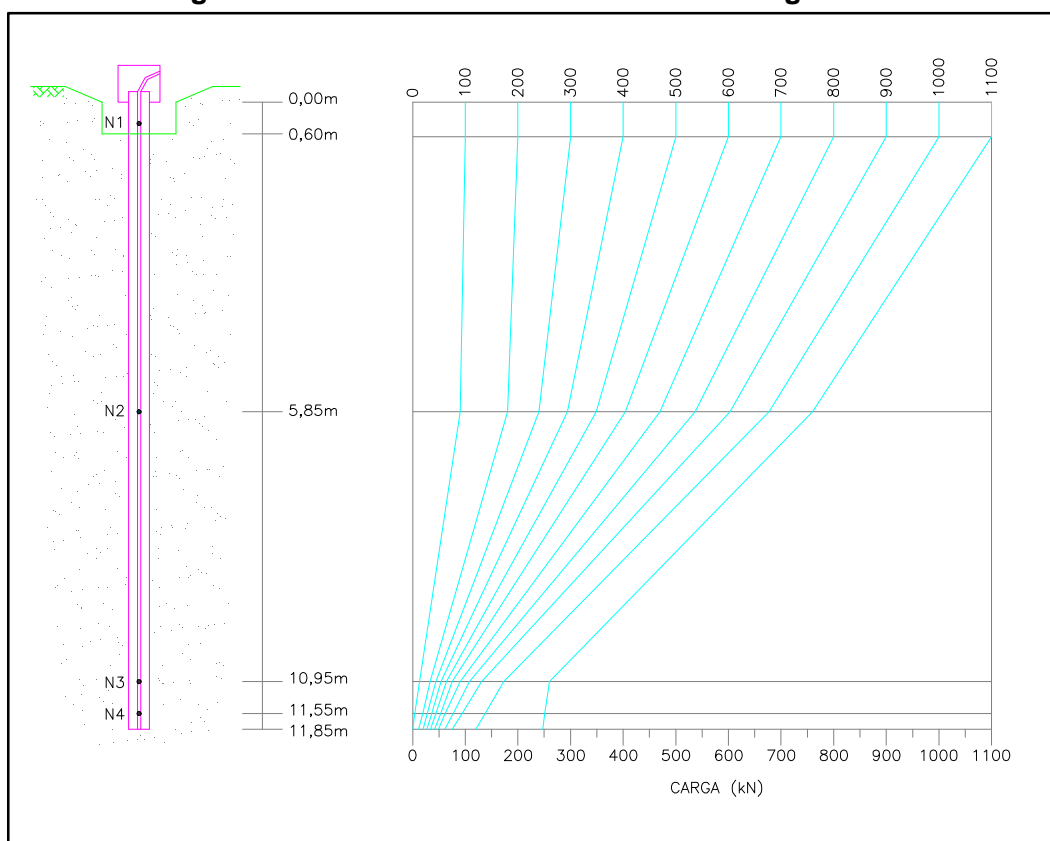
podem ser explicados por uma provável densificação do solo arenoso na região da ponta, após deslocamentos elevados, em torno de 30mm na carga de 1000kN, tornando o solo mais resistente e menos compressível

Tabela 4.11 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH2

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de Ponta
	5,85m	10,95m	11,55m	Ponta *	
0	0	0	0	0	0
100	90	13	4	0	0
200	180	33	19	11	5,7
300	240	44	28	20	6,7
400	294	54	36	27	6,7
500	349	64	44	34	6,8
600	404	75	53	42	7,0
700	470	90	62	49	6,9
800	537	108	77	61	7,6
900	603	131	94	75	8,3
1000	677	173	138	120	12,0
1100	760	260	251	247	22,4

* Valor extrapolado

Figura 4.16 – Gráfico de transferência de carga – EH2



4.2.2.3 Estaca EH3

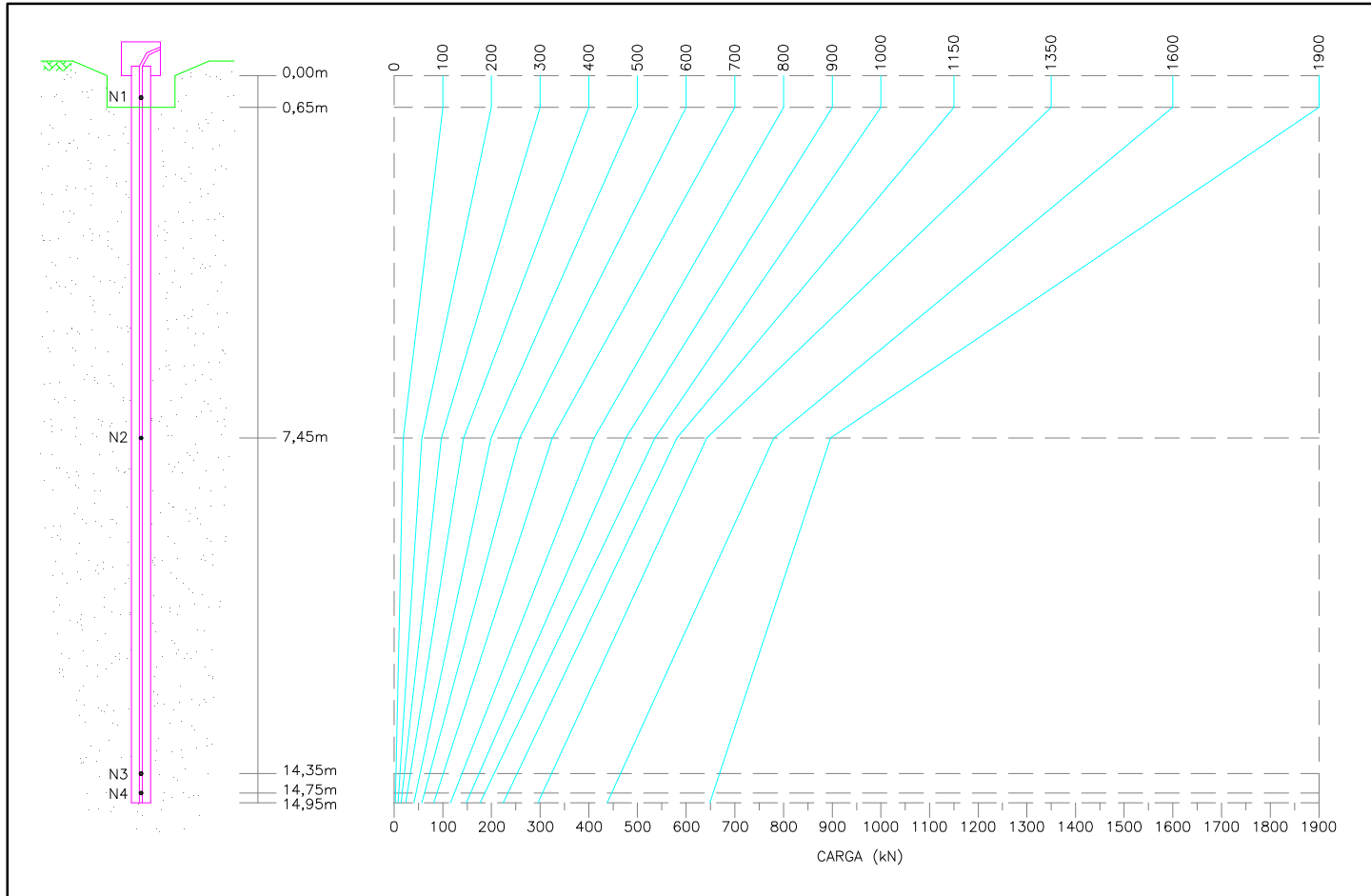
As análises da instrumentação da estaca EH3 estão apresentadas na Tabela 4.12 onde se verifica que 34% da carga máxima aplicada no topo foi resistida pela ponta. Salieta-se que esse percentual elevado foi obtido para pequenos deslocamentos, menos de 2% do diâmetro da estaca, embora a estaca tenha sido submetida a uma carga correspondente a 2,5 vezes a carga de trabalho na realização da prova de carga estática. A ponta desta estaca está embutida em solo resistente ($N_{SPT} > 50$). Observando-se o gráfico de transferência de carga desta estaca (Figura 4.17), verifica-se que não ocorre paralelismo das retas, nem mesmo para os últimos estágios de carregamento, indicando que não houve esgotamento do atrito lateral, o que é confirmado na Figura 4.29.

Tabela 4.12 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH3

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de Ponta
	7,45m	14,35m	14,75m	Ponta *	
0	0	0	0	0	0
100	19	4	3	3	0
200	57	12	9	8	4,0
300	97	22	17	15	5,0
400	143	34	27	24	6,0
500	199	54	45	41	8,2
600	258	73	62	57	9,5
700	325	101	88	82	11,7
800	411	140	124	116	14,5
900	476	175	157	148	16,4
1000	536	205	186	176	17,6
1150	581	253	234	225	19,6
1350	642	323	305	296	21,9
1600	780	465	447	438	27,4
1900	897	668	655	648	34,1

* Valor extrapolado

Figura 4.17 – Gráfico de transferência de carga – EH3



4.2.2.4 Estaca EH4

Na Tabela 4.13, apresentam-se os valores de carga em cada nível instrumentado bem como cargas e porcentagens de ponta. A carga de ponta foi obtida por extrapolação dos valores de carga dos dois níveis mais profundos. O gráfico de transferência de carga correspondente é apresentado na Figura 4.18.

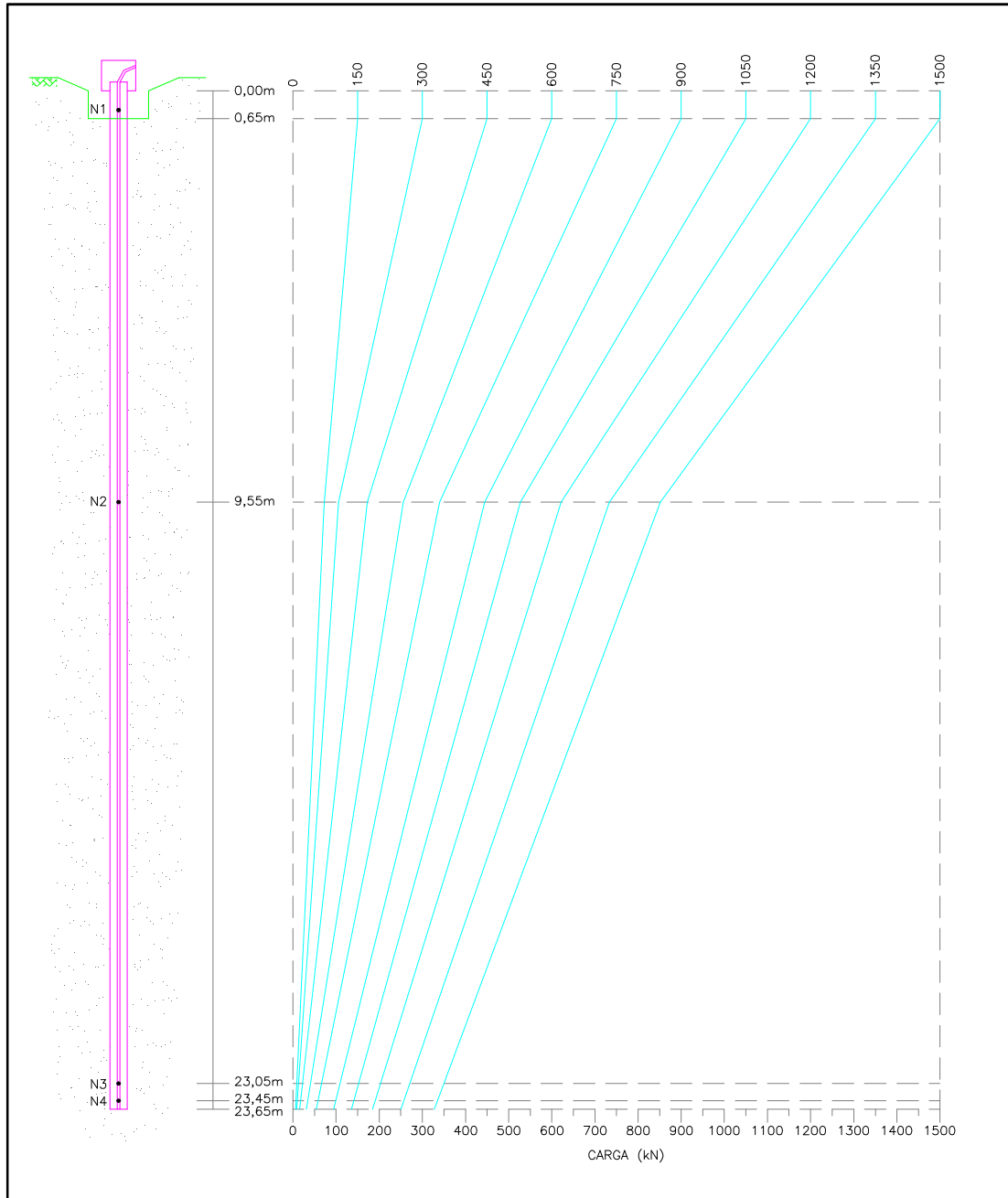
Tabela 4.13 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH4

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de Ponta
	9,55m	23,05m	23,45m	Ponta *	
0	0	0	0	0	0
150	73	9	7	5	3,3
300	106	13	10	9	3,0
450	172	22	18	16	3,5
600	256	40	34	31	5,2
750	340	66	58	54	7,2
900	444	109	99	94	10,4
1050	527	152	141	135	12,9
1200	622	203	191	185	15,4
1350	734	271	257	250	18,5
1500	852	350	335	328	21,9

* Valor extrapolado

Para a estaca EH4, analisando-se a Tabela 4.13, verifica-se que a maior parte da carga aplicada no topo foi transferida para o solo por atrito lateral, correspondendo a um percentual de 82%. Apesar de essa estaca ter a maior parte do seu fuste executada em solo argiloso, mole ($N_{SPT \text{ médio}}=5$) e ponta apoiada em solo de alteração de rocha (impenetrável ao trépano de lavagem da sondagem SPT), durante a concretagem da estaca, houve um sobreconsumo de concreto de 62%, levando-se a concluir que a estaca teve seu diâmetro nominal aumentado. A Figura 4.18 refere-se ao gráfico de transferência de carga desta estaca.

Figura 4.18 – Gráfico de transferência de carga – EH4



4.2.2.5 Estaca EH5

Na Tabela 4.14, apresentam-se os valores de carga em cada nível instrumentado bem como cargas e porcentagens de ponta. A carga de ponta foi obtida por extrapolação dos valores de carga dos dois níveis mais profundos. O gráfico de transferência de carga correspondente é apresentado na Figura 4.19.

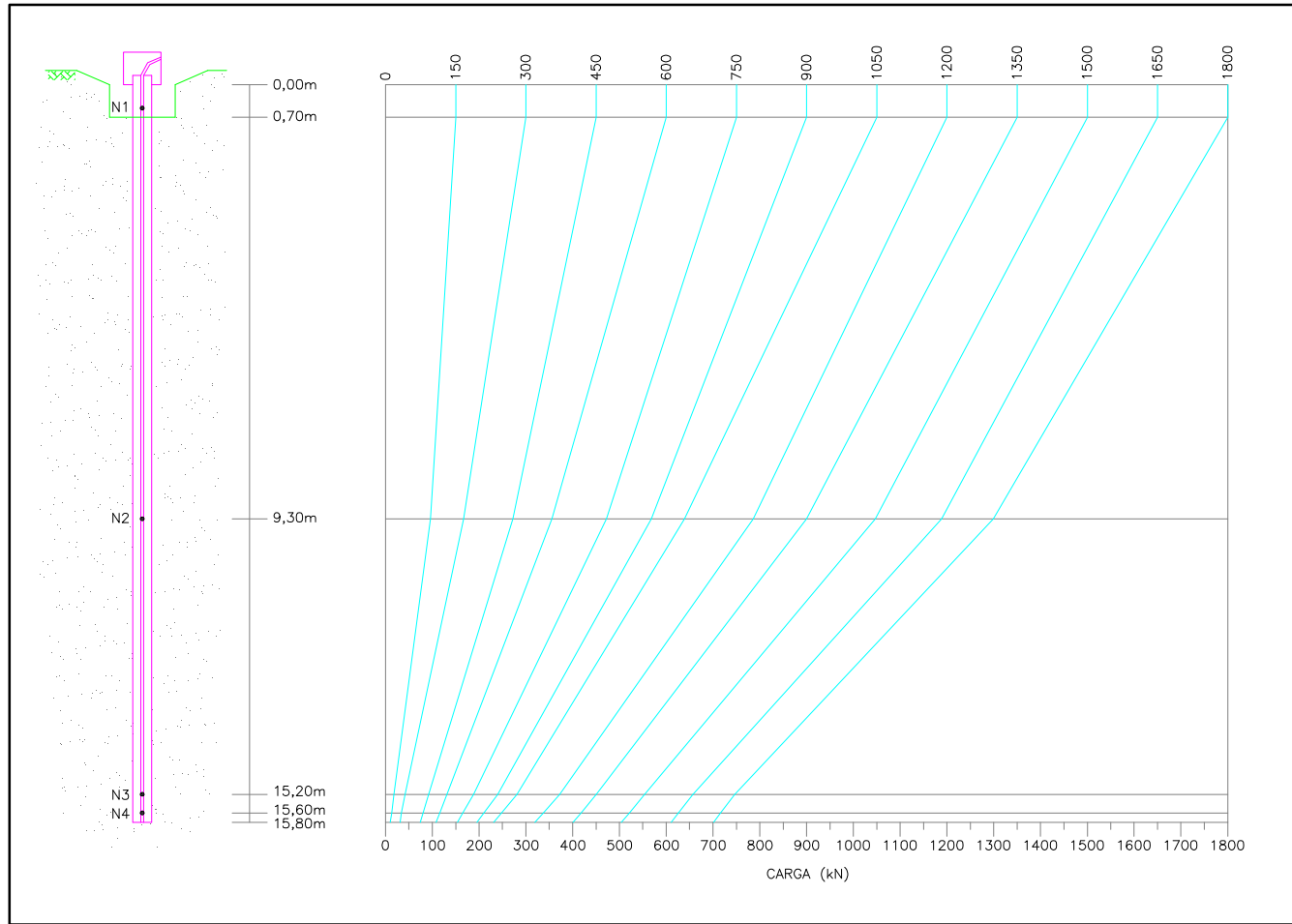
Tabela 4.14 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH5

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de Ponta
	9,30m	15,20m	15,60m	Ponta *	
0	0	0	0	0	0
150	96	18	13	10	0
300	167	42	34	31	10,2
450	272	92	80	74	16,5
600	356	131	116	108	18,0
750	472	188	165	154	20,5
900	568	240	210	195	21,7
1050	639	281	248	231	22,0
1200	786	372	337	319	26,6
1350	900	450	418	401	29,7
1500	1047	554	521	504	33,6
1650	1189	657	626	611	37,0
1800	1299	746	716	701	38,9

* Valor extrapolado

Com base na Tabela 4.14 e na Figura 4.19, observa-se a distribuição da carga em profundidade e a contribuição da parcela de ponta em 39% da carga máxima aplicada no topo. Analisando-se o gráfico de transferência de carga da mesma estaca (Figura 4.19), verifica-se que, para os últimos incrementos de carga, ocorre paralelismo dos segmentos de retas apenas no 2º trecho.

Figura 4.19 – Gráfico de transferência de carga – EH5



4.2.2.6 Estaca EH6

Na Tabela 4.15, foram registrados os valores de carga em cada nível instrumentado bem como as porcentagens de carga de ponta e, na Figura 4.20, o gráfico de transferência de carga correspondente.

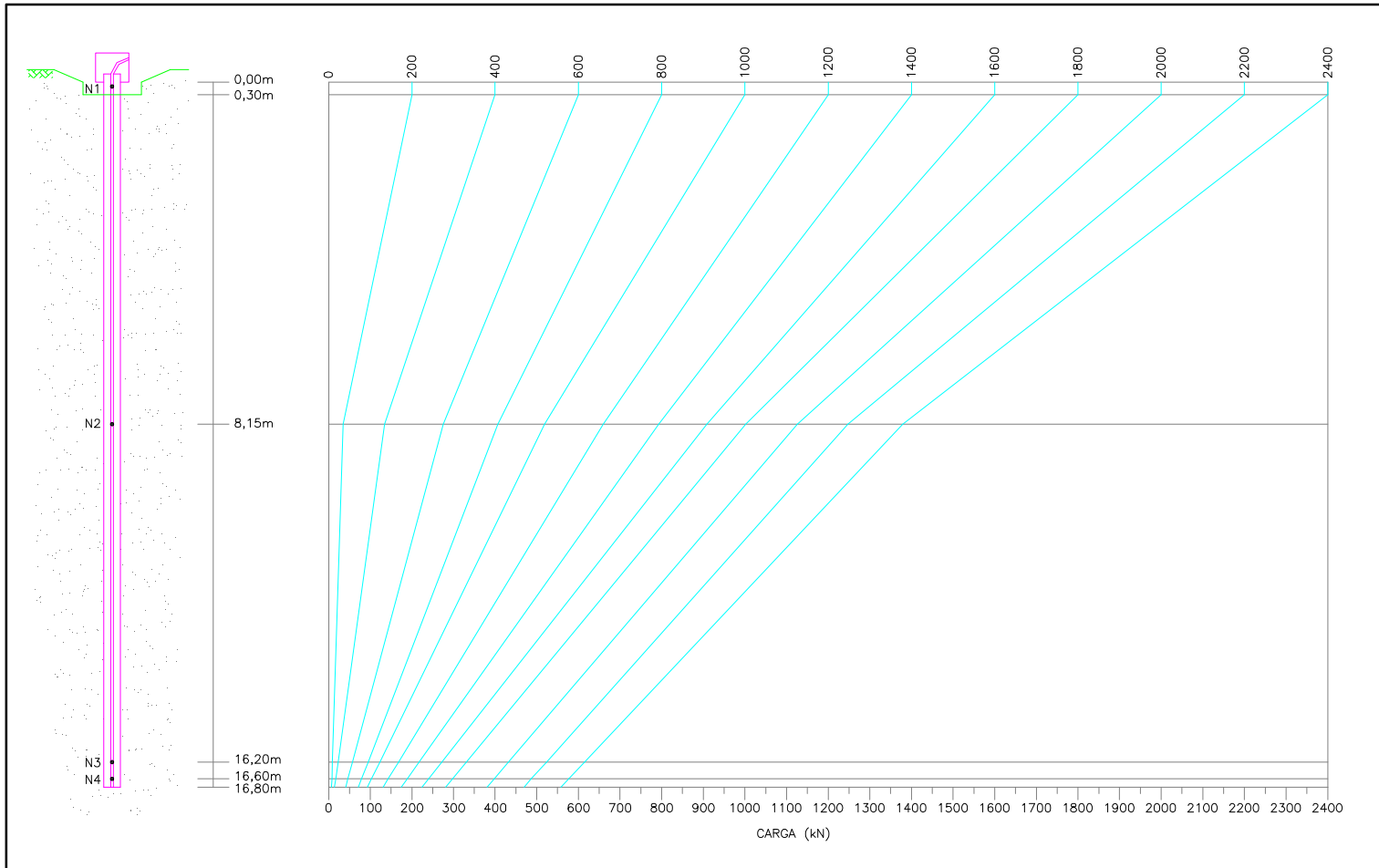
Tabela 4.15 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – EH6

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de Ponta
	8,15m	16,20m	16,60m	Ponta *	
0	0	0	0	0	0
200	35	9	8	7	0
400	134	23	17	14	3,6
600	276	57	46	41	6,8
800	407	95	79	71	8,9
1000	519	123	103	93	9,3
1200	660	168	143	131	10,9
1400	793	217	189	174	12,5
1600	909	272	240	224	14,0
1800	1002	331	298	281	15,6
2000	1126	432	398	381	19,0
2200	1247	524	487	470	21,3
2400	1379	615	577	558	23,2

* Valor extrapolado

Analisando-se a Tabela 4.15, verifica-se que a maior parte da carga aplicada no topo foi transferida para o solo por atrito lateral, correspondendo a um percentual de 77%. Observando-se o gráfico de transferência de carga da mesma estaca (Figura 4.20), constata-se que, para os dois estágios finais de carregamento, ocorre tendência ao paralelismo dos segmentos de retas, indicando provável esgotamento do atrito lateral

Figura 4.20 – Gráfico de transferência de carga – EH6



4.2.2.7 Análise de todas as estacas

A Tabela 4.16 apresenta resumo dos percentuais de atrito e ponta para todas as estacas teste.

Tabela 4.16 – Percentuais de atrito e ponta para todas as estacas teste

Estaca	Carga máxima (PC)				Carga de trabalho		
	Valor (kN)	P_{max}/P_{trab}	% Atrito	% Ponta	Valor (kN)	% Atrito	% Ponta
EH1	720	0,96	85,2	14,8	750	---	---
EH2	1100	1,47	77,6	22,4		92,7	7,3
EH3	1900	2,53	65,9	34,1		86,9	13,1
EH4	1500	2,00	78,1	21,9		92,8	7,2
EH5	1800	2,40	61,1	38,9		79,5	20,5
EH6	2400	3,20	76,8	23,2		91,5	8,5

Em todas as provas de carga analisadas, a ponta da estaca começou a ser mobilizada desde os primeiros estágios de carregamento

Os valores percentuais (85% e 78%) obtidos para o atrito lateral na ruptura das duas primeiras estacas teste, EH1 e EH2, respectivamente, confirmam a faixa de valores (80% e 85%) obtidos por Evers *et al.* (2003) em perfil de solos arenosos com camadas de argila mole.

Na carga de trabalho, com exceção da estaca EH1, as demais estacas desta pesquisa apresentaram percentual de ponta variando de 7% a 20%. Esses percentuais estão dentro da faixa de valores usada por projetista de fundações conforme resultado de pesquisa em âmbito nacional apresentada por Polido (2013). Entretanto, a autora destaca que este percentual pode ser influenciado pela resistência do solo encontrado ao nível da ponta.

4.2.3 Atrito lateral unitário entre dois trechos consecutivos

Nas Figuras 4.21 a 4.26, são apresentados os valores da distribuição do atrito lateral unitário para cada estaca. Os dois trechos consecutivos apresentados correspondem a:

a) 1º trecho: fundo da escavação da seção de referência até o N2;

b) 2º trecho: N2 até a ponta da estaca.

Os valores de atrito lateral unitário máximo, para as máximas cargas obtidas nas provas de carga de cada estaca, são apresentados na Tabela 4.17.

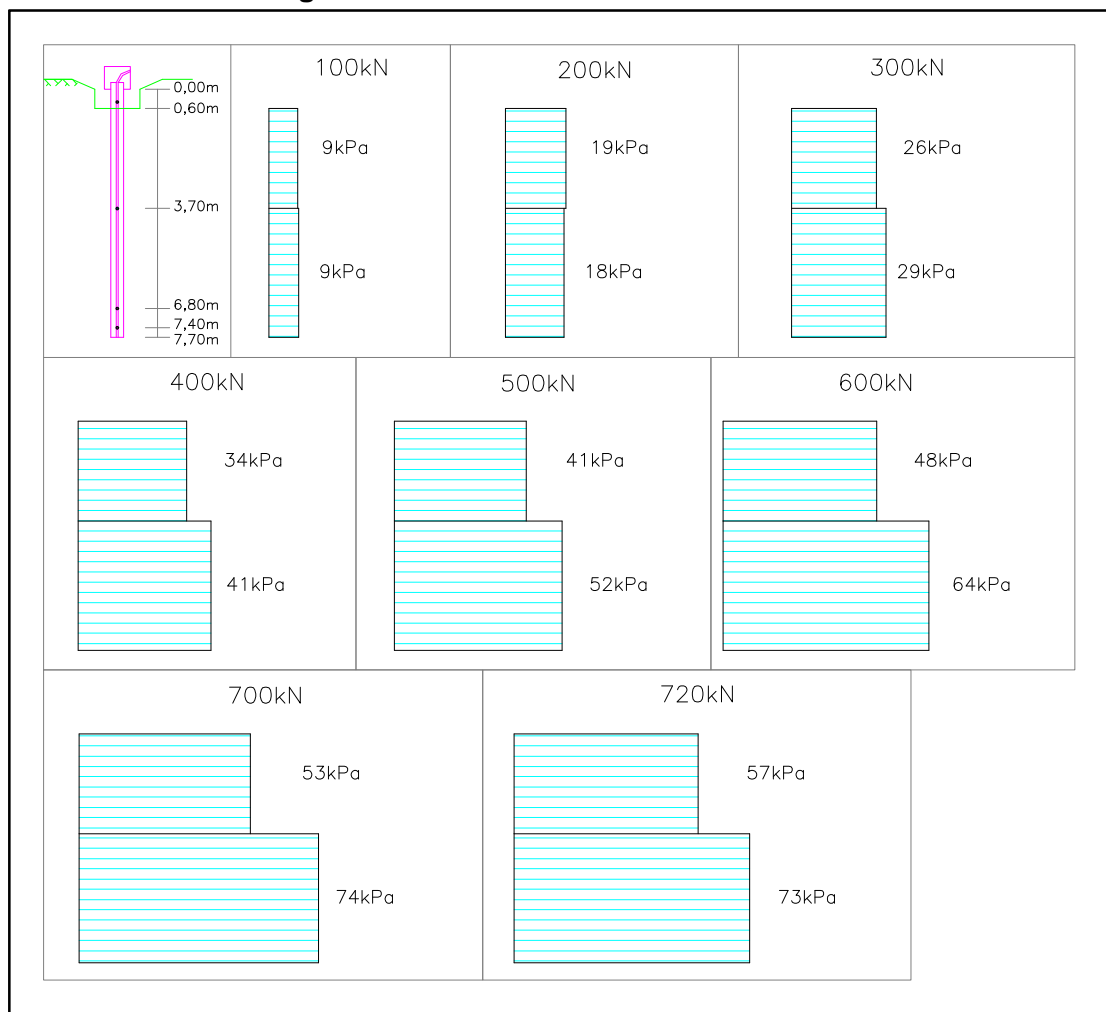
Tabela 4.17 – Valores de atrito lateral unitário máximo

Estaca	Trecho	Atrito lateral unitário máximo (kPa)
EH1	0,60 – 3,70m	57
	3,70 – 7,70m	73
EH2	0,60 – 5,85m	49
	5,85 – 11,85m	65
EH3	0,65 – 7,45m	117
	7,45 – 14,95m	26
EH4	0,65 – 9,55m	58
	9,55 – 23,65m	30
EH5	0,70 – 9,30m	46
	9,30 – 15,80m	73
EH6	0,30 – 8,15m	104
	8,15 – 16,80m	76

4.2.3.1 Estaca EH1

Analisando-se a Figura 4.21, verifica-se, para as cargas máximas de ensaio, como era esperado, que o atrito lateral unitário do segundo trecho, 73kPa, foi maior que no primeiro trecho, 57kPa, visto que o solo da segunda camada tem maior resistência.

Figura 4.21 – Atrito lateral unitário – EH1



4.2.3.2 Estaca EH2

Observa-se, na Figura 4.22, que o valor de atrito lateral unitário obtido para o primeiro trecho foi menor que no segundo trecho. O solo, no segundo trecho, embora tenha menor resistência, é constituído de areia argilosa, e o aumento de atrito pode ser explicado com um provável aumento da seção da estaca nesse solo. Pode-se supor, ainda, que, durante a execução da estaca no trecho 1, a diminuição da velocidade do trado para perfurar a areia concrecionada provocou um desconfinamento lateral próximo ao fuste, reduzindo o atrito nesse trecho.

4.2.3.3 Estaca EH3

Analisando-se a Figura 4.23 e a Tabela 4.18, na carga máxima de ensaio, o valor de atrito lateral unitário obtido para o primeiro trecho, 117kPa, foi maior que no segundo trecho, 26kPa, o que não era esperado, visto que o solo do primeiro trecho tem menor resistência. Cabe ressaltar que o desempenho da EHC sofre influência de vários fatores, destacando-se os procedimentos adotados durante a escavação e concretagem além das condições de subsolo. Nesse sentido, pode-se supor um provável aumento da seção da estaca no 1º trecho, ao se analisar os dados do monitoramento no Anexo B.

4.2.3.4 Estaca EH4

Observa-se na Figura 4.24 que, na carga máxima de ensaio, o valor de atrito lateral unitário obtido para o primeiro trecho, 58kPa, foi maior que no segundo trecho, 30kPa, como era esperado, pois o solo, nesse trecho, apresenta menor resistência. Nota-se, também, um provável aumento da seção da estaca no 1º trecho ao se analisar os dados do monitoramento no Anexo B.

Figura 4.22 – Atrito lateral unitário – EH2

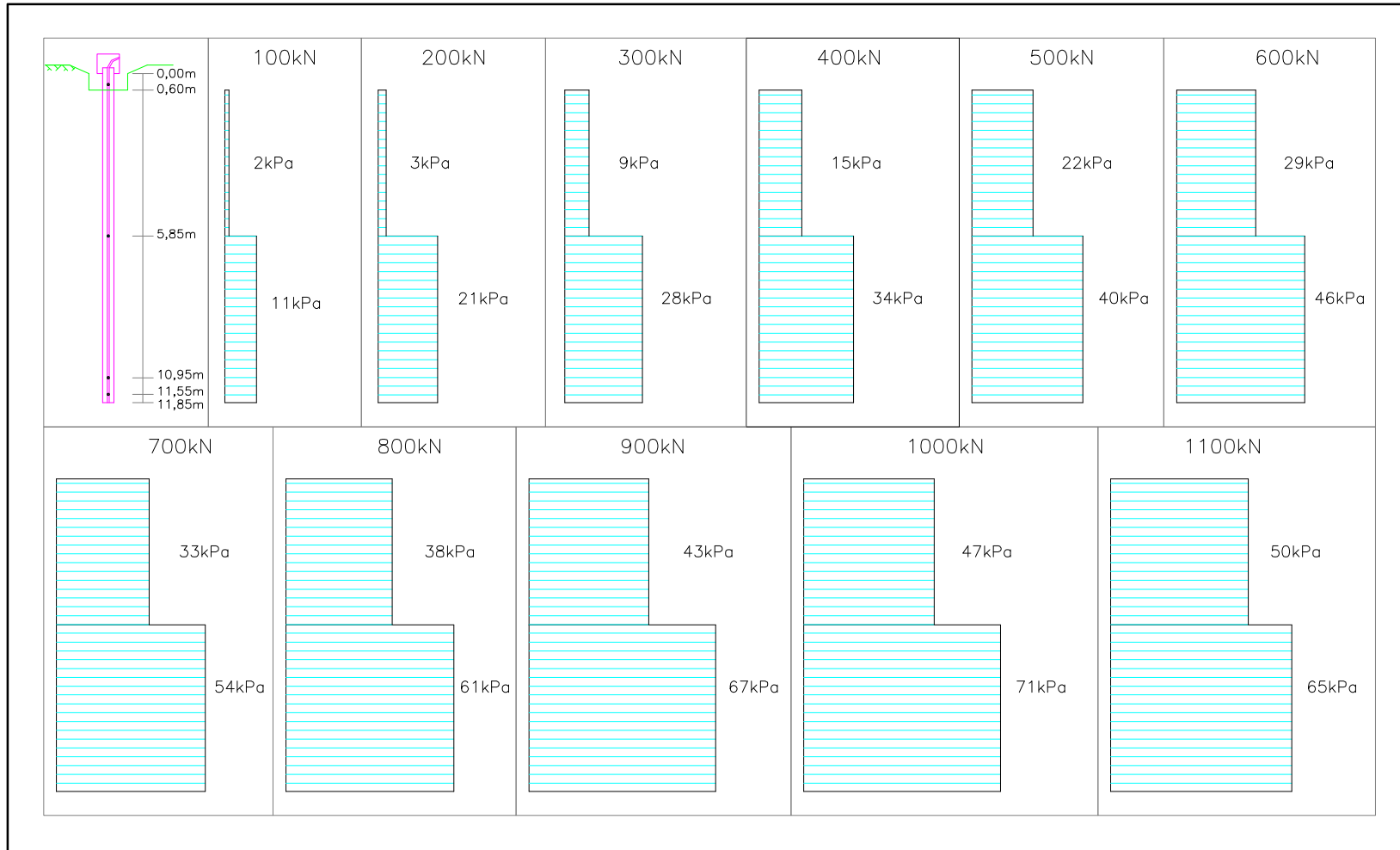


Figura 4.23 — Atrito lateral unitário – EH3

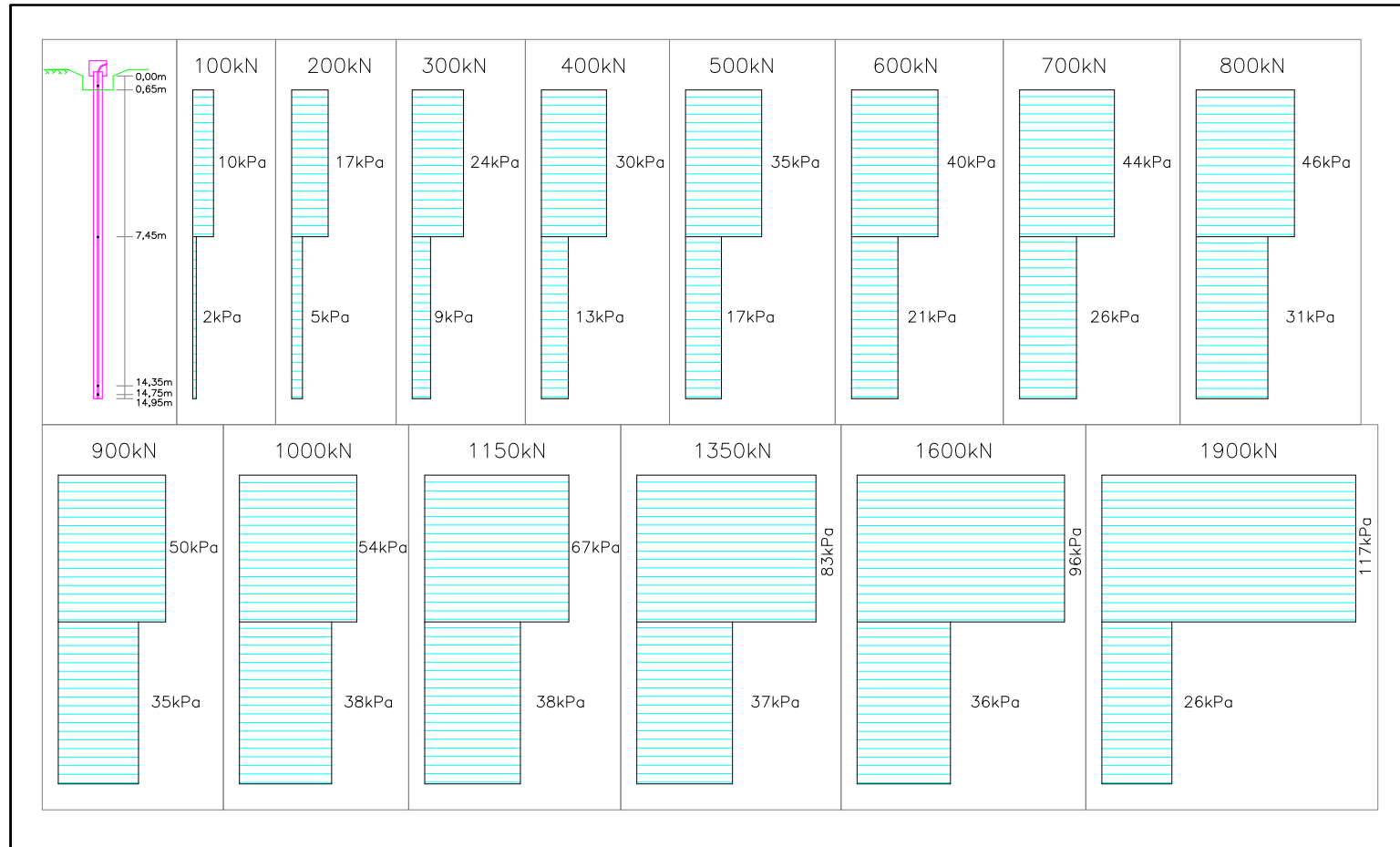


Figura 4.24 – Atrito lateral unitário – EH4 (continua...)

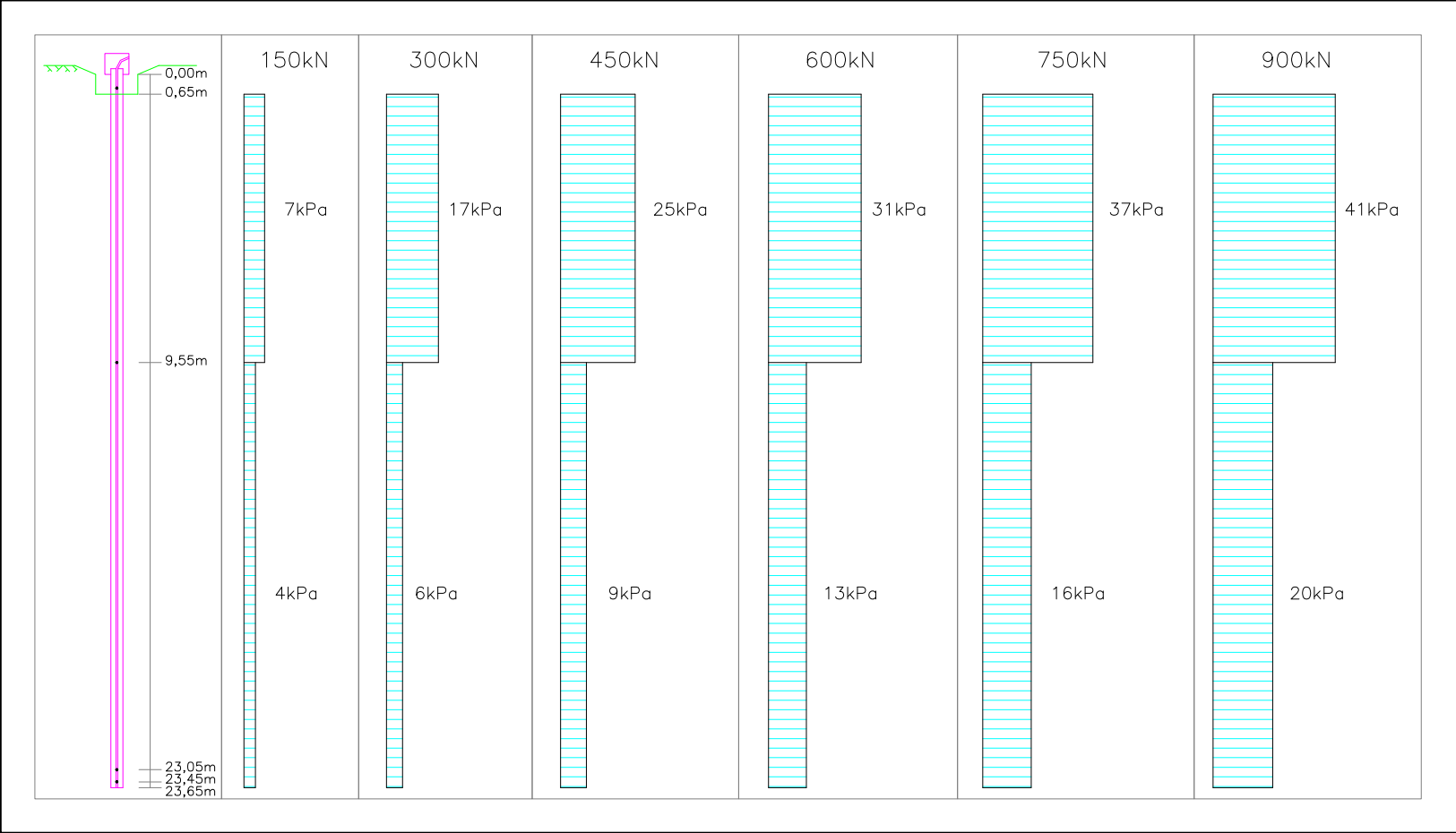
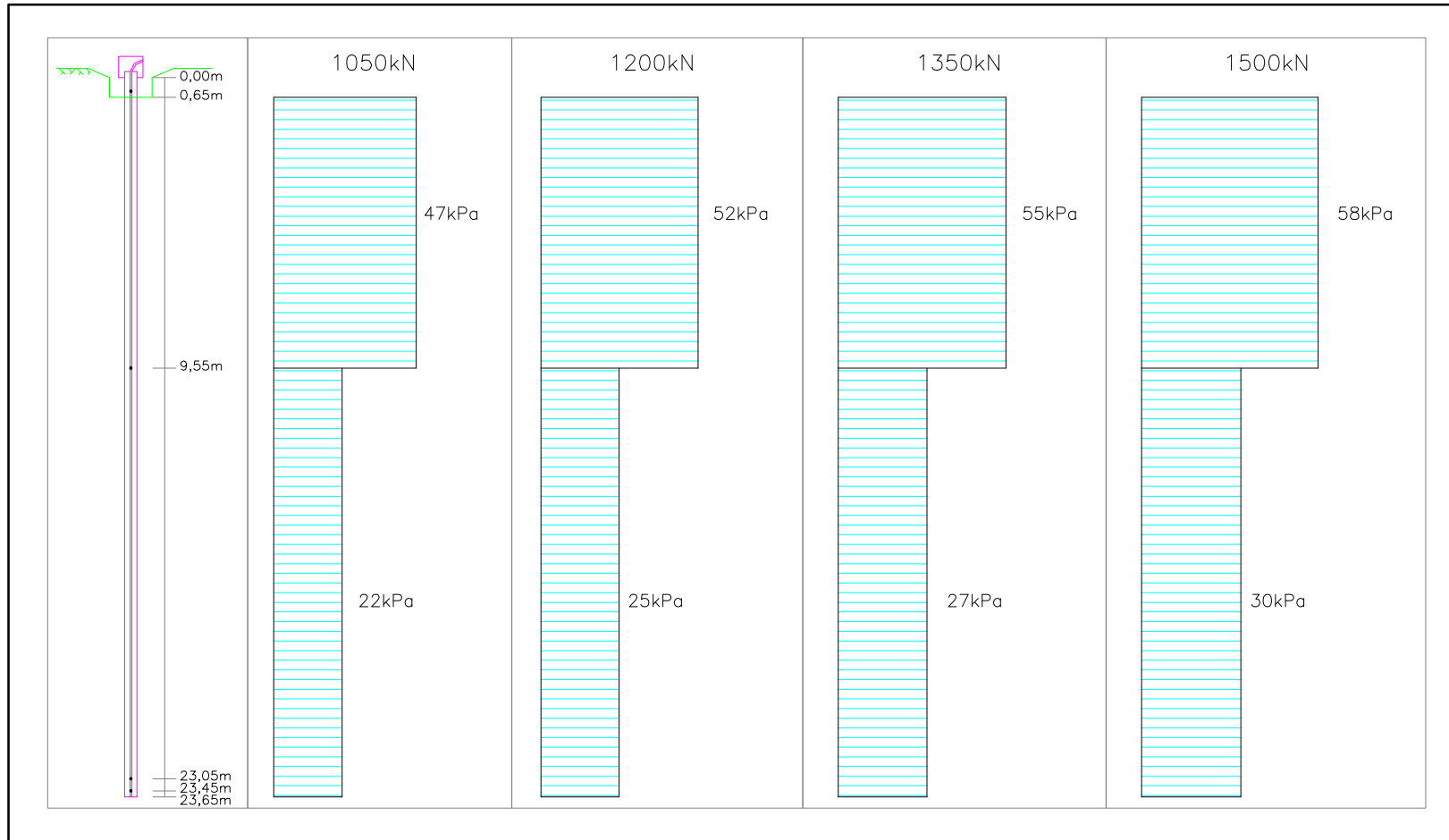


Figura 4.24 – Atrito lateral unitário – EH4 (...conclusão)



4.2.3.5 Estaca EH5

Analisando a Figura 4.25, verifica-se, para as cargas máximas de ensaio, que o atrito lateral unitário do segundo trecho, 73kPa, foi maior que no primeiro trecho, 46kPa.

4.2.3.6 Estaca EH6

Analisando a Figura 4.25, pode-se constatar, para as cargas máximas de ensaio, que o atrito lateral unitário do primeiro trecho, 104kPa, foi maior que no segundo trecho, 76kPa. Ao se analisar os dados do monitoramento no Anexo B, pode-se supor provável aumento da seção da estaca na profundidade de 0-4m, no 1º trecho.

Figura 4.25 – Atrito lateral unitário – EH5

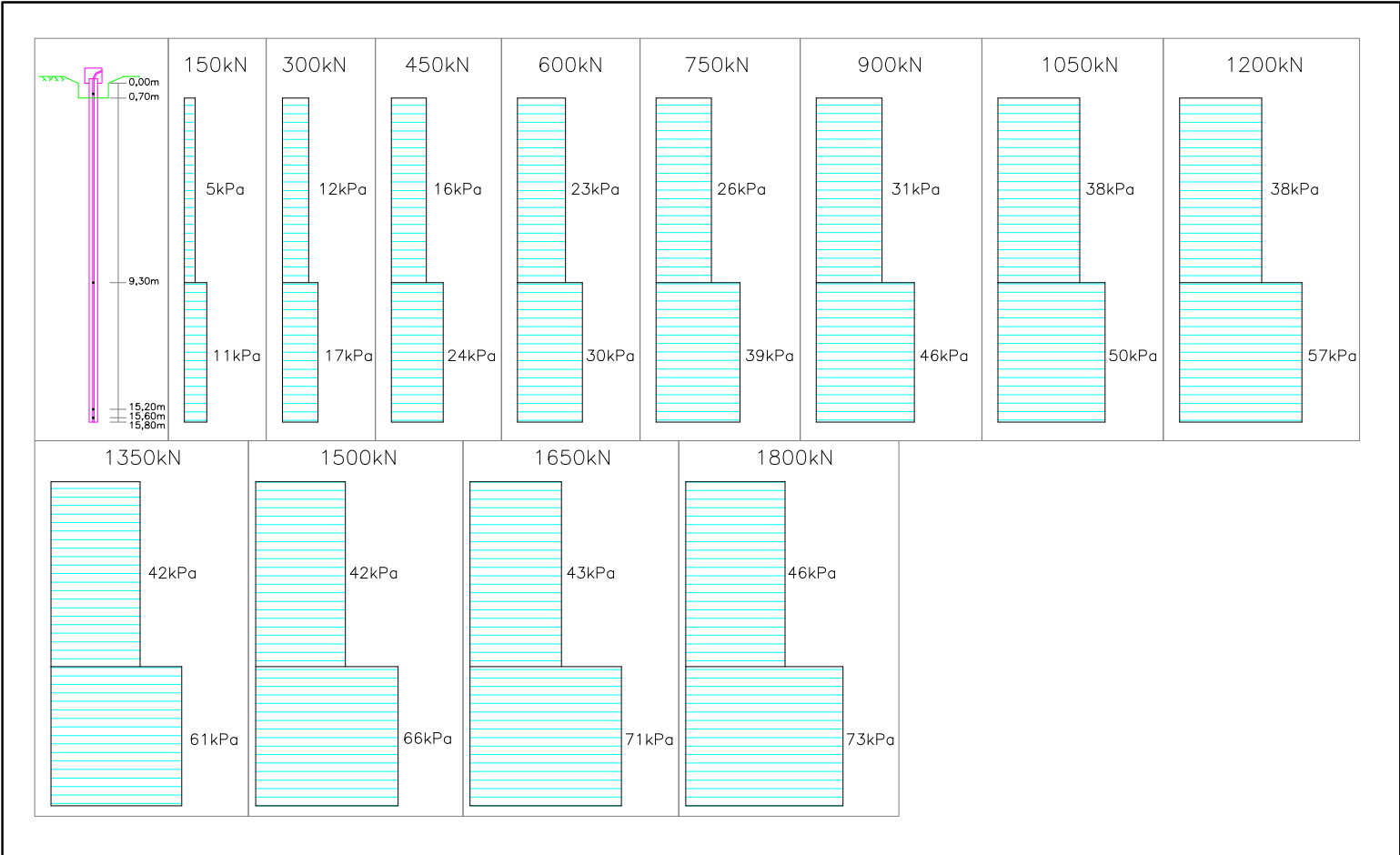
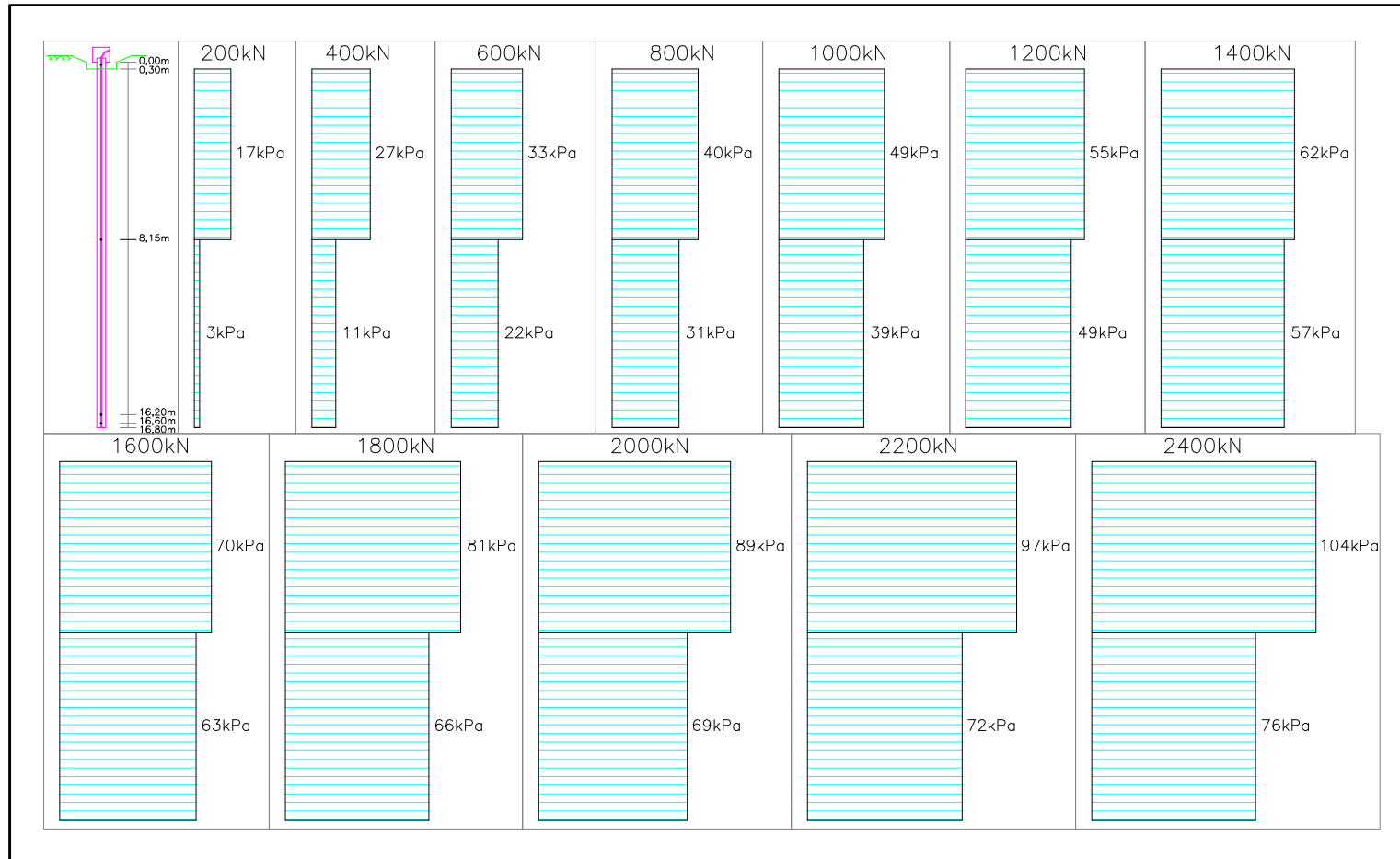


Figura 4.26 – Atrito lateral unitário – EH6

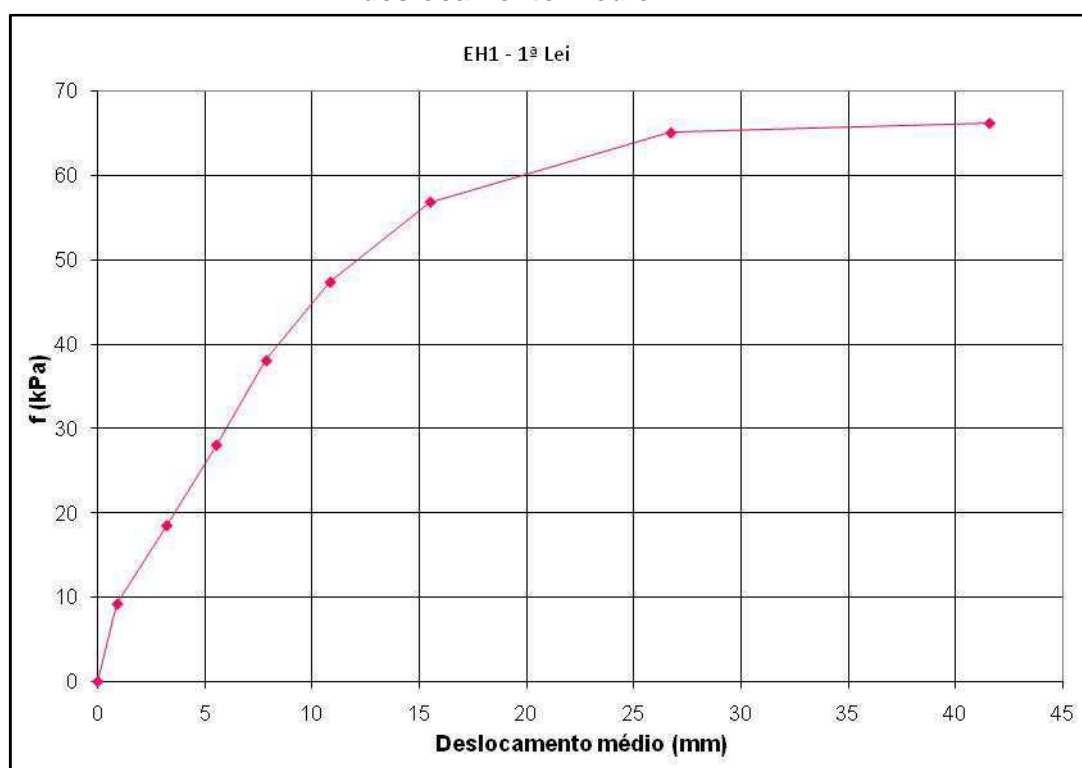


4.2.4 Atrito lateral unitário médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste

4.2.4.1 Estaca EH1

Para a estaca EH1 (Figura 4.27), o valor de atrito lateral unitário médio, obtido na prova de carga, foi de 66kPa, e o esgotamento do atrito lateral ocorreu com valor da ordem de 26,7mm correspondendo a cerca de 6,6% do diâmetro da estaca.

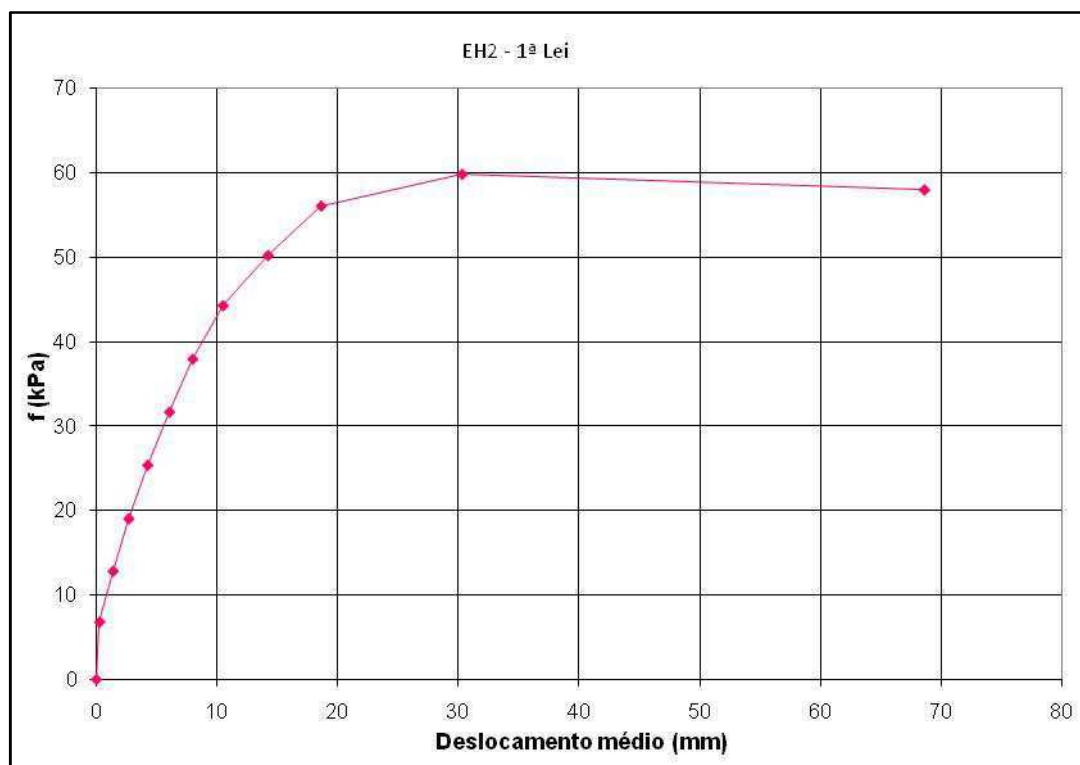
Figura 4.27 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH1



4.2.4.2 Estaca EH2

A estaca EH2 (Figura 4.28) apresentou valor de atrito lateral unitário médio de 60kPa na prova de carga e o deslocamento para seu esgotamento foi de 30,3mm correspondendo a 7,5% D.

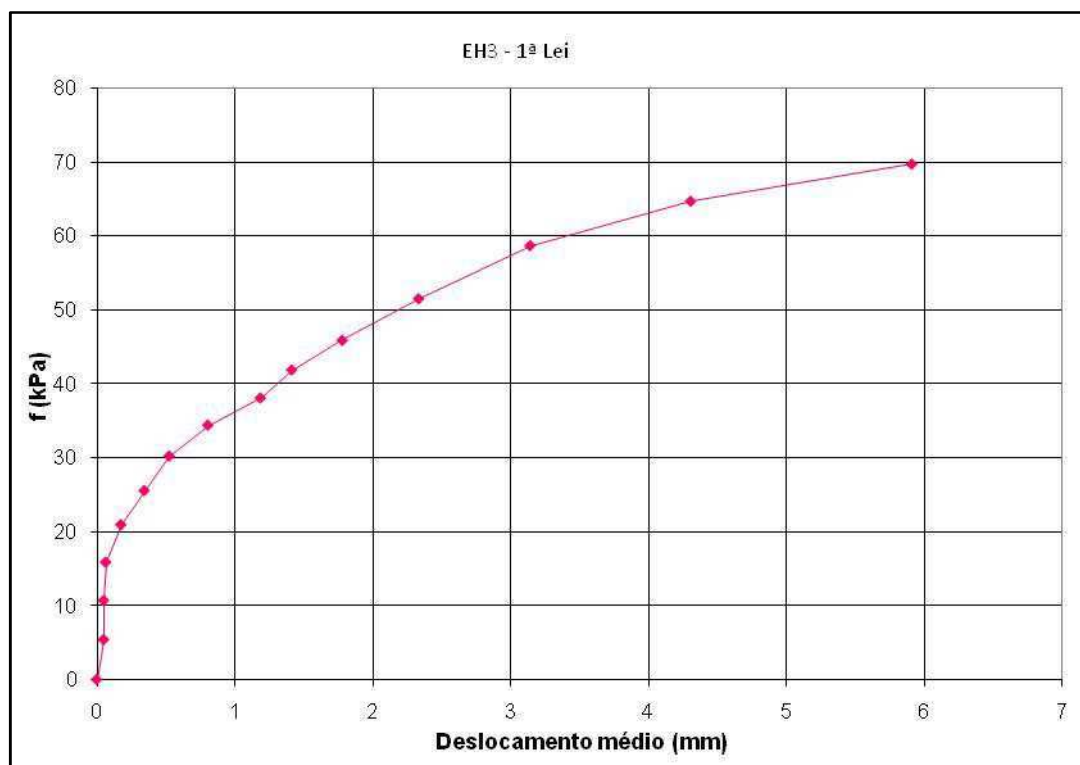
Figura 4.28 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH2



4.2.4.3 Estaca EH3

Para a estaca EH3, não foi obtido deslocamento suficiente para saturação da parcela de resistência por atrito. Observa-se, na Figura 4.29, a mobilização progressiva da resistência por atrito, crescente com o aumento da carga. Isso significa que a prova de carga deveria ser conduzida a maiores deslocamentos para se esgotar o atrito lateral. Na carga máxima da prova de carga, obteve-se atrito lateral unitário médio de 70kPa com deslocamento de 5,91mm correspondendo a 1,5% do diâmetro da estaca.

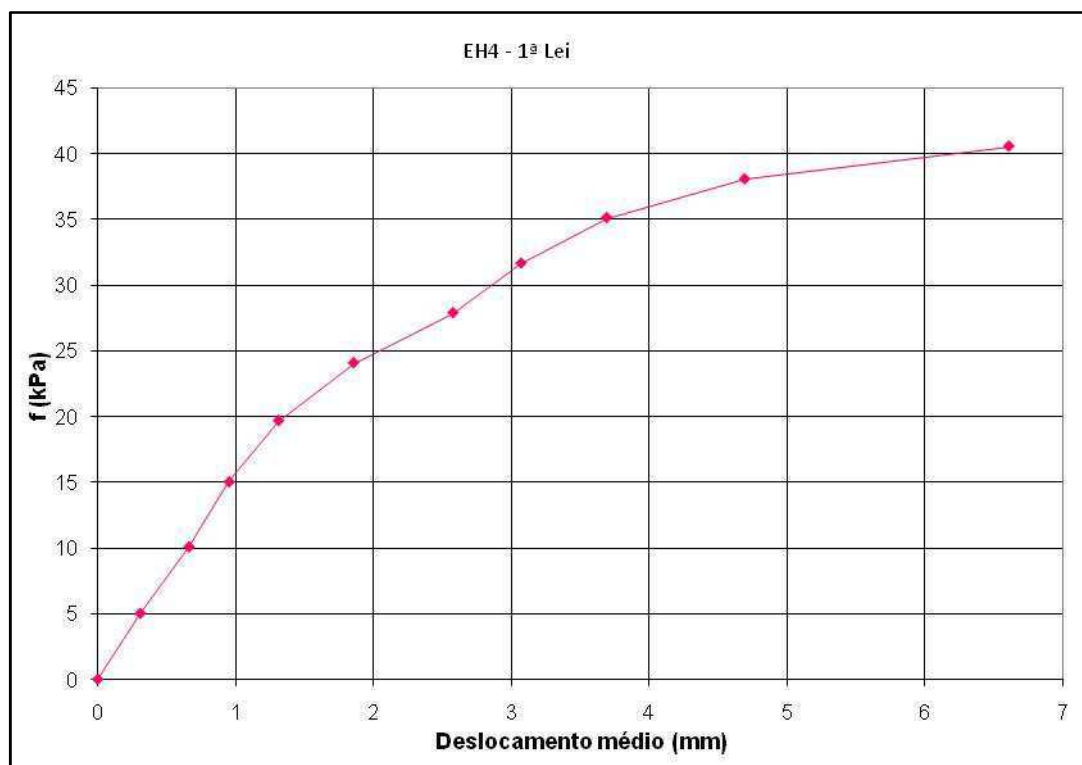
Figura 4.29 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH3



4.2.4.4 Estaca EH4

Para a estaca EH4, não foi obtido deslocamento suficiente para saturação da parcela de resistência por atrito. Observa-se, na Figura 4.30, a mobilização progressiva da resistência por atrito, crescente com o aumento da carga. Isso significa que, a prova de carga deveria ser conduzida a maiores deslocamentos para se esgotar o atrito lateral. Na carga máxima da prova de carga, obteve-se atrito lateral unitário médio de 40,5kPa com deslocamento de 6,61mm correspondendo a 1,7% do diâmetro da estaca.

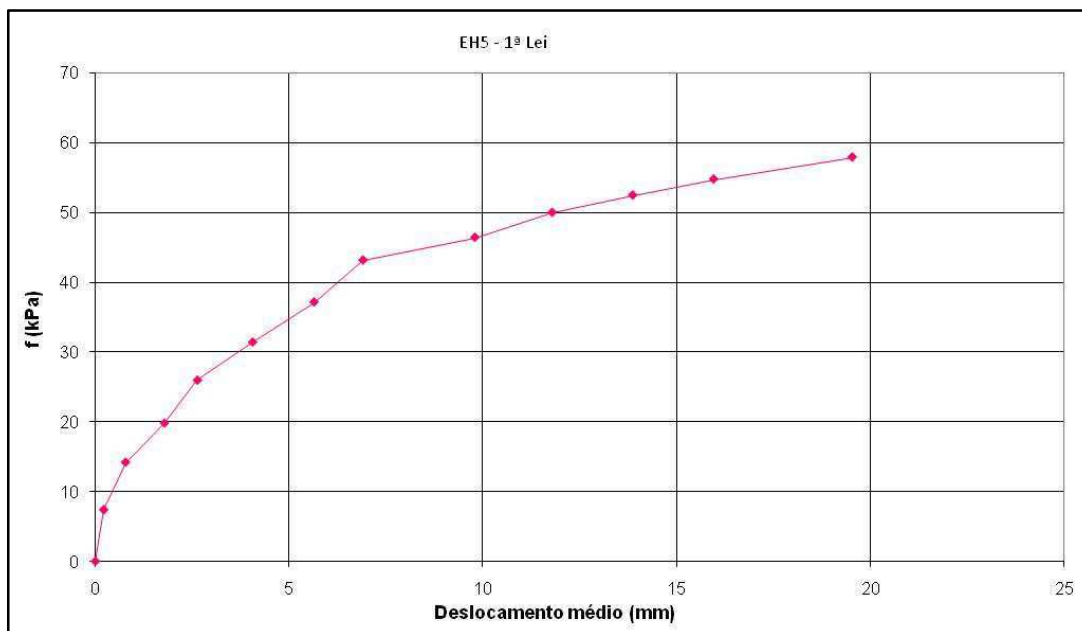
Figura 4.30 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH4



4.2.4.5 Estaca EH5

Para a estaca EH5, observa-se, na Figura 4.31, o aumento progressivo do atrito lateral unitário, crescente com o aumento da carga, não havendo esgotamento dessa parcela de resistência. O máximo valor de atrito lateral unitário médio, 58kPa, foi obtido com deslocamento médio de 19,5mm, correspondente a 4,9% do diâmetro da estaca.

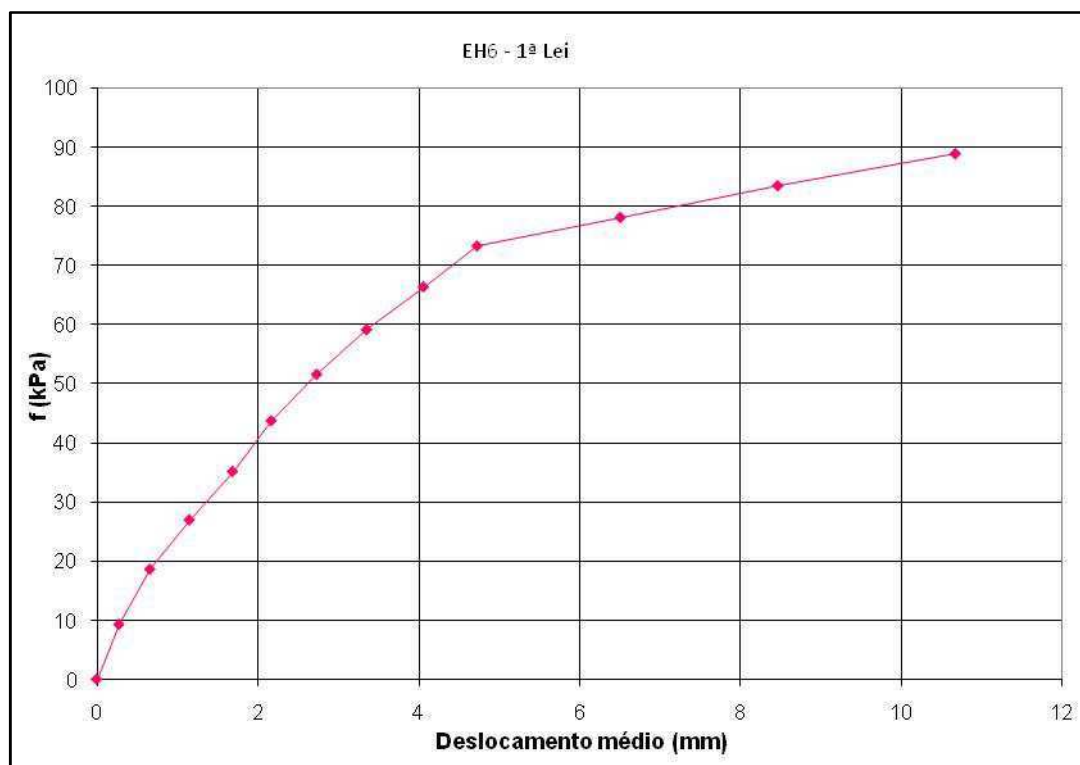
Figura 4.31 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH5



4.2.4.6 Estaca EH6

Para a estaca EH6, observa-se, na Figura 4.32, o aumento progressivo do atrito lateral unitário, crescente com o aumento da carga, não caracterizando esgotamento do atrito lateral. Entretanto, com base na Figura 4.20 de transferência de carga desta estaca, a tendência ao paralelismo das retas indicava um provável esgotamento do atrito lateral. O máximo valor de atrito lateral unitário médio, 89kPa, foi obtido com deslocamento médio de 10,7mm, correspondente a 2,6% do diâmetro da estaca

Figura 4.32 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – EH6



Apenas as provas de carga das estacas EH1 e EH2 chegaram a deslocamentos suficientes para, no mínimo, saturar a parcela de resistência por atrito. Os valores de deslocamentos obtidos para esgotamento do atrito lateral, 26,7mm para EH1 e 30,3mm para EH2, estão próximos ao valor superior (25mm) sugerido por Jamiolkowski e Lancellotta (1988) para estacas em areia.

Nas demais estacas, não foi obtido deslocamento suficiente para haver saturação da parcela de resistência por atrito.

4.2.5 Reação de ponta em função do deslocamento da ponta

A mobilização da resistência de ponta é apresentada nas Figuras 4.33 a 4.38. Verifica-se que houve uma mobilização progressiva da reação de ponta, crescente com o aumento da carga, para todas as estacas, com

evidência de que não foi atingido o limite da resistência de ponta. Isso significa que, se as provas de carga fossem conduzidas por mais tempo, a estaca continuaria a ganhar resistência de ponta.

Conforme apresentado na Revisão Bibliográfica, para se saturar a resistência de ponta, são necessários deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro para estacas cravadas e de 25% a 30% do diâmetro para estacas escavadas. Apresenta-se, na Tabela 4.18, o deslocamento da ponta para cada estaca teste. Esses valores foram considerados insuficientes para o esgotamento da resistência de ponta.

Tabela 4.18 – Deslocamento da ponta da estaca

Estaca	Deslocamento da ponta (mm)	Deslocamento relativo (%D)
EH1	41,2	10,30% D
EH2	67,3	16,83% D
EH3	4,23	1,06% D
EH4	3,42	0,86% D
EH5	15,7	3,03% D
EH6	5,8	1,45% D

D= diâmetro da estaca

Os valores mostrados na Tabela 4.18 estão em concordância com a consideração de vários autores e citados no Manual FHWA (2007) que destaca que a carga última de EHC é mobilizada com um deslocamento da ponta superior a 5% do diâmetro da estaca. Essa pode ser uma justificativa para as estacas EH3, EH4, EH5 e EH6 não terem atingido a carga de ruptura durante a realização da prova de carga, conforme apresentado no item 4.1.2.

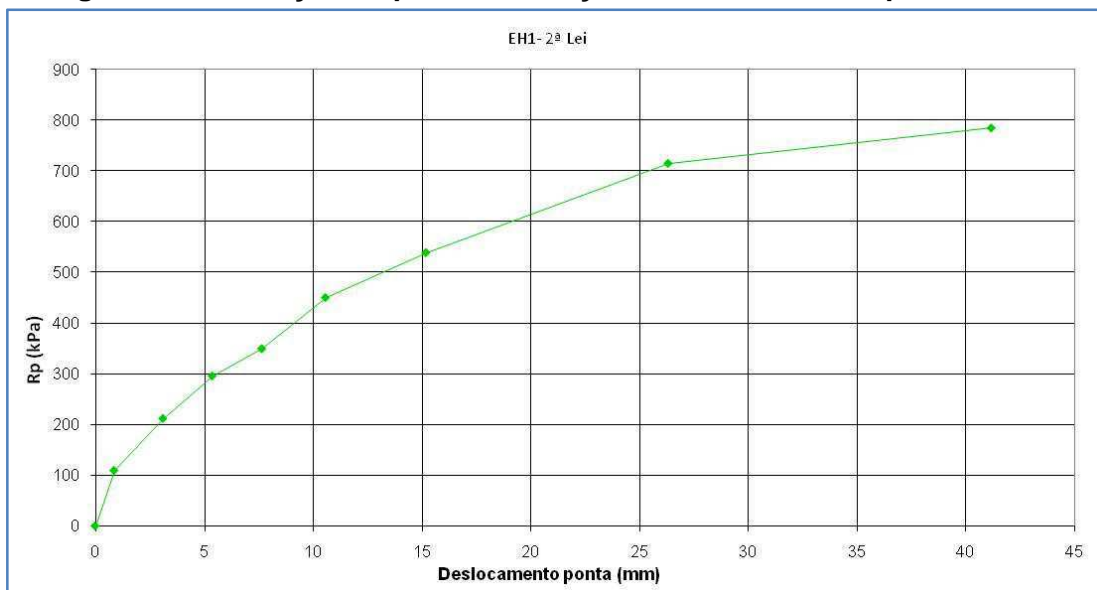
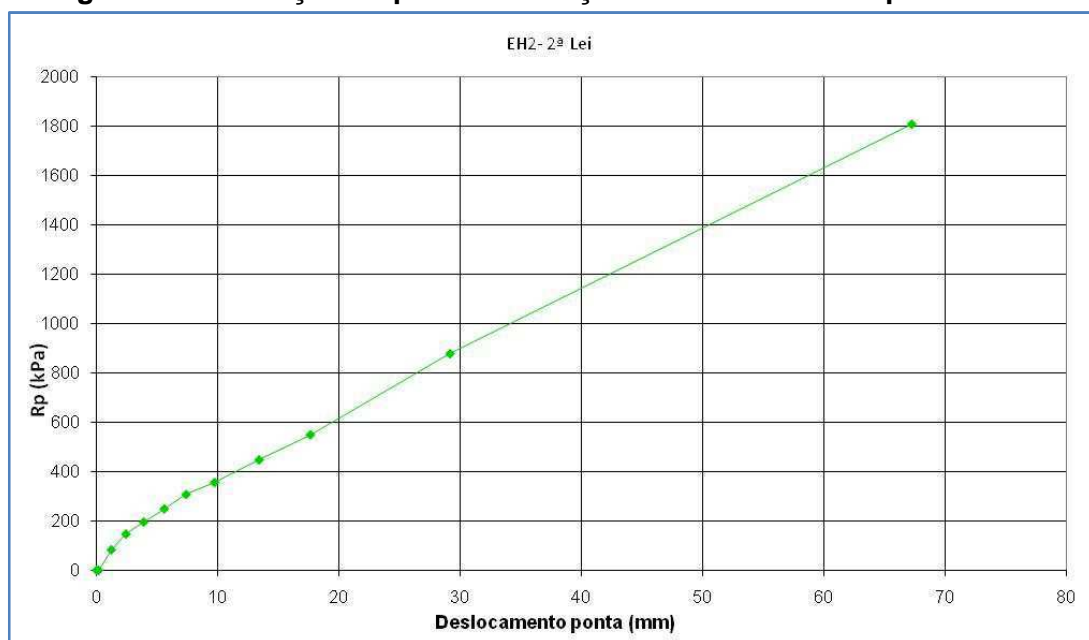
Figura 4.33 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH1**Figura 4.34 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH2**

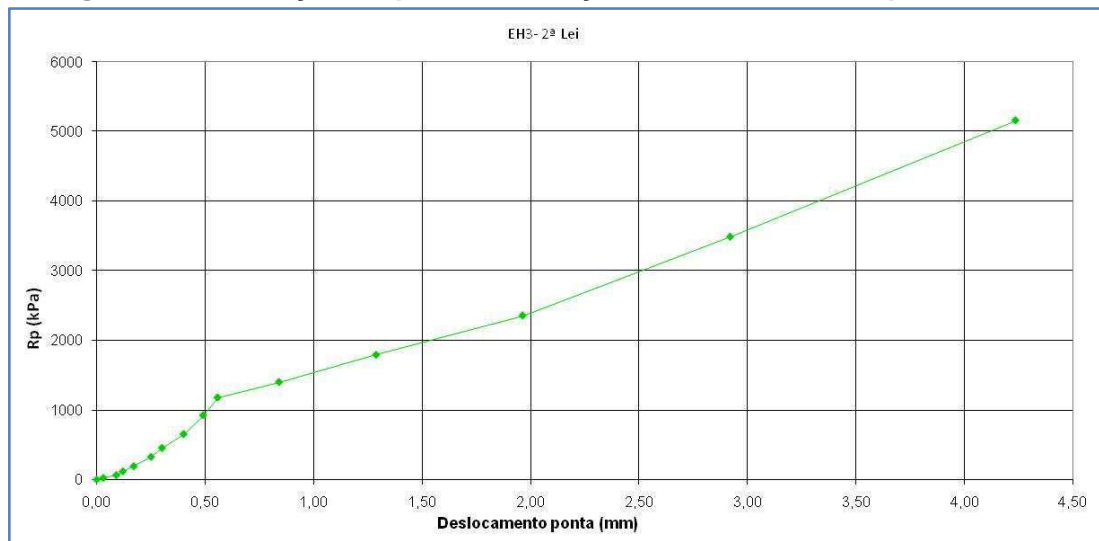
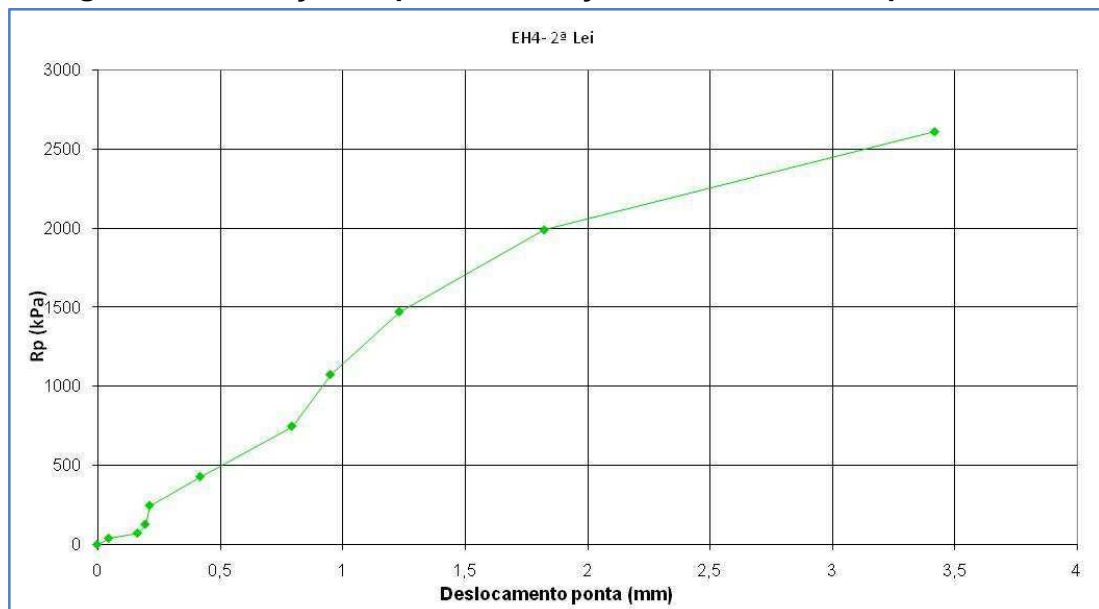
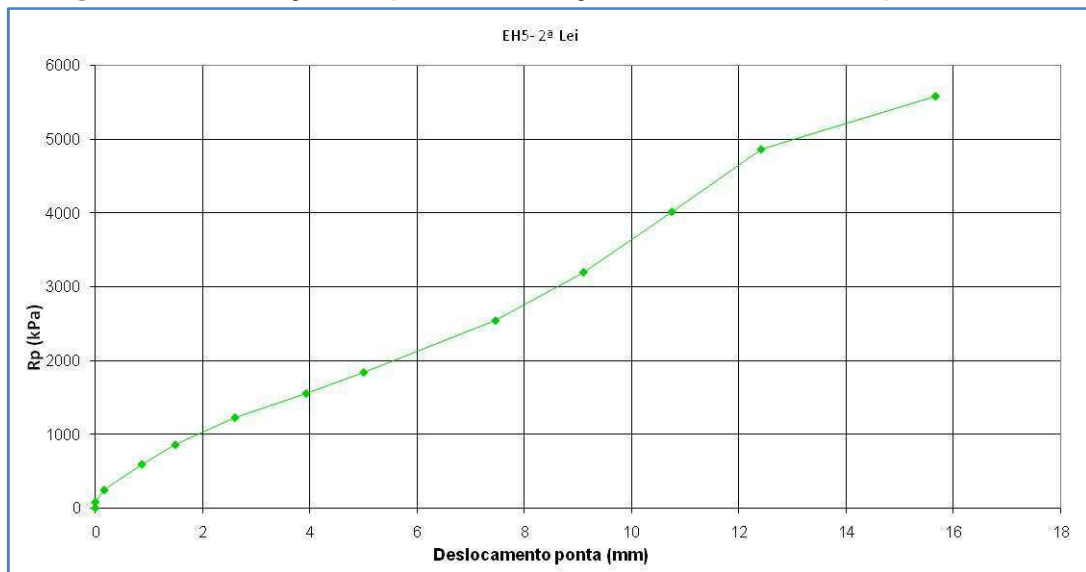
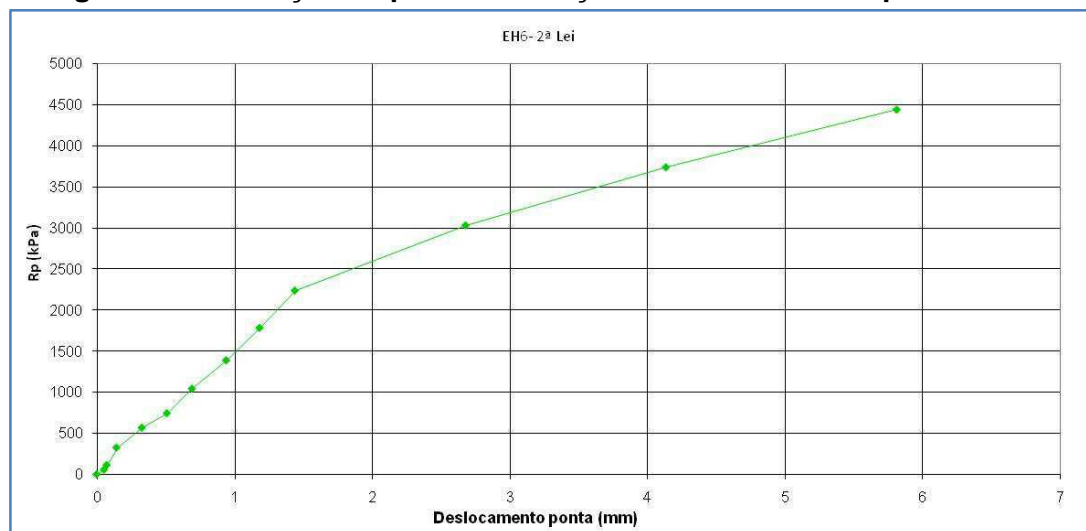
Figura 4.35 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH3**Figura 4.36 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH4**

Figura 4.37 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH5**Figura 4.38 – Reação de ponta em função do deslocamento ponta – EH6**

4.3 COMPARAÇÃO DA CARGA LATERAL OBTIDA NOS MÉTODOS DE RIGIDEZ E DUAS RETAS COM RESULTADO DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

4.3.1 Método de Rigidez

Apresenta-se, na Tabela 4.19, para cada estaca teste, o intervalo de valores no domínio do atrito lateral obtido com o Método de Rigidez e o de atrito lateral obtido experimentalmente. Para o cálculo deste último valor, foi considerada a carga de ruptura adotada no item 4.1.2 e o percentual de atrito obtido na carga máxima da prova de carga conforme apresentado nas Tabelas 4.10 a 4.15. O objetivo é verificar se o intervalo estimado pelo Método de Rigidez condiz com o valor do atrito lateral definido com base na instrumentação. Na última coluna da Tabela 4.19, faz-se um comentário da proximidade do valor obtido experimentalmente e do valor estimado pelo Método de Rigidez.

Tabela 4.19 – Cargas de atrito lateral estimado com o Método de Rigidez

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Intervalo de domínio do atrito (kN)		Comentário
	Total	Atrito lateral (PL _{PC})	Limite inferior	Limite superior	
EH1	718	612	662	900	Próximo ao limite inferior (- 8%)
EH2	1050	815	893	1120	Próximo ao limite inferior (- 9,5%)
EH3	-	-	880	1320	Análise prejudicada
EH4	1976	1543	1213	1420	Próximo ao limite superior (+8,7%)
EH5	2368	1447	1008	1840	Pertence ao intervalo
EH6	2865	2200	1419	2428	Pertence ao intervalo

Observa-se, na Tabela 4.19, que, para duas estacas, o intervalo estimado pelo Método de Rigidez engloba o valor do atrito lateral obtido, com base na instrumentação. E, para as outras três estacas, os valores estimados pelo método diferem do aferido no campo com esse último valor estando ora próximo ao limite inferior, ora próximo ao limite superior, com percentual em torno de 10%. Ressalta-se que não foi possível avaliar a

estaca EH3, pois análises por vários métodos definem um valor inconsistente para a carga de ruptura conforme apresentado no item 4.1.2.3.

Conclui-se que o Método de Rigidez apresenta resultados satisfatórios para separar a parcela de atrito lateral em provas de carga convencionais.

4.3.2 Método das Duas Retas

Apresenta-se, na Tabela 4.20, para cada estaca teste, o valor do atrito lateral na ruptura obtido experimentalmente e com o Método das Duas Retas cujo gráfico se encontra no Apêndice D. Para cálculo daquele valor, foi considerada a carga de ruptura adotada no item 4.1.2 e o percentual de atrito obtido na carga máxima da prova de carga conforme apresentado nas Tabelas 4.10 a 4.15. O valor do módulo foi aquele obtido com a instrumentação. O objetivo é comparar o resultado do atrito lateral estimado pelo Método das Duas Retas com aquele definido com base na instrumentação. A última coluna da Tabela 4.20 indica a relação, em percentual, do valor calculado pelo Método das Duas Retas e o valor obtido experimentalmente.

Tabela 4.20 – Cargas de atrito lateral estimado com o método das Duas Retas

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Atrito lateral (Duas Retas) PL_{DR}	PL_{DR}/ PL_{PC}
	Total	Atrito lateral (PL_{PC})		
EH1	718	612	665	1,09
EH2	1050	815	927	1,14
EH3	-	-	-	-
EH4	1976	1543	-	-
EH5	2368	1447	1030	0,72
EH6	2865	2200	1563	0,71

Analisando-se a Tabela 4.20, verifica-se que, para as estacas EH1 e EH2, cujas curvas carga-recalque apresentam o trecho 4-5 desenvolvido, o Método das Duas Retas apresentou resultados da parcela de atrito lateral na ruptura, de 9% a 14% superiores às provas de carga. Já para as estacas

interrompidas, prematuramente, com o trecho 4-5 pouco desenvolvido, como o caso das estacas EH5 e EH6, esse método subestima os valores de atrito em torno de 30%. Salienta-se que não foi possível aplicar o Método das Duas Retas às estacas EH3 e EH4.

Ressalta-se, como curiosidade que, na análise das Tabelas 4.19 e 4.20, o valor de atrito lateral na ruptura estimado pelo Método das Duas Retas pertence ao intervalo de valores do domínio de atrito lateral estimado pelo Método de Rigidez.

4.4 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE CAMAPUM DE CARVALHO *ET AL.* (2010)

Nos gráficos traçados com esta metodologia, apresentados no Apêndice E, identificam-se dois pontos de inflexão referentes à mudança de comportamento da curva carga-recalque. Esses pontos de inflexão colocam em evidência três segmentos de reta. O ponto de encontro do primeiro com o segundo trecho de reta define a carga de início do domínio da ponta, com a saturação do atrito. Silva (2011) alerta que a ponta da estaca começa a ser mobilizada antes do primeiro ponto de inflexão, entretanto sua contribuição passa a ser preponderante a partir desse ponto. Já o ponto de encontro do segundo com o terceiro trecho de reta identifica a carga de início das deformações plásticas importantes. Como os autores da metodologia não definem valores absolutos ou relativos para quantificar essas deformações plásticas e, como o método ainda não está consolidado na prática, a autora desta pesquisa se limitará a analisar os resultados referentes ao primeiro ponto de inflexão que está bem caracterizado. A Tabela 4.21 apresenta a compilação dos resultados da aplicação da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) para todas as estacas teste. Ressalta-se que nem sempre é possível analisar os dados com os três gráficos. Em geral, o gráfico de recalque imediato é o que melhor identifica os resultados.

Tabela 4.21 – Resultados da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010)

Estaca	Cargas(kN)						
	Média	Gráfico coeficiente de recalque		Gráfico recalque imediato		Gráfico recalque secundário	
	1º ponto inflexão	1º ponto inflexão	2º ponto inflexão	1º ponto inflexão	2º ponto inflexão	1º ponto inflexão	2º ponto inflexão
EH1	556	555	687	562	680	550	687
EH2	650	660	970	-	960	640	960
EH3	-	-	-	1500	-	-	-
EH4	1190	-	-	1200	-	1180	-
EH5	1130	-	-	1250	1575	1010	1175
EH6	1255	1250	-	1250	1800	1270	1750

A carga média, obtida nos três gráficos, referente ao primeiro ponto de inflexão, será comparada com o atrito lateral na ruptura. Para cálculo do atrito lateral na ruptura, foi considerada a carga de ruptura adotada no item 4.1.2 e o percentual de atrito obtido na carga máxima da prova de carga conforme apresentado nas Tabelas 4.10 a 4.15. O objetivo é comparar o resultado do atrito lateral estimado pelo Método de Camapum de Carvalho *et al.* (2010) com aquele definido com base na instrumentação. A última coluna da Tabela 4.22 indica a relação, em percentual, do valor calculado pelo método citado e o valor obtido experimentalmente.

Tabela 4.22 – Carga de atrito lateral estimado com o Método Camapum de Carvalho *et al.* (2010)

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Média 1º ponto de inflexão (Camapum de Carvalho <i>et al.</i>) PL _{CC}	PL _{CC} / PL _{PC}
	Total	Atrito lateral (PL _{PC})		
EH1	718	612	556	0,91
EH2	1050	815	650	0,80
EH3	-	-	-	-
EH4	1976	1543	1190	0,77
EH5	2368	1447	1130	0,78
EH6	2865	2200	1255	0,57

A Tabela 4.22 mostra que, para as três estacas analisadas, a metodologia de Camapum de Carvalho *et al.* (2010) subestima o valor de atrito lateral na ruptura em torno de 20%. Para a estaca EH6, esse percentual foi superior a 40% por razões desconhecidas, e para a estaca EH1, o percentual foi de 9%.

Para deslocamentos pequenos não se consegue aplicar a metodologia de Camapum de Carvalho *et al.* (2010)

4.5 COMPARAÇÃO DE PREVISÃO DE CARGA POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E RESULTADO DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

Os métodos semiempíricos são os mais utilizados pelos projetistas de fundações na previsão da carga de ruptura de estacas.

Nesta pesquisa, para a previsão da carga geotécnica, do ponto de vista da ruptura da fundação, foram utilizados os Métodos de Alonso (1996), Antunes–Cabral (1996) e Décourt-Quaresma (1996), de uso consolidado na prática de Engenharia Geotécnica brasileira, e o Método da FHWA (1999), utilizado com frequência nos EUA. Essas previsões serão comparadas com os resultados obtidos com a instrumentação em profundidade das seis EHCs que estão sendo analisadas.

Para a previsão das cargas de ruptura pelos métodos semiempíricos, foram adotados os seguintes critérios:

a) valor de N_{SPT} para todos os métodos

$3 \leq N_{SPT} \leq 50$ para o fuste

$N_{SPT} \leq 120$ para a ponta conforme proposição de Décourt, Belincanta e Quaresma Filho (1989)

b) método de FHWA (1999)

Os valores de s_u foram estimados com base no valor de N_{SPT} conforme proposição de Décourt, Belincanta e Quaresma Filho (1989) e Décourt (2004).

$$s_u \text{ (kPa)} = 12,5 N_{SPT} \quad \text{para argilas rijas e duras} \quad (4.1)$$

$$s_u \text{ (kPa)} = 12,5 N_{eq} \quad \text{para argilas de consistência baixa} \quad (4.2)$$

$$N_{eq} = T/1,2 \text{ e } T(\text{Kgf.m}) \quad (4.3)$$

4.5.1 Estaca EH1

Na Tabela 4.23, são apresentados os valores de carga de ruptura lateral, de ponta e total calculados por meio dos métodos semiempíricos com base na sondagem SPT-T executada próxima à estaca EH1 e os resultados experimentais obtidos com a prova de carga.

Tabela 4.23 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH1

Método	Ensaio	Prevista			Prova de carga			P_{prev}/P_{PC}		
		PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL	Pp	PR
Alonso (1996)	SPT-T	549	231	780	616	84	718	0,89	2,75	1,09
	SPT	771	305	1076				1,25	3,63	1,50
Antunes-Cabral (1996)	SPT	907	101	1008				1,47	1,20	1,40
Décourt-Quaresma (1996)	SPT	752	43	795				1,22	0,51	1,11
	SPT-T	527	114	641				0,86	1,36	0,89
FHWA (1999)	SPT	500	32	532				0,80	0,38	0,74

Analisando-se a Tabela 4.23 e tomando-se por base a prova de carga, verifica-se que o método de Antunes-Cabral (1996) e Alonso (1996), ambos com base no SPT, apresentaram valores de carga total na ruptura superiores à prova de carga. No entanto, o Método de Alonso (1996) com base no SPT-T e o Método de Décourt-Quaresma (1996) tanto considerando

SPT quanto SPT-T, foram os que mais se aproximaram do resultado experimental, com variação de $\pm 10\%$. Ressalta-se que o Método de Alonso (1996) adaptado ao SPT, bastante utilizado na prática de Engenharia de Fundações e na região desta pesquisa, não forneceu bom resultado, superestimando a carga de ruptura total em 50%.

Quanto aos valores de carga lateral e de ponta, verifica-se que o Método de Alonso (1996) e o de Décourt-Quaresma (1996), ambos com base no SPT-T, foram os que mais se aproximaram do valor de atrito lateral, porém superestimaram o valor da ponta. O Método de Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT, apesar de ter fornecido um valor próximo à carga de ruptura total, superestimou o atrito e subestimou a ponta. O Método de Antunes-Cabral (1996) foi o que mais se afastou do valor da prova de carga, superestimando o atrito, aproximadamente, em 50%.

Com relação à carga de ponta, com exceção do Método Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT, os demais métodos apresentaram valores contra a segurança. O Método Alonso (1996), SPT foi o que mais se afastou do valor da prova de carga, superestimando essa carga na ordem de três vezes.

No geral, os Métodos Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996), com base no SPT, subestimaram os valores de atrito lateral, ponta e total, e o Método FHWA (1999) subestimou esses valores.

4.5.2 Estaca EH2

Na Tabela 4.24, são apresentados os valores de carga de ruptura lateral, de ponta e total calculados por meio dos métodos semiempíricos, com base na sondagem SPT-T executada próxima à estaca EH2 e os resultados experimentais obtidos com a prova de carga.

Tabela 4.24 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH2

Método	Ensaio	Prevista			Prova de carga			P_{prev}/P_{pc}		
		PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL	Pp	PR
Alonso (1996)	SPT-T	952	302	1254	815	235	1050	1,17	1,29	1,19
	SPT	1194	327	1521				1,47	1,39	1,45
Antunes e Cabral (1996)	SPT	1261	346	1607				1,55	1,47	1,53
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	1113	181	1294				1,37	0,77	1,23
	SPT-T	849	230	1079				1,04	0,98	1,03
FHWA (1999)	SPT	867	76	943				1,06	0,32	0,90

Analisando-se a Tabela 4.24, verifica-se, de uma forma geral, que os métodos analisados apresentaram valores superiores à carga total na ruptura obtida na prova de carga, com exceção do método FHWA (1999) que subestimou esse valor em 10%. Os métodos que mais se aproximaram do resultado experimental foram os métodos brasileiros com base no SPT-T e o método recomendado para prática americana com base no SPT. O Método de Décourt-Quaresma (1996), com base no ensaio SPT-T apresentou o melhor resultado dentre os métodos analisados. Entretanto, o Método de Antunes-Cabral (1996) não forneceu bom resultado, superestimando a carga total de ruptura em torno de 50%.

Com relação à carga lateral, no geral, os métodos com base no SPT-T, Alonso (1996), Décourt-Quaresma (1996) e o Método FHWA (1999) com base no SPT tiveram resultados de atrito lateral próximos ao obtido experimentalmente. Os demais métodos apresentaram valores contra a segurança e o Método de Antunes-Cabral (1996) indicou resultado 55% maior que o obtido na prova de carga.

Quanto aos valores de carga lateral e de ponta, verifica-se que, assim como para a carga total, o Método Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT-T, foi o que mais se aproximou dos valores de atrito lateral e ponta obtidos experimentalmente. O Método FHWA (1999) embora tenha apresentado carga por atrito lateral próximo ao da prova de carga,

subdimensionou, consideravelmente, a ponta. Os Métodos de Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996) subestimaram os valores de atrito lateral, ponta e total .

4.5.3 Estaca EH3

Na Tabela 4.25, são apresentados os valores de carga de ruptura lateral, de ponta e total calculados por meio dos métodos semiempíricos com base na sondagem SPT-T executada próxima à estaca EH3 e a carga máxima obtida na prova de carga.

Tabela 4.25 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e carga máxima na prova de carga – EH3

Método	Ensaio	Prevista			Prova de carga	$PR_{prev}/P_{máx,pc}$
		PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	P _{máx} (kN)	
Alonso (1996)	SPT-T	800	570	1370	1900	0,72
	SPT	850	500	1250		0,65
Antunes e Cabral (1996)	SPT	810	500	1310		0,69
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	1000	1150	2150		1,13
	SPT-T	930	380	1310		0,69
FHWA (1999)	SPT	808	540	1348		0,71

Ressalta-se que, para esta estaca, as análises para determinação da carga de ruptura indicaram resultados inconsistentes, conforme apresentado no item 4.1.2.3. Dessa forma, a análise das cargas de atrito e ponta ficou prejudicada. Analisando-se a Tabela 4.25, verifica-se, de uma forma geral, que os métodos analisados apresentaram valores de carga total de ruptura, em torno de 30% inferiores à carga máxima obtida na prova de carga, com exceção do Método Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT, que apresentou valor 13% superior à máxima carga do ensaio. Embora não se tenha definido uma carga de ruptura com os dados da prova de carga, esse último método foi o que mais se aproximou do resultado experimental.

A diferença, a menor, entre cargas previstas e a obtida experimentalmente pode ser justificada pelo aumento do diâmetro nominal da estaca durante a sua execução. Os cálculos de previsão de carga pelos métodos semiempíricos foram elaborados antes da execução da estaca, utilizando-se o seu diâmetro nominal. Entretanto, conforme já comentado, durante a execução da estaca, com base no monitoramento apresentado no Anexo B, houve um provável aumento do diâmetro nominal dessa estaca, não contemplado nos cálculos dos métodos de previsão.

4.5.4 Estaca EH4

Na Tabela 4.26, são apresentados os valores de carga de ruptura lateral, de ponta e total calculados por meio dos métodos semiempíricos com base na sondagem SPT-T executada próxima à estaca EH4 e os resultados experimentais obtidos com a prova de carga.

Tabela 4.26 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH4

Método	Ensaio	Prevista			Prova de carga			P_{prev}/P_{pc}		
		PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL	Pp	PR
Alonso (1996)	SPT-T	549	880	1220	1546	434	1980	0,36	2,03	0,62
	SPT	771	800	1380				0,50	1,85	0,70
Antunes e Cabral (1996)	SPT	810	500	1310				0,52	1,15	0,66
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	870	2110	2980				0,56	4,87	1,51
	SPT-T	900	1330	2230				0,58	3,07	1,13
FHWA (1999)	SPT	800	540	1340				0,52	1,25	0,68

Analisando-se a Tabela 4.26, verifica-se, de uma forma geral, que, com exceção do Método de Décourt-Quaresma (1996), os demais métodos analisados apresentaram valores de carga total de ruptura inferiores à carga obtida na prova de carga. Esse método, com base no SPT-T, foi o que mais se aproximou do resultado experimental para carga total e o mesmo método com base no SPT foi o que mais se distanciou dessa carga.

Todos os métodos subestimaram o valor do atrito lateral. A diferença significativa entre as cargas previstas e as obtidas com a prova de carga pode ser justificada pelo aumento do diâmetro nominal da estaca durante a sua execução. Os cálculos de previsão de carga pelos métodos semiempíricos foram elaborados antes da execução da estaca, utilizando-se o seu diâmetro nominal. Entretanto, conforme já comentado, durante a execução da estaca, houve um consumo elevado de concreto (Anexo B) e consequente aumento do diâmetro nominal desta estaca, não contemplados nos cálculos dos métodos de previsão.

Quanto aos valores de carga de ponta, verifica-se que todos os métodos previram cargas maiores que aquela obtida com a prova de carga. Os Métodos de Antunes-Cabral (1996) e FHWA (1999), com base no SPT, foram os que mais se aproximaram dos valores de carga obtidos experimentalmente. Porém, o Método de Décourt-Quaresma (1996), também com base no SPT, apresentou resultado exagerado de carga de ponta comparado com os demais métodos.

4.5.5 Estaca EH5

Na Tabela 4.27, são apresentados os valores de carga de ruptura lateral, de ponta e total calculados por meio dos métodos semiempíricos com base na sondagem SPT-T executada próxima à estaca EH5 e os resultados experimentais obtidos com a prova de carga.

Tabela 4.27 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH5

Método	Ensaio	Prevista			Prova de carga			P_{prev}/P_{pc}		
		PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL	Pp	PR
Alonso (1996)	SPT-T	1250	450	1700	1447	921	2368	0,86	0,49	0,72
	SPT	1330	550	1880				0,92	0,60	0,80
Antunes e Cabral (1996)	SPT	1140	500	1640				0,79	0,54	0,69
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	1280	1980	3260				0,88	2,15	1,38
	SPT-T	1210	1590	2800				0,84	1,73	1,18
FHWA (1999)	SPT	1160	350	1480				0,80	0,38	0,63

Analisando-se a Tabela 4.27, verifica-se, de uma forma geral, que, com exceção do Método de Décourt-Quaresma (1996), os demais métodos analisados apresentaram valores de carga total de ruptura inferiores à carga obtida na prova de carga.

O Método Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT-T, foi o que mais se aproximou do resultado experimental para carga total, e o mesmo método, com base no SPT, foi o que mais se distanciou dessa carga.

Com relação à carga de ponta, o Método FHWA (1999), com base no SPT, foi o que apresentou o menor valor estimado, e o Método Décourt-Quaresma (1996), também com base no SPT, apresentou o maior valor estimado.

Todos os métodos analisados estimaram valores de carga lateral próximos entre si e a favor da segurança quando comparados com o resultado experimental. O Método de Alonso (1996), com base no SPT, foi o que apresentou o melhor valor, sendo apenas 8% menor que aquele da prova de carga

4.5.6 Estaca EH6

Na Tabela 4.28, são apresentados os valores de carga de ruptura lateral, de ponta e total calculados por meio dos métodos semiempíricos com base na sondagem SPT-T executada próxima à estaca EH6 e os resultados experimentais obtidos com a prova de carga

Tabela 4.28 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga – EH6

Método	Ensaio	Prevista			Prova de carga			P_{prev}/P_{pc}		
		PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL (kN)	Pp (kN)	PR (kN)	PL	Pp	PR
Alonso (1996)	SPT-T	1500	360	1860	2200	665	2865	0,68	0,54	0,65
	SPT	1240	380	1620				0,56	0,57	0,56
Antunes e Cabral (1996)	SPT	990	500	1490				0,45	0,75	0,52
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	1040	1350	2390				0,47	2,03	0,83
	SPT-T	1240	1450	2690				0,56	2,18	0,94
FHWA (1999)	SPT	1380	810	2190				0,63	1,22	0,76

Analisando-se a Tabela 4.28, observa-se que os valores de carga total e de atrito lateral na ruptura foram subestimados pelos métodos analisados. Já os valores de carga de ponta na ruptura ora foram subestimados, ora foram superestimados pelos métodos semiempíricos de previsão.

No geral, no que se refere à carga total na ruptura, os Métodos de Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996), com base no SPT, apresentaram resultados cerca de 45% menores que os da prova de carga. Os Métodos de Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT-T e SPT, embora tenham apresentados os valores de carga total de ruptura mais próximos daquela obtida com a prova de carga, subestimaram o valor da carga por atrito lateral e superestimaram o valor de carga na ponta. O Método FHWA (1999) seguiu a mesma tendência deste último método.

Todos os métodos subestimaram o valor do atrito lateral. A diferença significativa entre as cargas previstas e as obtidas com a prova de carga pode ser justificada pelo aumento do diâmetro nominal da estaca durante a

sua execução. Os cálculos de previsão de carga pelos métodos semiempíricos foram elaborados antes da execução da estaca, utilizando-se o seu diâmetro nominal. Entretanto, conforme já comentado, durante a execução da estaca, houve um consumo elevado de concreto (Anexo B) e consequente aumento do diâmetro nominal desta estaca, não contemplado nos cálculos dos métodos de previsão. O Método de Antunes-Cabral (1996), com base no SPT, foi o que apresentou o menor valor de carga por atrito lateral na ruptura, apenas 45% do valor obtido na prova de carga.

Quanto aos valores de carga de ponta, verifica-se que os Métodos de Antunes-Cabral (1996) e FHWA (1999), com base no SPT, foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais, com variação cerca de menos 25% e mais 25%, respectivamente.

4.5.7 Análise de todas as estacas

Analisando as Tabelas 4.23 a 4.28 e considerando:

1º grupo: estacas EH1 e EH2, classificadas como estacas curtas, com ponta apoiada em solo de baixa resistência e levadas à ruptura do sistema solo-estaca na prova de carga;

2º grupo: estacas EH4, EH5 e EH6, classificadas como estacas intermediárias e longas, com ponta apoiada em solo resistente ($N_{SPT} \geq 40$), com carga de ruptura estimada a partir da interpretação da curva carga-recalque uma vez que, na carga máxima de ensaio, não ficou caracterizada ruptura,

nota-se para os métodos semiempíricos de previsão de carga:

a) o Método de Alonso (1996), adaptado ao ensaio SPT, superestimou em cerca de 50% a carga total de rupturas para as estacas EH1 e EH2 e, com base no SPT-T, apresentou bons resultados para essas

estacas. Já para as estacas do segundo grupo, esse método, independente do ensaio, subestimou a carga total em cerca de 30%;

b) o Método de Antunes-Cabral (1996), com base no SPT, apresentou valor de carga total de ruptura maior que o valor obtido experimentalmente para o 1º grupo e menor para o segundo grupo, com percentuais semelhantes ao Método de Alonso (1996);

c) o Método Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT-T, apresentou cargas de ruptura total próximas às obtidas, experimentalmente, para os dois grupos;

d) o Método FHWA (1999) subestimou, cerca de 30%, o valor de carga total de ruptura em todas as provas de carga analisadas;

e) os métodos com base no SPT-T se mostraram bons indicadores de atrito lateral para as estacas do primeiro grupo;

f) os métodos, em geral, apresentaram valores de carga de atrito lateral inferiores aos obtidos experimentalmente, para as estacas do segundo grupo.

g) os métodos ora superestimaram ora subestimaram o valor de carga de ponta.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As considerações que se seguem apresentam as principais conclusões obtidas com esta pesquisa e recomendam alguns tópicos a serem avaliados em futuros trabalhos sobre estacas hélice contínua. As conclusões descritas deverão ser utilizadas com cautela, uma vez que foram obtidas por meio da análise de apenas seis provas de carga, com carregamento lento e à compressão em estacas instrumentadas em profundidade, mas executadas em solos de diferentes formações geológica-geotécnicas.

5.1 CONCLUSÕES

Com a realização deste trabalho, dentre os diversos aspectos abordados, foi possível obter conclusões no que se refere aos seguintes aspectos:

5.1.1 Instrumentação do topo da estaca: curva carga-recalque

a) Na realização das provas de carga estática, as estacas com ponta apoiada em solo de baixa resistência foram levadas a deslocamentos que caracterizaram ruptura, obtendo-se uma curva carga-recalque bem definida.

b) As estacas com ponta apoiada em solo resistente não apresentaram recalques significativos para caracterizar ruptura, embora tenham sido submetidas a cargas de, no mínimo, duas vezes a carga de trabalho. Essas estacas tiveram as cargas de ruptura estimadas a partir da interpretação da curva carga-recalque por diferentes critérios.

c) A curva carga-recalque de uma estaca se apresentou limitada para interpretação, por estar no trecho elástico.

d) As estacas EH1 e EH2 atingiram carga de ruptura durante a realização da prova de carga com deslocamento de 32,4mm (8,1%D) e 37,5mm (9,4%D), respectivamente.

A autora alerta que, mesmo nas provas de carga executadas em obras para dimensionamento de projetos, faz-se necessário que a curva carga-recalque do topo da estaca seja bem desenvolvida, isto é, que os deslocamentos sejam de maior magnitude. Assim, torna-se possível, além de confirmar o desempenho das estacas do projeto em elaboração, determinar, também, a carga de ruptura com maior acurácia e adequar os métodos semiempíricos adotados às condições locais. Dessa forma, cria-se um Banco de Dados para a região investigada.

5.1.2 Carga de ruptura por meio da interpretação da curva carga-recalque

a) Neste trabalho, o Método da Norma Brasileira sempre apresentou o menor valor para a carga de ruptura, quer seja para a curva carga-recalque original, quer seja para a curva extrapolada pelo Método de Van der Veen.

b) O Método de Chin apresentou os maiores resultados de carga de ruptura se comparado com os demais métodos analisados.

c) O Método de Van der Veen se mostrou adequado para avaliar carga de ruptura nas provas de carga que foram interrompidas ao atingirem cargas com um percentual maior que 75% da carga estimada pelo método.

d) O Método de Rigidez ora apresentou valor de carga de ruptura satisfatório e próximo a outros métodos, ora apresentou valores exagerados. No entanto, para as provas de carga que tiveram deslocamento maior ou igual a 10% do diâmetro da estaca, esse método apresentou resultados satisfatórios.

e) O Método de Rigidez mostrou ser bom indicador do intervalo de carga por atrito em cinco provas de carga analisadas.

f) O Método das Duas Retas apresentou resultados satisfatórios em provas de carga com plena mobilização do atrito lateral.

g) Quando a prova de carga é interrompida com deslocamentos inferiores a 2% do diâmetro da estaca, os métodos apresentam valores exagerados de carga de ruptura.

5.1.3 Instrumentação ao longo da profundidade

a) A técnica de se introduzir, previamente, tubo de aço pelo trado central da hélice, ao final da fase de escavação e antes do lançamento do concreto para posterior instalação da instrumentação com *strain-gages*, mostrou-se adequada mesmo para estaca com comprimento superior a 20m.

b) As estacas hélice contínua transferiram a maior parte da carga aplicada no topo por atrito lateral. Esses valores variaram de 61% a 85%.

c) A saturação do atrito lateral ocorreu com deslocamentos de 26,7mm, correspondendo a 6,4% do diâmetro (D) da estaca EH1 e 30,3mm (7,2% D) para EH2. Para as demais estacas, o aumento progressivo do atrito lateral unitário, crescente com o aumento da carga, não caracterizou a saturação desta parcela de resistência.

d) As estacas EH3 e EH5 mostraram, com pequenos deslocamentos, respectivamente, 1,9%D e 5,85%D, valor significativo na parcela de ponta, 34,1% para estaca EH3 e 38,9% para estaca EH5. Ressalta-se que a carga máxima atingida no ensaio, 1900kN e 1800kN, corresponde a cerca de 2,5 vezes a carga de trabalho dessas estacas.

e) Houve uma mobilização progressiva da reação de ponta, desde os primeiros estágios de carregamento, em todas as estacas analisadas.

f) Na carga de trabalho, com exceção da estaca EH1, as demais estacas desta pesquisa apresentaram percentual de ponta variando de 7% a 20%.

5.1.4 Previsão de cargas de ruptura por métodos semiempíricos

a) Em duas estacas, os Métodos de Alonso (1996) e de Antunes-Cabral (1996), com base no SPT, estimaram valor de carga de ruptura maior que aquele obtido nas provas de carga. Para as demais estacas, subestimaram a carga total em 30%.

b) Os métodos com base no SPT-T se mostraram bons indicadores de atrito lateral para as estacas que obtiveram deslocamentos maiores que 10% D na execução da prova de carga.

c) O método Décourt-Quaresma (1996), com base no SPT-T, apresentou cargas de ruptura próximas às obtidas, experimentalmente, para as estacas analisadas, exceto para a estaca EH3.

d) O método FHWA (1999) subestimou, cerca de 30%, o valor de carga de ruptura em todas as provas de carga analisadas.

De uma forma geral, comparando os valores de cargas de ruptura previstos pelos métodos semiempíricos com os valores obtidos pelas provas de carga, nota-se que os métodos semiempíricos ora superestimaram, ora subestimam os valores de carga total, de atrito lateral e de ponta. Alguns fatores podem estar associados a essa dispersão de resultados, como o comprimento da estaca, resistência do solo da ponta e sobreconsumo de concreto.

É importante ressaltar, no entanto, que a quantidade de provas de carga realizada não é, estatisticamente, representativa, para conclusões definitivas com relação aos métodos de interpretação da curva carga-recalque e aos métodos de previsão de carga para estacas hélice contínua, analisados nesta pesquisa. Alerta-se que os resultados da instrumentação em profundidade, os resultados das interpretações da curva carga-recalque, o boletim de execução da estaca e o perfil geológico-geotécnico devem ser avaliados como um todo, de modo a se determinar, com maior acurácia, a carga de ruptura de uma estaca.

Conclui-se que, assim como o ensaio SPT continua sendo o mais utilizado na prática corrente da Engenharia Geotécnica, apesar de suas limitações, o importante é ter conhecimento dos fatores que influenciam o desempenho das EHCs. Fatores como comprimento, variação do diâmetro em função de sobreconsumo de concreto, tipo e resistência do solo ao longo do fuste e, especialmente, da ponta devem ser analisados em conjunto. Dessa forma, essas estacas poderão ser utilizadas nas obras com maior segurança, aproveitando suas qualidades. Afinal, a estaca hélice contínua é uma tecnologia em evolução e, cada vez mais, utilizada em nível nacional e internacional.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

a) Estabelecer parceria com executores e projetistas da região da Grande Vitória-ES e, assim, instrumentar, em profundidade, maior quantidade de EHCs submetidas a provas de carga estáticas.

b) Ampliar Banco de Dados de EHC instrumentada de âmbito regional.

c) Aferir, por retroanálise em provas de carga estática, de EHC instrumentada do Banco de Dados regional, coeficientes de ajuste para parcela de atrito lateral e de ponta dos métodos semiempíricos consagrados na literatura.

d) Continuar as pesquisas de EHCs executadas com fuste em solo de baixa resistência e com ponta apoiada em solo resistente ($NSPT \geq 40$).

e) Avaliar a influência do comprimento das estacas na sua carga admissível estimada por métodos semiempíricos.

f) Desenvolver metodologias de controle executivo da ponta de EHCs de modo a se ter reprodutibilidade de resultados.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, C.S.; SILVA, C.M; SANTOS, R.G.M. Comparação do desempenho de métodos de previsão de capacidade de carga de fundações na argila porosa não saturada de Brasília. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 281-295.

ALBUQUERQUE, P.J.R.; CACACE, A.; CARVALHO, D. de. Introdução ao uso dos extensômetros elétricos na Engenharia de Fundações. **Apostila**, Campinas-SP, 2000.

ALBUQUERQUE, P.J.R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de cargas instrumentadas em profundidade.** 2001. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, P.J.R; MASSAD, F.; CARVALHO, D.; FERREIRA, M.A.M. **Comportamento à compressão de estacas escavadas, hélice contínua e hélice tipo ômega, em solo residual de diabásio.** Campinas-SP: Unicamp, 2001.198 p.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D.; FERREIRA, C. V.; LOBO, A. S. Determinação da carga de ruptura de fundação avaliada com base no conceito de rigidez e método de Van der Veen. In: CONGRESSO ARGENTINO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17., 2004, Córdoba. **Proceedings...** Córdoba: Sinergia, 2004.1 CD-ROM.

ALBUQUERQUE, P. J. R, CARVALHO, D.; ALLEDI. C.T.D.B.; POLIDO, U.F. Behavior of instrumented continuous flight auger piles in sedimentary and residual Soils. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 13., 2007, Isla Margarita. **Proceedings...** Caracas: Venezuelan Geotechnical Society, 2007. 1 CD-ROM. 6 p.

ALLEDI. C.T.D.B. **Comportamento à compressão de estacas hélice contínua, instrumentadas, em solos sedimentares.** 2004. 228 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2004.

ALLEDI. C.T.D.B., POLIDO, U.F., ALBUQUERQUE, P.J.R. Provas de carga em estacas hélice contínua monitoradas em solos sedimentares. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba-PR. **Anais...** Curitiba: ABMS, 2006. v. 2, p.1067-1072.

ALLEDI, C.T.D.B, POLIDO, U.P. Capacidade de carga de estacas hélice contínua: previsão por métodos empíricos *versus* provas de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 249-262.

ALMEIDA NETO, J.A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega**: aspectos executivos. 2002. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

ALMEIDA NETO, J.A., KOCHEN, R. Análise comparativa do desempenho de estacas hélice contínua e ômega por meio de resultados de provas de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004a. v. 1, p. 154-164.

_____. Efeitos da instalação de estacas ômega e hélice contínua no sistema estaca-solo. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004b. v. 1, p. 165-173.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Edgar Blücher Ltda., 1991.

_____. Interpretação de provas de carga axial em estacas hélice contínua monitoradas na execução. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 19, n. 3, p. 233-242, 1996a.

_____. Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1996b. v. 2, p.141-151.

_____. Estaca hélice contínua monitorada: a experiência nos últimos dois anos. **Revista Engenharia**, São Paulo: Instituto de Engenharia, n. 528, p. 34-41, 1998.

_____. Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000a. v. 2, p. 425-429.

ALONSO, U. R. Contribuição para a formação de um banco de dados de provas de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000b. v. 2, p. 430-450.

ALONSO, U. R. Complementação do banco de dados de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. v. 3, p. 1557-1568.

_____. Complementação do banco de dados de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua. In: 5º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004a. v. 2. p. 517 - 526.

_____. Projeto e desempenho das fundações: retrospectiva da experiência brasileira. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004b. v. 2, p. 1-34.

_____. Cuidado com as provas de carga dinâmicas!. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004c. v. 2, p. 527-537.

_____. Complementação do banco de dados de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2006. v. 2, p. 1103-1108.

_____. Complementação do Banco de Dados de Provas de carga estáticas em estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 473-485.

_____. **Previsão e controle das fundações.** 2. ed. São Paulo: Edgar Blücher Ltda., 2011.

_____. Ensaio de integridade em estacas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 7 p.

_____. Capacidade de carga de estacas comprimidas tipo hélice contínua executadas em folhelhos. In: CONFERÊNCIA EM TECNOLOGIA DE FUNDAÇÕES (CTF), 1., 2013, Campinas-SP. **Anais...** Campinas-SP, 2013. 1 CD-ROM. 11 p.

AMANCIO, L.B.; MIRANDA, A.N. Monitoramento da capacidade de carga de estacas hélice contínua durante a perfuração. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS- GEOJOVEM, 5., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 6 p.

AMANN, K.A.P. Avaliação crítica de métodos semi-empíricos aplicados a estacas hélice-contínua e ômega. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004. v. 2, p. 308-316.

_____. Análise matemática e paramétrica dos métodos de interpretação da curva carga recalque de estacas. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA (CNG), 11., 2008, Coimbra. **Anais...** Coimbra: SPG, 2008a. 1 CD-ROM. 8 p.

_____. Simulação parametrizada de provas de carga utilizando as leis de Cambefort modificadas por Massad (1992,1993). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 14., 2008, Búzios. **Anais...** Búzios, 2008b. 1 CD-ROM.

_____. **Metodologia semiempírica simplificada para a estimativa da carga resistente de estacas.** 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010a. 2 v.

_____. Metodologia semiempírica unificada para previsão de capacidade de carga de estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 15., 2010, Gramado. **Anais...** Gramado, 2010b. 1 CD-ROM. 8 p.

_____. Identificação de parâmetros de transferência de carga nos diagramas de rigidez de Décourt (2008). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012a. 1 CD-ROM. 7 p.

_____. Proposta de equação matemática da curva carga-recalque a partir de parâmetros de transferência de carga e do Método de Rigidez. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012b. 1 CD-ROM. 10 p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). "LRFD Bridge Design Specifications." 4nd ed. Washington, D.C, 2006.

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM). D1143 / D1143M - 07. **Standard test methods for deep foundations under static axial compressive load.** West Conshohocken. 2013. 15 p.

ANDRADE; G.M.; SÃO MATEUS, M. S. C. Estacas hélice contínua: previsão de capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos e provas de carga dinâmica em uma obra de viaduto na cidade de Feira de Santana-BA. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16. 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 8 p.

ANJOS, G.J.M. **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. 2006. 341 f. Tese (Doutorado) - Publicação G.TD-033/06. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2006.

ANJOS,G.J.M.; SOUSA, M. A. P. Formulação da capacidade de suporte para estacas hélice contínua monitorada baseada em resultados de 100 provas de carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG),16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 8 p.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D.A. Carga resistente de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1996. v. 2, p. 105-110.

ANTUNES, W.; TAROZZO, H. Estacas hélice contínua. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 9, p. 345-348.

ANTUNES, W.R.. O princípio técnico da estaca ômega In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004. v. 1, p. 201-208.

AOKI, N.; VELLOSO, D. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376.

AOKI, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, ministrado na Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro,1976. 45 p.

AOKI,N; ALONSO,U.R. Provas de carga em estacas de concreto armado centrifugado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (COBRAMSEF), 8.,1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986, v.6, p. 287-295.

AOKI,N.; ALONSO,U.R. **Previsão e verificação da carga admissível de estacas**. São Paulo: Workshop, Instituto de Engenharia de São Paulo-IESP, 1991. 39 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA (ABEF). **Manual de execução de fundações e geotecnia: praticas recomendadas**. 3. ed. São Paulo: Pini, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122. **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12131. **Estacas – Prova de carga estática**: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

BARRETO, G.W., CINTRA, J.C.A., AOKI, N. Estaca hélice segmentada. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004. v. 1, p. 134-144.

BARRETO, G. W.; CINTRA, J. C. A. Desenvolvimento teórico para obtenção das resistências por atrito lateral e de ponta utilizando perfuratriz monitorada eletronicamente. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 10 p.

BATISTA, I. B. S., COUTINHO, R.Q. e FREIRE, F.C.. Análise do comportamento das provas de carga estática em estacas tipo hélice contínua através da curva carga-recalque. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 15., 2010, Gramado. **Anais...** Gramado, 2010. 1 CD-ROM. 8 p.

BATISTA, I. S. Estaca hélice contínua e hélice de deslocamento (ômega) . In: CONFERÊNCIA EM TECNOLOGIA DE FUNDAÇÕES (CTF). Palestra– Apresentação Power-Point, Campinas-SP, 2013. 1 CD-ROM. 36 slides.

BENATI, J. B. **Metodologia de execução e determinação da carga resistente de estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas**. 2007. 77 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 2007.

BILFINGER, W. Pile developments. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 5., 2008, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Van Impe & Van Impe (Ed.), 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47556-3. p.113-120. 1 CD-ROM.

BILFINGER, W.. “Set-up” em estacas cravadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 15., 2010, Gramado. **Anais...** Gramado, 2010. 1 CD-ROM. 12 p.

BOTTIAU, M. Pile walling with the PCS – method. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2., 1993, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 185-190.

BRAGA, V.D.F. **Estudo dos tipos de fundações de edifícios de múltiplos pavimentos na Região Metropolitana de Fortaleza**. 2009. 58 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

BRONS, K. F.; KOOL, A. F. Methods to improve the quality of auger piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1., 1988, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. p. 269-272.

BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L. Installation parameters and capacity of screwed piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3., 1998, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1998. p. 95-108.

BUSTAMANTE, M. Auger and bored pile construction monitoring and testing. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 4., 2003, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 2003. p. 27-41

CAMAPUM DE CARVALHO, J. *et al.* . Considerações sobre a análise dos resultados de provas de carga estáticas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 355-369.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. *et al.* . Análises dos resultados de provas de carga estáticas sobre fundações profundas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 15., 2010, Gramado. **Anais...** Gramado, 2010. 1 CD-ROM. 8 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. *et al.* . Análise de provas de carga estáticas no contexto do projeto e da obra. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 10 p.

CAMPOS. G. G. G. **Análise experimental e numérica do comportamento de estacas apiloadas em solo laterítico de Londrina-PR.** 2005. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2005.

CAPUTO, A. N.; MANRUBIA, H. A estaca hélice contínua com monitoração eletrônica. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1996. v. 2, p.133-139.

CAPUTO, A. N. *et al.* **Estaca hélice contínua: projeto, execução e controle.** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). São Paulo: Núcleo Regional de São Paulo, 1997.

CZM- Foundation Equipment . Catálogo eletrônico. Disponível em: <www.czm.com.br>. Acesso em: 15 nov. 2012.

CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F. Tentativa de sistematização geotécnica dos solos quaternários de Vitória-ES. In: SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS BRASILEIRAS E EXPERIÊNCIAS DE OBRAS, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro. 1988. v. 2, p. 3.1- 3.23.

CHIN, F.K. Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2., 1970, **Proceedings...** 1970. p 81-90.

CICHINELLI, G. C. **Estacas de hélice contínua ganham traços de concreto próprios.** 2010. Pini Web. Disponível em: <<http://revista.construcaomercado.com.br/negociosincorporacao-construcao/96/estacas-de-helicecontinua-ganham-tracos-de-concreto-proprios--142901-1.asp>>. Acesso em: 17 maio 2010.

CINTRA, J. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas.** São Carlos: Ed. EESC – USP, 1999. 61 p.

CINTRA, J. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas:** projeto geotécnico. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2011. 140 p.

CORDEIRO, D. D. **Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório.** 2004. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2004

COSTA, C. M. C. et al. Análise comparativa entre o NSPT e o torque obtido no monitoramento de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 297-311.

CUNHA, R. P. *et al.* Análises numéricas de uma fundação profunda assente em solo tropical do Distrito Federal do Brasil. In: CONGRESSO ARGENTINO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 16., 2002, Trelew. **Anais...** Trelew. 2002. Sessão VII, 1 CD-ROM, 7 p.

CUNHA, C. L. *et al.* Análise de provas de carga estáticas em estacas hélice na região de Vila Velha-ES. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo, **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 8 p.

DANZIGER, B. R. Fundações. Relato. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas, **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. p. 188.

DAVISSON, M.T. **Static measurement of pile behaviour.** Design and installation of pile foundations and cellular structures. FANG, H-Y. Bethlehem- Pensilvânia: Envo Publishing, 1970. p. 159-164.

DE BEER, E. E. Different behavior of bored and driven piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1., 1988, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. p. 47-82.

DE COCK, F. A.. Sense and sensitivity of pile load-deformation behaviour. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 5., 2008, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Van Impe & Van Impe (Ed.), 2009, London: Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-47556-3. 1 CD-ROM. p. 23-44.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Carga resistente de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (COBRAMSEF), 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-53.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam, 1982. p.19-34.

_____. Instrumented bored piles in residual soils. In: Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. Published on the occasion of the XII INTERNATIONAL CONFERENCE. Rio de Janeiro: ABMS, 1989. p. 45-48.

_____. Fundações e interação solo-estrutura. Relato geral. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (COBRAMSEF), 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1994. v. pós-congresso, p. 179-206.

_____. On the load-settlement behavior of piles. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 18, n. 2, p. 93-112, 1995.

_____. Análise e projeto de fundação profunda: estacas. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996. cap. 8.1. p. 265-301.

_____. Análise e projeto de fundação profunda: estacas. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 8.1. p. 265-301.

_____. **SPT, SPT-T . A prática brasileira: vantagens, limitações e críticas**. São Paulo: ABMS, 2002.

_____. Parâmetros do solo para projetos de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, ABEF, 2004. v. 2, p. 319-329.

DÉCOURT, L. Desenvolvimento do atrito lateral estaca-solo, a partir de provas de carga utilizando células expansivas hidrodinâmicas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba-PR. **Anais...** Paraná: ABMS, 2006, v. 2, p.1061-1066.

_____. Load tests: interpretation and prediction of their results. From research to practice in Geotechnical Engineering. **ASCE**, GPS n. 180, p. 452-470. 2008a.

_____. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008b. v. 1, p. 221-245.

DÉCOURT, L.; BELICANTA, A.; QUARESMA FILHO, A.R. Brazilian experience on SPT. In: SUPPLEMENTARY CONTRIBUTIONS BY THE BRAZILIAN SOCIETY FOR SOIL MECHANICS. Published on the occasion of the XII INTERNATIONAL CONFERENCE. Rio de Janeiro: ABMS, 1989. p. 49-54.

DÉCOURT, L.; NYIAMA, S. Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (ICSMFE), 13., 1994, New Delhi. **Proceedings...** New Delhi, 1994. v.1. p. 143-146.

DE MELO, V. Deformações com base fundamental de escolha da fundação. **Revista Geotecnia**, Portugal: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, n. 12, p. 55-75, fev./mar. 1975.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. New York: A Wiley- Interscience Publication, 1988.

ENGLAND, M. World record bi-directional load testing of CFA piles. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 14., 2007, Madrid, **Proceedings...** Madrid, 2007. 1 CD-ROM. p. 323-328.

EUROCODE 7. **Geotechnical design** – Part 1: general rules. British Standard (BS EN 1997-1: 2004). 2004. 172 p.

EVERS et al. Comparative performances of continuous flight auger and driven cast in place piles in sands. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 4., 2003, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 2003. p. 137-144.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles**. Geotechnical engineering circular (GEC). FHWA-HIF-07-03. Technical Report. Washington D.C., 2007. n. 8

FELLENIUS, B. T. The analysis of results from routine pile loading test. **Ground Engineering**, London, n. 13, n. 6, p. 19-31, 1980.

FELLENIUS, B. H. Tangent modulus of piles determined from strain data. In FOUNDATION CONGRESS. The American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Engineering Division, 1989, **Proceedings...** F . H. Kulhawy Editor, 1989. v. 1, p. 500-510.

FELLENIUS, B.H. Bearing capacity: does it really exist? In: SEMINAR ON GLACIAL SOILS, Southern Ontario Section of the Canadian Geotechnical Society, CGS, 1999, Toronto. **Proceedings...** Toronto, 1999. 23 p.

FELLENIUS, B. H. From strain measurements to load in an instrumented pile. **Geotechnical News Magazine**, v. 19, n. 1, p. 35-38, 2001.

FELLENIUS, B.H. **Basics of foundation design**. 2002. Disponível em: <www.fellenius.net>. Acesso em: 23 mai. 2004.

FELLENIUS, B.H. **Basics of foundation design, a text book**. 2012. Disponível em: <www.fellenius.net>. Acesso em: 12 out. 2012.

FELLENIUS, B.H.; ALTAEE, A. The critical depth: how it came into being and why it does not exist. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. **Geotechnical Engineering Journal**, London, v. 113, n. 2, p. 107-111, 1994.

FRANCISCO, G.M. *et al.* Uma avaliação de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004. v. 2, p. 194-204.

GONÇALVES, R.L. **Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo calapsível da região de Londrina-PR**. 2006. 196 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2006.

GOTLIEB, M. *et al.* Um método simples para avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v. 1. p. 312-319.

GOTLIEB, I. D .Concepção de projetos e desempenho das fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 185-190.

GOTLIEB, I. D. Projeto Geotécnico de fundações. In: CONFERÊNCIA EM TECNOLOGIA DE FUNDAÇÕES (CTF). Palestra. Apresentação Power-Point , Campinas-SP, 2013. 1 CD-ROM. 40 slides.

GUIMARÃES, R. C. et. al. Prova de carga estática em estaca hélice contínua no DF: comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. v. 3, p. 11657-1665.

GUSMÃO, A. D. Prática de fundações profundas no Nordeste. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v.1, p.191-220.

HACHICH, W, FALCONI, F, SANTOS, M.S. Segurança de fundações: Incorporação de resultados de provas de carga. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA (GNG), 11., 2008,Coimbra. **Anais...** Coimbra: SPG, 2008. 1 CD-ROM. 8 p.

HUYBRECHTS, N.; MAERTENS, J. Some new insights with regard to load distribution in piles, based on a detailed interpretation of a large number of instrumented pile load tests. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 5, 2008, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Van Impe & Van Impe (Ed.), 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47556-3. 1 CD-ROM, p. 249-256.

JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R. Relevance of in-situ test results for evaluation of allowable base resistance of bored piles in sands. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1., 1988, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. p. 107-120.

KLOSINSKI, B.; RYCHLEWSKI, P. Analysis of bearing capacity and settlement of CFA piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 4., 2003, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 2003. p. 153-156

LAZARO, A. A., WOLLE, C. M.. Estacas Hélice contínua: correlações entre a monitoração e características do solo. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004. v. 1, p. 57-69.

LAZO. G. **Previsão do comportamento de estacas pré-moldadas na região da Grande São Paulo, Brasil por meio de modelos matemáticos.** 1996. 222 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.

LIMA, I.F.; GUSMÃO, A.D. Estudo da capacidade de carga de estacas hélice contínua na cidade do Recife In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba-PR. **Anais...** Curitiba: ABMS, 2006. v. 2, p. 1191-1195.

LOPES, F. R. Written Discussion:. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (ICSMFE). 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro, 1989. v. 5, p. 2981-2983.

MAGALHÃES, P.H.L. **Avaliação dos métodos de carga resistente e recalque de estacas hélice via provas de carga.** 2005. 243 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2005.

MAGALHÃES, P.H.L; SALES, M.M.; CUNHA, R.P. Capacidade de carga em estacas hélice-contínua monitorada: provas de carga x previsão de métodos empíricos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba-PR. **Anais...** Paraná: ABMS, 2006, v. 2, p. 861-866.

MANDOLINI, A.; RUSSO, G.. Statistical analysis of CFA piles construction.In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 5., 2008, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Van Impe & Van Impe (Ed.), 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47556-3.1 CD-ROM. p. 311-316.

MANTILLA, J. N. R. **Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas, à compressão.** 1992. 200 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

MARQUES, J. A. F. **Estudos de estacas escavadas de pequeno diâmetro, com bulbos, instrumentadas em profundidade, em terrenos sedimentares.** 2004. 319 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

MASSAD, F. Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 9, n.1, p. 33-38,1986.

_____. Análise de transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE), 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1991a. v. 1, p. 235-244.

_____. Comportamento de estacas escavadas de elevadas compressibilidades. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE), 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo, ABMS., 1991b. v. 1, p. 245-254.

MASSAD, F.. Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando à estimativa de recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1991c. v. 1, p. 255-264.

_____. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: Solos relativamente homogêneos. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 15, n. 2, p. 103-115, 1992.

_____. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: Estacas embutidas em camada mais resistente. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16, n. 2, p. 93-112, 1993.

_____. Limites das extrapolações em provas de cargas verticais, interrompidas prematuramente. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** ABMS, 1994. v. 1, p. 247-254.

_____. Fundamentação matemática do método da Rigidez de Décourt e definição de seu campo de aplicação. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 117-131.

MASSAD, F.; LAZO, G. 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 (COBRAMSEG), 11., 1998, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1998. v. III., p. 1407-1414.

MASSAD, F.; FONSECA, A. V. Atribuição de sentido geotécnico a parâmetros de Cambefort de interação solo-estaca, em compressão axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 105-115.

MASSAD, F.; FONSECA, A.V. Método da Rigidez de Décourt aplicado a estaca submetida a vários ciclos de carregamento. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 8 p.

MELLO JÚNIOR. J. O. **Estudo da capacidade de carga quanto à ruptura de fundações superficiais em um solo não saturado**. 2002. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2002.

MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 2009. 219 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2009.

MELO, B. N. et al. Análise do atrito lateral em estacas hélice contínua instrumentadas por meio do conceito de Rigidez. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 8 p.

MENEZES, M. S. S. Sondagens de Simplex Reconhecimento com SPT são confiáveis? . In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 8 p.

MILITITSKY, J. Provas de carga estáticas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo:ABEF e ABMS, 1991. v. 2, p. 203-228.

MILITITSKY, J; CANSOLI, N.C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MOURA, A.S.;COELHO,T.B. e CUNHA, R.P. A prática das estacas hélice em Fortaleza. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba-PR. **Anais...** Paraná: ABMS, 2006, v. 2, p.1247-1251.

MUCHETTI, A. S.; MASSAD,F.; ALBUQUERQUE, P.J.R.Estacas hélice segmentada monitorada: estudo do comportamento à compressão em solo de diabásio. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 10 p.

NARLOCH, C.; ODEBRECH,E.; LOBO, B.O. Avaliação de resultados de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua e previsões de métodos semi-empíricos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 10 p.

NESMITH, W.M.; SIEGEL,T.C. Shortcomings of the Davisson Offset Limit applied to axial compressive load tests on cast-in-place piles In: INTERNATIONAL FOUNDATION CONGRESS AND EQUIPMENT EXPO. (IFCEE09). 2009, Orlando. **Proceedings...** Florida: ASCE, GSP 185, 2009. p.568-574. 1 CD-ROM. ISBN 978-0-7844-1021-9.

NILSSON, T. U. Comparações entre DLP Nilsson e SPT. In:GEOSUL. 2004, Curitiba. **Anais...** Curitiba, 2004. 1 CD-ROM. 8 p.

NIYAMA,S.; DÉCOURT, L. Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi: **Proceedings...** New Delhi, 1994. v. 2, p. 477-486.

NIYAMA,S.; AOKI,N; CHAMECKI, P.R. **Verificação do desempenho.** In: HACHICH, W. *et al.* Fundações teoria e prática. São Paulo: Editora Pini, 1998. p. 723-751.

NIYAMA,S.; AZEVEDO JÚNIOR, N. Considerações sobre instrumentação de estacas cravadas de ponta aberta. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO, 1990, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1990. p. 27-36.

NOGUCHI, L.T.; MIGUEL, M.G. Obtenção de coeficientes de ajuste do método racional para estacas hélice contínua através de reto-analise de ensaios de carga dinâmica. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS (GEOJOVEM), 5., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 7 p.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio..** 2004. 204 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

OLIVEIRA, M. A.; FALCONI, F.F.; PEREZ JÚNIOR, W. Estaca Hélice contínua: ensaio dinâmico e prova de carga estática. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 1, p. 423-431.

OLIVEIRA, K. P. S.; GUSMÃO, A.D.. Prática de fundações no Recife. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 15., 2010, Gramado. **Anais...** Gramado, 2010. 1 CD-ROM. 9 p.

O'Neill, M.W.; Reese, L.C.. "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods," FHWA Report N. IF-99-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1999.

PAGLIACCI, F. *et al.* Recent developments on continuous flight auger (CFA) pile: technology, equipment and applications. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 4., 2003, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 2003. p. 251-257

PASCHOALIN FILHO, J. A.; ALBUQUERQUE, P.J.R. Aplicação do método de Van der Veen (1953) para a estimativa das cargas de ruptura de estacas Raiz tracionadas executadas em solo poroso de diabásio. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 7 p.

PEIXOTO, A. S. P.; CARVALHO, D. Proposta para padronização da medida do torque no ensaio SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. v. 1. p. 147-154.

PENNA, A. S. D. *et al.* **A estaca hélice-contínua: a experiência atual.** São Paulo: ABMS/ABEF/IE, 1999.

PEREIRA, L.F. *et al.* Análise da logística executiva de estacas do tipo hélice contínua monitoradas na região de Goiânia. In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA NA REGIÃO CENTRO-OESTE E SIMPÓSIO SOBRE SOLOS TROPICAIS E PROCESSOS EROSIVOS, (GEOCENTRO), 3., 6., 2013, Pantanal-Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: ABMS, 2013. (volume único), p. 137-143.

PINTO, C. S. Propriedades dos Solos. In: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1998. p. 51-118.

PINTO, P.L. Projecto de fundações: prática actual e alguns aspectos inovadores. In: CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 5., 2010, Gramado. **Anais...** Gramado: ABMS, 2010. p. 1-7.

POLIDO, U. F.; CASTELLO, R. R. Geotechnical parameters of a lateritic soil of Barreiras Formation in Espírito Santo. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC, 1., 1985, Brasília. **Anais...** Brasília: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1985. v. 1, p. 403-415.

POLIDO, U. F.. Correlação preliminar entre SPT e PDM. Vitória, 1990. (Pesquisa não publicada, comunicação pessoal).

POLIDO, U. F. Relato do tema II: Fundações Profundas I. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. Vitória, 2008. (Relato não publicado, comunicação pessoal).

POLIDO, U. F. Experiência com estaca hélice contínua na Região Sudeste: algumas questões práticas. In: CONFERÊNCIA EM TECNOLOGIA DE FUNDAÇÕES (CTF), 2013, Campinas. **Anais...** Campinas-SP, 2013. 1 CD-ROM. 28 p

PRESA, E.P.; POUSADA, M.C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. 2. ed. Salvador: ABMS - Núcleo Regional da Bahia, 2004. 107 p.

_____. SPTF: 2a parte. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n. 3, p. 189-190, 1994.

REESE, L. C., O'NEILL, M. W. **Drilled shaft: construction procedures and design methods**. (FHWA-HI-88-042). Washington, D.C: Federal Highway Administration, 1988.

SALES, M.M. *et al.* Estaca hélice contínua monitorada: avaliação do desempenho de alguns métodos empíricos na previsão da capacidade de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF e ABMS, 2004. v. 2, p. 379-390.

SALES, M.M.; CUNHA, R.P.; MAGALHÃES, P.H.L. Back-analysis of flight auger pile load tests in the soil of Goiânia, Brazil. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 13., 2007, Isla Margarita. **Proceedings...** Caracas: Venezuelan Geotechnical Society, 2007. 1 CD ROM. 6 p.

SALES, M. M.; SOUSA, T. N. Ajuste empírico do comportamento não linear de estacas hélice contínua monitoradas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas-PE. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 7 p.

SANTINI, I. B. *et al.* Análise do comportamento de cinco provas de carga estáticas em estacas tipo hélice contínua: previsão x comportamento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 8 p.

SANTOS, R.A.M.; GUSMÃO, A.M.; MAIA, G.B. Prática de fundações na cidade do Recife. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 9 p.

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

SCHNAID, F.; LANGONE, M. J.. A method for predicting pile bearing capacity from dynamic penetration tests. **Soils and Rocks: An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, São Paulo, v. 36. n.1, p.55-65, June. 2013.

SHERWOOD, D. E. Leading edge European practice in foundation engineering and geotechnical processes. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 18 p.

SILVA, C.H.C. **Uso do Valor do N_{spt} na Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas de Concreto.** 1989. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1989.

SILVA, C.M. *et al.* Transferência de carga em estaca tipo hélice contínua instrumentada e executada no Distrito Federal. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 11., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. v. 3, p. 1667-1677.

SILVA, C.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Monitoramento e controle de qualidade dos estaqueamentos tipo hélice contínua durante a execução da obra. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 15.; 2010, Gramado. **Anais...** Gramado-RS, 2010. 1 CD-ROM. 12 p.

SILVA, C.M. **Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua.** 2011. 303 f. Tese (Doutorado), Publicação G.TD - 070/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2011.

SILVA, C. M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. e ANJOS, G.J.M. Tensões residuais e interpretação de resultados de provas de carga instrumentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 7 p.

SILVA, C. M.; CAMAPUM DE CARVALHO. Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua: a metodologia SCCAP. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012. São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 14 p.

_____. Monitoramento e execução de fundações: estacas tipo hélice contínua e de deslocamento. In: CONFERÊNCIA EM TECNOLOGIA DE FUNDAÇÕES (CTF), 1., 2013, Campinas. **Anais...** Campinas-SP, 2013. 1 CD-ROM. 51 slides.

SILVA, C. P. L.; SOUZA, N. M.; SILVA, C. M. Modelo tridimensional de capacidade de carga: estudo de caso. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 11 p.

SIMONS, N. E.; MENZIES, B.K. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1981. 199 p.

SLATTER, J.; TCHEPAK, S. Design and construction aspects of piled foundations for Eureka Tower project. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 5., 2008, Ghent-Belgium. **Proceedings...** London: Van Impe & Van Impe (Ed.). Taylor & Francis Group, 2009. ISBN 978-0-415-47556-3. 1 CD-ROM, p. 323-328.

SOARES, J. M. *et al.* Análise numérica-experimental de duas provas de carga instrumentadas realizadas no Distrito Federal. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 14., 2008, Búzios. **Anais...** Búzios-RJ, 2008. 1 CD-ROM. p. 655-659.

SOARES, F. L.; CRUZ JÚNIOR, E. J. S.; ARAUJO NETO, J. A. Comportamento de estacas hélice contínua em terraços marinhos na cidade de João Pessoa. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 6 p.

SOUZA, R.N.; COUSO JÚNIOR, E. Considerações sobre o comportamento de estacas tipo hélice contínua. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 20, n. 2, p. 99-105, ago.1997.

SOUZA, R. N. Observação do contato concreto-solo da ponta de estacas hélice contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba-PR. **Anais...** Curitiba: ABMS, 2006. v. 2, p. 1253-1258.

SOUZA, R.N; SOARES, A.S.; VIANA, E.A. Projeto, execução e controle de fundações na Petrobrás: experiências recentes e próximos desafios. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008. v. 2, p. 157-170.

STÖTZER, E.; WERNER GERRESSEN ,F.; MÜLLER, J.U. M6 Mossband Viaduct, Carlisle, United Kingdom, long SFA piles installed with low-headroom rigs. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 5., 2008, Ghent-Belgium. **Proceedings...** London: Van Impe & Van Impe (Ed.), 2009. Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-47556-3. 1 CD-ROM, p. 329-333.

TAMARA G.. **Contribuição ao estudo do rrupe Barreiras na Região Metropolitana de Vitória-ES**. 1995. 73 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto de Geociências, Rio de Janeiro, 1995.

TEIXEIRA, A.H. Uma retrospectiva e as tendências da engenharia de fundações no Brasil . In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v. 1, p. 1773-1783.

TERZAGHI, K. Discussion of the progress report of the committee on the bearing capacity of pile foundations. **ASCE**, v. 68, n. 2, p. 311-323, 1942.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechnics in engineering practice**. 2 ed. New York: John Wiley and Sons, 1967.

THÁ, P. C.; SWINKA, L. M.; MIQUELETTO, M. Avaliação da capacidade de carga de estacas através de provas de carga estáticas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE),7., 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2012. 1 CD-ROM. 10 p.

TORRES, A.; NICHOLSON, R.E.; MORAES, P.P. Considerações práticas sobre a execução de provas de cargas de médio e grande porte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (COBRAMSEG), 7., 1982, Olinda-Recife. **Anais...** Recife: ABMS, 1982. v. 3. p. 298-312.

VAN DER VEEN,C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (ICSMFE) 3., 1953, Switzerland. **Proceedings...** New Delhi, 1953. v. 2, p. 84-90.

VARGAS, M. Uma experiência brasileira em fundações por estacas. 1ª parte: teoria das estacas verticais carregadas axialmente. **Revista Geotecnia**, Lisboa, n. 23, p. 3-33, 1978.

VELLOSO, D.A. *et al.* Instrumentação simples para provas de carga em tubulões e estacas escavadas. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO, 1975, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1975. v. 1, p. 269-280.

VELLOSO, D. A. Ponto de vista: a engenharia de fundação hoje. **Encarte 5**, Boletim ABMS, n. 68, 1998.

_____. Fundações: projetos, execução, patologia e reforço. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v. 2, p. 1-10.

VELLOSO, D. A.; ALONSO, U.R. Previsão, controle e desempenho de fundações. In: NEGRO JÚNIOR *et al.* **Previsão de desempenho x comportamento real**. São Paulo: ABMS/NRSP, 2000. p. 95-139

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações profundas**. Rio de Janeiro: COPPE – UFRJ, 2010. v. 2, 472 p.

VESIC, A. S. **Principles of pile foundation design**. Soil Mechanics Series. School of Civil Engineering, Duke University, 1975. v.38, 48 p

VESIC, A. S. **Design of pile foundations**. Washington D.C.: National Cooperative Highway Research Program, 1977.

VIANNA, A. P. F.; CINTRA, J.C. Aplicabilidade do método de Van der Veen para extrapolação de curvas carga-recalque. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v. 1, p. 85-92.

VIANA DA FONSECA, A.; COSTA, E.; SANTOS, J. A. Ensaio de carga vertical em estacas executadas em solo residual do granito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 5., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2004. v. 2, p. 57-68.

VIPULANANDAN, C.; VEMBU, K. ; BRETTMANN, T. Load displacement behavior of ACIP piles in cohesive soils. In: INTERNATIONAL FOUNDATION CONGRESS AND EQUIPMENT EXPO (IFCEE), 9., 2009, Orlando. **Proceedings...** ASCE, GSP 185. Florida, 2009. p. 422-429. 1 CD-ROM. ISBN 978-0-7844-1021-9.

WHITAKER, T.; COOKE, R. W. **An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London Clay**. London: ICE, 1966. p. 7-49.

XAVIER, B.; REIS, S.; PINA, J. Inovações tecnológicas de engenharia de fundações. In: CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 5., 2010, Gramado. **Anais...** Gramado: ABMS, 2010. p. 31- 41.

YASSUDA, C. T. Problemas executivos em provas de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE), 1., 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1985. v. 2, p. 147-160.

ZAMMATARO *et al.* Utilização dos métodos de previsão de carga de ruptura à compressão, em provas de carga horizontais. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNICA DO RIO GRANDE DO SUL. 4., 2007, Ijuí. **Anais...** Ijuí: ABMS e UNIJUI, 2007. 1 CD-ROM.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Método de Van der Veen e Método da ABNT NBR 6122:2010

Apresentam-se, nas Figuras A. 1 a A. 6, as cargas de ruptura obtidas pelo Método de Van der Veen e pela norma brasileira ABNT NBR 6122:2010.

Figura A.1 – Carga de ruptura – ABNT NBR 6122:2010 – EH1

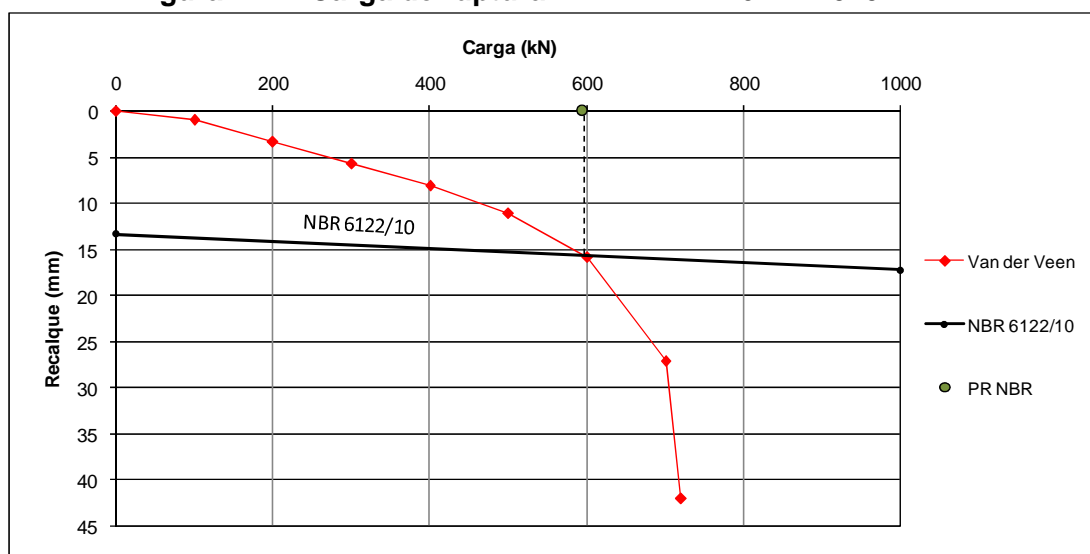
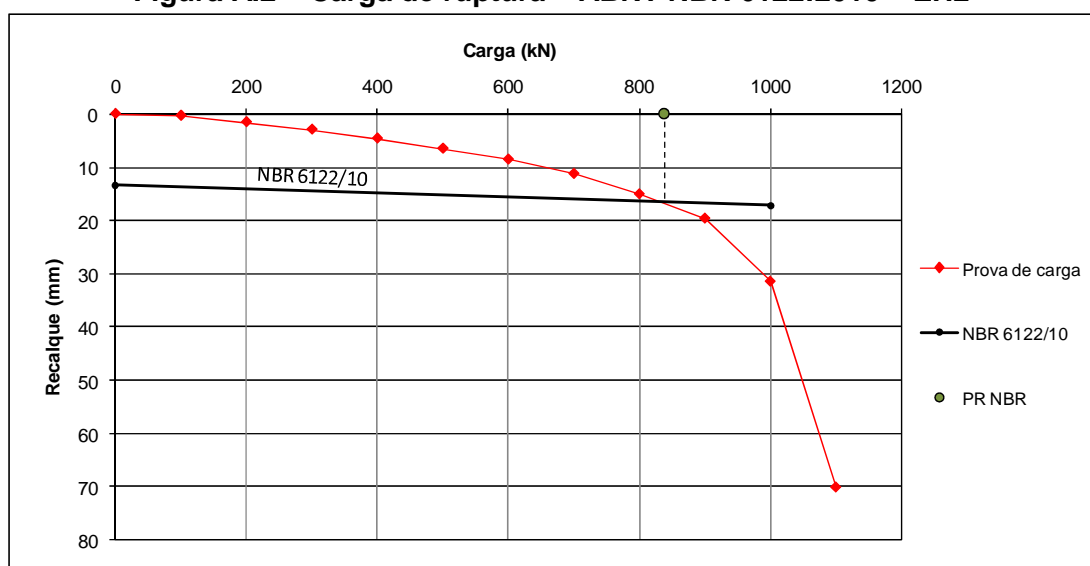
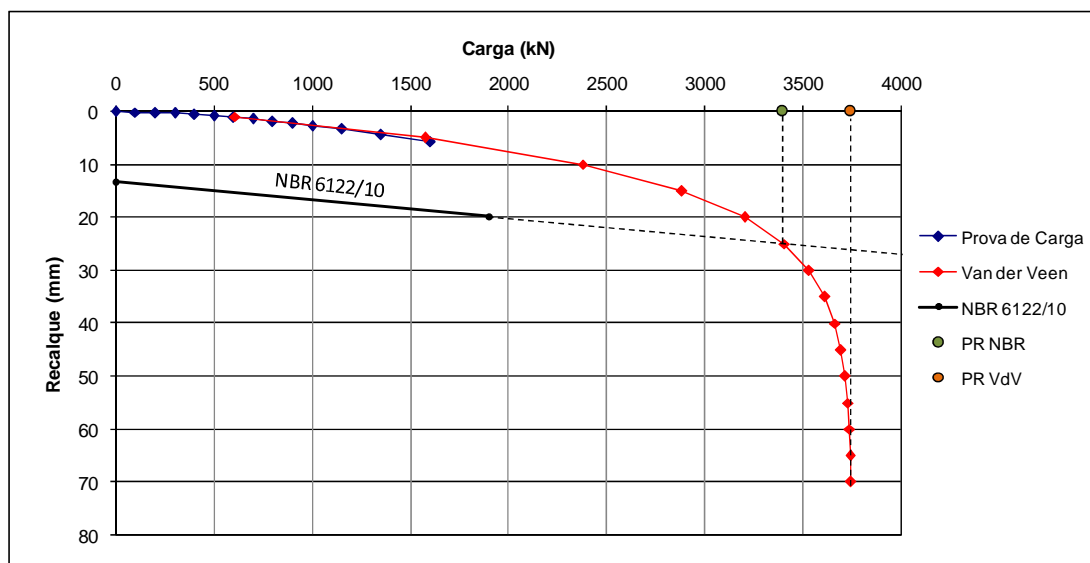


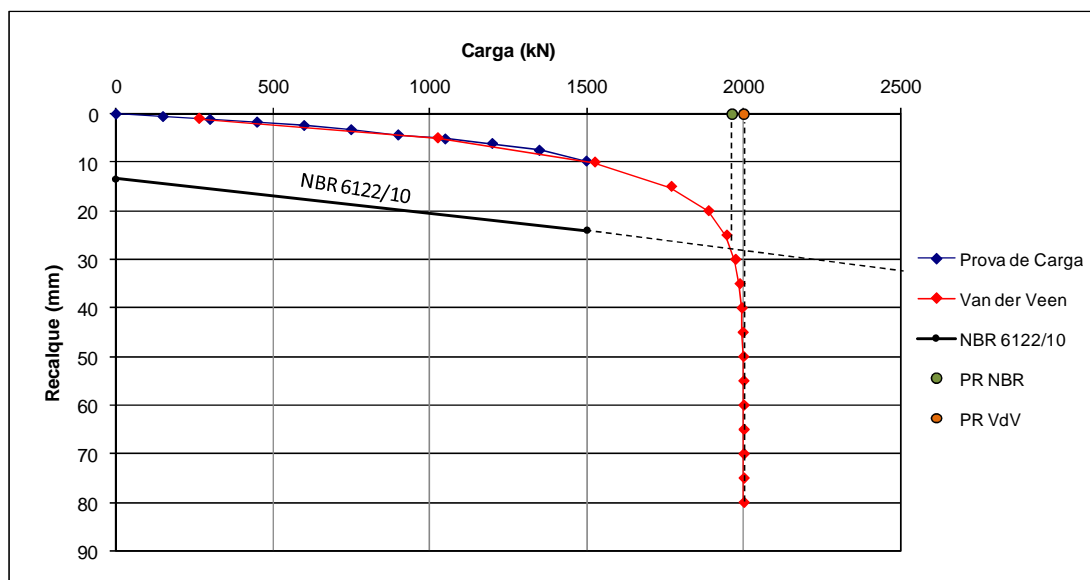
Figura A.2 – Carga de ruptura – ABNT NBR 6122:2010 – EH2



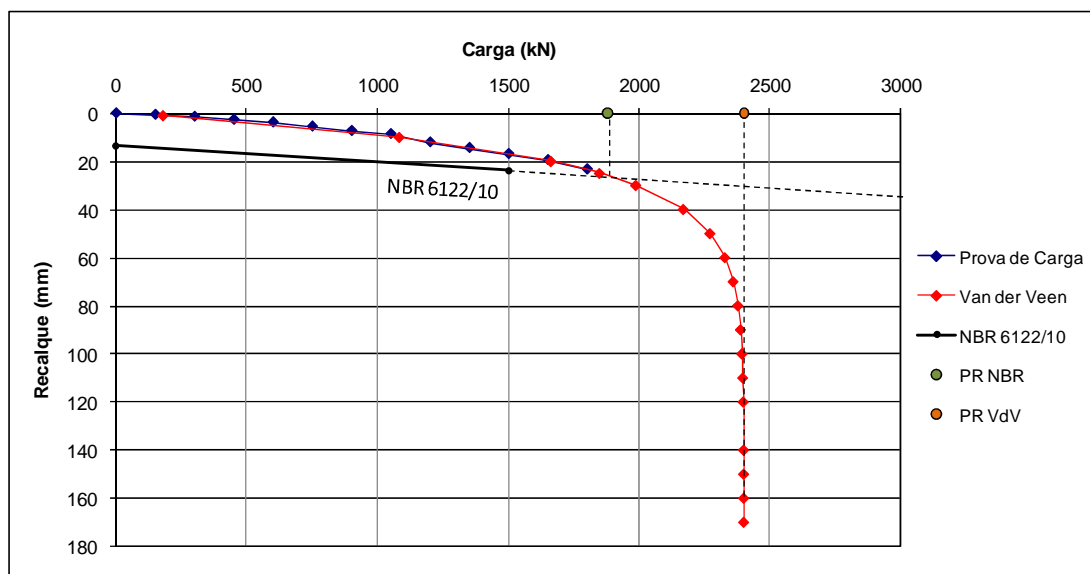
**Figura A.3 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e
Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH3**



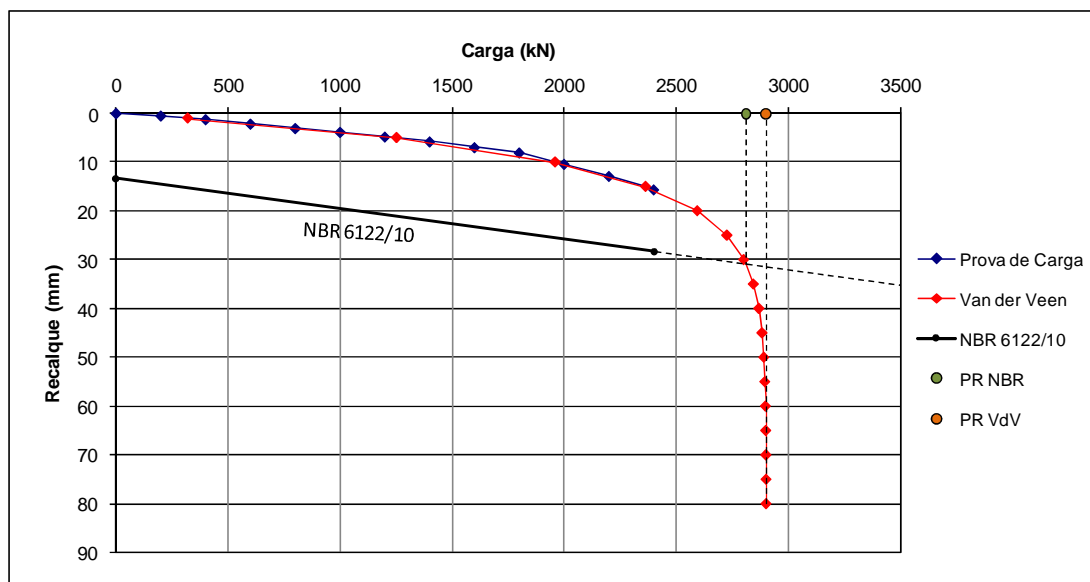
**Figura A.4 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e
Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH4**



**Figura A.5 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e
Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH5**



**Figura A.6 – Carga de ruptura – Método de Van der Veen e
Método da ABNT NBR 6122:2010 – EH6**



APÊNDICE B – Método de Chin

Figura B.1 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH1

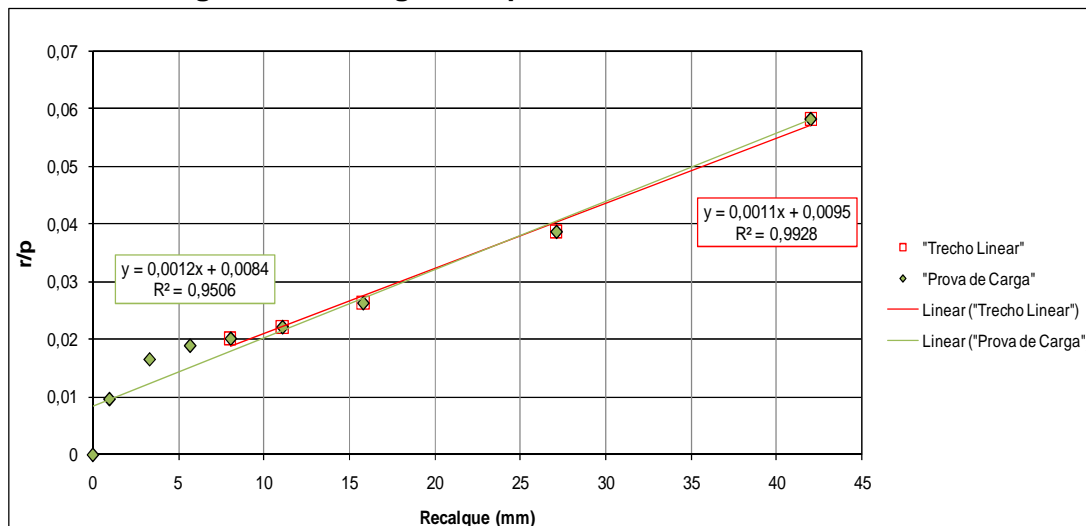


Figura B.2 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH2

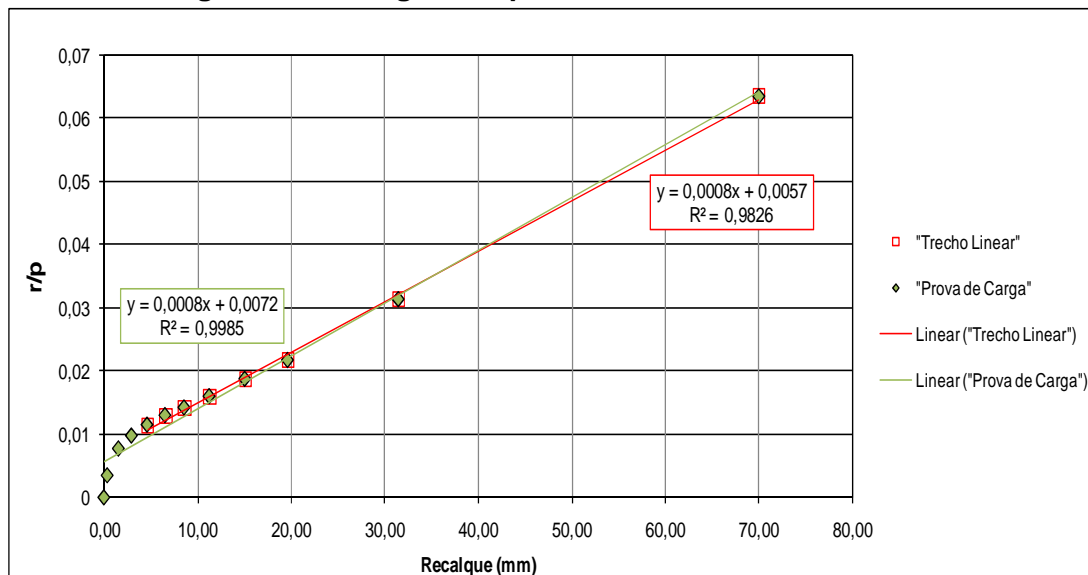


Figura B.3 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH3

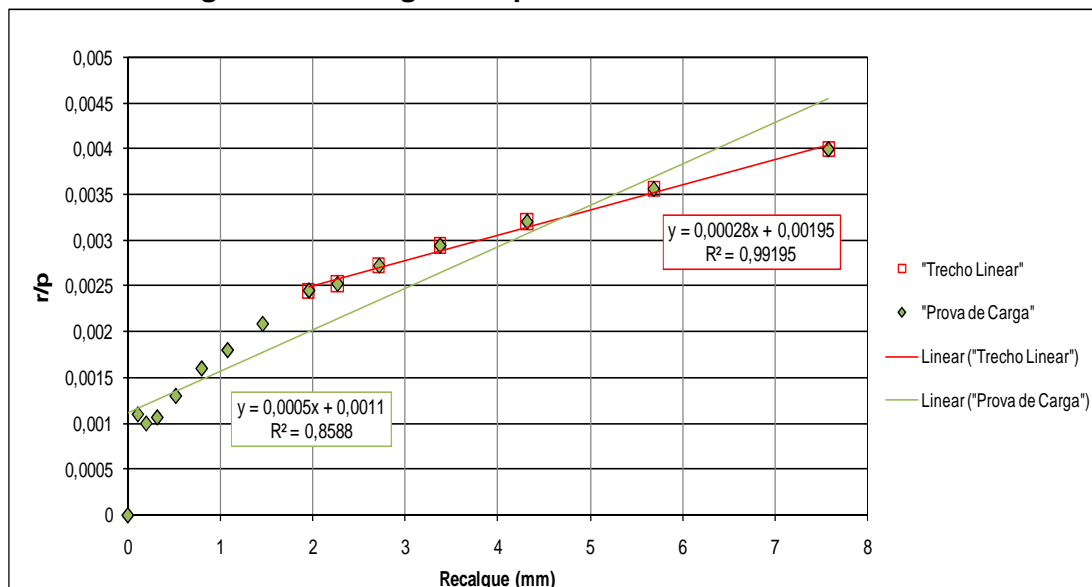


Figura B.4 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH4

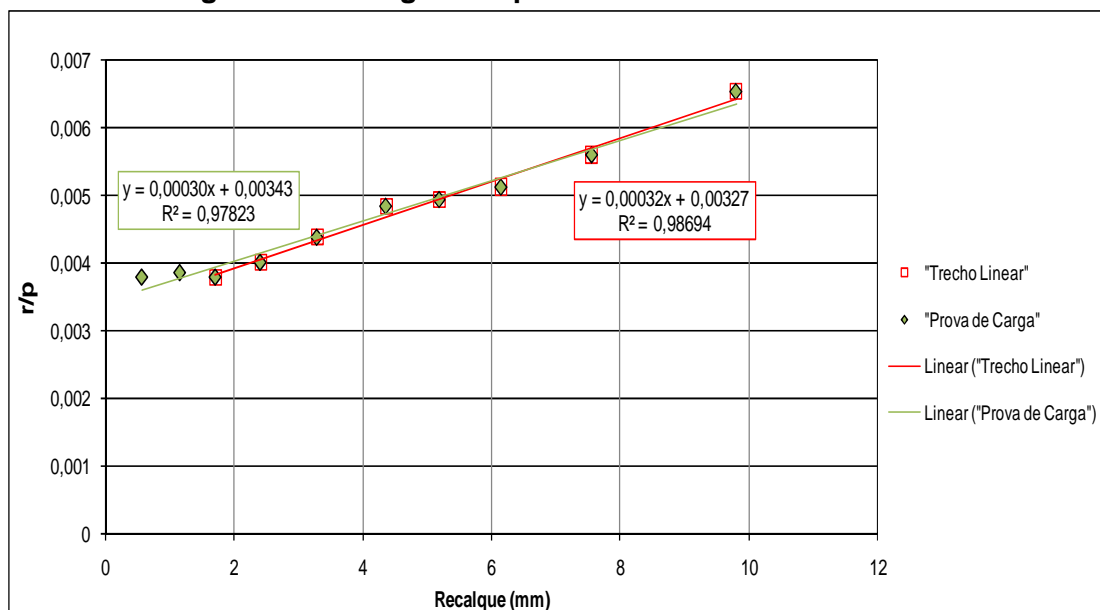


Figura B.5 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH5

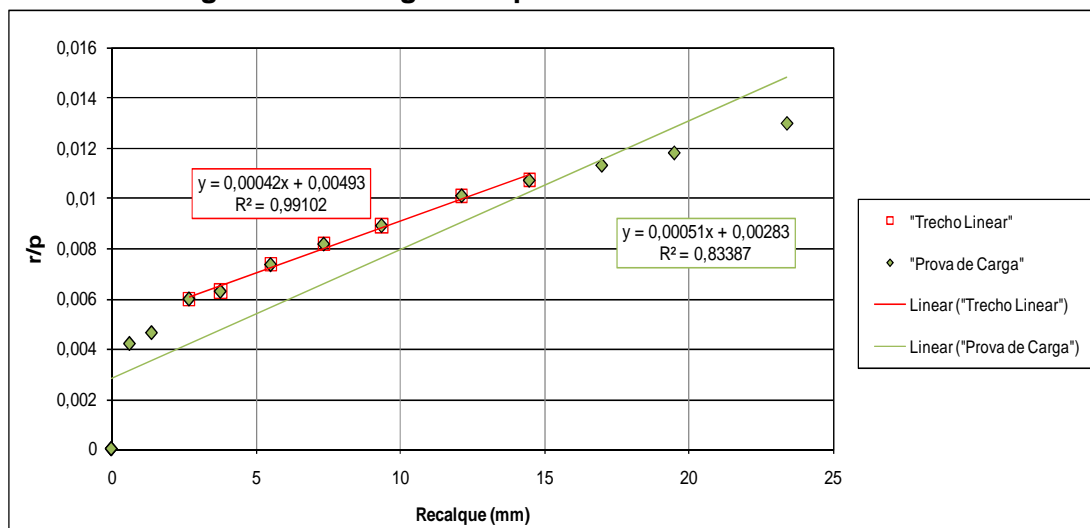
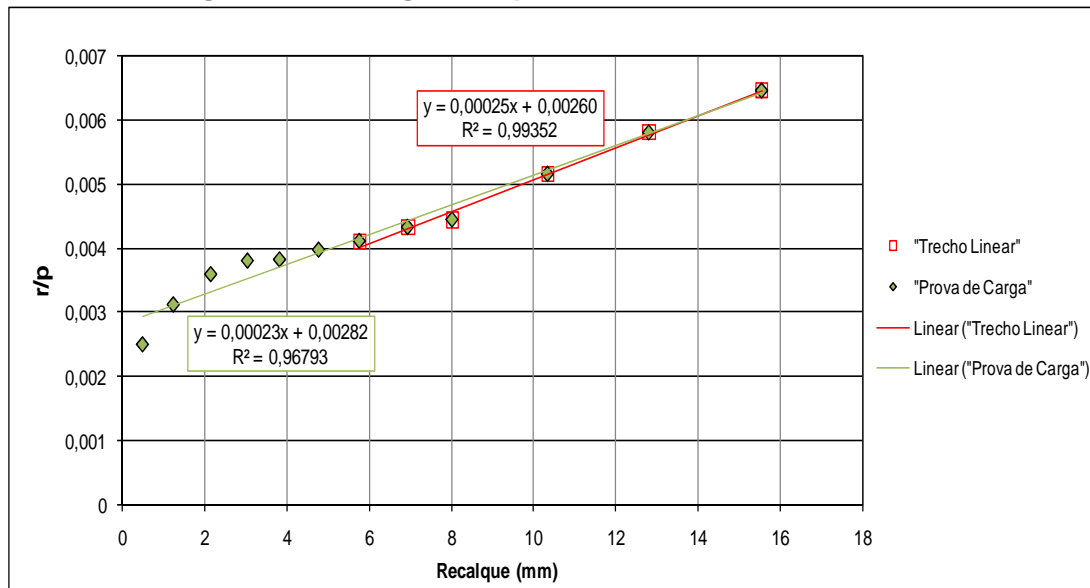


Figura B.6 – Carga de ruptura – Método de Chin – EH6



APÊNDICE C – Método de Rigidez

Neste método, a carga-limite pode ser obtida por meio do Gráfico de Rigidez, que permite visualizar a distância que se está da ruptura e identifica o domínio de transferência da carga pela ponta e o domínio pelo atrito lateral.

Serão apresentados para cada estaca:

a) a curva carga-recalque formada por correlações lineares entre $\log P$ e $\log s$, sendo “P” a carga em MN e “s” o recalque em mm, mostrando o ponto de regressão da curva carga-recalque;

b) o Gráfico de Rigidez, com relação linear referente ao domínio do atrito lateral, a parte da curva referente ao domínio da ponta e a indicação da carga de ruptura convencional.

As Figuras C.1 a C.12 apresentam os resultados desse método para cada estaca teste.

Figura C.1 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH1

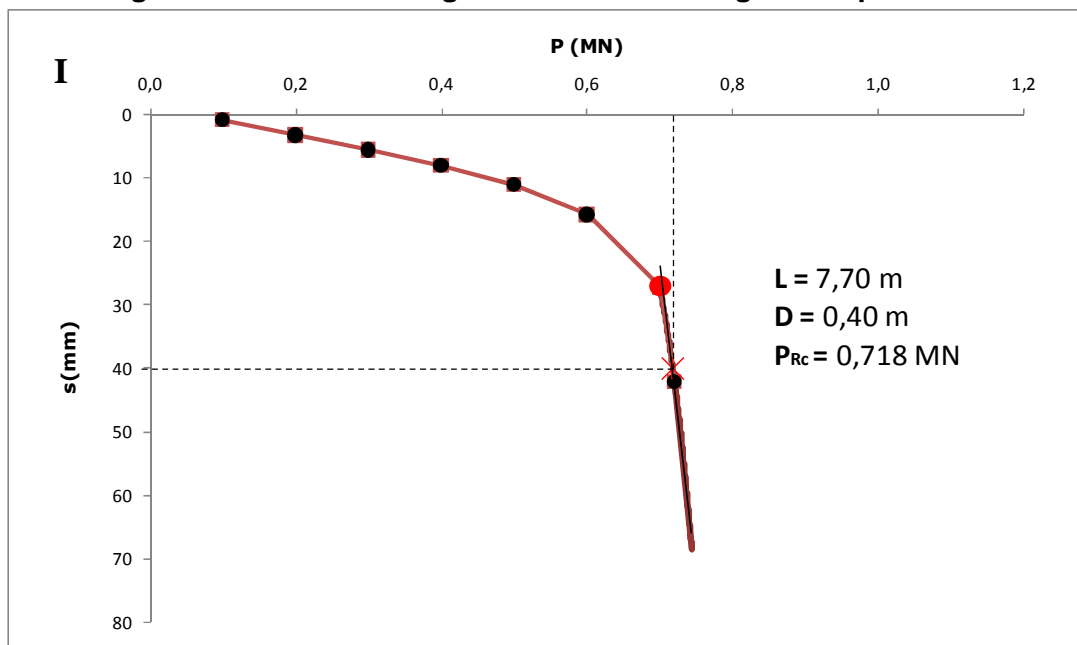


Figura C.2 – Gráfico de Rigidez – EH1

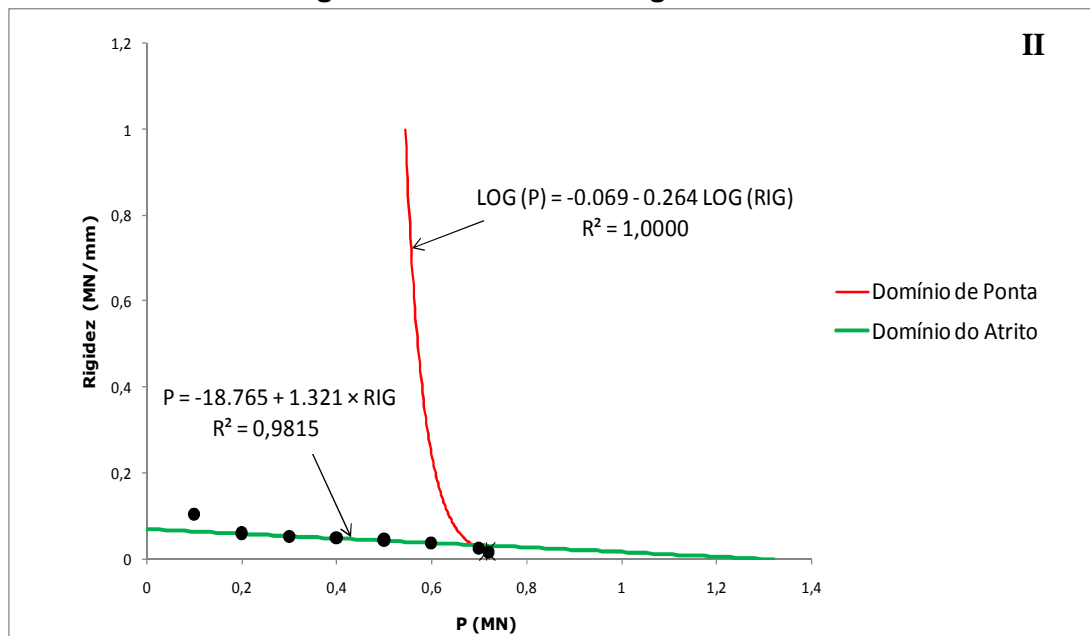


Figura C.3 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH2

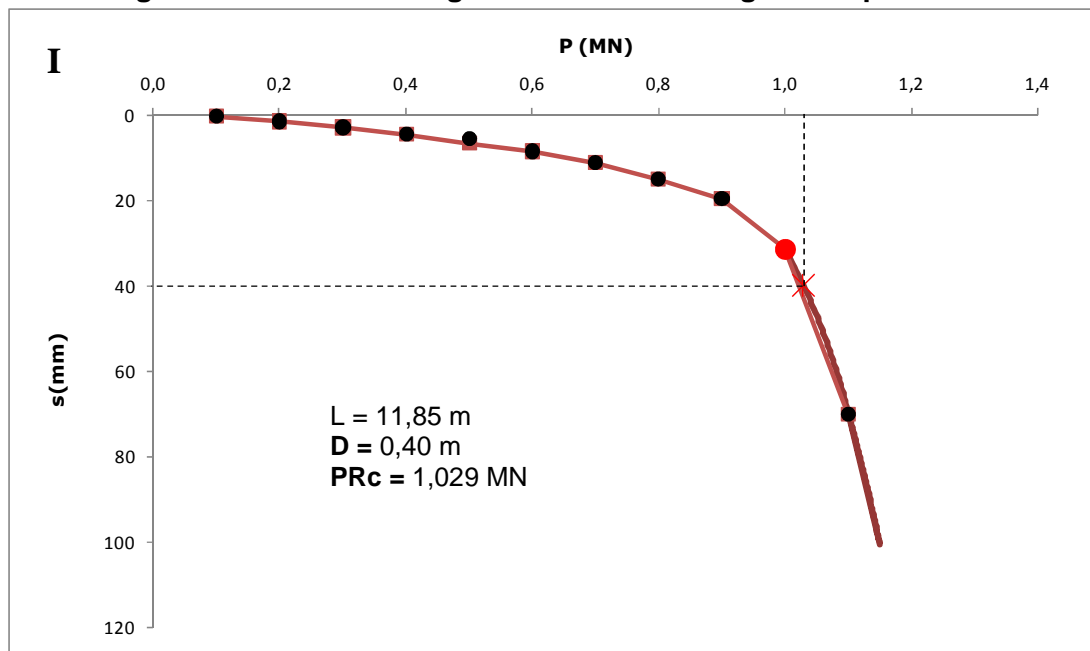


Figura C.4 – Gráfico de Rigidez – EH2

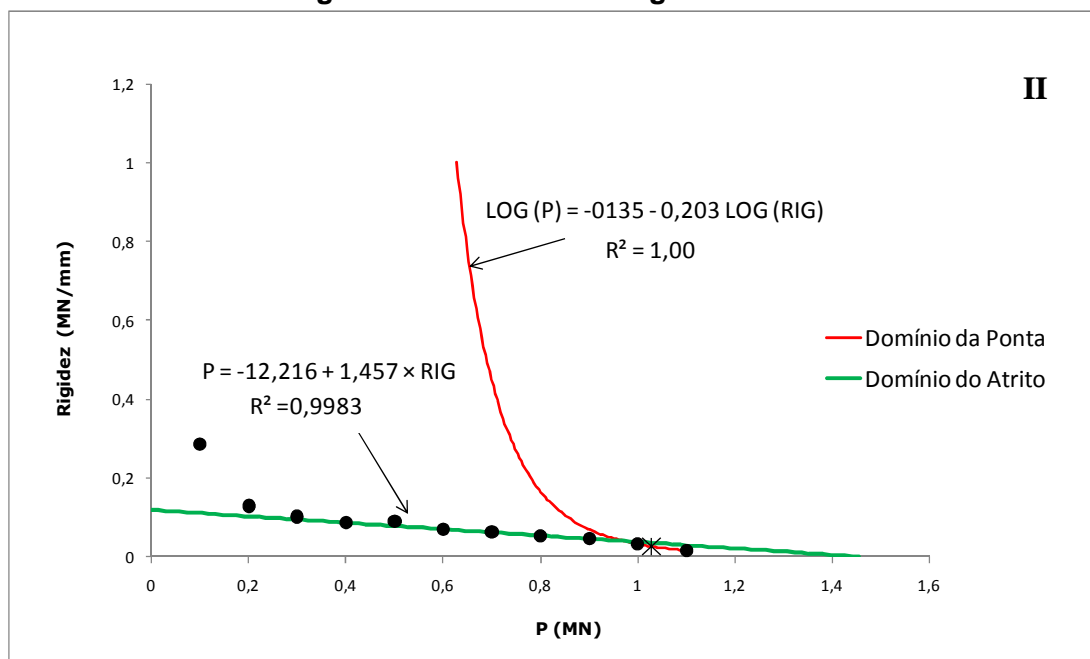


Figura C.5 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH3

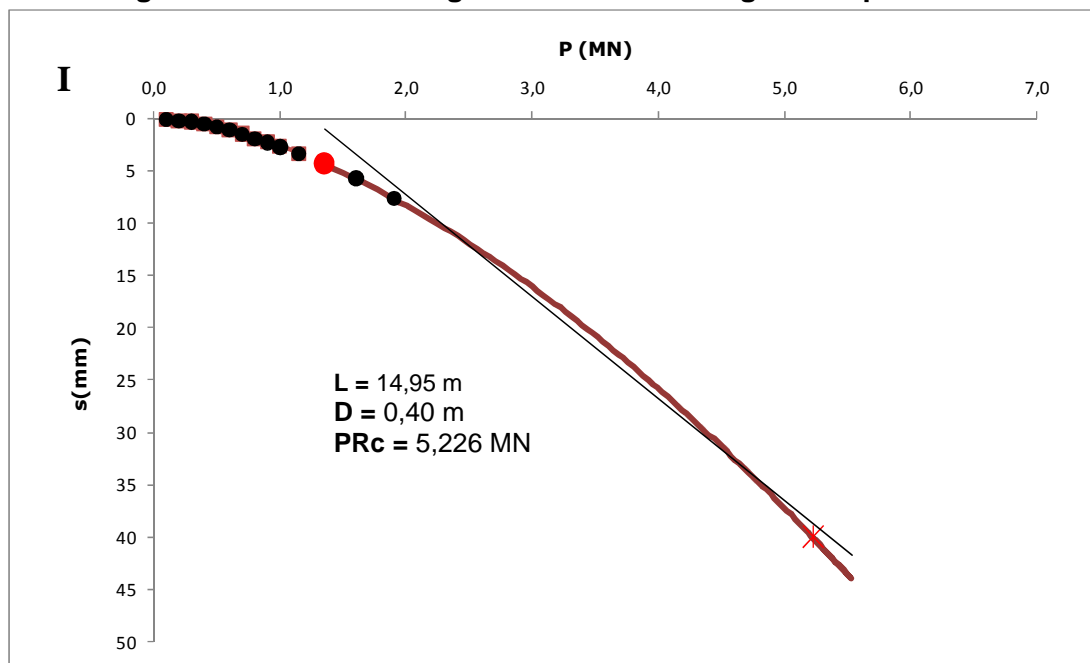


Figura C.6 – Gráfico de Rigidez – EH3

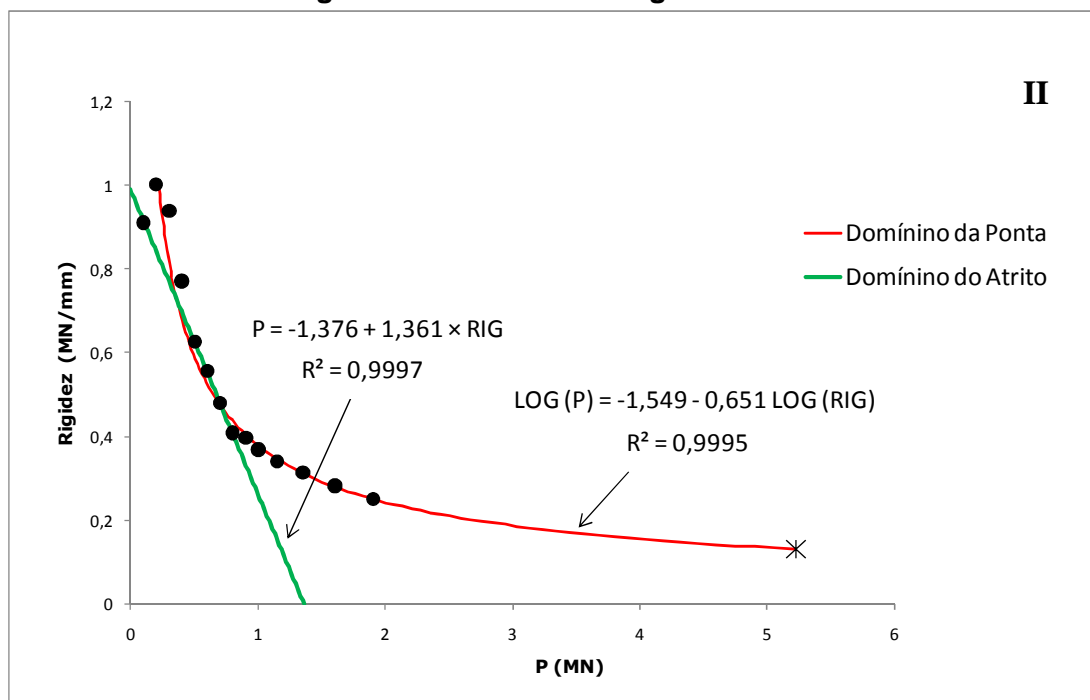


Figura C.7 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH4

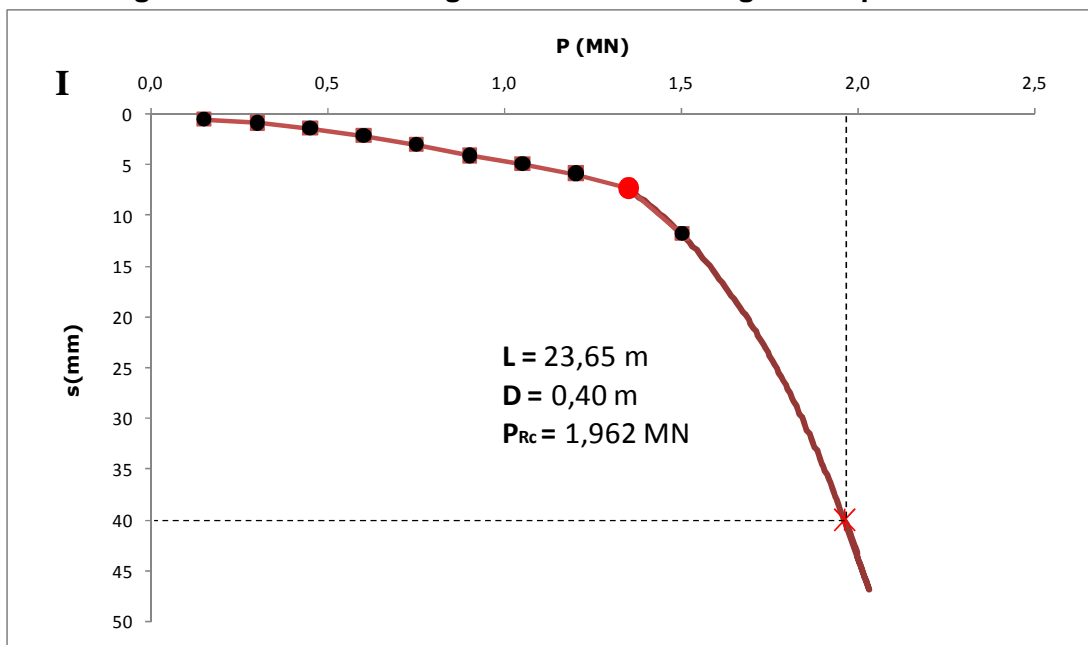


Figura C.8 – Gráfico de Rigidez – EH4

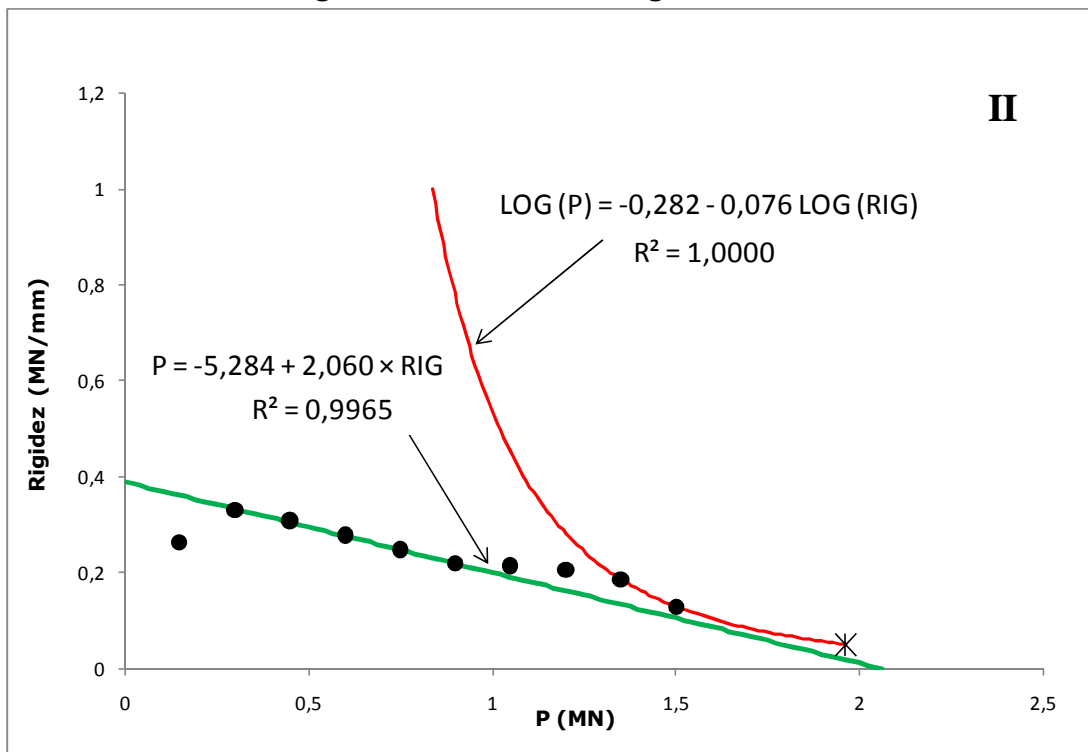


Figura C.9 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH5

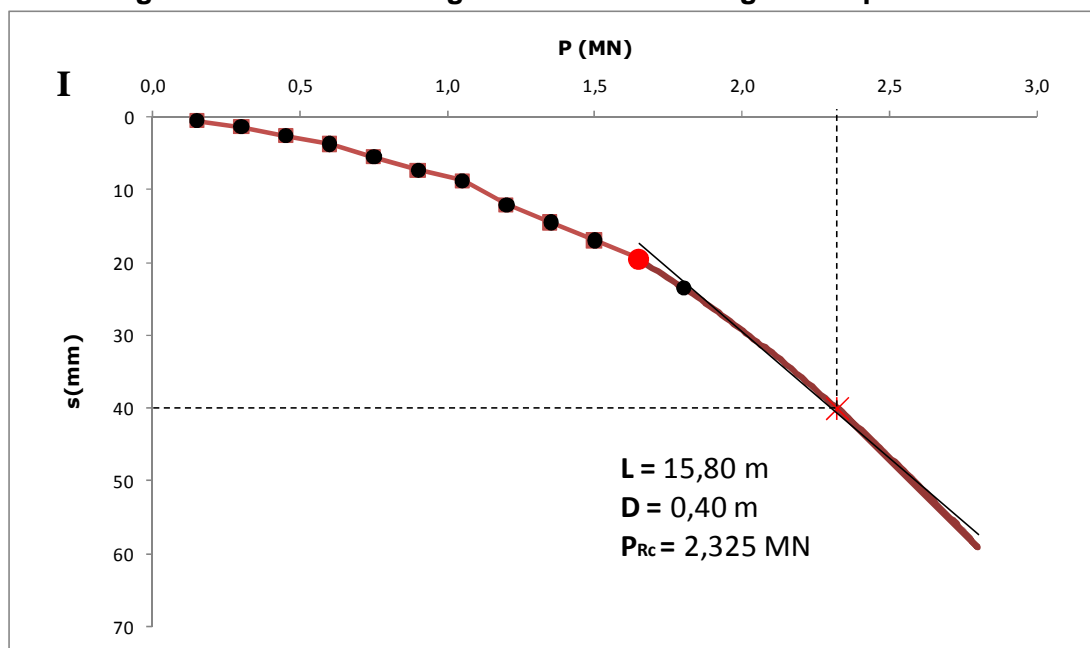


Figura C.10 – Gráfico de Rigidez – EH5

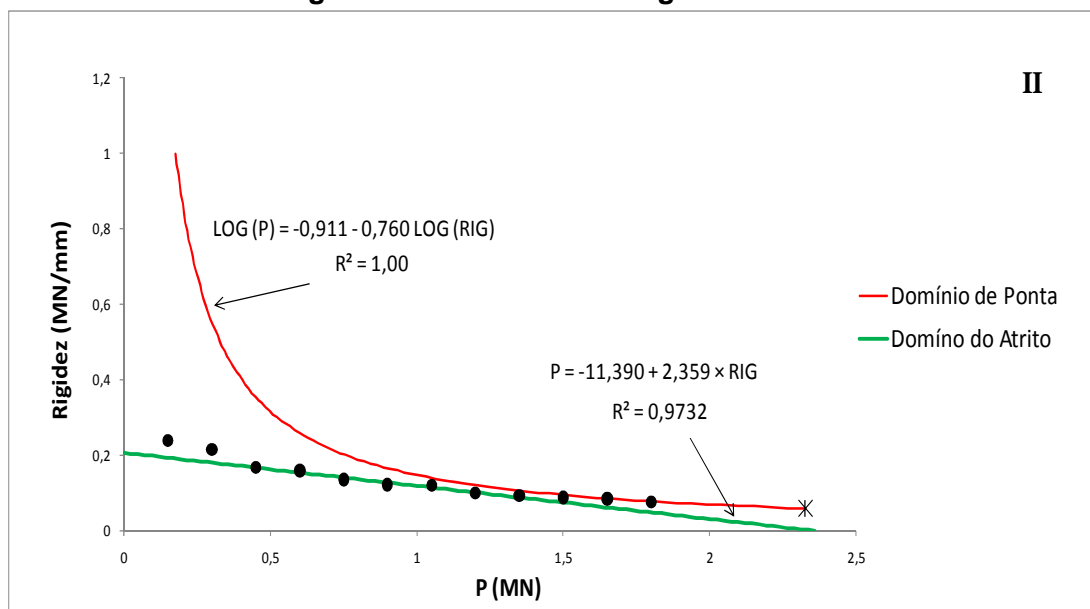


Figura C.11 – Ponto de regressão da curva carga-recalque – EH6

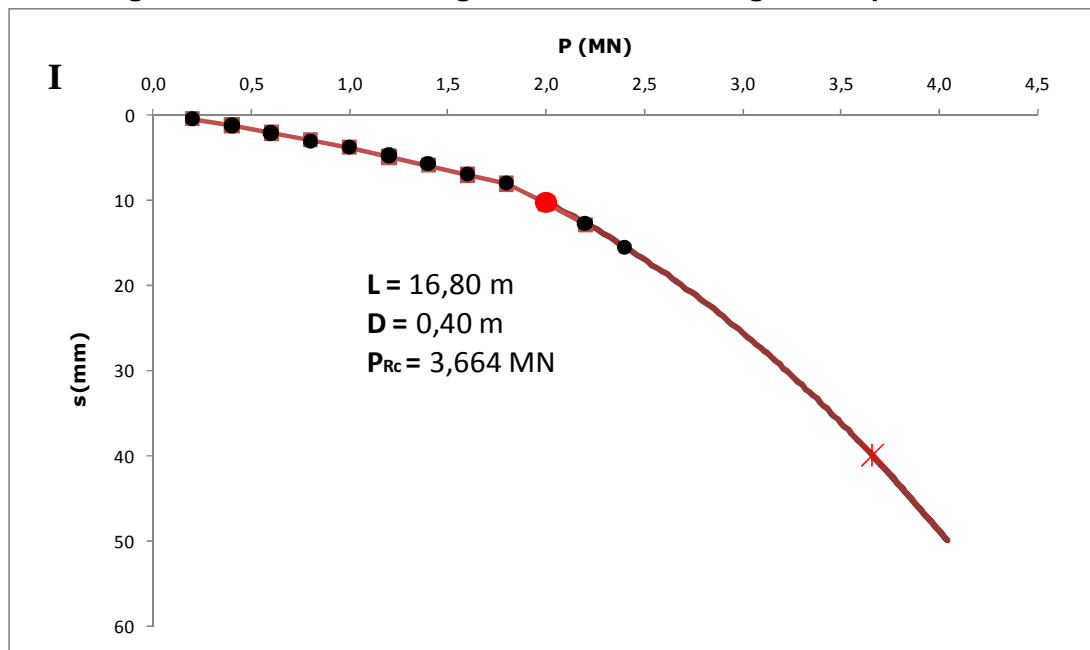
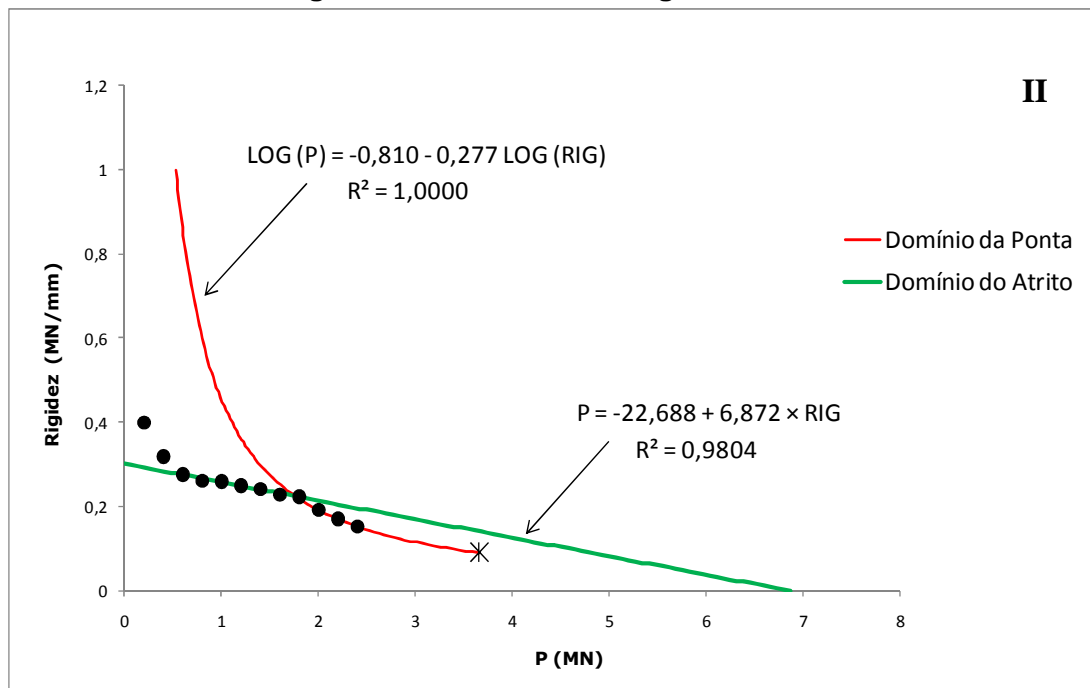


Figura C.12 – Gráfico de Rigidez – EH6



APÊNDICE D – Método das Duas Retas

Figura D.1 – Método das Duas Retas – EH1

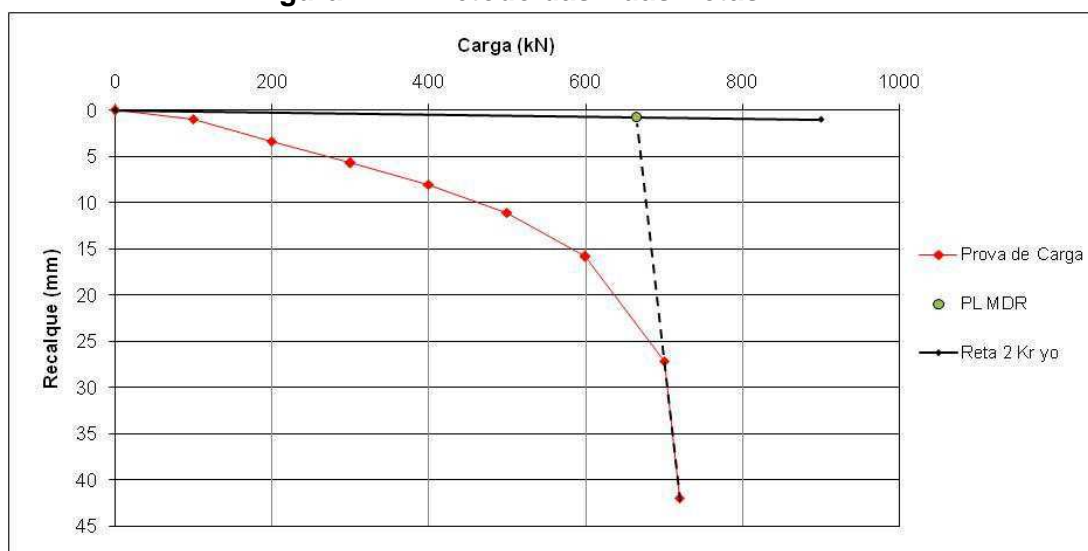


Figura D.2 – Método das Duas Retas – EH2

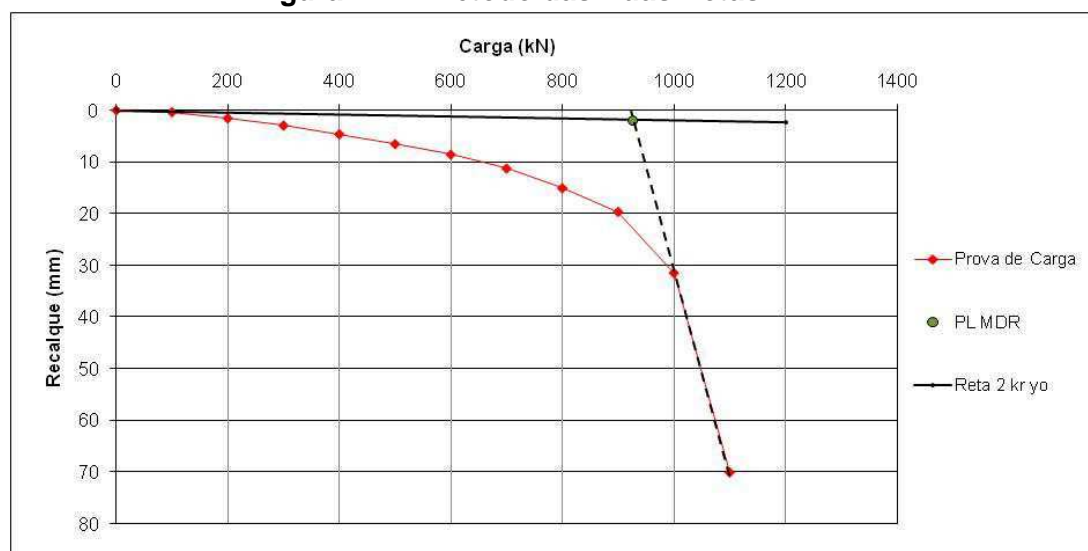


Figura D.3 – Método das Duas Retas – EH5

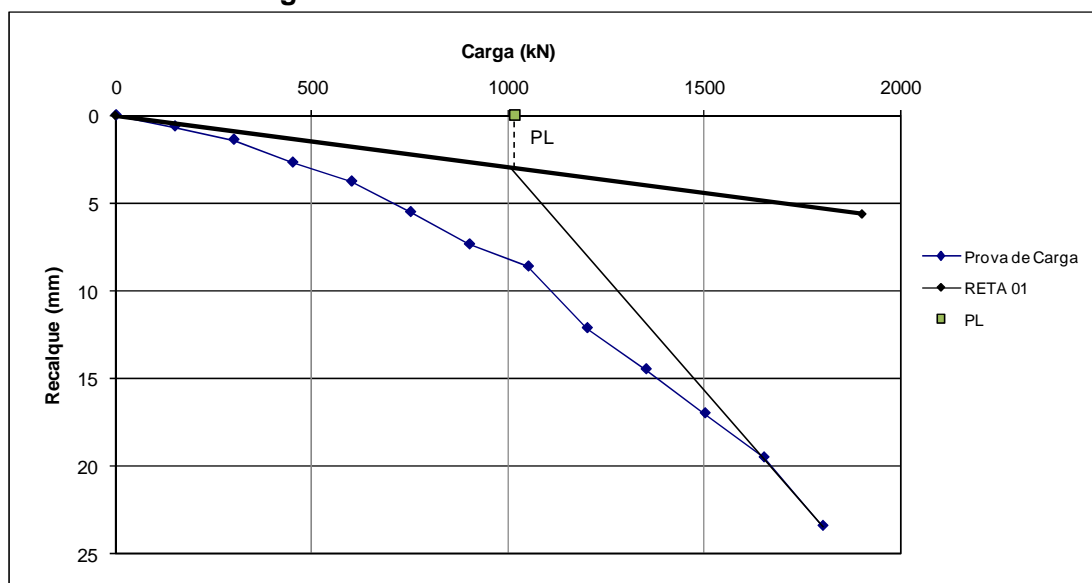
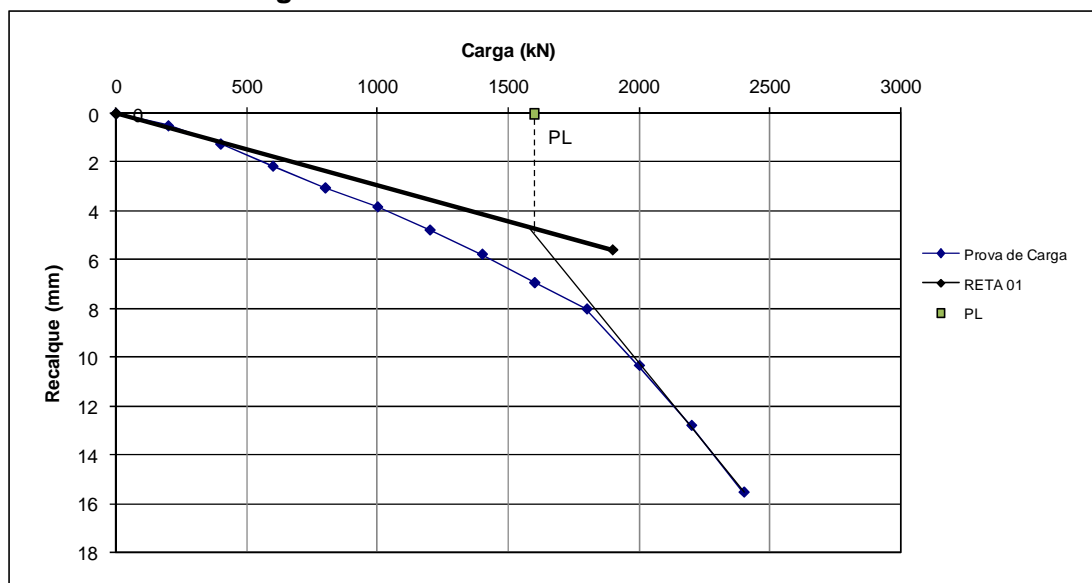


Figura D.4 – Método das Duas Retas – EH6



APÊNDICE E – Método Camapum de Carvalho *et al.*

Figura E.1 – Curva carga-coeficiente de deslocamento – EH1

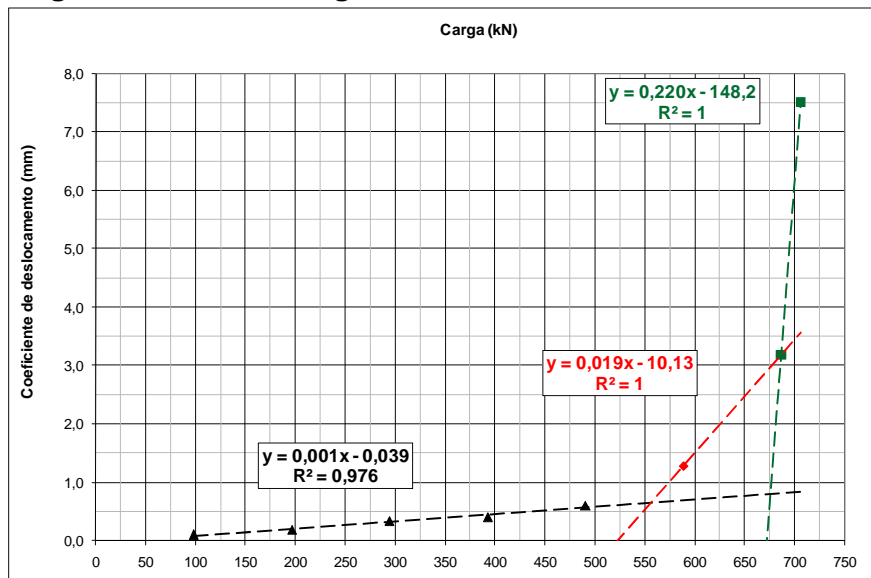


Figura E.2 – Curva carga-recalque imediato – EH1

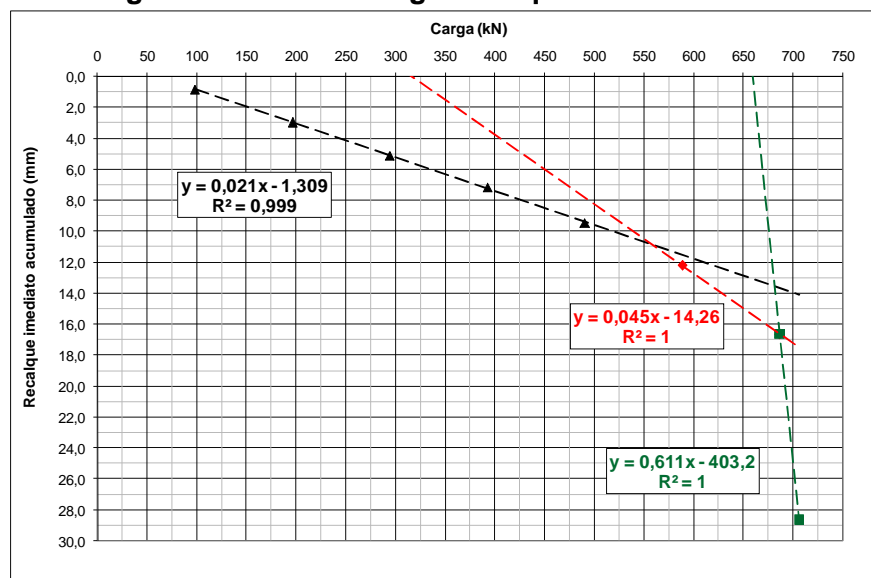


Figura E.3 – Curva carga-recalque secundário – EH1

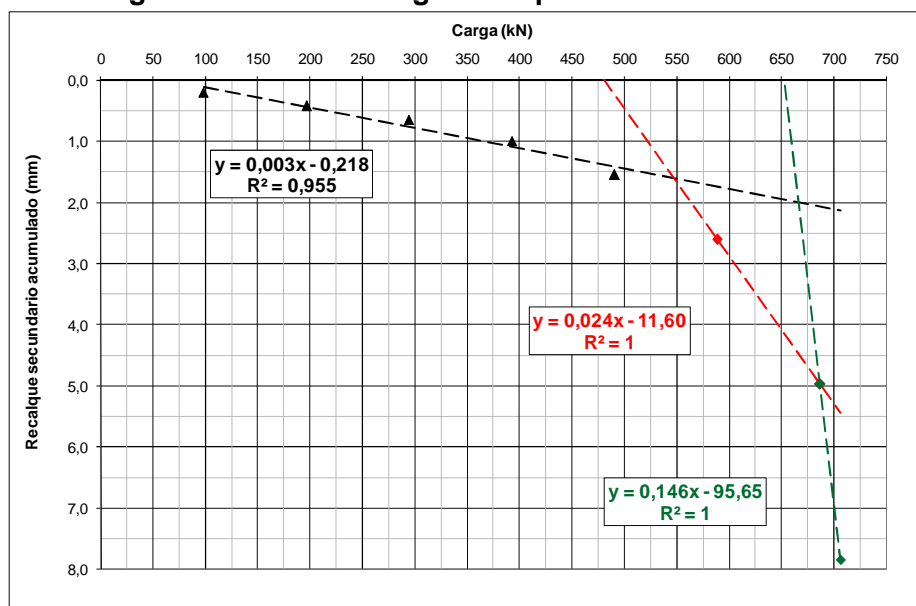


Figura E.4 – Curva carga-coeficiente de recalque – EH2

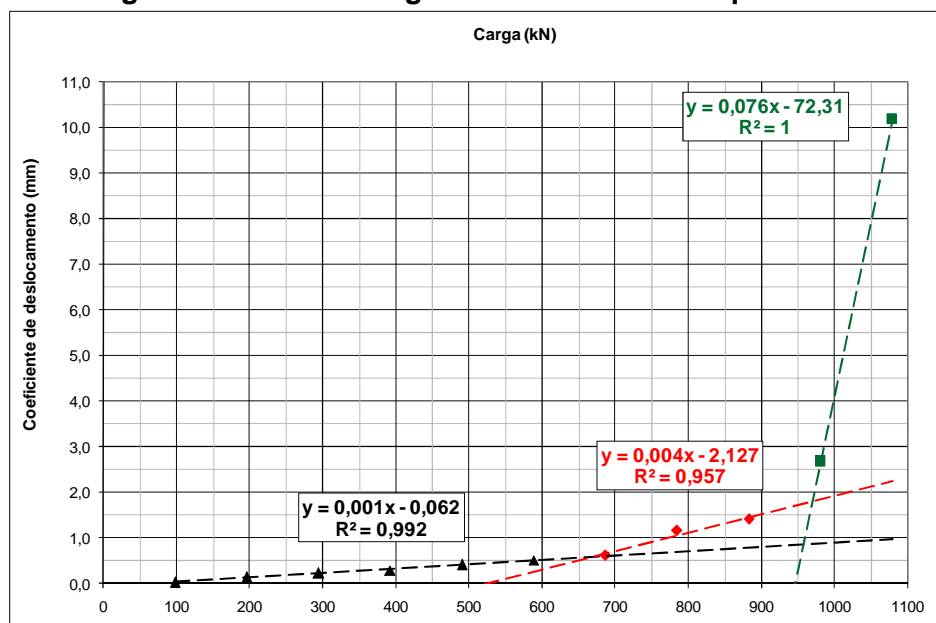


Figura E.5 – Curva carga-recalque imediato – EH2

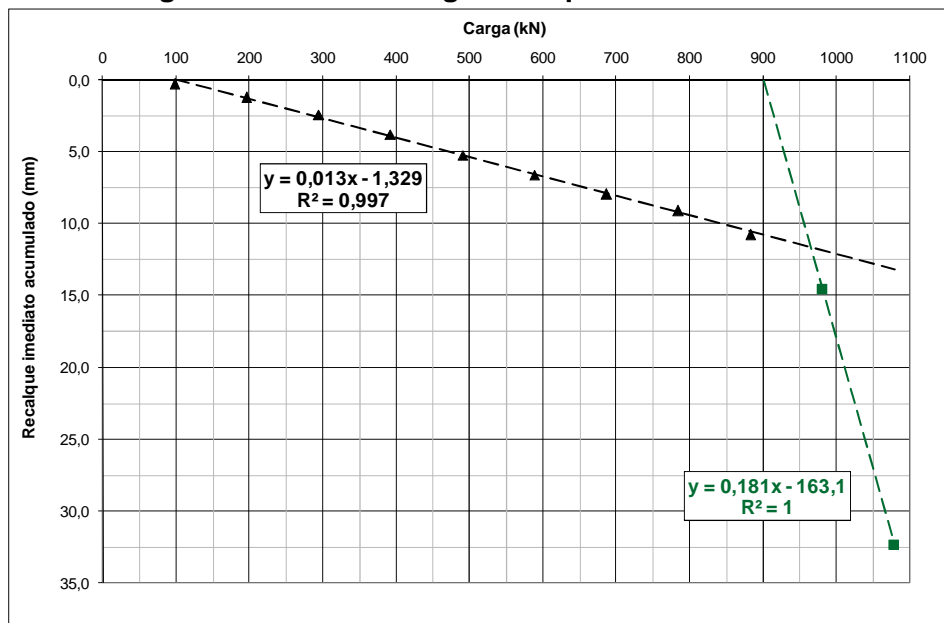


Figura E.6 – Curva carga-recalque secundário – EH2

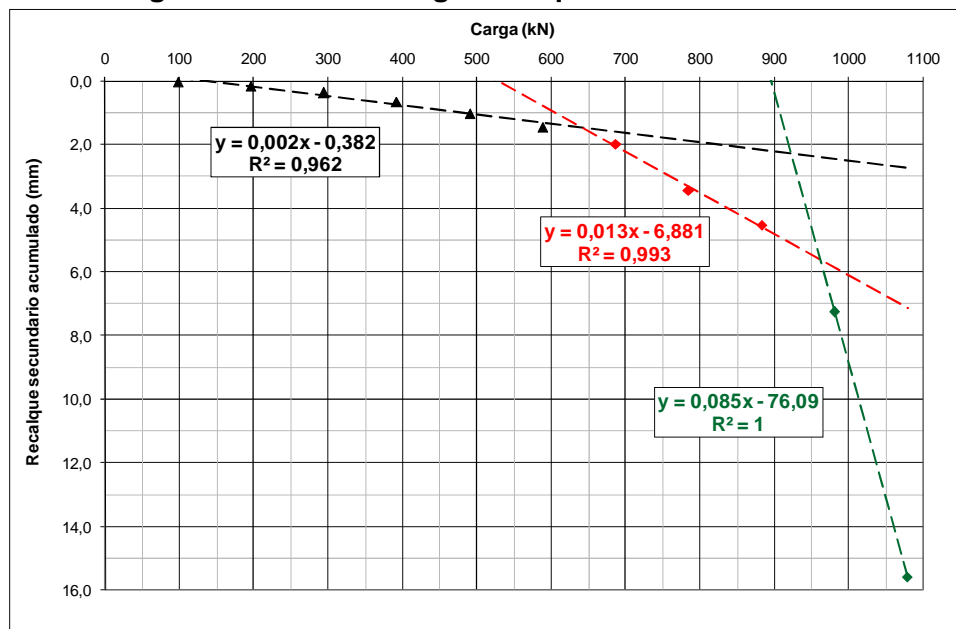


Figura E.7 – Curva carga-recalque imediato – EH3

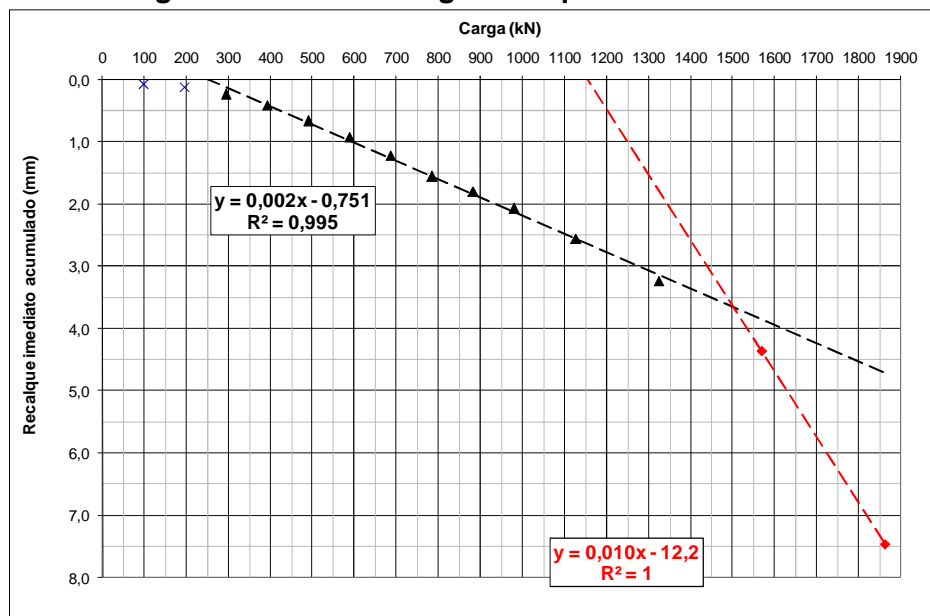


Figura E.8 – Curva carga-recalque imediato – EH4

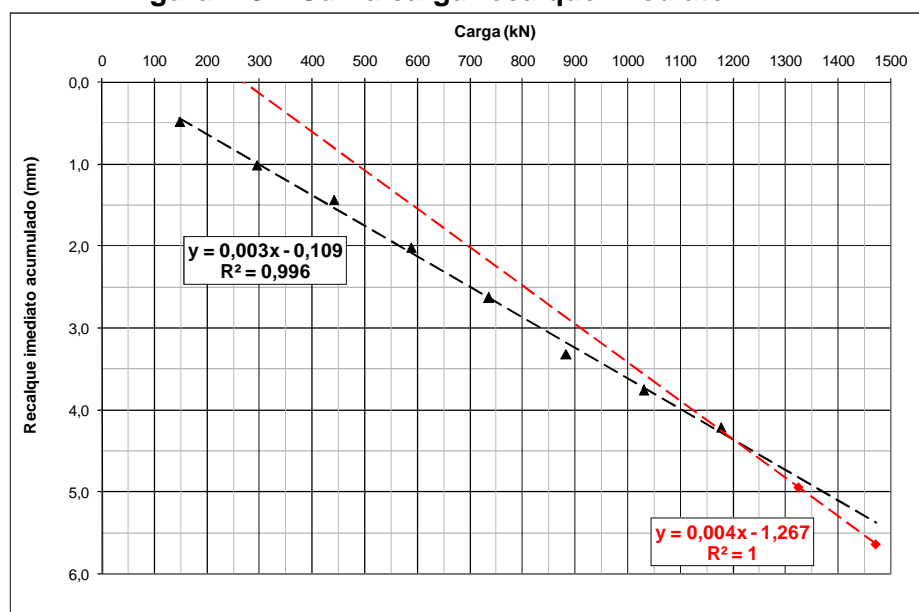


Figura E.9 – Curva carga-recalque secundário – EH4

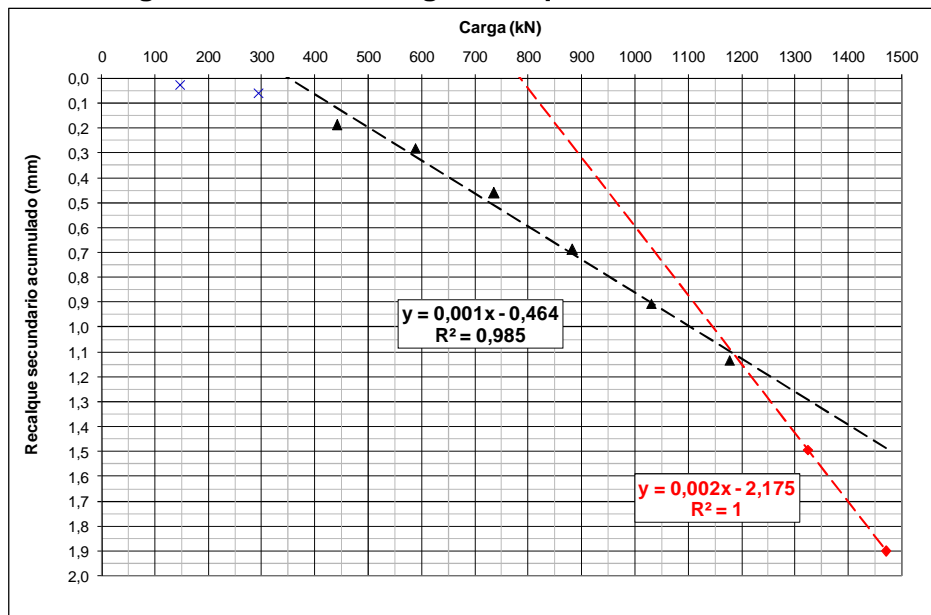


Figura E.10 – Curva carga-recalque imediato – EH5

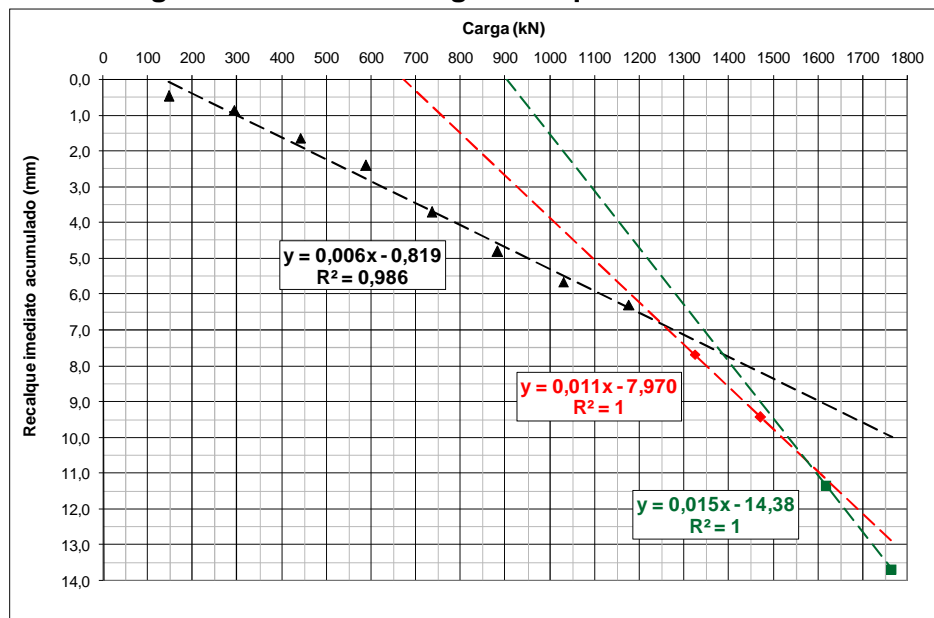


Figura E.11 – Curva carga-recalque secundário – EH5

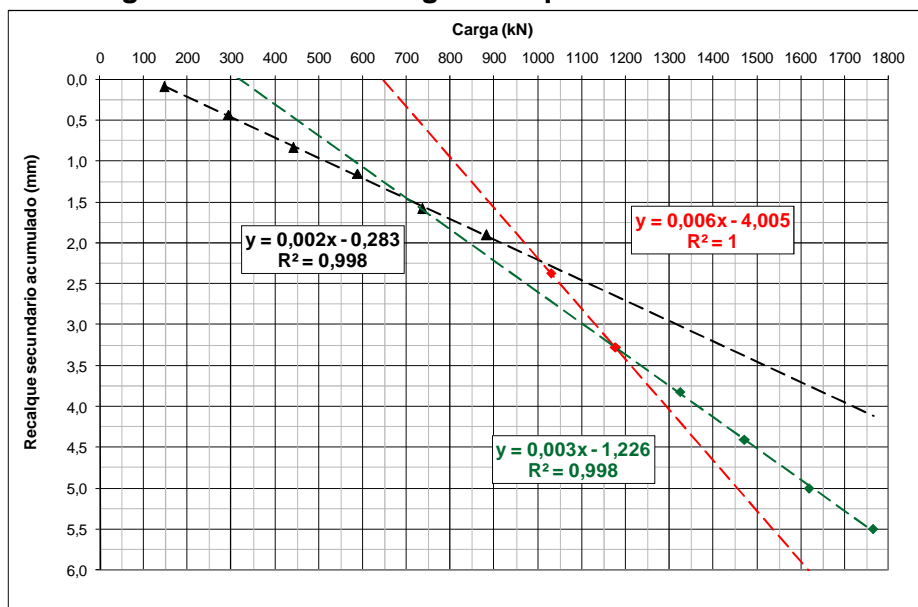
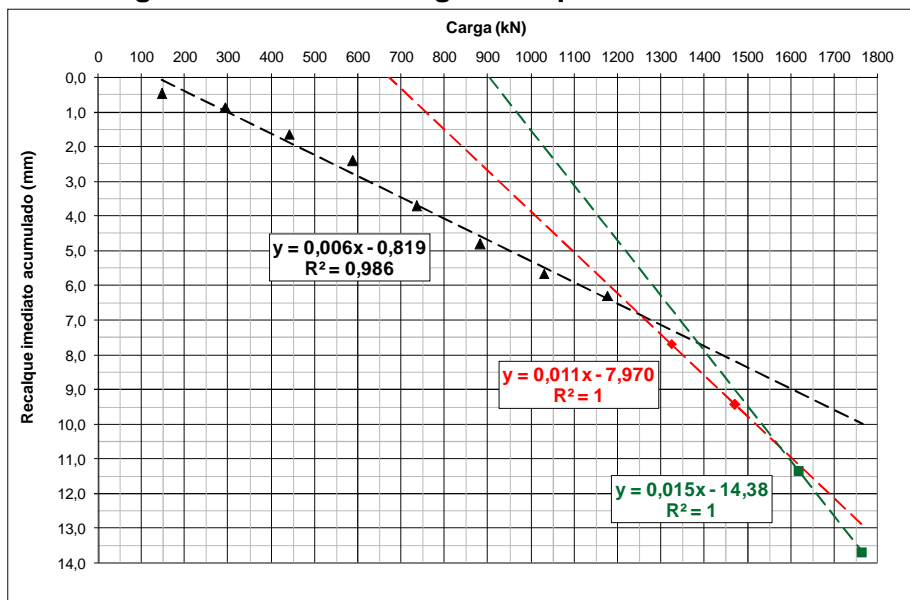


Figura E.12 – Curva carga-recalque imediato – EH6



ANEXOS

ANEXO A – Métodos semiempíricos de previsão de carga de estacas

1. MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978) MODIFICADO POR DÉCOURT (1996)

Inicialmente, Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um método de avaliação da Carga resistente de estacas pré-moldadas com base nos valores N do ensaio SPT. Posteriormente, Décourt (1996) estendeu a sua utilização para outros tipos de estaca e, ainda, fez adequações do método original ao ensaio SPT-T, pelo conceito de $N_{\text{equivalente}}$ (N_{eq}). Esse autor alerta que, quando a ruptura não for claramente definida, a carga de ruptura prevista pelo método refere-se à ruptura convencional, ou seja, a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca é igual a 10% do seu diâmetro para estacas cravadas e estacas escavadas em argilas e igual a 30% do seu diâmetro para estacas escavadas em solos granulares.

Carga total na ruptura

$$Q_u = \alpha \cdot q_p \cdot A_p + \beta \cdot q_s \cdot A_s \quad (1)$$

α e β : coeficiente de majoração ou minoração para adaptação do método aos demais tipos de estaca (Tabelas 1 e 2)

q_p : reação de ponta

q_s : atrito lateral unitário

A_p : área transversal da ponta da estaca

A_s : área lateral da estaca

$$q_p = K \cdot \bar{N} \quad (2)$$

\bar{N} : a média dos três valores N medidos na profundidade da ponta da estaca, imediatamente acima e o imediatamente abaixo dela

K : função do tipo de solo (Tabela 3)

$$q_s = 10 \cdot \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3)$$

N : Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste. No cálculo de N não se consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta. Observar os limites:

$N \leq 50$ – para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita

$N \leq 15$ – para estacas Strauss e tubulões a céu aberto

$N \geq 3$

Observação: Os valores de N indicados tanto podem ser os correspondentes ao SPT tradicional quanto aos correspondentes ao N_{eq} do SPT-T. Para obtenção do N_{eq} , adota-se a expressão:

$$N_{eq} = T/1,2 \quad (4)$$

T: valor do torque em Kgf.m

Tabela 1 – Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de Estaca	Estacas Cravadas	Escavada	Escavada Bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob Altas Pressões
Argilas	1,00	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	1,00	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* Valores apenas orientativos diante de reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 2 – Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de Estaca	Estacas Cravadas	Escavada	Escavada Bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob Altas Pressões
Argilas	1,00	0,85	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	1,00	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	1,00	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* Valores apenas orientativos diante de reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 3 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de Solo	K (kN/m ²)
Argila	120
Silte-argiloso (solo residual)	200
Silte-arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Fonte: Décourt (1996)

2. MÉTODO DE ALONSO (1996, 2000)

Este método foi proposto pelo autor utilizando-se o ensaio SPT-T. O método original Alonso (1996b) foi reavaliado pelo autor no ano de 2000 para duas regiões geotécnicas diferentes: argila siltosa da formação Guabirotuba e solos da cidade da Serra, região da Grande Vitória-ES.

Carga total na ruptura

$$PR = PL + PP \quad (5)$$

Carga de atrito lateral na ruptura

$$PL = \sum (U \cdot \Delta l \cdot r_l) \quad (6)$$

U : perímetro da seção transversal do fuste da estaca (m)

Δl : trecho onde se admite r_l constante (m)

r_l : atrito lateral unitário

$$r_l = \alpha f_s \quad (7)$$

f_s : adesão (máxima) calculada a partir do torque $T_{\text{máx}}$

α : coeficiente de correção de f_s obtido pela interpretação de provas de carga carregadas nas proximidades da ruptura (Tabela 4).

Tabela 4 – Limites de r_l e valores de α para estacas hélice contínua

Região	Limite de r_l (kPa)	α
Bacia Sedimentar de São Paulo	≤ 200	0,65
Formação Guabito-tuba	≤ 80	0,65
Cidade da Serra/ES	≤ 200	0,76

Fonte: Adaptada de Alonso (1996b) e Alonso (2000)

Para obtenção da adesão f_s (kPa), adota-se a expressão:

$$f_s = \frac{100.T_{m\acute{a}x}}{0,42.h - 0,032} \quad (8)$$

$T_{m\acute{a}x}$: torque máximo (kgf.m)

h : penetração total do amostrador (cm)

Carga de ponta na ruptura

$$PP = r_p \cdot A \quad (9)$$

A : área da projeção da ponta da estaca (m²)

r_p : resistência de ponta unitária

$$r_p = \beta \frac{T_{\min}^1 + T_{\min}^2}{2} \quad (10)$$

β : função da região e do tipo de solo (Tabela 5)

T_{\min}^1 : média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho 8D acima da ponta da estaca

T_{\min}^2 : média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho 3D abaixo da ponta da estaca

D : diâmetro da estaca

Tabela 5 – Valores de β para diferentes regiões e solos

Região	Valores de β (kPa / kgf.m)		
	Areias	Siltes	Argilas
Bacia Sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabiotuba	---	---	80
Cidade da Serra/ES	260	195	130

Fonte: Adaptada de Alonso (1996b) e Alonso (2000)

Observações:

a) Quando as estacas não são armadas, o valor máximo de

$$PR \leq 0,85 A_c \cdot f_{ck} \quad (11)$$

b) Valores de T^1_{min} e T^2_{min} superiores a 40kgf.m adotar esse valor

c) Quando não há valores de $T_{máx}$ e T_{min} , devido à não execução do ensaio SPT com leitura de torque, o autor propõe adotar:

$$T_{máx} = 1,2 N \quad e \quad T_{min} = 1,0 N \quad (kgf.m) \quad (12a \text{ e } 12b)$$

A_c : área da seção transversal do fuste da estaca

f_{ck} : resistência característica do concreto da estaca ($f_{ck} \leq 20MPa$)

N : índice de resistência à penetração, no ensaio tradicional SPT, limitado ao valor de 40

3. MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL (1996)

Este método foi apresentado pelos autores com base em nove provas de carga em estacas hélice com diâmetros de 35cm, 50cm e 75cm. O método utiliza o ensaio SPT.

Carga total na ruptura:

$$PR = B_1 N p L + B_2 N A_p \quad (13)$$

B_1 e B_2 : coeficientes conforme Tabela 2.7

N : Índices de SPTs

p: Perímetro da estaca

L: Comprimento concretado da estaca

A_p : Área da ponta da estaca

Deve-se observar:

$B_1 N$ e $B_2 N$ em kg/cm^2

$$B_2 N \leq 40 \text{kg/cm}^2 \quad (14)$$

Tabela 6 – Valores de B_1 e B_2

Solo	B_1 %	B_2
Areia	4,0 a 5,0	2 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: Antunes e Cabral (1996)

Figura 39 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH3

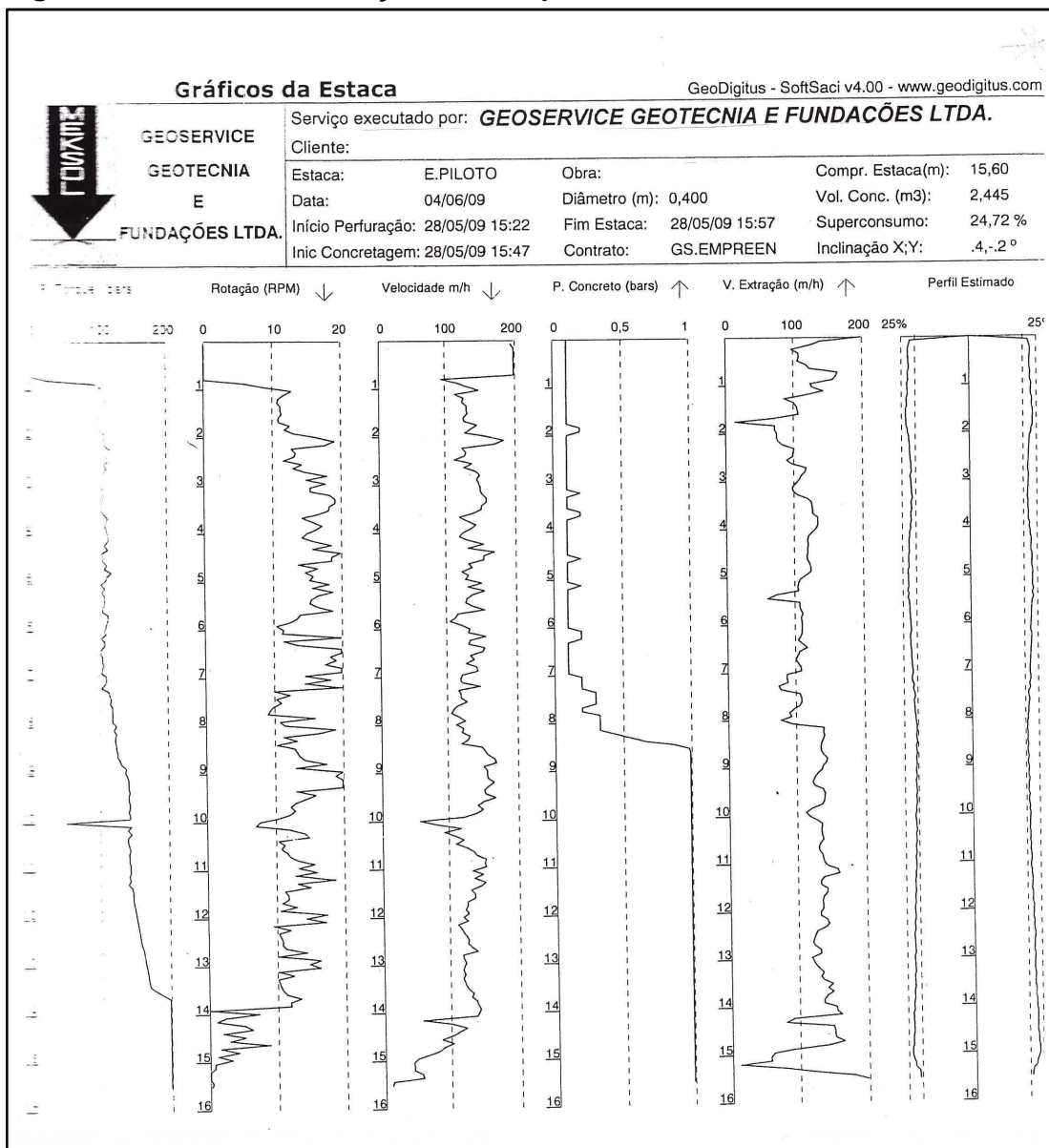


Figura 4 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH4

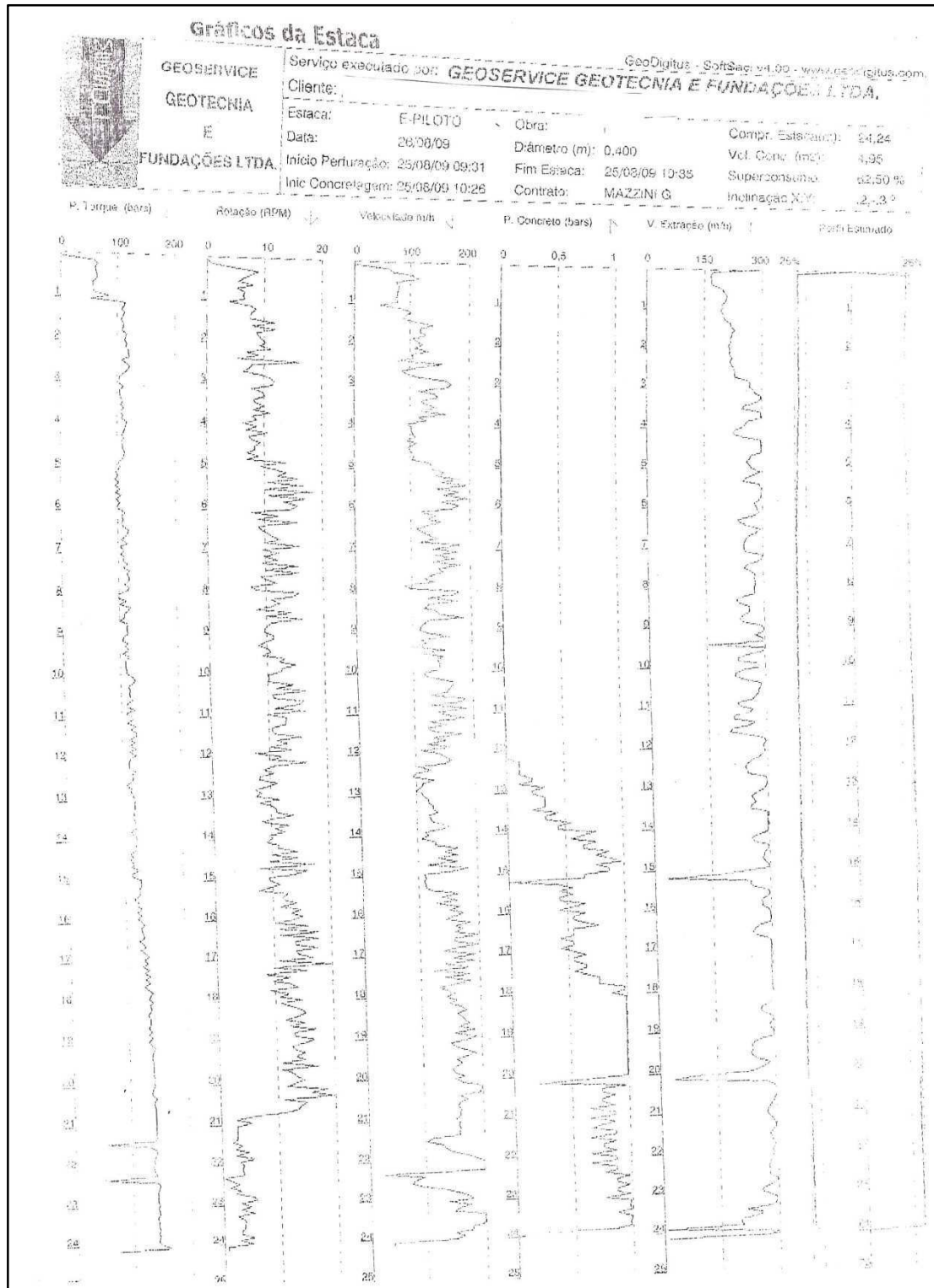


Figura 5 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH5

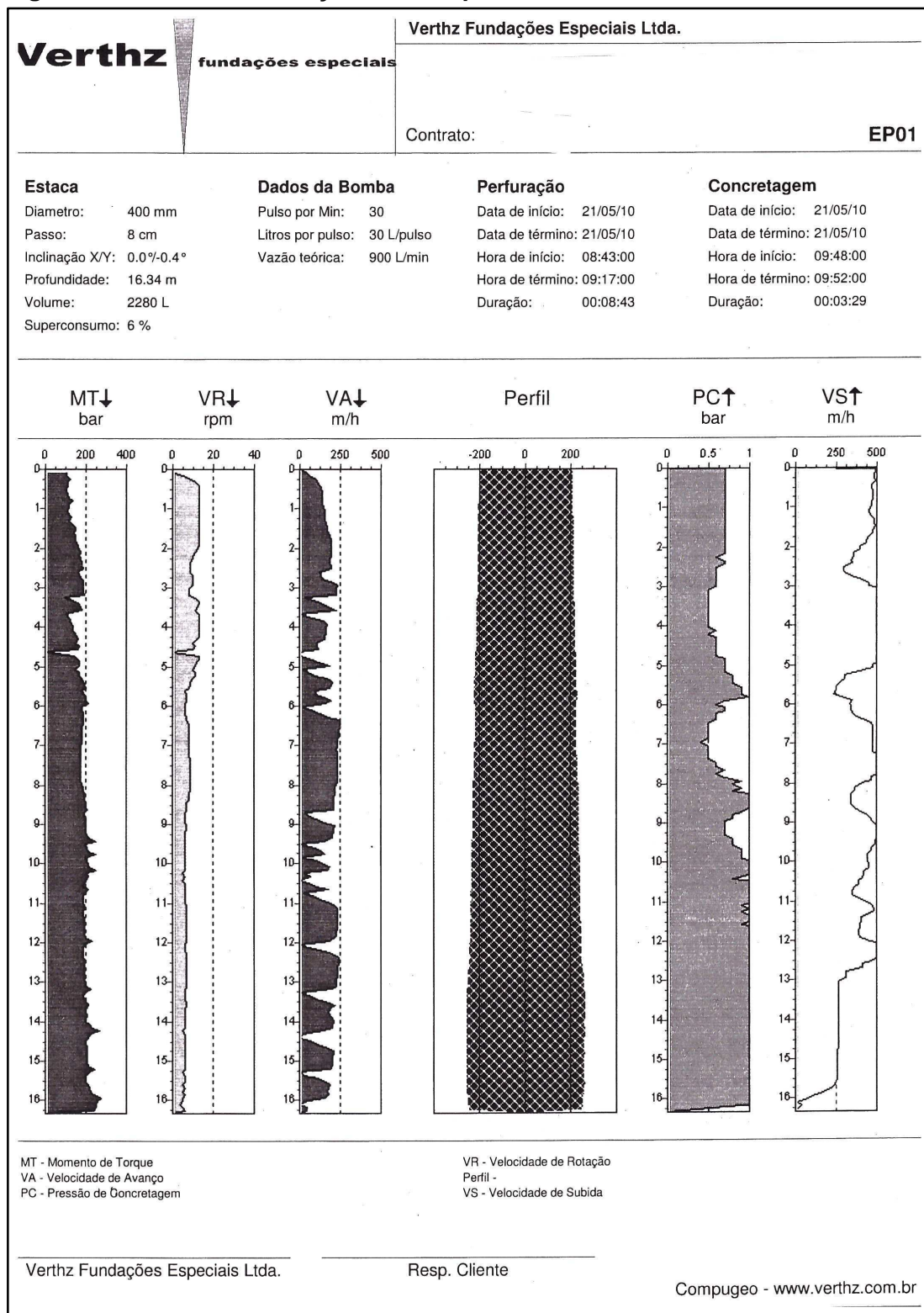


Figura 6 – Dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento – EH6

