

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,  
ARQUITETURA E URBANISMO**

**COMPORTAMENTO DE ESTACAS TIPO RAIZ,  
INSTRUMENTADAS, SUBMETIDAS À  
COMPRESSÃO AXIAL, EM SOLO DE DIABÁSIO**

**Rogério Carvalho Ribeiro Nogueira**

**Campinas, SP  
Fevereiro / 2004**



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,  
ARQUITETURA E URBANISMO**

**COMPORTAMENTO DE ESTACAS TIPO RAIZ,  
INSTRUMENTADAS, SUBMETIDAS À  
COMPRESSÃO AXIAL, EM SOLO DE DIABÁSIO**

**Rogério Carvalho Ribeiro Nogueira**

**Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque**

Dissertação de Mestrado  
apresentada à Comissão de pós-  
graduação da Faculdade de  
Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo da Universidade  
Estadual de Campinas, como parte  
dos requisitos para obtenção do  
título de Mestre em Engenharia  
Civil, na área de concentração de  
Geotecnia.

**Campinas, SP**

**Fevereiro / 2004**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

N689c

Nogueira, Rogério Carvalho Ribeiro

Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas,  
submetidas à compressão axial, em solo de diabásio /  
Rogério Carvalho Ribeiro Nogueira. --Campinas, SP:  
[s.n.], 2004.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo.

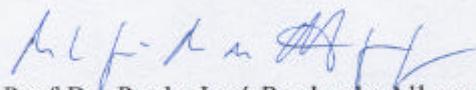
1. Fundações (Engenharia). 2. Mecânica do solo. 3.  
Prova de carga. 4. Compressão axial. 5. Capacidade de  
carga. 6. Engenharia - Instrumentos. I. Albuquerque,  
Paulo José Rocha de. II. Universidade Estadual de  
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**COMPORTAMENTO DE ESTACAS TIPO RAIZ,  
INSTRUMENTADAS, SUBMETIDAS À COMPRESSÃO  
AXIAL, EM SOLO DE DIABÁSIO**

**ROGÉRIO CARVALHO RIBEIRO NOGUEIRA**

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof.Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

Presidente e Orientador/Universidade Estadual de Campinas-SP



Prof.Dr. David de Carvalho

Universidade Estadual de Campinas-SP



Prof.Dr. Stélio Maia Meneses

Universidade Federal de Lavras - MG

Campinas, 29 de março de 2004



Timoneiro nunca fui  
Que eu não sou de velejar  
O leme da minha vida  
Deus é quem faz governar  
E quando alguém me pergunta  
Como se faz pra nadar  
Explico que eu não navego  
Quem me navega é o mar

A rede do meu destino  
Parece a de um pescador  
Quando retorna vazia  
Vem carregada de dor  
Vivo num redemoinho  
Deus bem sabe o que ele faz  
A onda que me carrega  
Ela mesma é quem me traz

Timoneiro  
(Paulinho da Viola / Hermínio Bello  
de Carvalho)



**Aos meus parentes e amigos que  
hoje ou um dia estiveram ao meu  
lado.**







## AGRADECIMENTOS

À Deus que muito me proporcionou e me fez enxergar a beleza das pequenas coisas da vida.

À minha mãe, Gladys Isaura Carvalho Ribeiro Nogueira, com amor e saudade.

À meu pai, Eng<sup>o</sup> Jonio Ribeiro Nogueira, que me preparou e me prepara para os desafios da vida e para o verdadeiro sentido da engenharia.

À meus avós Syllas Ferreira Carvalho e Jandira de Arruda Leite Carvalho.

À minha irmã Daniela Carvalho Ribeiro Nogueira.

À minha namorada Flávia Elaine Aliotti Rodrigues.

À Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, onde me formei engenheiro.

Ao Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, pelo entusiasmo, força de vontade, serenidade e confiança.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho, pela serenidade, experiência e boa vontade.

Aos colegas engenheiro(a)s João Alexandre Paschoalin Filho, Gentil Miranda Jr., Bruno Braz Zammataro, Eduardo Beira Fontaine, Jean Rodrigo Garcia, Elias Antônio Nicolas, Álvaro Chaves, Rogério de Almeida, Patrícia Stella Pucharelli Fontanini, Priscila Cunha Teixeira, Viviane Aguirre Amo, Celso Ricardo Maas, Eric Aparecido Hummel, Sílvia K. Hummel, Adriana P. Balvedi, Rodrigo Coji Kimati, Marcos Kobayashi, Roberto Coelho Falaschi, Carlos Eduardo Foltran e Heitor L. Altemani.



Ao colega Engº Lóris Lodir Zucco, pela sua amizade e apoio imprescindível ao projeto.

Aos funcionários das Faculdades de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo e Engenharia Agrícola.

A meus amigos Alexandre César A. P. Pimenta, Gustavo C. Mandolesi, Ricardo Höfling e Tiago Duarte da Conceição, pelos longos anos de convívio.

A meus amigos Gustavo Fávaro e César Silva pelo apoio nos momentos difíceis.

À CAPES pelo apoio através de bolsa de mestrado.

À FAPESP, FUNCAMP e FAEP pelo apoio financeiro a esta pesquisa.

À FUNDESP FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA, pelo apoio com profissionais especializados e equipamentos os quais foram essenciais para a execução das estacas desta pesquisa.

À VOTORANTIM CIMENTOS – DIVISÃO VOTOMASSA, na pessoa do Engº Eliezer Laister, pelo fornecimento da argamassa bem como acompanhamento técnico.

À SONDOSOLO GEOTECNIA E ENGENHARIA LTDA, pela atenção especial dada a esta pesquisa no tocante às sondagens realizadas e estacas escavadas de reforço.

À BALBINO FUNDAÇÕES LTDA, pelo apoio para a extração de estaca através de execução de tubulão.

À CLÓ ZIRONI INDÚSTRIA LTDA pelo prestativo atendimento dispensado.



Ao Departamento de Geotecnia da EESC – USP, na pessoa do Prof. Dr. José C. A. Cintra pela cessão de equipamentos.

Aos Profs. Drs. Luiz R. Cavicchia, Luis A. Seraphim, Pécio L.A. Barros, Caio L. A. Barros, Araken Silveira (FEC-UNICAMP) e ao Prof. Dr. Nelson Aoki (EESC-USP) os quais me ensinaram a ver a Geotecnia como um constante desafio.

Aos Profs. Drs. Cássio Eduardo L. de Paiva e Lucila Chebel Labaki pelo apoio e incentivo.

Ao Prof.M.Sc. Flávio de Oliveira Costa, um homem dedicado à Engenharia Civil.



## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xxi
LISTA DE TABELAS.....	xxix
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xxxiii
RESUMO.....	xxxvii
ABSTRACT.....	xxxix
1 – INTRODUÇÃO.....	1
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 – ESTACAS RAIZ – HISTÓRICO.....	3
2.2 – ESTACAS INJETADAS – PROCESSO EXECUTIVO.....	10
2.3 – TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS.....	19
2.3.1 – Leis de Cambefort modificadas por Massad.....	22
2.4 - CAPACIDADE DE CARGA.....	30
2.4.1 – Critérios de Ruptura.....	30
2.4.2 – Provas de Carga.....	34
2.4.2.1 – Procedimento Executivo de Provas de Carga.....	36
2.4.3 – Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas.....	37
2.4.3.1 – Métodos Teóricos.....	39
2.4.3.1.1 – Método de BERESANTSEV (1952, 1961).....	39
2.4.3.1.2 – Método de MEYERHOF (1976, 1977).....	41
2.4.3.1.3 – Método de SKEMPTON (1951).....	43
2.4.3.2 – Métodos Semi-Empíricos.....	45
2.4.3.2.1 – Método de AOKI & VELLOSO (1975).....	45
2.4.3.2.2 – Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978).....	46
2.4.3.2.3 – Método de DAVID CABRAL (1986).....	48
2.4.3.2.4 – Método BRASFOND (1991).....	49
2.4.3.2.5 – Método de LIZZI (1982).....	50
2.4.3.2.6 – Método de P.P.VELLOSO (1981).....	51

2.5 - RECALQUES.....	53
2.5.1 – Métodos de Previsão de Recalques.....	56
2.5.1.1 – Método de POULOS & DAVIS (1968).....	57
2.5.1.2 – Método de RANDOLPH & WROTH (1978).....	68
2.5.1.3 – Método de AOKI & LOPES (1975).....	77
3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....	79
3.1 – CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL.....	79
3.1.1 – Geologia.....	79
3.1.2 – Geotecnia.....	83
3.1.2.1 – Ensaio de Laboratório.....	83
3.1.2.2 – Ensaio de Campo.....	90
3.2 – ESTACAS TESTE E SISTEMAS DE REAÇÃO.....	98
3.2.1 – Materiais utilizados para a construção das estacas teste.....	98
3.2.1.1 – Argamassa.....	98
3.2.1.1.1 – Argamassa armada em geral.....	98
3.2.1.1.2 – Argamassa de preenchimento para estaca raiz.....	100
3.2.1.2 – Ferragem, Tubo de Instrumentação e blocos.....	104
3.2.2 – Montagem do sistema de reação das estacas.....	110
3.2.3 – Instrumentação das estacas teste.....	117
3.2.4 – Procedimentos utilizados nas estacas teste.....	123
3.2.4.1 – Equipamentos utilizados.....	123
3.2.4.2 – Execução das estacas teste.....	128
3.3 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS.....	137
4 – APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA ÀS ESTACAS TESTE.....	141
5- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA.....	151
5.1 – CURVAS CARGA X DESLOCAMENTO.....	151
5.2 – RESULTADOS OBTIDOS A PARTIR DA INSTRUMENTAÇÃO.....	156

5.3 – ANÁLISE DA CARGA DE RUPTURA NAS PROVAS DE CARGA EM RELAÇÃO AO ESTIMADO EMPIRICAMENTE.....	171
5.4 – COMPORTAMENTO DE ESTACAS DE DIFERENTES PESQUISAS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP.....	175
6 - EXTRAÇÃO DE ESTACA RAIZ NO CAMPO EXPERIMENTAL.....	181
7 – CONCLUSÕES.....	187
8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	191
9 - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	203



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> – Reforço de fundações de edifício histórico (FUNDESP, 2001) .....	4
<b>Figura 2.2</b> – Esquema ilustrativo de reforço de fundações (CABRAL, FEITOSA & GOTLIEB, 1991).....	5
<b>Figura 2.3</b> – Bloco adicional de reforço com estacas raiz (FUNDESP, 2001).....	5
<b>Figura 2.4</b> – Parede de Contenção em Reticulado de Estacas Raízes (LIZZI, 1985).....	6
<b>Figura 2.5</b> – Proteção de prédio existente sobre túnel a ser construído (LIZZI, 1985).....	9
<b>Figura 2.6</b> – Processo executivo da estaca injetada tipo raiz (ABEF, 1999).....	15
<b>Figura 2.7</b> – Leis ou Relações de Cambefort (MASSAD, 1991-b).....	22
<b>Figura 2.8</b> – Leis de Cambefort Modificadas (MASSAD, 1993).....	24
<b>Figura 2.9</b> – Pontos delimitantes dos trechos da curva carga-recalque teórica (MASSAD, 1992).....	26
<b>Figura 2.10</b> – Exemplo de curva “carga X recalque” com ruptura nítida ou geral (MENEGOTTO, CINTRA & AOKI, 2001) .....	31
<b>Figura 2.11-</b> Critério de ruptura convencional da NBR 6122/96 (CINTRA & AOKI, 1999).....	32
<b>Figura 2.12</b> – Hipóteses da teoria de Beresantsev (KEZDI, 1975).....	39
<b>Figura 2.13</b> – Diagramas dos parâmetros A e B para a teoria de colapso de estaca de Beresantsev (KEZDI, 1975).....	40
<b>Figura 2.14</b> – Fator de Capacidade de Carga para estacas curtas cravadas na intersecção de duas camadas de solo não coesivo.....	42
<b>Figura 2.15</b> – Equilíbrio estático da fundação por estaca (MENEGOTTO, AOKI & CINTRA, 2001).....	54
<b>Figura 2.16</b> – Distorções angulares e danos associados (VELLOSO & LOPES, 2002).....	55
<b>Figura 2.17-</b> Cálculo das tensões devido à resistência de ponta e atrito lateral (KEZDI, 1975).....	56
<b>Figura 2.18</b> – Geometria de um elemento típico de estaca cilíndrica (POULOS & DAVIS, 1968).....	58

<b>Figura 2.19</b> – Geometria da base da estaca ( <b>POULOS &amp; DAVIS, 1968</b> ).....	60
<b>Figura 2.20</b> – Deslocamento de uma estaca em uma massa semi-infinita ( <b>POULOS &amp; DAVIS, 1968</b> ).....	63
<b>Figura 2.21</b> – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0,5$ ) ( <b>POULOS &amp; DAVIS, 1968</b> ).....	64
<b>Figura 2.22</b> – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0,4$ ) ( <b>POULOS &amp; DAVIS, 1968</b> ).....	65
<b>Figura 2.23</b> – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0,2$ ) ( <b>POULOS &amp; DAVIS, 1968</b> ).....	65
<b>Figura 2.24</b> – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0$ ) ( <b>POULOS &amp; DAVIS, 1968</b> ).....	66
<b>Figura 2.25</b> – Separação de efeitos devido ao fuste e a base da estaca ( <b>VELLOSO &amp; LOPES, 2002</b> ).....	70
<b>Figura 2.26</b> – Modo de deformação idealizado ( <b>RANDOLPH &amp; WROTH, 1978</b> ).....	71
<b>Figura 2.27</b> – Variação hipotética do limite de influência da estaca ( <b>RANDOLPH &amp; WROTH, 1978</b> ).....	72
<b>Figura 2.28</b> – Distribuição da cargas de uma fundação ( <b>ALBUQUERQUE et al. , 2001</b> ).....	77
<b>Figura 3.1</b> – Perfil Geológico da Região de Campinas ( <b>ZUQUETTE, 1987</b> ).....	80
<b>Figura 3.2-</b> Diques cortando sedimentos ( <b>Rodrigues, 1976</b> ).....	81
<b>Figura 3.3</b> – Dique (1) e Sil (2) entre sedimentos ( <b>Rodrigues, 1976</b> ).....	81
<b>Figura 3.4</b> – Silo Votomassa (Sistema Matrix).....	103
<b>Figura 3.5</b> – Misturadora D40 para Silo de Argamassa Industrializada.....	103
<b>Figura 3.6</b> – Colocação da armadura dentro do tubo de revestimento.....	105
<b>Figura 3.7</b> – Tubo utilizado para instrumentação.....	106
<b>Figura 3.8-</b> Croqui com a armadura dos blocos das estacas teste.....	108
<b>Figura 3.9</b> – Arrasamento da cabeça da estaca teste.....	109
<b>Figura 3.10</b> – Armadura, barras de espera e tubo de PVC posicionados na fôrma de concretagem.....	109

<b>Figura 3.11</b> – Croqui em vista frontal do Sistema de Reação Principal (ALBUQUERQUE et al., 2001).....	111
<b>Figura 3.12</b> – Içamento da Viga de Reação com o auxílio de Munck.....	111
<b>Figura 3.13</b> – Sistema de Reação, vista frontal.....	112
<b>Figura 3.14</b> – Vista de Vigota de aço.....	113
<b>Figura 3.15</b> – Estacas de reforço para o sistema de reação.....	114
<b>Figura 3.16</b> – Perfuratriz executando as estacas de reforço.....	114
<b>Figura 3.17</b> – Vista do Sistema de Reação Principal e Secundário.....	115
<b>Figura 3.18</b> – Croqui ilustrativo do sistema de Reação (Planta).....	116
<b>Figura 3.19</b> – Posicionamento da instrumentação ao longo do fuste da estaca.....	117
<b>Figura 3.20</b> – Camisa de madeira.....	118
<b>Figura 3.21</b> – Camisa pronta para ser aterrada.....	118
<b>Figura 3.22</b> – Descida da barra contínua instrumentada e mangueira.....	120
<b>Figura 3.23</b> -Reservatório de nata e compressor de ar.....	120
<b>Figura 3.24</b> – Detalhe da imobilização da barra para aguardo de ganho de resistência da argamassa.....	121
<b>Figura 3.25</b> – Vista do bloco com a instrumentação instalada e fiação saindo pelo tubo de PVC.....	121
<b>Figura 3.26</b> – Caixa seletora.....	122
<b>Figura 3.27</b> – Caixa de leitura.....	122
<b>Figura 3.28</b> – Perfuratriz CR-12 CLÓ ZIRONI.....	123
<b>Figura 3.29</b> – Bomba d’água e Reservatório.....	124
<b>Figura 3.30</b> – Reservatório de água para a dosagem da argamassa.....	124
<b>Figura 3.31</b> – Bomba para injeção da argamassa.....	125
<b>Figura 3.32</b> – Gerador.....	126
<b>Figura 3.33</b> – Tubos de revestimento (detalhe da sapata de perfuração).....	126
<b>Figura 3.34</b> – Conjunto extrator.....	127
<b>Figura 3.35</b> – Cabeça do revestimento (dotada de entrada de ar na parte superior).....	127
<b>Figura 3.36</b> –Verificação da verticalidade.....	128
<b>Figura 3.37</b> - Início do processo de perfuração.....	129

<b>Figura 3.38</b> – Rosqueamento de novo tubo de revestimento (de quatro a seis tubos foram utilizados).....	130
<b>Figura 3.39</b> – Descida da armadura dentro do tubo de revestimento após perfuração.....	130
<b>Figura 3.40</b> – Armadura e tubo colocados (anterior à injeção de argamassa).....	131
<b>Figura 3.41</b> – Processo de injeção de argamassa.....	132
<b>Figura 3.42</b> – Água próxima à boca do tubo de revestimento.....	132
<b>Figura 3.43</b> – Injeção da argamassa e verificação da saída da água.....	133
<b>Figura 3.44</b> – Extravasamento da argamassa (término da expulsão da água).....	133
<b>Figura 3.45</b> - Colocação do conjunto extrator e chaves de corrente tipo jacaré.....	134
<b>Figura 3.46</b> - Retirada do tubo por ação coaxial ao eixo da estaca.....	134
<b>Figura 3.47</b> - Término da retirada do tubo.....	135
<b>Figura 3.48</b> – Colocação da cabeça do revestimento.....	135
<b>Figura 3.49</b> – Estaca pronta.....	136
<b>Figura 3.50</b> – Macaco (verde), célula de carga, vigota, relógios (recalque) e vigas de referência.....	137
<b>Figura 3.51</b> – Bomba elétrica para alimentação do macaco.....	138
<b>Figura 3.52</b> – Controle manual da pressão na bomba elétrica.....	138
<b>Figura 3.53</b> – Leitura dos relógios para controle de recalques.....	139
<b>Figura 3.54</b> – Campo Experimental.....	140
<b>Figura 4.1</b> – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estaca C1.....	142
<b>Figura 4.2</b> - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estaca C1.....	143
<b>Figura 4.3</b> – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estaca C2.....	144
<b>Figura 4.4</b> - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estaca C2.....	144
<b>Figura 4.5</b> – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estaca C3.....	145

<b>Figura 4.6</b> - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estaca C3.....	146
<b>Figura 4.7</b> – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estacas C1, C2 ou C3.....	147
<b>Figura 4.8</b> - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estacas C1, C2 ou C3.....	148
<b>Figura 4.9</b> – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Comparativo para Estaca C1.....	149
<b>Figura 4.10</b> – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado - Comparativo para Estaca C2.....	149
<b>Figura 4.11</b> – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado - Comparativo para Estaca C3.....	150
<b>Figura 5.1</b> – Curva carga x deslocamento – Estaca C1.....	152
<b>Figura 5.2</b> – Curva carga x deslocamento – Estaca C2.....	153
<b>Figura 5.3</b> – Curva carga x deslocamento – Estaca C3.....	154
<b>Figura 5.4</b> – Curva carga x deslocamento – Estacas C1, C2 e C3.....	155
<b>Figura 5.5</b> – Gráfico de transferência de carga – estaca C1.....	159
<b>Figura 5.6</b> – Gráfico de transferência de carga – estaca C2.....	160
<b>Figura 5.7</b> – Gráfico de transferência de carga – estaca C3.....	161
<b>Figura 5.8</b> – Gráfico de transferência de carga – estacas C1, C2 e C3.....	162
<b>Figura 5.9</b> – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca C1.....	163
<b>Figura 5.10</b> – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estaca C1.....	163
<b>Figura 5.11</b> – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca C2.....	164
<b>Figura 5.12</b> – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estaca C2.....	164

<b>Figura 5.13</b> – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca C3.....	165
<b>Figura 5.14</b> – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estaca C3.....	165
<b>Figura 5.15</b> – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estacas C1, C2 e C3.....	166
<b>Figura 5.16</b> – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estacas C1, C2 e C3.....	166
<b>Figura 5.17</b> – Atrito lateral – estaca C1.....	167
<b>Figura 5.18</b> – Atrito lateral – estaca C2.....	168
<b>Figura 5.19</b> – Atrito lateral – estaca C3.....	169
<b>Figura 5.20</b> - Variação de Q total – calculado / Q total – prova de carga em função dos métodos / ensaios utilizados.....	174
<b>Figura 5.21</b> - Comparativo entre o atrito lateral unitário máximo por grupos de estacas em provas de carga lentas.....	177
<b>Figura 5.22</b> – Comparativo entre valores de reação de ponta por grupos de estacas em provas de carga lentas.....	179
<b>Figura 5.23</b> - Comparativo entre percentual de ponta por grupos de estacas em provas de carga lentas.....	179
<b>Figura 6.1</b> - Escavação de tubulão circundando a estaca e aparecimento de protuberância no fuste.....	182
<b>Figura 6.2</b> – Içamento da estaca com auxílio de Munck.....	182
<b>Figura 6.3</b> – Vista da ponta e do trecho do fuste correspondendo à segunda camada do solo.....	183
<b>Figura 6.4</b> – Vista da ponta da estaca.....	183
<b>Figura 6.5</b> – Fuste região da segunda camada.....	184
<b>Figura 6.6</b> – Fuste região da primeira camada.....	184
<b>Figura 6.7</b> – Irregularidades do fuste e variação de diâmetro na região da primeira camada do solo.....	184

<b>Figura 6.8</b> – Detalhe do fuste entre 1,50m e 2,0m de profundidade.....	185
<b>Figura 6.9</b> – Detalhe do trecho de fuste correspondendo à primeira camada.....	185



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Relação entre coesão e adesão (TOMLISON, 1957).....	43
Tabela 2.2 – Fator $N_C \times \phi$ .....	44
Tabela 2.3- Coeficientes K e $\alpha$ (CINTRA & AOKI, 1999).....	46
Tabela 2.4 –Valores do coeficiente K em função do tipo de solo (DÈCOURT, 1998).....	47
Tabela 2.5 - Valores do coeficiente $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (DÈCOURT, 1998).....	47
Tabela 2.6 - Valores do coeficiente $\hat{\alpha}$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (DÈCOURT, 1998).....	48
Tabela 2.7 – Coeficientes $\hat{\alpha}_1$ e $\hat{\alpha}_2$ (FUNDESP, 2001) .....	49
Tabela 2.8- Valores de $\alpha_B$ (BRASFOND, 2001).....	50
Tabela 2.9–Valores de K.....	50
Tabela 2.10 – Valores de L.....	51
Tabela 3.1 – Ensaio de Caracterização (PEIXOTO, 2001).....	85
Tabela 3.2 – Índices Físicos (ALBUQUERQUE, 2001).....	86
Tabela 3.3 – Valores dos coeficientes de colapso estrutural do solo (MONACCI, 1995).....	87
Tabela 3.4 – Classificação e caracterização do solo (GIACHETI, 1991).....	88
Tabela 3.5 – Parâmetros de Resistência para o Campo Experimental (ALBUQUERQUE, 2001).....	89
Tabela 3.6 – Parâmetros de Compressibilidade para o Campo Experimental (PEIXOTO 2001 apud GIACHETI, 1991).....	89
Tabela 3.7 – Valores do $N_{SPT}$ com respectivas médias e coeficientes de variação dada a profundidade e média do $N_{SPT}$ das duas primeiras camadas.....	91
Tabela 3.8 – Valores do $T_{m\acute{a}x}$ com respectivas médias, desvios-padrões e coeficientes de variação dada a profundidade e média do $T_{m\acute{a}x}$ das duas primeiras camadas (kgf. m).....	92

<b>Tabela 3.9</b> – Controle da capacidade dos torquímetros (PEIXOTO, 2001).....	93
<b>Tabela 3.10</b> – Valores do T res com respectivas médias, desvios-padrões e coeficientes de variação dada a profundidade e média do T res das duas primeiras camadas (kgf. m).....	94
<b>Tabela 3.11</b> - Resultados médios dos ensaios CPT (MPa).....	97
<b>Tabela 3.12</b> – Ficha Técnica do produto Votomassa Grout.....	101
<b>Tabela 3.13</b> – Ensaio de Compressão em Corpos de Prova Prismáticos – Argamassa .....	102
<b>Tabela 3.14</b> – Dados coletados do Sistema Matrix no Campo Experimental.....	104
<b>Tabela 4.1</b> – Resultados dos Métodos Semi-Empíricos – Estaca C1.....	141
<b>Tabela 4.2</b> – Resultados dos Métodos Semi-Empíricos – Estaca C2.....	143
<b>Tabela 4.3</b> – Resultados dos Métodos Semi-Empíricos – Estaca C3.....	145
<b>Tabela 4.4</b> – Resultados dos Métodos Semi-Empíricos (Sondagem Média).....	147
<b>Tabela 4.5</b> – Comparação entre os dois procedimentos (sondagem mais próxima e sondagem média) para a estimativa de capacidade de carga.....	150
<b>Tabela 5.1</b> – Valores de Carga de Ruptura e Deslocamentos obtidos nas Provas de Carga.....	151
<b>Tabela 5.2</b> – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta - Estaca C1.....	156
<b>Tabela 5.3</b> – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta - Estaca C2.....	157
<b>Tabela 5.4</b> – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta - Estaca C3.....	158
<b>Tabela 5.5</b> – Análise do comportamento de ponta das estacas na ruptura.....	158
<b>Tabela 5.6</b> – Valores do atrito lateral unitário máximo obtidos nas Provas de Carga.....	170
<b>Tabela 5.7</b> – Comparativo entre as Estimativas de Capacidade de Carga e os Valores Reais.....	171

**Tabela 5.8** – Comparativo entre o atrito lateral unitário máximo por grupos de estacas de diferentes pesquisas no mesmo campo experimental.....175

**Tabela 5.9** - Comparativo entre os valores de reação e percentual de ponta por grupos de estacas de diferentes pesquisas no mesmo campo experimental.....178



## LISTA DE SÍMBOLOS

$\varphi$	ângulo de atrito do solo – tensão total (°)
$\delta$	ângulo de atrito entre solo / estaca (°)
$\mu$	fator de majoração de atrito
$\tau$	tensão de cisalhamento no fuste (kPa)
$\varphi'$	ângulo de atrito do solo – tensão efetiva (°)
$\sigma'_v$	tensão vertical efetiva média ao longo do fuste da estaca (kPa)
$\sigma_{ad}$	tensão de pré-adensamento (kPa)
$\alpha_{AV}$	relação de atrito ( <b>AOKI &amp; VELLOSO, 1975</b> )
$\phi$	diâmetro da estaca
$\phi_b$	diâmetro da barra de aço (mm)
$\beta_{DQ}$	coeficiente em função do tipo de solo e estaca ( <b>DÉCOURT &amp; QUARESMA, 1978</b> )
$\beta_{DQ}$	constante para correção para carga de ponta ( <b>DÉCOURT &amp; QUARESMA, 1978</b> )
$\rho I$	fator de influência do deslocamento vertical devido a uma carga ( <b>POULOS &amp; DAVIS, 1968</b> )
$\tau_{máx}$	tensão de cisalhamento máxima no fuste (kPa)
$\alpha_{DQ}$	coeficiente em função do tipo de solo e estaca ( <b>DÉCOURT &amp; QUARESMA, 1978</b> )
$\nu$	coeficiente de Poisson do solo
$\sigma_{RD}$	tensão radial (kPa)
$\gamma_s$	peso específico dos sólidos (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{nat}$	peso específico natural (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_d$	peso específico aparente seco (kN/m <sup>3</sup> )
$\alpha_{ss}$	fator de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste
$\alpha_T$	fator de redução da tensão vertical ( <b>BEREZANTZEV, 1957, 1961 &amp; NORDLUND, 1963</b> )
$\sigma_Z$	tensão vertical (kPa)

- A área da secção transversal da estaca ( $m^2$ )
- a comprimento do trecho acima e abaixo da ponta da estaca (m)
- $A_B$  variável em função do ângulo de atrito do solo (**BEREZANTZEV, 1957, 1961 & NORDLUND, 1963**)
- $A_l$  área lateral da estaca ( $m^2$ )
- $A_p$  área da ponta da estaca ( $m^2$ )
- A atrito lateral (kPa)
- $B_B$  variável em função do ângulo de atrito do solo (**BEREZANTZEV, 1957, 1961 & NORDLUND, 1963**)
- c coesão do solo (kPa)
- $C_a$  adesão estaca / solo (kPa)
- $C_c$  índice de compressão
- e índice de vazios do solo
- $E_e$  módulo de elasticidade da estaca (GPa)
- F1 fator de carga de ponta em função do tipo de estaca (**AOKI & VELLOSO, 1975**)
- F2 fator de carga lateral em função do tipo de estaca (**AOKI & VELLOSO, 1975**)
- $f_c$  atrito lateral local (CPT)
- $f_{ck}$  resistência à compressão característica do concreto (MPa)
- $f_s$  atrito lateral unitário (kPa)
- $f_u$  atrito unitário na ruptura (kPa)
- G módulo de cisalhamento do solo (kPa)
- h profundidade da camada semi-infinita (m)
- $I_{bb}$  fator de deslocamento vertical para a ponta devido a uma tensão de cisalhamento
- $I_{bj}$  fator de deslocamento vertical para a ponta devido a uma tensão de cisalhamento no elemento j
- $I_{ib}$  fator de deslocamento vertical devido à tensão vertical na ponta
- $I_{ij}$  fator de deslocamento vertical devido à tensão de cisalhamento
- IP índice de plasticidade (%)
- $k_\delta$  fator adimensional que expressa a relação resultante entre a tensão efetiva e a cisalhante

$K_{av}$	fator de carga (kPa) (AOKI & VELLOSO, 1975)
$K_{DQ}$	coeficiente que correlaciona a resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) com a resistência de ponta em função do tipo de solo (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)
$L$	comprimento da estaca embutida no solo (m)
$LL$	limite de liquidez (%)
$n$	porosidade do solo (%)
$N_c$	fator de capacidade de carga (Terzaghi)
$N_{qi}$	fator de capacidade de carga (Terzaghi)
$N_{SPT}$	número de golpes do SPT
$\bar{N}_p$	número de golpes médios do SPT, imediatamente acima e abaixo da ponta da estaca
$p_b$	tensão vertical uniforme (kPa)
$P_t$	fator de carga de ponta (Meyerhof)
$q_{ce}$	média aritmética da resistência de ponta do CPT (MPa)
$Q_{l-calc}$	carga de ruptura lateral da estaca (kN)
$q_p$	reação de ponta da estaca (kPa)
$Q_{l-calc}$	carga lateral de ruptura - calculada (kN)
$Q_{p-calc}$	carga de ruptura de ponta da estaca - calculada (kN)
$Q_{total-calc}$	carga de ruptura no topo da estaca - calculada (kN)
$Q_{l-pc}$	carga lateral de ruptura da prova de carga (kN)
$Q_{p-pc}$	carga de ruptura de ponta da estaca da prova de carga (kN)
$Q_{total-pc}$	carga de ruptura no topo da estaca da prova de carga (kN)
$Q_{trab-calc}$	carga de trabalho calculada (kN)
$r$	raio da estaca (m)
$R_c$	resistência à compressão do solo (kPa)
$R_p$	resistência máxima de ponta (kN)
$R$	parcela de resistência por atrito lateral (kN)
$S_r$	grau de saturação
$S$	deslocamento total da estaca (mm)
$S_{\infty}$	deslocamento da estaca em um meio semi-infinito (mm)

$S_e$	deslocamento devido ao encurtamento elástico da estaca (mm)
$S_{em}$	deslocamento devido ao encurtamento elástico médio da estaca (mm)
$S_f$	deslocamento devido às cargas de atrito ao longo do fuste (mm)
$S_h$	deslocamento da estaca em uma profundidade h (mm)
$S_p$	deslocamento devido à carga de ponta da estaca (mm)
$S_{pf}$	deslocamento da estaca (ponta + lateral) (mm)
$S_t$	fator de carga lateral ( <b>MEYERHOF, 1976, 1977</b> )
$S_{trab-calc}$	deslocamento associado à carga de trabalho calculada (mm)
$S_{trab-pc}$	deslocamento associado à carga de trabalho da prova de carga (mm)
$T_{máx}$	torque máximo do SPT (kgf.m)
$T_{res}$	torque residual do SPT (kgf.m)
$U$	perímetro da estaca (m)
$w$	umidade natural do solo (%)
$y_1$	deslocamento necessário para esgotar a resistência por atrito numa dada secção da estaca (mm)
$z_b$	profundidade da estaca embutida na última camada do solo (m)
$z_e$	profundidade de embutimento da estaca na camada de apoio da ponta (m)

## RESUMO

Nesta pesquisa é analisado o comportamento de estacas tipo raiz ( $\phi=0,40\text{m}$  e  $L=12\text{m}$ ), submetidas a esforços de compressão através da realização de provas de carga à compressão (lentas), em três estacas teste, executadas em solo de diabásio não saturado característico da região de Campinas/SP e de grandes extensões de área das regiões sul-sudeste do Brasil.

As estacas foram instrumentadas ao longo do fuste com extensômetros elétricos de resistência de maneira a se obter os dados do mecanismo de transferência de carga em profundidade.

Desta maneira obteve-se a capacidade de carga das estacas através da observação da ruptura obtida em cada prova de carga.

As provas de carga forneceram um valor médio de carga de ruptura de 980kN, um atrito lateral médio de 66,2kPa e 248kPa em média de carga de ponta. Observou-se que, na ruptura, em média 96,8% da carga aplicada no topo das estacas foi transferida para o fuste.

Confrontam-se os resultados experimentais com os resultados de previsão de capacidade de carga obtidos através dos métodos Empíricos e também com os dados já coletados de outros tipos de estacas.

Analisa-se também o processo executivo como um todo, verificando os aspectos técnicos e operacionais; as vantagens e desvantagens desse tipo de estaca.

Palavras Chave: Geotecnia, Estaca Raiz, Compressão Axial, Provas de Carga.



## ABSTRACT

It will be analyzed in this research the behavior of root piles ( $\phi=0,40\text{m}$  and  $L=12\text{m}$ ), submitted to compression efforts through the performance of compression load tests (slow type), at three testing piles, performed at non-saturated diabasic soil found at Campinas/SP region and at south-southeast great area extensions of Brazil.

The piles were instrumented throughout its shaft with electric resistance strain gages on such a manner to obtain data from the load transference device at depth.

Based on this manner the pile bearing capacity was obtained from the observation of the rupture obtained from each load test.

The load tests had furnished an average value of failure load of  $980\text{kN}$ , an average lateral friction of  $66,2\text{kPa}$  and  $248\text{kPa}$  of average tip load. There were noticed that, at rupture,  $96,8\%$  from the pile top applied load, in average, was transferred to the shaft.

It have been faced the experimental results to the bearing capacity forecasting results from empirical methods and also from data from other pile types.

There have been also analyzed the execution process as a whole, verifying technical and operational aspects, advantages and disadvantages of this type of pile.

Key Words: Geotechnics, Root Pile, Axial Compression, Load Tests.



## 1 - INTRODUÇÃO

A finalidade desta pesquisa será estudar o comportamento de estacas instrumentadas tipo raiz em solo de diabásio. No local das pesquisas, o subsolo apresenta uma camada superficial de 6m de espessura, constituída de argila silto-arenosa porosa (colapsível), seguida de uma camada de silte argilo-arenoso até 20m. O nível d'água não é encontrado até 17m de profundidade.

As estacas tipo raiz são consagradas pela prática e utilizadas em larga escala, sendo que se propõem metodologias de cálculo de capacidade de carga em junção a dados de provas de carga, embasando esse tipo de estaca (CABRAL, 1986).

Uma estaca raiz de boa execução no campo depende do uso de equipamento corretamente dimensionado para perfurar o solo, bomba de água com capacidade adequada para proceder a lavagem da perfuração e sistema de injeção de argamassa ou nata adequado para garantir o preenchimento da seção perfurada (FALCONI et al., 2000).

No seu aspecto construtivo, poder-se-ia destacar, em resumo, a perfuração por rotação ou roto-percussão por um tubo-revestimento metálico vazado de paredes finas e “boca” coroada com videa ou diamante combinada com fluido de injeção. Uma perfuração auxiliar subsequente pode ser utilizada, visando a completa limpeza do interior do furo revestido, com auxílio de um tricône.

Após da retirada da massa de solo existente no interior do fuste, é inserida a armadura de aço. Posteriormente é realizada injeção de argamassa de cimento e areia realizada por um tubo de injeção de diâmetro apropriado. Após o fuste estar preenchido é providenciada a retirada por completo do tubo de injeção, seguido da extração do revestimento metálico em conjunto à aplicação de golpes de ar comprimido através do topo do mesmo e reposição do nível de argamassa inicial, garantindo a integridade do fuste.



## **2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 - ESTACAS RAIZ – HISTÓRICO**

A estaca tipo raiz é uma estaca escavada executada “in situ”, geralmente com injeção de argamassa de cimento, sendo caracterizada pela aplicação de golpes de pressão, pela possibilidade de refluxo da argamassa para fora do furo e pela execução da perfuração através de tubo de revestimento por todo o comprimento da estaca. Devido ao processo executivo é possível atingir grandes comprimentos, atravessando solos de alta resistência à penetração, devendo-se daí atentar no projeto para a própria resistência do elemento estrutural, a qual poderia ser sobrepujada pela resistência de trabalho do sistema solo-estaca (**FALCONI et al., 2000**).

Inicialmente eram utilizadas para reforços de fundações, sendo que atualmente são usadas em obras normais, como em contenções de encostas, para obras com espaço ou pé direito reduzido (de difícil acesso para outras soluções técnicas), obras com necessidade de ausência de ruídos ou vibrações e obras cujas construções vizinhas apresentam-se em estado precário e outros fins (**CABRAL, 1986**).

De acordo com o catálogo técnico da **FUNDESP (2001)**, o processo de perfuração, não provocando vibrações e nem qualquer tipo de descompressão do terreno, em conjunto com o reduzido tamanho do equipamento torna esse tipo de estaca particularmente indicado para, além dos casos acima citados, terrenos com presença de matacões. O catálogo técnico preconiza a estaca raiz para a fundação de várias obras especiais, desde torres de linha de transmissão até plataformas de petróleo. Cita como principais utilizações:

1. Fundações em locais de difícil acesso:

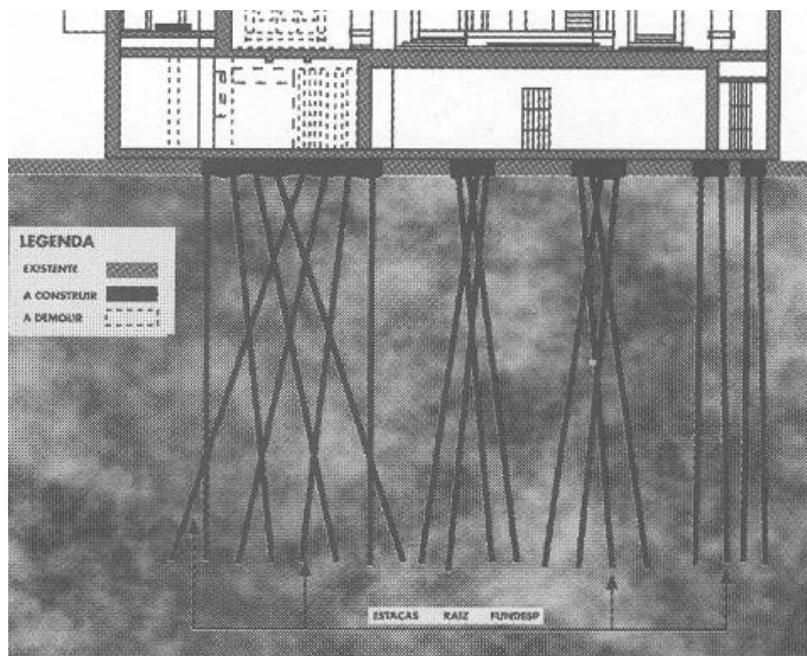
No caso de terrenos de encostas íngremes ou que não permitam o acesso de veículos de grande porte a instalação dos bate-estacas tradicionais torna-se de difícil execução e de custo elevado. Ressalta-se neste caso o uso como fundação de torres de linha de transmissão pois dentre outras razões permite um deslocamento rápido e econômico dos equipamentos entre as diversas torres.

## 2. Fundações em terrenos com antigas fundações:

Neste tipo de solo o uso de estacas tradicionais exige operações custosas e de sucesso duvidoso. O processo executivo da estaca raiz permite a passagem por estes obstáculos com relativa facilidade.

## 3. Reforço das fundações:

Os equipamentos da estaca raiz possuem reduzidas dimensões, conseguindo trabalhar em áreas restritas e com pé direito reduzido. Podendo perfurar os blocos ou sapatas existentes, permite ser incorporada à estrutura sem a necessidade da construção, na maioria dos casos, de novos blocos de fundação (figuras 2.1, 2.2 e 2.3).



**Figura 2.1** – Reforço de fundações de edifício histórico (FUNDESP, 2001).

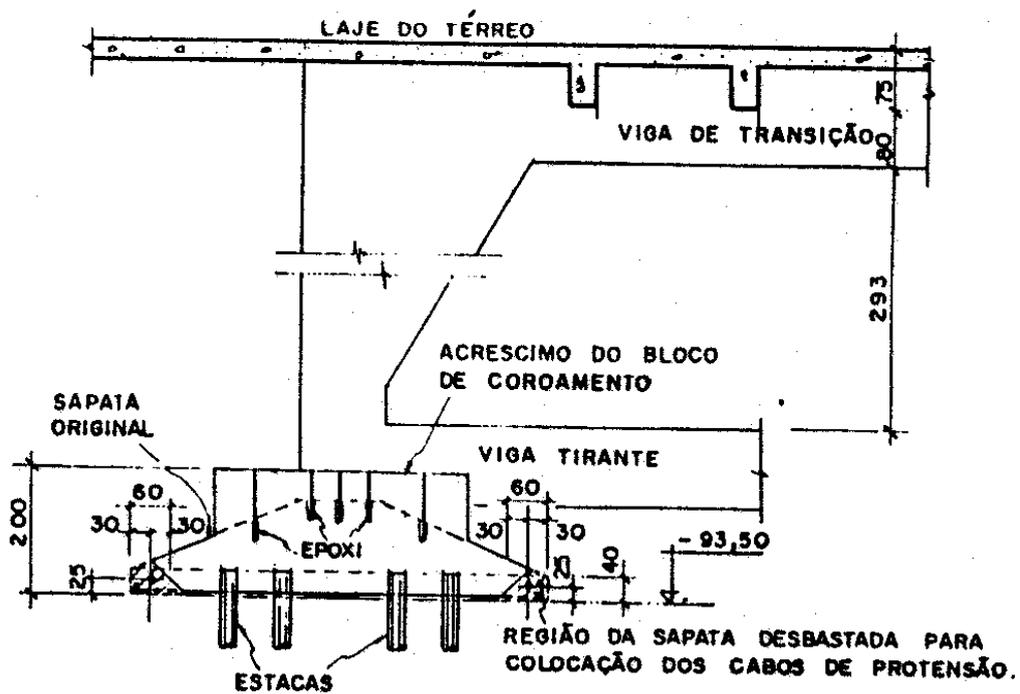


Figura 2.2 – Esquema ilustrativo de reforço de fundações (CABRAL, FEITOSA & GOTLIEB, 1991).

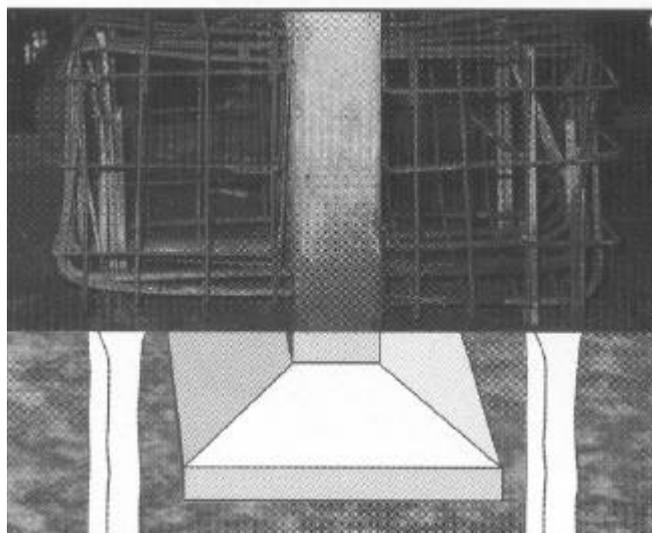


Figura 2.3 – Bloco adicional de reforço com estacas raiz (FUNDESP, 2001).

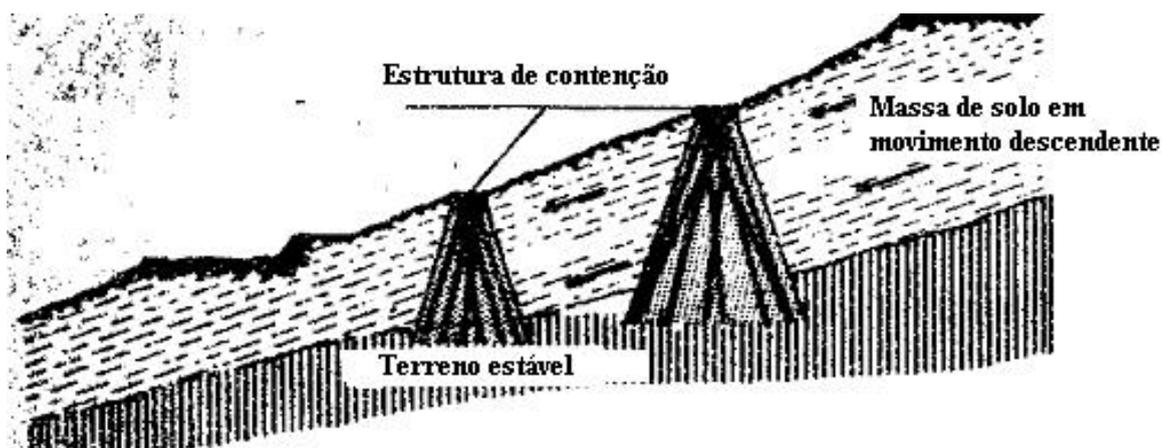
4. Fundações em locais próximos à construções em estado precário com restrições de barulho:

Utilizando-se estacas raiz a execução será realizada praticamente sem ruído ou vibração, tendo-se ainda a vantagem do furo estar sempre revestido, não causando descompressão no terreno.

5. Estabilização de encostas:

O reticulado de estacas raiz é utilizado nos problemas de reforço e contenção de taludes, aplicação essa que varia conforme se trate de terreno solto ou de talude em rocha alterada. No caso de taludes em terrenos soltos, o emprego das estacas raiz consiste na realização de uma ou mais paredes de interceptação, destinadas a fracionar e a conter a massa de solo em movimento descendente (figura 2.4). No caso de terrenos com rocha alterada, as estacas raiz, distribuídas no terreno com densidade conveniente, criam uma espécie de costura, fazendo com que o maciço se comporte como uma parede ciclópica.

Esta solução tem a vantagem de evitar a construção de grandes muros de concreto armado, muros estes que além de dispendiosos afetam negativamente o visual dos maciços a serem estabilizados.



**Figura 2.4 – Parede de Contenção em Reticulado de Estacas Raízes (LIZZI, 1985).**

#### 6. Estacas raiz em substituição à parede diafragma:

O reticulado de estacas raiz pode ser utilizado como estrutura de contenção quando, em situações especiais, não for possível executar paredes diafragma. Este sistema além de resistir ao empuxo do terreno e proteger as construções vizinhas durante as escavações, pode resistir a cargas verticais, funcionando também, quando necessário, como submuração e reforço das construções vizinhas, ou como fundação dos pilares da obra nova.

#### 7. Fundações de equipamentos industriais:

Quando da substituição ou acréscimo das instalações existentes por novos equipamentos de maior potência com novos carregamentos geralmente essas substituições são executadas nas proximidades ou no interior de estruturas existentes e não devem interromper a produção.

Quando da estabilização de grandes máquinas com peças de movimento rápido que apresentam vibrações elevadas o uso de estacas raiz, executadas através do bloco das fundações existentes, modifica a inércia das fundações e elimina as vibrações danosas.

#### 8. Estaca raiz em rocha

Em presença de camadas de solo de pouca resistência sobrejacentes ao tipo rochoso, onde é necessário o embutimento da estaca raiz em rocha, utiliza-se o sistema de perfuração a roto-percussão com martelo de fundo (down-the-hole) e bits de videia, internamente ao tubo de revestimento no trecho em solo, com diâmetro reduzido em rocha.

Como dito, as estacas raiz tiveram sua primeira utilidade como reforço de fundações, as quais necessitavam de reforços modernos e eficientes para prédios e monumentos antigos sujeitos, por diferentes razões, à ocorrência de recalques. De acordo com **LIZZI (1985)**, no passado, o ganho de resistência de fundações de prédios antigos era obtido de acordo com diferentes técnicas, como alvenarias adicionais de fundação, reforço do solo por grauteamento, reforço com estacas convencionais (escavadas e cravadas) e reforço por estacas segmentadas macaqueadas. Em 1952, o Professor Fernando Lizzi patenteou a “Pali Radice”, e essa, tanto para fundações quanto para reforços, executada pela empresa italiana Fondedile, encontrou grande difusão não somente na Itália, mas através do mundo (**LIZZI, 1985**).

De acordo com **AMANN (2000)** a técnica ficou conhecida internacionalmente a partir do X Convegno di Geotecnica, realizado em Bari na Itália em 1970. Nesta mesma época começaram a expirar as patentes, o que abriu o campo de comercialização das estacas injetadas para várias outras empresas. Vários trabalhos foram desenvolvidos além dos de Lizzi e várias outras estacas similares baseadas na técnica de injeção a baixas ou a elevadas pressões difundiram-se pelo mundo.

O conceito inicial do Prof. Lizzi de criar com estas estacas um reticulado, daí a denominação “pali radice”, com estacas inclinadas em várias direções de modo a transformar o solo num “solo armado” (ao qual as cargas seriam transmitidas através de blocos dimensionados como fundação direta), foi sendo modificado, passando as estacas escavadas injetadas a serem encaradas como estacas normais apenas previstas com comprimentos maiores nas quais se conta fundamentalmente só com o atrito lateral, ou seja, do ponto de vista de transferência de carga para o solo podem ser utilizadas praticamente com a mesma carga de trabalho à tração e à compressão (**ALONSO, 1998**).

Uma outra importante utilização das estacas raiz (LIZZI, 1985) se dá na proteção de prédios durante a escavação de túneis, prevenindo o aumento da descompressão do solo e suportando o peso de parte do prédio diretamente ligada à escavação (figura 2.5).

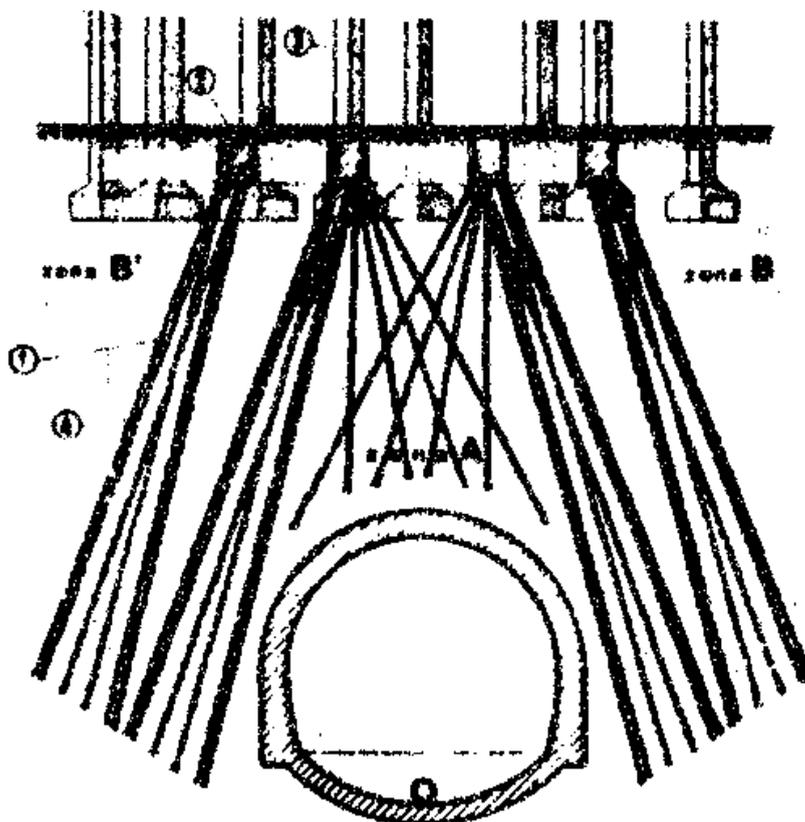


Figura 2.5 – Proteção de prédio existente sobre túnel a ser construído (LIZZI, 1985).

## 2.2 - ESTACAS INJETADAS – PROCESSO EXECUTIVO

De acordo com a **NBR-6122/96** define-se estaca escavada, com injeção, como sendo o *tipo de fundação profunda executada através de injeção sob pressão de produto aglutinante, normalmente calda de cimento ou argamassa de cimento e areia, onde procura-se garantir a integridade do fuste ou aumentar a resistência de atrito lateral, de ponta ou ambas. Esta injeção pode ser feita durante ou após a instalação da estaca.*

Segue a Norma discorrendo sobre as peculiaridades dos diferentes tipos de fundação profunda, e, em particular, sobre estacas escavadas, com injeção, tece as seguintes considerações gerais:

Sob este título estão englobados vários tipos de estacas perfuradas e moldadas in loco, com técnicas diferentes como a seguir descritas:

*a ) microestacas, que incluem as pressoancoragens, executadas com tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios, utilizando-se em cada estágio pressão que garanta a abertura das manchetes e posterior injeção;*

*b ) estacas tipo raiz, onde a injeção é utilizada para moldar o fuste. Imediatamente após a moldagem do fuste, é aplicada pressão no topo, com ar comprimido, uma ou mais vezes durante a retirada do tubo de revestimento. Não se usa tubo de válvulas múltiplas, mas usam-se pressões baixas (inferiores a 0,5MPa) que visam apenas garantir a integridade da estaca.*

Pode-se afirmar sem sombra de dúvida que uma estaca injetada é aquela que utiliza em seu processo de execução a técnica de injeção sob pressão ocasionada por processos mecânicos. Quando se utiliza o procedimento de injeção sob pressão no maciço por meio de válvulas que impeçam o refluxo tem-se o chamado “terreno protendido”, o que poderia caracterizar-se como o processo executivo de uma presso-ancoragem. Quando a pressão de injeção não é mantida no maciço tem-se o “terreno armado”, sendo um caso clássico as estacas tipo raiz (**COSTA NUNES, 1985**).

Com relação à estaca injetada tipo raiz, tem-se, com base em **COSTA NUNES (1985)**, **ALONSO (1998)**, **FALCONI et al. (2000)**, **AMANN (2000)** e **ABEF (1999)** a seguinte seqüência executiva:

## 1. Perfuração:

Inteiramente revestida, onde o revestimento é composto por segmentos rosqueados em seqüência à medida que a perfuração prossegue. A capacidade da perfuratriz é sempre o elo mais fraco na tentativa de se evitar a prisão do revestimento, o que envolve, sem dúvida, a habilitação e coordenação da equipe, uma vez que a operação é interrompida periodicamente para colocação de novos segmentos de revestimento. Para diminuir, durante a perfuração, o atrito entre o revestimento e o solo, é disposto na parte inferior do revestimento uma ferramenta (sapata de perfuração) com diâmetro ligeiramente maior. O processo utiliza circulação de água, proporcionada por bombas de alta vazão e pressão (para tanto o armazenamento de água não deve ser inferior a algo entre 10-20 m<sup>3</sup>). O fluxo d'água é descendente no interior da tubulação e ascendente através do espaço anelar formado entre a parede do solo e a face externa do revestimento, desmontando e transportando o solo na direção do fluxo, limpando o furo, possibilitando um aumento do diâmetro real da estaca e proporcionando a lubrificação do revestimento (aumentando a velocidade de execução). As zonas erodíveis são removidas, abrindo-se um fuste de conformação irregular, o qual tem a tendência à conferir à estaca terminada maior capacidade de carga (considera-se este o propósito do revestimento como operação principal que diferencia a estaca raiz, e não só para manter o furo estável).

No processo tradicional o furo é totalmente revestido, o que reduz em muito a descompressão do terreno, sendo que não se recomenda haste de perfuração/tricone ou utilização de coroa extra larga em substituição ao revestimento por eventuais problemas de desalinhamento do furo, além do que, a não utilização do revestimento impede a aplicação dos golpes de ar comprimido. De outra maneira, como método auxiliar utiliza-se o tricone, colocado na extremidade inferior de uma composição de hastes quando ocorre a necessidade de limpar os testemunhos de solo que eventualmente não são erodidos pelo fluxo d'água no interior do revestimento (também possibilitam o prosseguimento do furo até profundidades maiores, na eventualidade indesejável de não se conseguir mais girar a composição de revestimento). Outros métodos auxiliares são os martelos de perfuração e a diminuição do diâmetro revestido do furo nas camadas mais profundas.

## 2. Colocação da Armadura:

A disposição mais comum é a da colocação de armações concêntricas solidarizadas por estribos em espiral.

A estaca raiz alcança profundidades relativamente elevadas e atravessa solos de elevada resistência, onde esta característica pode alterar o enfoque em relação ao dimensionamento de cargas de trabalho, determinadas muito mais pela capacidade estrutural da seção do que pela condição de suporte do subsolo (o elo fraco pode deixar de ser o mecanismo de transferência das cargas ao solo).

## 3. Injeção de Argamassa de Areia e Cimento:

O Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos da **ABEF (1999)** nos procedimentos executivos e verificações no tocante às estacas raízes, cita:

*a) lançar a argamassa de cimento e areia por meio da bomba injetora, através da composição de injeção, posicionando o tubo de injeção de argamassa no fundo do furo;*

*b) proceder à injeção de baixo para cima até a expulsão de toda a água de circulação contida no interior do tubo de revestimento;*

*c) interromper a injeção apenas quando a argamassa emergente sair limpa sem sinais de contaminação de lama ou detritos.*

A injeção de argamassa é realizada através de bombas tipo rotor/estator ou, mais rotineiramente, através de bombas de pistão (os equipamentos padrão para preparo da argamassa são o misturador e o agitador). A injeção de argamassa penetra, ao se retirar o revestimento, discretamente na zona de solo com superfície irregular limpa, proporcionando uma boa solidarização solo-estaca.

#### 4. Retirada do Revestimento e Aplicação de Ar Comprimido:

A extração do revestimento inicia-se após a etapa de injeção e pode ser efetuada através da própria perfuratriz ou através do conjunto extrator: dois macacos hidráulicos verticais apoiados no terreno em posição diametralmente oposta reagindo contra uma travessa metálica que é solidarizada ao revestimento. Na extração dos últimos tubos deve-se cuidar também para que seu nível nunca fique abaixo da coroa de perfuração, que é o fim do tubo de revestimento.

A aplicação de golpes de ar comprimido é feita após o início da operação de retirada do revestimento através de um tampão apropriado rosqueado no topo da composição de revestimentos e tem como uma das finalidades comprimir a argamassa durante a retirada dos tubos, garantindo que não fiquem trechos da estaca com concretagem deficiente (garantia da integridade do fuste). Como o nível de argamassa vai abaixando devido à retirada dos tubos e às próprias aplicações de ar comprimido, ele deve ser completado até o ponto inicial antes da aplicação seguinte.

O Manual da **ABEF (1999)** nos procedimentos executivos e verificações no tocante às estacas raízes, cita:

*a) iniciar a extração do revestimento por ação coaxial ao eixo da estaca, complementando-se o volume da argamassa por gravidade, sempre que houver abatimento da mesma no interior do tubo;*

*b.1) colocar a cabeça do revestimento a cada 4,0 m ou no mínimo três vezes por estaca (ponta inferior, meio e a 2,0 m de profundidade da superfície), de maneira a permitir a aplicação de ar comprimido sob pressão moderada (de 0,3 MPa a 0,5 MPa);*

*b.2) no caso de utilização de bomba de injeção de argamassa com pressão mínima de trabalho de 0,3 MPa, não há necessidade da aplicação do ar, pois a eventual complementação da argamassa na boca do revestimento, será feita colocando-se a cabeça do revestimento e injetando-se a argamassa sob pressão.*

*c) quando da retirada do revestimento, a armadura não pode se deslocar verticalmente para cima;*

*d) independentemente da cota de arrasamento da estaca, o preenchimento com argamassa deve ocorrer até a superfície do terreno.*

O método da injeção de pressão da estaca raiz é a principal diferença em relação aos demais tipos de estacas injetadas, é o ar comprimido que aplica uma baixa pressão (inferior a 0,5 MPa) na argamassa e não a sua injeção propriamente.

A injeção sob pressão consolida o maciço fissurado (caso de rocha fissurada), compacta os horizontes fofos, aumenta o diâmetro do fuste e provoca irregularidades no mesmo, acarretando um aumento na resistência lateral, conseqüentemente melhorando significativamente a capacidade de carga.

A figura 2.6 procura exemplificar o que foi exposto a respeito do processo executivo da estaca injetada tipo raiz.

### Seqüência Executiva

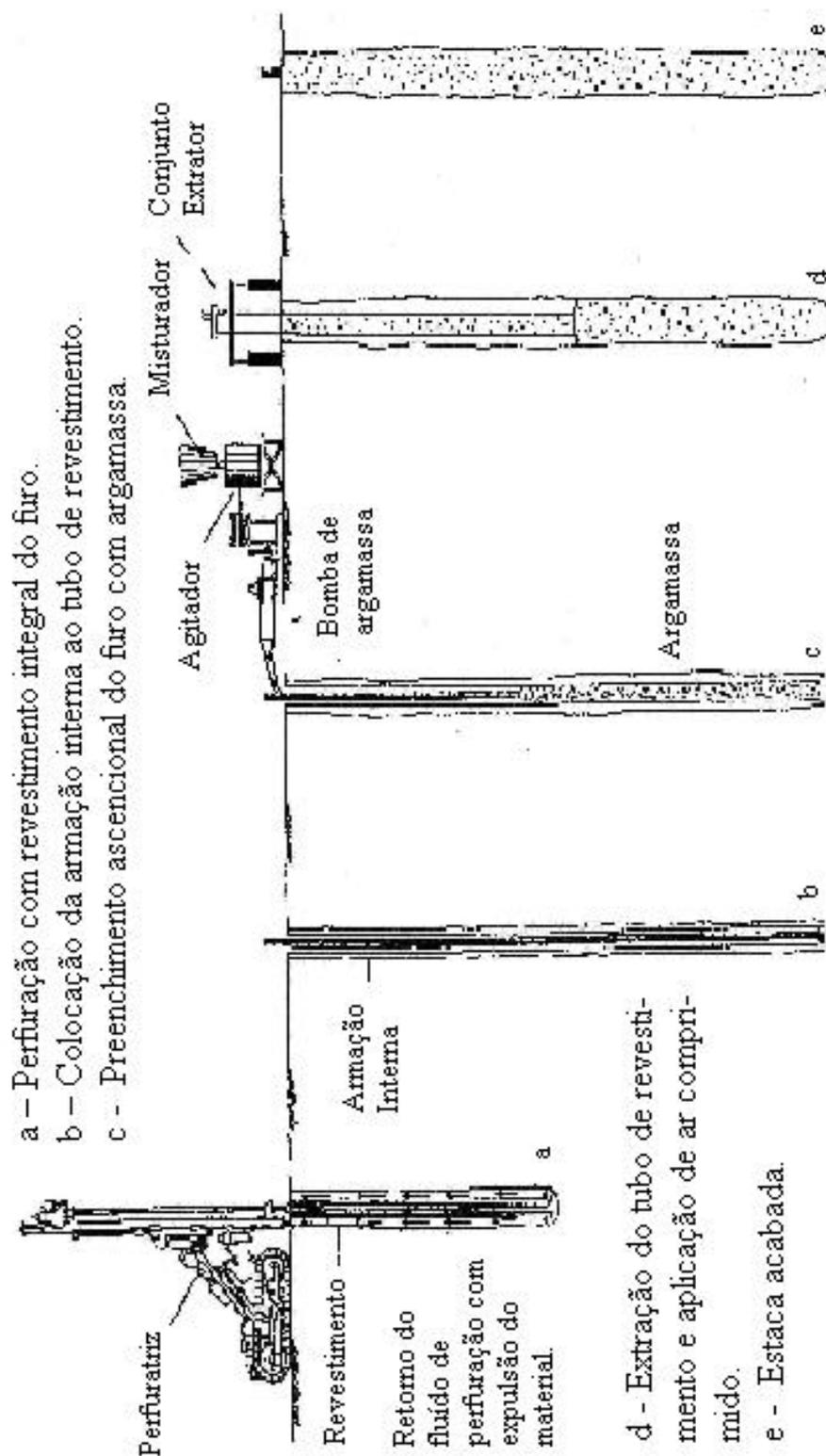


Figura 2.6 - Processo executivo da estaca injetada tipo raiz (ABEF, 1999).

Como relação à estaca injetada tipo microestaca, tem-se, com base em **CORRÊA (1988)**, **ALONSO (1998)**, e **VELLOSO & LOPES (2002)** a seguinte seqüência executiva:

1. Perfuração:

O processo é semelhante ao descrito para as estacas raiz.

2. Instalação do tubo manchete:

O tubo manchete, de aço ou PVC rígido, é dotado de válvulas espaçadas da ordem de 1 m. Quando se usa tubo de PVC, o mesmo é obrigatoriamente envolvido por armadura, pois o PVC não contribui para a resistência estrutural da estaca, ao contrário do que ocorre quando esse tubo é de aço. O tubo manchete é o tubo munido de válvulas expansíveis de borracha, através das quais será injetada calda de cimento sob pressão. Deve-se salientar a importância da seleção do diâmetro externo do tubo manchete em relação ao diâmetro da perfuração (portanto espessura da bainha) pois não se deve usar bainha com espessura além de certos valores, sob o risco de não se conseguir abrir as válvulas manchetes na fase de injeção.

3. Execução da bainha:

Injeta-se calda de cimento à baixa pressão pela válvula inferior do tubo manchete até a mesma extravazar pela boca do furo concomitantemente à remoção do tubo de revestimento.

Um procedimento utilizado para baratear o custo da bainha consiste em preencher totalmente o furo com argamassa mergulhando-se imediatamente após o tubo manchete na mesma. A injeção de argamassa (ao invés de calda de cimento) pelas válvulas manchete tem apresentado problemas executivos.

#### 4. Injeção de calda de cimento:

Com o auxílio de um tubo dotado de obturador duplo acoplado a um misturador e bomba de injeção é realizado o processo. A injeção só é iniciada após a bainha ter concluído a pega e estar em início de cura (normalmente 12h). A presença da bainha permite a aplicação de altas pressões sem haver refluxo na superfície e que se controle, válvula por válvula, pressão e volume da injeção. Nessa etapa, a injeção pode se processar em uma ou quantas fases forem necessárias para que se atinjam as pressões desejadas.

A injeção é feita no sentido ascendente através de cada uma das válvulas, passando-se para a válvula superior quando se comprova que a injeção inferior já promoveu a suficiente deformação do solo. Este processo de execução confere ao fuste da estaca uma forma com sucessivos bulbos fortemente comprimidos contra o solo, melhorando significativamente a adesão da estaca e, portanto, a capacidade de carga quando comparada com outras estacas, inclusive estaca raiz de mesmo diâmetro. Obtém-se um fuste irregular e expandido em relação à perfuração, semelhante a um bulbo de tirante.

#### 5. Vedação do tubo manchete

Após concluída a injeção, a parte central do tubo manchete é preenchida com nata de cimento ou com argamassa. Nesta fase pode-se complementar a armadura da estaca, se necessário, instalando-se barras longitudinais no interior do tubo que serão envolvidas por essa nata ou argamassa.

Um outro tipo de microestaca injetada a ser citada que porém ainda não possui utilização regular no Brasil é o sistema alemão TITAN (ISCHEBECK) de microestacas perfuradas e injetadas sob pressão (Norma DIN 4128).

As microestacas são instaladas com um procedimento unificado com martelos de roto-percussão e com fluxo de cimento como líquido de apoio, evitando as perfurações encamisadas. A perfuração é realizada com a utilização de um tubo de aço de rosca contínua vazado, sendo que o tubo é ao mesmo tempo barra de perfuração perdida, armadura e tubo de injeção; assim se evitam os trabalhos de retirar tubos de encamisamento e colocação de barras de armadura, duplicando em geral a produtividade frente a trabalhos com tubos encamisados.

A injeção de grout realizada por dentro do tubo vazado (sentido descendente) com refluxo (sentido ascendente) por entre a seção anelar formada pelo perímetro externo do tubo e a parede de contato do solo usa  $a/c$  entre 0,7 a 0,5, sendo que uma pressão de 20 Bars (290 psi) aumenta a penetração melhorando o solo adjacente. Usando-se espaçadores um espaçamento de 20 mm no mínimo é atingido. A seção tubular é muito superior a uma haste sólida de mesma seção transversal e qualidade de aço no que se refere à flexão, cisalhamento e superfície de atrito **(GEOTECHNICAL SOLUTIONS, LEAFLETS, MICROPILES, 2003)**.

## 2.3 - TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS

A estaca, ao ser carregada no seu topo, transfere esse carregamento para o solo, sendo que essa transferência é compreendida em parcela de carga transferida ao solo pelo fuste e parcela de carga transferida pela ponta.

A transferência de cargas no sistema solo-estaca se dá pelo equilíbrio entre as forças solicitantes e resistentes ao longo da estrutura, sendo que o sistema possui uma função de transferência de carga ao longo da profundidade. Desta forma, o solo absorve parte da força normal atuante na seção da estaca, a qual vai diminuindo de intensidade ao longo da profundidade.

A transferência da carga aplicada no topo da estaca para o solo circundante é um fenômeno complexo que depende de diversos fatores, dentre os quais o tipo de solo, seu estado de tensão e as suas características de resistência e deformação; o método de instalação da estaca; a geometria, dimensões e características do material que constitui a estaca; o tempo decorrente entre a instalação da estaca e a sua solicitação e a intensidade da carga, a velocidade de sua aplicação e o esquema de solicitação da estaca (FONTOURA, 1982).

Verifica-se também que para estacas injetadas em geral bastam pequenos deslocamentos para a total mobilização da resistência máxima por atrito lateral, sendo que na ponta maiores deslocamentos são necessários para isto (SODRÉ, 1994).

A mobilização da carga lateral de ruptura ocorre bem antes da mobilização da resistência de ponta e a fração da carga total resistida pela ponta aumenta com a intensidade da carga (VÉSIC, 1975a apud CORRÊA, 1988). A porcentagem de carga resistida pela ponta é, em geral, portanto, menor para a carga de trabalho do que para a carga de ruptura (CORRÊA, 1988). Além disso, (CORRÊA, 1988), à partir de provas de carga, obteve uma indicação de que o atrito lateral para estacas comprimidas é maior do que para as estacas tracionadas.

De acordo com ORLANDO (2000) a resistência lateral na tração ( $Q_{stf}$ ) é sempre menor que a resistência lateral na compressão ( $Q_{scf}$ ) e a relação  $Q_{stf} / Q_{scf}$  diminui com a diminuição de  $L/d$ .

Os motivos são os três citados por **DE NICOLA & RANDOLPH (1993)** e os três citados por **ORLANDO (2000)**:

1. Expansão ou contração do fuste devido ao efeito de Poisson, alterando as tensões radiais no solo (para estacas muito longas, “off-shore”).
2. Diferenças nas tensões no solo provocadas pelo tipo de carregamento.
3. Alterações nas tensões efetivas devido à rotação da direção das tensões principais, com redução da resistência da areia.
4. Possibilidade da formação de superfície de ruptura com inclinação diferente da vertical, não paralela ao fuste da estaca, principalmente para pequenos deslocamentos (mecanismo diferente que na compressão). Poderia haver inclusive a formação de uma cunha de solo, cujo peso contribuiria na resistência da estaca à tração (mas com resistência à tração sempre menor que a resistência lateral na compressão).
5. Alteração dos parâmetros da areia em função do carregamento (índice de vazios e parâmetros de resistência).
6. Alteração dos parâmetros e estado de tensão na areia caso haja movimentação da mesma na região da ponta, no levantamento.

Com referência à análise prática de transferência de carga propriamente dita, utilizam-se provas de carga instrumentadas, como, por exemplo, com barras instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência para medida das deformações específicas ao longo do fuste (**CARVALHO et al., 1991**) para posterior cálculo das cargas nos níveis instrumentados.

As cargas nos níveis instrumentados são calculadas experimentalmente através da instalação de um extensômetro em uma seção transversal da estaca próxima ao nível do terreno deixando-a, nesta seção, livre da influência do solo ao seu redor. Desta forma, toda carga aplicada pelo macaco é transferida integralmente à seção instrumentada. Conhecendo-se a carga aplicada, a deformação específica e através da Lei de Hooke obtém-se experimentalmente o produto do módulo de deformação equivalente pela área da seção transversal que é, então, utilizado para determinação da carga nos demais níveis instrumentados (**ROCHA et al., 1985**).

Deste procedimento resultam curvas de transferência de carga apresentando a carga nos níveis instrumentados em cada estágio do ensaio (**CARVALHO et al., 1991**).

Deve-se observar, no entanto, segundo **LAMARE NETO et al. (1985)**, que a hipótese fundamental para a determinação das cargas ao longo da profundidade é que exista uma compatibilidade de deformações entre os diversos materiais constituintes da estaca (barra de aço CA-50, tubo galvanizado e nata de cimento). Para isto, é necessário admitir-se uma perfeita aderência entre aqueles materiais e, ainda, que a nata de cimento se encontre no regime elástico.

Os métodos de análise teórica do comportamento mecânico das estacas dividem-se basicamente em três: Métodos do Meio Elástico-Contínuo, Métodos de Transferência de Carga e Método dos Elementos Finitos.

Os Métodos do Meio Elástico-Contínuo são baseados na Teoria da Elasticidade, notadamente através das equações de Mindlin (1936) com discretizações da estaca em uma série de elementos, atribuindo a cada um deles um valor de carga a ser transferida ao solo (a estaca é substituída pelas cargas que aplica ao solo que é então considerado como se não houvesse estaca instalada). Algumas discretizações adotadas são as de Aoki & Lopes (1975) e de Poulos & Davis (1980). Esta teoria apresenta limitações de ordem prática.

Os Métodos de Transferência de Carga, diferentemente, não consideram solo e estaca como um único meio contínuo, tampouco consideram que haja uma interface entre os dois. Em alguns desses métodos, a estaca é também discretizada e o solo é considerado como se fosse composto por molas ligadas a seus elementos. Pode-se, porém, admitir diferentes tipos de comportamento para estas molas em função do nível de carregamento a que se submete a estaca, bem como representar facilmente a não-homogeneidade do solo (**AMANN, 2000**). Alguns métodos adotados são o de Coyle & Reese (1966), Randolph & Wroth (1978) e o de análise de provas de carga pelas Leis de Cambefort modificadas por Massad (1991 a 1994).

No Método dos Elementos Finitos a estaca e o solo ao redor dela são discretizados em uma grande quantidade de elementos.

Centralizando o estudo nos Métodos de Transferência de Carga, mais especificamente no Método de análise de provas de carga pelas Leis de Cambefort modificadas por Massad (1991 a 1994) e com base em **MASSAD et al. (1981)**, **CARVALHO et al. (1991)**, **MASSAD (1991a)**, **MASSAD (1991b)**, **MASSAD (1991c)**, **MASSAD (1992)**, **MASSAD (1993)** e (**AMANN, 2000**) apresenta-se portanto um resumo do referido método.

### 2.3.1 –Leis de Cambefort modificadas por Massad

As leis de interação entre o solo e a estaca foram propostas por CAMBEFORT (1964), modeladas por BAGUELIN E VENON (1971), que considera a compressibilidade da estaca, e posteriormente estudadas por CASSAN (1978), além obviamente das referências mais recentes supra-citadas.

É uma análise teórica que adota relações do tipo rígido-elástico-plástico tanto para o atrito lateral quanto para a ponta das estacas, procurando as fases de mobilização e de saturação da resistência do solo em função do deslocamento médio do fuste e da ponta. Em outras palavras a variação do atrito lateral unitário com o deslocamento da estaca (fuste) e a variação da reação de ponta da estaca com o deslocamento de sua ponta.

Esta análise teórica considera a curva carga-recalque uma série de trechos, cada um correspondendo a uma determinada etapa da transferência de carga da estaca para o solo.

As Leis ou Relações de Cambefort (1964) representam, de forma matemática, as relações elementares de interação solo-estaca e são duas, como demonstra a figura 2.7.

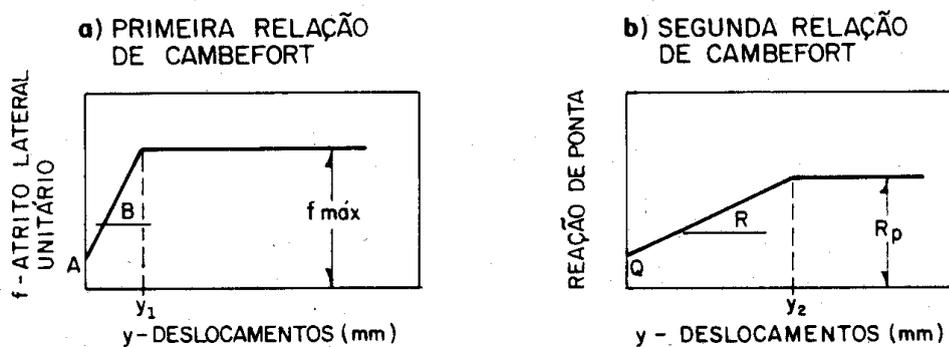


Figura 2.7 – Leis ou Relações de Cambefort (MASSAD, 1991-b).

Na figura 2.7-a observa-se os seguintes parâmetros:

- $y_1$  : representa o valor de recalque para o qual todo o atrito lateral é plenamente mobilizado (5 a 10 mm).
- A : adesão inicial entre estaca e solo (segundo Cassan (1978) pode-se tomar valor igual a zero, afetando pouco os resultados).

- $B$  : indica a relação de crescimento do atrito lateral com o deslocamento, até que se atinja a sua máxima mobilização.
- $f_{m\acute{a}x}$  : máxima mobilização, ou seja, a saturação do atrito lateral.

Na figura 2.7-b observa-se os seguintes parâmetros:

- $y_2$  : recalque de ruptura da ponta (10 a 30% do diâmetro da estaca).
- $Q$  : reação inicial da ponta (é considerado nulo quando a estaca não for de deslocamento e estiver sendo carregada pela primeira vez).
- $R$  : indica o crescimento da tensão de reação da ponta até seu valor máximo na ruptura.
- $R_p$  : valor máximo na ruptura.

Enquanto  $y_1$  é da ordem de alguns milímetros, isto é, bastam pequenos deslocamentos para a “saturação do atrito lateral” ( $f = f_{m\acute{a}x}$ ),  $y_2$  pode assumir valores bem maiores, de dezenas de centímetros.

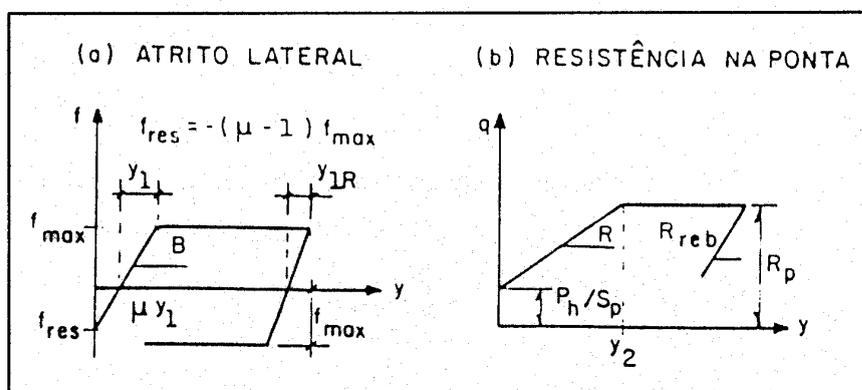
Segundo Baguelin e Venon pode-se distinguir 4 fases no processo de transferência de carga da estaca para o solo:

- Fase 1: Início do processo de transferência de carga, com a mobilização do atrito lateral, sem que tenha havido ainda qualquer deslocamento, donde, nenhuma reação na ponta da estaca.
- Fase 2 : Início de movimentação na ponta, que reage com pressão nula (figura 2.7-b). Ao longo do fuste ainda não se atingiu a “saturação”, isto é, reportando-se à figura 2.7-a,  $f \leq f_{m\acute{a}x}$ .
- Fase 3 : Ocorre o início da “saturação” do atrito lateral, junto ao topo da estaca. Na ponta, a reação se processa pela “rampa”, de inclinação  $R$ , da figura 2.7-b.
- Fase 4 : O atrito lateral “saturou” ao longo de todo o fuste ( $f = f_{m\acute{a}x}$ ). O deslocamento na ponta da estaca é igual a  $y_1 \ll y_2$ . Isto é, a ponta desenvolveu apenas uma pequena fração de  $R_p$ .

- Acima da Fase 4: O atrito lateral já está saturado e acréscimos na carga se fazem às custas da ponta da estaca, até que o deslocamento da ponta atinja  $y_2$ , quando a estaca rompe.

Como dito, no início do primeiro carregamento para estacas escavadas em compressão axial pode-se tomar a reação na ponta como sendo nula ( $Q = 0$ ), no entanto, a reação de ponta de estacas escavadas quando submetidas a um segundo carregamento denota a ocorrência de uma carga residual do primeiro carregamento, a Carga Residual na Base da Estaca (Décourt, 1989). Em outras palavras, quando se submete uma estaca escavada a um segundo carregamento, numa prova de carga, surge em sua ponta uma carga residual ( $P_h$ ) que fica “aprisionada”.

Generalizando-se portanto as Leis ou Relações de Cambefort (1964) para estacas escavadas para o segundo carregamento graças à incorporação das cargas residuais na ponta das estacas escavadas e postulando-se também a existência de uma carga residual na ponta de estacas pré-moldadas, logo após a sua cravação, **MASSAD (1992)** propôs as Leis de Cambefort Modificadas, como pode ser visto na figura 2.8.



**Figura 2.8 – Leis de Cambefort Modificadas (MASSAD, 1993) .**

De um ponto de vista físico, a existência desta carga residual significa que a ponta da estaca já está reagindo quando o atrito lateral começa a se desenvolver positivamente e mais, que este atrito, que logo após a cravação atua de cima para baixo, “prendendo” a estaca no terreno e equilibrando a carga residual na ponta, precisa ser “revertido” (reversão do atrito lateral).

Na figura 2.8 observa-se os seguintes parâmetros:

- $P_h$  : Carga residual de ponta que fica “aprisionada”.
- $S_p$  : Área da seção transversal da ponta.
- $\mu$  : Fator majorador do atrito lateral na ruptura, quantifica a ação da carga residual. A vantagem do uso deste parâmetro reside no fato de se poder tratar globalmente o comportamento das estacas em termos de curva carga-recalque no topo, seja ela escavada ou cravada.
- $y_{1R}$  : A metade do deslocamento necessário para reverter todo atrito lateral.
- $f_{RES}$  : Quando ao final do primeiro carregamento a estaca é descarregada, há o chamado rebound, ocorrendo a reversão do atrito lateral, e então  $A$  assume um valor residual negativo, chamado  $f_{RES}$ .

Têm-se, conseqüentemente, que:

$$\mu = 1 + \frac{Ph}{A_{LR}} \quad (2.1)$$

, onde  $A_{LR} = f_{m\acute{a}x} \pi D h$  : Carga na ruptura devido ao atrito lateral no fuste ( $D$  e  $h$  são, respectivamente, o diâmetro e a altura da estaca).

Para o primeiro carregamento têm-se:

- no caso de estacas escavadas,  $\mu = 1$  ( $Ph = 0$ ).
- no caso de estacas cravadas, de ponta,  $\mu = 2$  ( $Ph = A_{LR} - R_p \cdot S_p$ ).
- no caso de estacas cravadas, de atrito,  $1 < \mu < 2$  ( $Ph = R_p \cdot S_p < A_{LR}$ ).

Para o segundo carregamento, no caso de estacas escavadas, não se descarta a possibilidade de  $\mu > 2$ . Sendo  $\mu > 1$ , o atrito lateral unitário ( $f$ ) deve ser revertido de um valor negativo inicial ( $f_{RES}$ ) que equilibra a força  $Ph$ .

Este atrito lateral torna-se positivo à medida em que a carga na cabeça aumenta até atingir a “plena mobilização” quando  $f$  se iguala a  $f_{máx}$ .

Como fora dito, esta análise teórica considera a curva carga-recalque uma série de trechos, cada um correspondendo a uma determinada etapa da transferência de carga da estaca para o solo, como observa-se na figura 2.9.

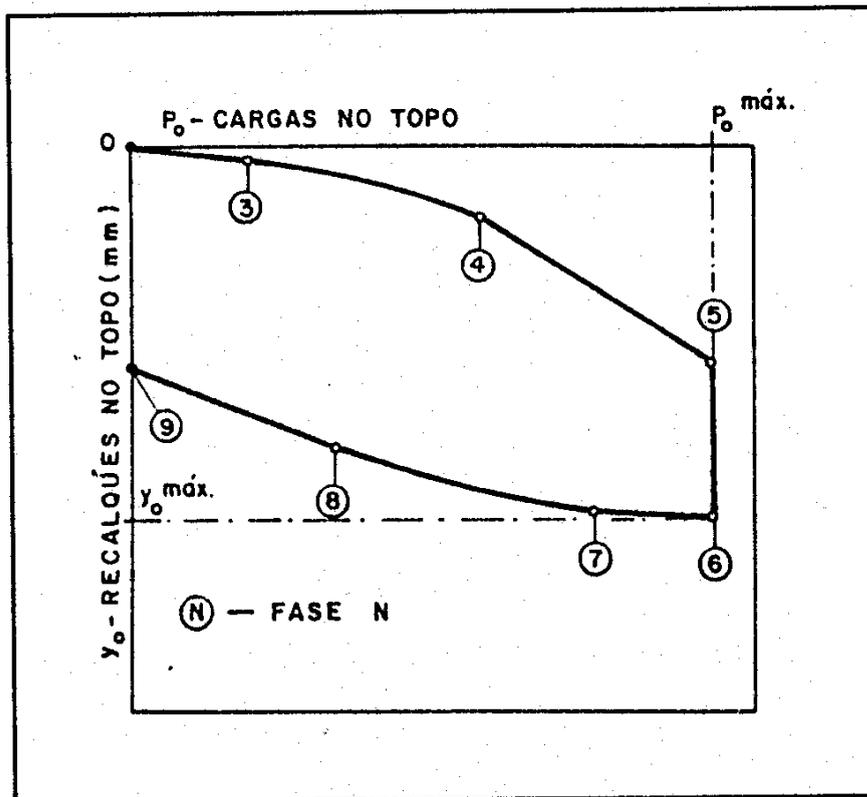


Figura 2.9 – Pontos delimitantes dos trechos da curva carga-recalque teórica (MASSAD, 1992).

Para o traçado da curva carga-recalque teórica deve-se introduzir 2 coeficientes adimensionais que controlam o comportamento de estacas em compressão axial, a saber:

- Rigidez Relativa Solo-Estaca ( $K$ )

$$K = \frac{Alr}{Kr \cdot y_1} \quad (2.2)$$

, onde  $K_r = \frac{E.S}{h}$  : rigidez da estaca como peça estrutural (E é o módulo de elasticidade do material que a constitui, S é a área da seção transversal da estaca e h é a altura da mesma).

Este parâmetro pode ser escrito e é facilmente demonstrável, também da seguinte forma:

$$K = 4 \left( \frac{h}{D} \right)^2 \left( \frac{D.B}{E} \right), \text{ onde } B = \frac{f_{\text{máx}}}{y_1} \quad (2.3)$$

Constitui-se em uma medida da rigidez tanto do solo quanto do material da estaca e também da relação altura-diâmetro  $\left( \frac{h}{D} \right)$ . Estacas infinitamente rígidas (incompressíveis) denotam  $K = 0$  e estacas infinitamente compressíveis denotam  $K = \infty$  (a deformabilidade do material que as constituem é decisiva no seu comportamento em compressão axial).

- Coeficiente adimensional m

$$m = \frac{R.S.p.y_1}{Alr} \quad (2.4)$$

Mede a relação entre a reação de ponta, no momento em que todo o atrito lateral foi mobilizado ao longo do fuste, e  $A_{LR}$ .

Admitindo-se que existe, na ponta da estaca, uma força  $Ph = (\mu - 1)A_{LR}$  atuando desde o início do carregamento e que valem as Leis de Cambefort Modificadas, que os parâmetros de Cambefort sejam constantes em toda altura da estaca como se a camada de solo fosse homogênea e que ainda o atrito lateral inicial (f) seja nulo, é possível mostrar que a curva carga-recalque teórica apresenta 4 trechos bem delimitados durante o carregamento (figura 2.9), a saber:

- Trecho 0 -3 : Como o atrito lateral ( $f$ ) inicial é dado como nulo, os pontos 0, 1 e 2 coincidem com a origem do gráfico. É um trecho retilíneo (fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral, ao longo da reta inicial da primeira Lei de Cambeport). O ponto 3 corresponde ao momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca e é dado por:

$$P_0 = \frac{\mu \cdot Alr}{Z} \left[ \frac{tgh(Z) + m \cdot Z}{1 + m \cdot Z \cdot tgh(Z)} \right], \text{ onde } Z = \sqrt{K} \quad (2.5)$$

$$Y_0 = \mu \cdot y_1 \quad (2.6)$$

- Trecho 3-4 : Avanço da plena mobilização do atrito lateral ao longo do fuste do topo em direção à ponta (forma da curva, sob certas condições, se aproxima de uma parábola). Para  $K \geq 10$  têm-se:

$$Y_0 = c_1 + c_2 (P_0)^2, \text{ onde } c_1 = \frac{\mu \cdot y_1}{2} \text{ e } c_2 = \frac{1}{2 \cdot Kr \cdot \mu \cdot Alr} \quad (2.7)$$

Ou ainda sendo aproximada pela seguinte relação exponencial:

$$P_0 = Pr ( 1 - e^{(b + a \cdot y_0)} ) \quad (2.8)$$

$$\text{, onde } Pr = 1,45 \mu A_{LR}, \quad b = \frac{1}{k} - 0,18 \quad \text{e} \quad a = - \frac{2 \cdot Kr}{\mu \cdot Alr}$$

- Trecho 4-5 : Linear, correspondendo à mobilização da resistência de ponta ao longo do trecho pseudo-elástico da segunda Lei de Cambeport, com a relação;

$$\frac{P_0 - \mu \cdot Alr}{y_0 - \frac{\mu \cdot Alr}{2 \cdot Kr}} = \frac{1}{\frac{1}{Kr} + \frac{1}{R \cdot S}} \quad (2.9)$$

- Trecho 5-6 : Ocorre a ruptura na ponta, cuja reação atinge seu valor máximo. Para o caso particular da estaca de atrito ( $1 < \lambda < 2$ ) os pontos 4 e 5 coincidem (a estaca rompe bruscamente após a mobilização total do atrito lateral, toda a reação de ponta já havia sido mobilizada como carga residual).
- Trechos de Descarregamento: Trecho 6-7 retilíneo (trecho pseudo-elástico da volta na Lei de Cambefort), trecho 7-8 curvilíneo (início e fim da plena mobilização do atrito no sentido reverso, contrário à subida da estaca), com equação parabólica, e 8-9 retilíneo (associado ao rebound franco da ponta). No trecho 7-8 têm-se:

$$Y_0^{\text{máx}} - y_0 = y_1 R + \frac{1}{4.Kr.Alr} (P_0^{\text{máx}} - P_0)^2 \quad (2.10)$$

Para uma primeira estimativa dos parâmetros do solo podem-se utilizar correlações empíricas que envolvem o SPT (como por exemplo AOKI & VELLOSO (1975) ou DÉCOURT & QUARESMA (1978)). Para os parâmetros B e R, CASSAN (1978) sugere:

$$B = 2. E_F \quad (2.11)$$

$$R = 4. E_P \quad (2.12)$$

Onde B e R em KN/m<sup>3</sup>. E<sub>F</sub> e E<sub>P</sub> são, respectivamente, os Módulos de Deformabilidade dos solos ao longo do fuste e na ponta da estaca. Os valores de E<sub>F</sub> e E<sub>P</sub> podem ser obtidos através de E = b.k.SPT.

## 2.4 - CAPACIDADE DE CARGA

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

A capacidade de carga pode ser definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral e pela ponta simultaneamente.

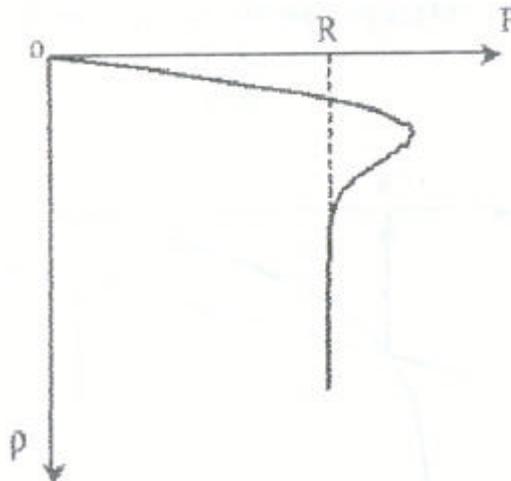
Segundo **DÉCOURT (1998)** as verificações experimentais de capacidade de carga apresentam resultados em termos de gráficos carga-recalque, onde a inexistência de condições claras de ruptura se constitui na regra geral.

Como explica **CORRÊA (1988)** a forma da curva carga-recalque será o resultado da interação solo-estaca tanto do atrito lateral quanto da ponta, e se constitui na medida final do comportamento da estaca. Nesta curva carga-recalque, pode-se reconhecer três fases distintas: a primeira reflete uma certa proporcionalidade entre cargas e recalques; a segunda corresponde a uma deformação visco-plástica em que a velocidade de carregamento influi muito sobre os recalques; e a terceira corresponde à definição da carga de ruptura (**AMANN, 2000**).

Sobre a definição da carga de ruptura, **CORRÊA (1988)** cita que na maior parte dos casos não existe um colapso visível da fundação e não se tem caracterizada uma carga de pico (o aumento da carga  $P$  provoca aumento progressivo dos recalques não caracterizando uma carga de ruptura bem definida).

### 2.4.1 – Critérios de Ruptura

Segundo a **NBR 6122/96** a capacidade de carga no ensaio da estaca ou tubulão de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida, como mostra a figura 2.10 a seguir:



**Figura 2.10** – Exemplo de curva “carga X recalque” com ruptura nítida ou geral (MENEGOTTO, CINTRA & AOKI, 2001).

Quando isto não ocorrer e a estaca quando carregada apresenta um recalque considerável mas a curva carga x recalque não indica uma carga de ruptura, mas um crescimento contínuo do recalque com a carga, a carga de ruptura de acordo com a NBR 6122/96, pode ser convencionalizada como a que corresponde, através da curva “carga x recalque” a um recalque expresso pela fórmula a seguir :

$$\rho_r = \frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (2.13)$$

onde,

P = carga de ruptura convencional

L = comprimento da estaca

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal

A ruptura convencional pressupõe a imposição de um recalque arbitrário para caracterizar a ruptura (CINTRA & AOKI, 1999).

A figura 2.11 retrata a aplicação da referida fórmula para ruptura convencional:

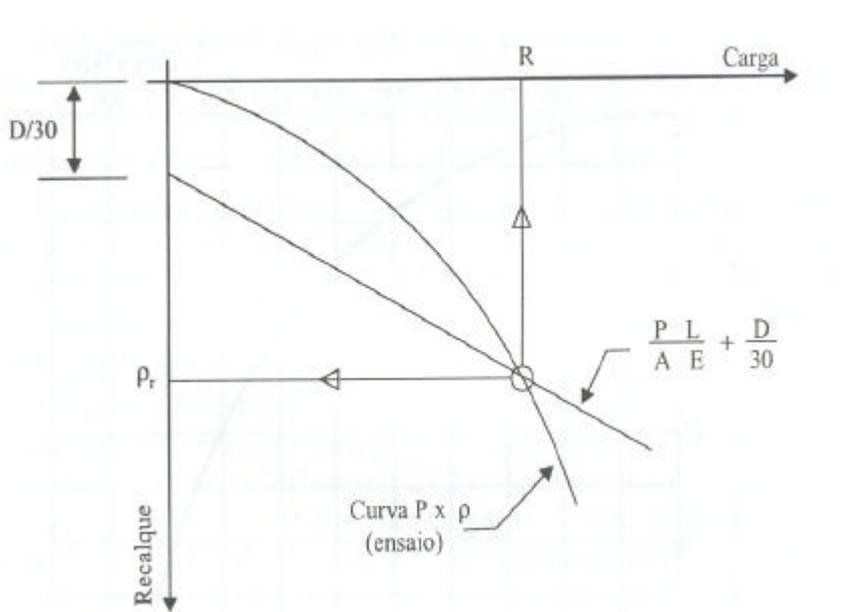


Figura 2.11- Critério de ruptura convencional da NBR 6122/96 (CINTRA & AOKI, 1999).

Ou ainda como o proposto por Terzaghi e adotado na Norma Inglesa, a ruptura pode ser convencionalizada considerando como carga de ruptura a que corresponde, através da curva “carga x recalque”, a um recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca.

DÉCOURT (1998) define ruptura convencional como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou do topo) da estaca de 10% de seu diâmetro no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila e de 30% de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares.

Outro critério de ruptura é o da ruptura física, onde a mesma é caracterizada por recalques teoricamente infinitos (CINTRA & AOKI, 1999) ou seja, a carga de ruptura é aquela tal que, com um acréscimo infinitesimal causa um recalque infinito e a curva “carga-recalque” alcança um ponto assintótico com a vertical (VAN DER VEEN, 1953).

No caso de estacas de deslocamento, a diferença entre a ruptura convencional e a ruptura física tende a ser relativamente pequena.

No caso de estacas escavadas, não há propriamente uma ruptura física, pelo menos até deformações da ordem de grandeza do diâmetro da estaca. Há como que um “amassamento progressivo” do solo (**DÉCOURT, 1998**).

Quando a carga aplicada não é suficiente para provocar a ruptura e os recalques não são “consideráveis” a carga de ruptura deve ser obtida pela extrapolação da curva carga-recalque por métodos consagrados na Mecânica dos Solos (**CORRÊA, 1988**).

Pode-se evocar diversos processos para alcançar a extrapolação da curva “carga x recalque” na busca da melhor solução. Um dos mais utilizados é o critério de ruptura física de **VAN DER VEEN (1953)**, o qual parte do ajuste do gráfico resultante do ensaio a uma curva de formulação conhecida, no caso uma de formato exponencial.

Em seu artigo “The Bearing Capacity of a Pile” o mesmo se preocupa em determinar a capacidade de carga de uma estaca sob um modo estritamente normalizado e impessoal, o qual postula como sendo o valor de  $P_{m\acute{a}x}$  aquele, dentre os vários plotados em um gráfico de abcissa  $\ln(1 - P/P_{m\acute{a}x})$  e ordenada  $\rho$ , que propiciar a melhor regressão linear pelos pontos do gráfico. A expressão matemática que representa a extrapolação de Van der Veen tem a forma:

$$P = P_{m\acute{a}x} (1 - e^{-a\rho}) \quad (2.14)$$

onde,

$P$  = carga na cabeça da estaca

$P_{m\acute{a}x}$  = capacidade de carga

$a$  = coeficiente que define a forma da curva

$\rho$  = recalque devido a carga  $P$

Segundo **VELLOSO&LOPES (2002)** há uma discussão quanto à confiabilidade da extrapolação das curvas obtidas em provas de carga. Extrapolações tentadas de curvas carga x recalque que ficaram apenas no trecho inicial, quasi-elástico, conduzem a valores de carga de ruptura exagerados, para não dizer absurdos. A extrapolação de curvas carga x recalque pelo método de VAN DER VEEN (1953), na experiência de **VELLOSO&LOPES (2002)** indica que se pode obter uma extrapolação confiável se o recalque máximo atingido na prova for de, pelo menos, 1% do diâmetro da estaca.

#### **2.4.2 – Provas de Carga**

Segundo **ALBUQUERQUE (2001)** as provas de carga, utilizadas em geotecnia para se estudar o comportamento estaca-solo, verificam aspectos importantes como a capacidade de carga e os deslocamentos do elemento de fundação, e, ainda, no caso de estacas instrumentadas a transferência de carga em profundidade. Os diversos motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira (**ALBUQUERQUE, 2001**):

- Assegurar que não irá ocorrer ruptura para uma certa carga de trabalho;
- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Determinar qual é a carga de ruptura, realizando uma checagem das estimativas;
- Determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação, especialmente na região da carga de trabalho.

Continua o mesmo autor citando que as provas de carga podem ser feitas com cargas verticais ou inclinadas, à compressão ou tração, cargas horizontais ou qualquer tipo de sollicitação, procurando reproduzir as condições de funcionamento da fundação a que se destinam.

As provas de carga podem ser divididas em (**ALBUQUERQUE, 2001**):

- Prova de carga direta sobre o terreno da fundação;
- Prova de carga estática em estacas e tubulões;
- Prova de carga dinâmica em estacas.

No presente trabalho abordar-se-á o caso das provas de carga estáticas, pois o referido estudo aborda uma modalidade de estaca escavada, a estaca injetada tipo raiz.

Segundo **NIYAMA et al. (1998)** uma grande vantagem da prova de carga estática é se tratar de um ensaio onde se repercute o complexo comportamento do conjunto solo-fundação; influenciado pela modificação provocada no solo pelos trabalhos de infra-estrutura da obra e execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações.

Prova de Carga Estática é definida como sendo um ensaio de campo onde aplicam-se incrementos infinitesimais de carga em tempos infinitos (**AOKI, 2001**), geralmente em um elemento isolado de fundação (definido como sendo o maciço de solo em conjunto com o elemento estrutural de fundação mais o processo executivo) com a aplicação de carga em estágios e conseqüente medição de recalques, obtendo-se a uma curva “carga x recalque” e sua interpretação.

Para a realização das provas de carga é imprescindível a montagem de um sistema de reação adequado, sendo que, segundo **MENEGOTTO, CINTRA & AOKI (2001)** o sistema de reação pode ser por cargueira, por tirantes ou por estacas de reação. O primeiro consiste de um caixão preenchido com um material (areia, chapas de aço, blocos de concreto) que garanta o peso para a reação, no segundo caso a reação é obtida por meio de tirantes executados próximos à estaca a ser ensaiada (utiliza-se uma viga metálica para transferir a carga da estaca para os tirantes) e no terceiro caso o mesmo é semelhante ao anterior, porém, ao invés de tirantes utilizam-se estacas armadas. Segundo **ALBUQUERQUE et al. (2001)** um dos aspectos que limitam a realização das provas de carga estáticas é a necessidade de se obter uma reação compatível com a carga na fundação a ser ensaiada, onde esta limitação é imposta pelo alto custo do sistema e da viga de reação.

Para a aplicação da carga, em estágios, utiliza-se um macaco hidráulico, o qual pode ser acionado por uma bomba elétrica ou manual. A medida da carga pode ser realizada com o auxílio de um manômetro instalado na saída da bomba ou por uma célula de carga, a qual garante uma maior precisão das leituras.

As leituras de recalque, em cada estágio, são realizadas empregando-se extensômetros convenientemente instalados nos cantos do bloco de coroamento da estaca. A média aritmética de suas leituras representa o recalque da estaca (MENEGOTTO, CINTRA & AOKI, 2001).

O referencial das medidas de recalque mais freqüentemente empregado na prática é constituído por um par de vigas metálicas ou de madeira (vigas de referência), que se apóiam em pontos fixos, suficientemente afastados da zona de influência do elemento testado (YASSUDA, 1985). Prosseguindo o mesmo autor com relação ao referencial nas medidas de recalque, a ignorância da magnitude de variação das deformações devido aos agentes externos pode prolongar uma prova de carga por muito tempo, desnecessariamente, tendo outra implicação na interpretação dos resultados de uma prova, principalmente quando se tenta estimar a carga limite crítica.

#### **2.4.2.1 – Procedimento Executivo de Provas de Carga**

As provas de carga lentas ou SML (Slow Maintained Load Test) são caracterizadas pelo pressuposto da estabilização dos recalques com o tempo, onde cada estágio de carga é mantido até que o controle dos recalques correspondentes indique a estabilização. Esta estabilização é admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos  $t$  e  $t/2$  corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento total do estágio.

Deve-se realizar no mínimo 10 estágios de carregamento com incrementos iguais a no máximo 10% da carga máxima estimada do ensaio cada um, onde esta carga máxima será o dobro da carga de trabalho. Em cada estágio os recalques serão medidos nos tempos 0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90, 120 min...até a estabilização, com no mínimo 30 minutos por estágio.

O descarregamento obedece semelhante princípio, com no mínimo 4 estágios.

A vantagem do ensaio SML consiste no acompanhamento “passo a passo” do ensaio, a desvantagem seria no grande tempo utilizado no ensaio além de se ter que montar um esquema especial para o revezamento de equipes durante o mesmo.

As provas de carga rápidas ou QML (Quick Maintained Load Test) mantêm os estágios de carga e descarga por tempos determinados, independente da estabilização, onde cada estágio de carga tem incrementos de no máximo 10% da carga de trabalho estimada em um total de 20 estágios de carga (novamente a carga máxima será o dobro da carga de trabalho). Em cada estágio a carga portanto é mantida e a duração é fixada em 5 minutos, independente da estabilização dos recalques, os quais devem ser lidos ao início e ao final de cada estágio.

O descarregamento obedece semelhante princípio, com no mínimo 4 estágios.

A vantagem do ensaio QML consiste na grande economia de tempo permitida e a desvantagem é que os pontos da curva “carga x recalque” não são pontos estabilizados.

É evidente que os resultados do ensaio estão relacionados com o método utilizado. Por este motivo, para permitir análises e comparações, o método e suas características devem ser detalhadamente relatados com seus resultados (NIYAMA et al., 1998).

### 2.4.3 – Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas

No cotidiano profissional do projetista é usual lançar-se mão de métodos de previsão de capacidade de carga para a estimativa da capacidade de carga de estacas. Genericamente, pode-se separá-los em métodos teóricos e métodos semi-empíricos.

São considerados teóricos quando o cálculo é feito utilizando-se das fórmulas da Mecânica dos Solos e de parâmetros obtidos em ensaios de laboratório e / ou de campo.

São considerados semi-empíricos quando o cálculo é feito utilizando-se fórmulas empíricas e semi-empíricas desenvolvidas com o auxílio de correlações com ensaios “in situ”, principalmente o SPT e o CPT (CORRÊA, 1988). Segundo o mesmo autor, a aplicação das fórmulas teóricas para o cálculo da capacidade de carga de estacas em geral e particularmente para as estacas raiz é muito difícil, pois:

- As estacas em geral são instaladas em solos com camadas diferentes e raramente têm-se areia e argila puras;

- Via de regra, a única informação disponível para o projeto de fundação é o ensaio de penetração dinâmica. Não se possui quaisquer indicações sobre os diversos parâmetros necessários para o cálculo, ou seja: coesão, ângulo de atrito, coeficientes de pressão do solo no fuste, coeficiente de aderência solo-estaca, peso específico do solo, resistência não-drenada da argila, etc.

De acordo com **CINTRA & AOKI (1999)** é recomendável a utilização de um coeficiente de segurança não inferior a 3,0 no caso de capacidade de carga obtida por método teórico.

### 2.4.3.1 – Métodos Teóricos

#### 2.4.3.1.1 – Método de BERESANTSEV (1952, 1961)

De acordo com KÉZDI (1975) uma importante formulação teórica é a de BERESANTSEV (1952, 1961) para uma estaca vertical individual sob carga vertical.

Beresantsev assumiu que o colapso ocorre apenas embaixo da ponta da estaca. Uma zona compacta se desenvolve ao redor da estaca, a qual recalca juntamente com essa (figura 2.12).

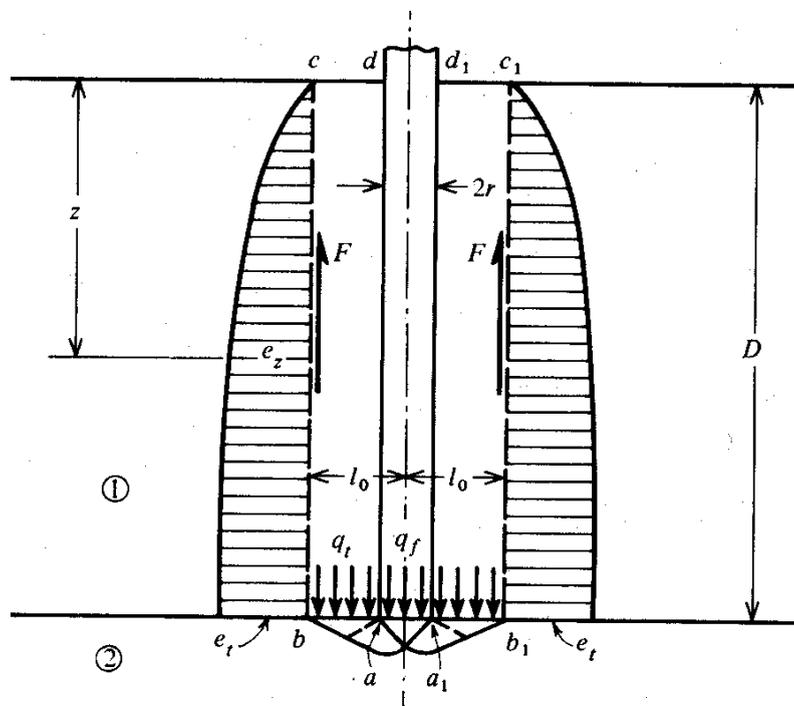


Figura 2.12 – Hipóteses da teoria de Beresantsev (KEZDI, 1975) .

A resistência de ponta é dada por:

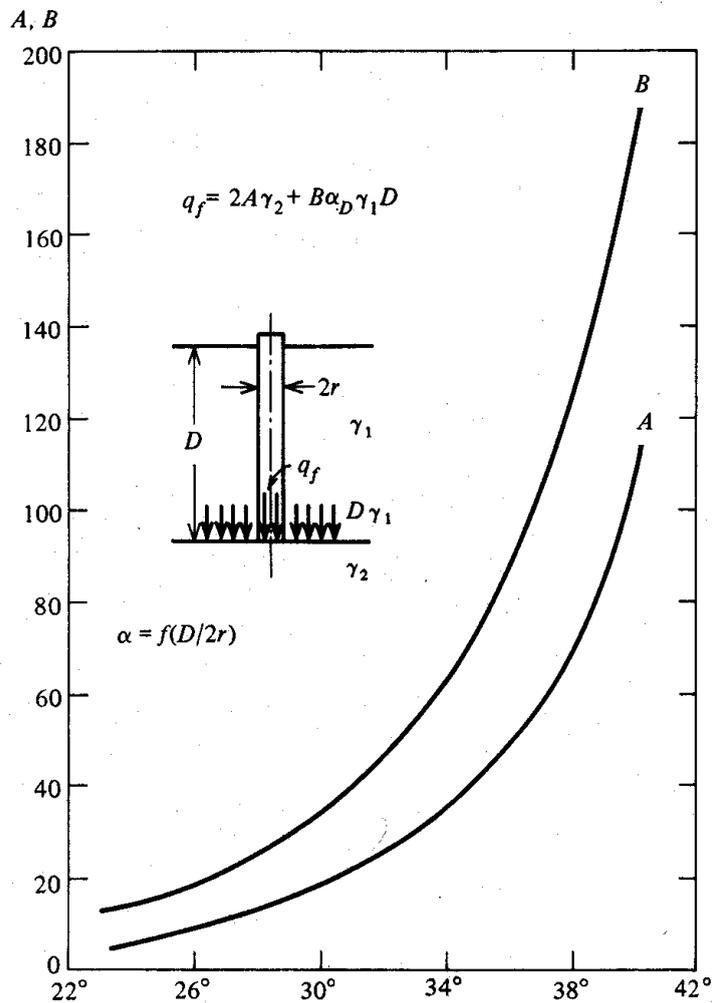
$$P_P = \frac{\pi \cdot d^2}{4} q_F \quad (2.15)$$

onde,

$$q_F = 2 A \tilde{a}_2 d_2 + B \hat{a}_T / \tilde{a}_1 \quad (2.16)$$

onde  $\hat{a}_T / \tilde{a}_1 = q_T$ , função da razão  $l/d$  e do ângulo de atrito interno.

As constantes A e B são encontradas na figura 2.13:



**Figura 2.13** – Diagramas dos parâmetros A e B para a teoria de colapso de estaca de Beresantsev (KEZDI, 1975) .

NORDLUND (1963) sugeriu a adição de um termo expressando o valor limite do atrito lateral:

$$\sum_{i=1}^n C.K.l_i.tg \varphi_i \Delta l_i \quad (2.17)$$

, onde K é o coeficiente de pressão do solo, C é a circunferência da estaca e  $\Delta l_i$  é o comprimento da i-ésima camada.

### 2.4.3.1.2 – Método de MEYERHOF (1976,1977)

Através de estudos em modelos Meyerhof desenvolveu um método de previsão de carga de ruptura para estacas embutidas em solo homogêneo, baseado no princípio das tensões efetivas (método  $\beta$ ) (ALBUQUERQUE, 2001).

Para a obtenção da carga de ruptura somam-se as parcelas correspondentes às cargas de ponta e lateral.

- Carga Lateral de Ruptura:

$$Q_{LU-CALC} = K_S \cdot \sigma_v \cdot \text{tg } \delta \cdot A_L \quad (2.18)$$

, onde  $K_S$  = coeficiente de empuxo médio do fuste da estaca

$\sigma_v$  = tensão efetiva média ao longo do fuste da estaca (KPa)

$\delta$  = ângulo de atrito entre o solo e o material da estaca (°)

Para o cálculo de  $K_S$  propõe para argilas moles a média  $K_S \cong K_0 \cong (1 - \text{sen } \phi')$  onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito efetivo (o autor também propõe, para o caso de estacas cravadas, a aplicação de um coeficiente de valor 1,5).

Para a obtenção de  $\delta$  será utilizado o proposto por POTYONDY (1961), onde  $\delta = 0,88 \cdot \phi'$ .

VÉSIC (1975) propõe uma forma para a obtenção de  $K_S \cdot \text{tg } \delta$ , no trato de argilas consolidadas e com ângulo de atrito efetivo variando de 10° a 35°:

$$K_S \cdot \text{tg } \delta = (\text{sen } \phi' \cdot \text{cos } \phi') / (1 - \text{sen}^2 \phi') \quad (2.19)$$

De acordo com o autor o valor de  $K_S \cdot \text{tg } \delta$  para argilas consolidadas deve variar entre 0,16 e 0,35.

- Carga de Ponta de Ruptura:

$$Q_{PU-CALC} = A_p (q_{L1} + (q_{L2} - q_{L1}) Z_b / (10 \cdot d)) \quad (2.20)$$

, onde :

$q_{L1}$  = resistência limite de ponta para camada superior (kPa)

$q_{L2}$  = resistência limite de ponta para camada inferior (kPa)

$Z_b$  = profundidade da estaca embutida na última camada de solo (m)

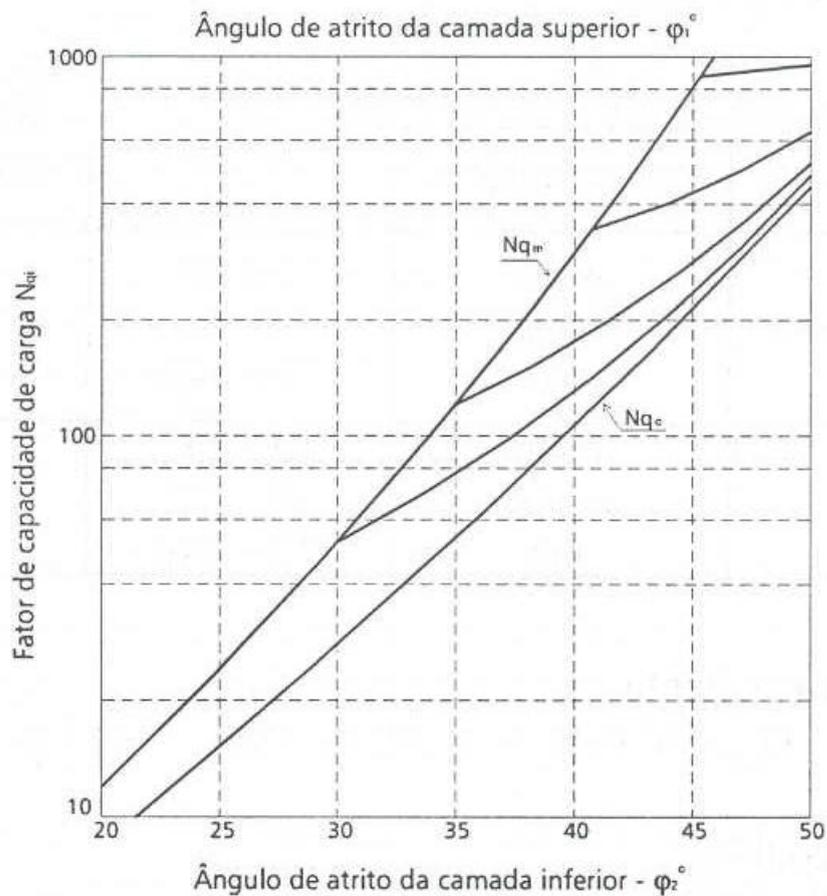
$d$  = diâmetro da estaca (m)

Os valores de  $q_{L1}$  e  $q_{L2}$  podem ser calculados pela seguinte equação:

$$q_{Li} = 0,5 \cdot N_{qi} \cdot \text{tg } \phi \quad (2.21)$$

, onde :  $N_{qi}$  = fator de capacidade de carga em função do ângulo de atrito  $i$  (figura 2.14)

$\phi$  = ângulo de atrito do solo (em termos de tensão total) ( $^\circ$ )



**Figura 2.14** – Fator de Capacidade de Carga para estacas curtas cravadas na intersecção de duas camadas de solo não coesivo.

### 2.4.3.1.3 – Método de SKEMPTON (1951)

Apresenta-se a seguir a expressão para estimar a capacidade suporte da argila, na hipótese  $\phi = 0^\circ$ , com carregamento centrado e vertical, podendo ser chamado de método  $\alpha$  (em função da coesão do solo) (ALBUQUERQUE, 2001). O autor reescreveu a fórmula geral de TERZAGHI, que leva em consideração para o cálculo da capacidade de suporte a somatória das parcelas devidas à coesão, atrito e sobrecarga. Desprezando-se a parcela de atrito, os fatores de forma  $S_c$  e  $S_q$  e o fator de capacidade de carga  $N_q$  tem-se:

$$\sigma_r = c.N_c + \bar{\gamma} \cdot H \quad (2.22)$$

, onde  $N_c \rightarrow f(H/D)$

Para o cálculo da carga de ruptura total utiliza-se também a somatória das parcelas de ponta e atrito lateral.

- Carga Lateral de Ruptura:

$$Q_{LU-CALC} = A_L \cdot C_A \quad (2.23)$$

, onde:  $A_L$  = área lateral da estaca ( $m^2$ )

$C_A$  = adesão solo -estaca (kPa) (tabela 2.1)

**Tabela 2.1 – Relação entre coesão e adesão (TOMLISON, 1957) .**

ESTACA	CONSISTÊNCIA	COESAO (kPa)	ADESÃO (kPa)
Concreto/ Madeira	MOLE	0 - 37	0 - 34
	MÉDIA	37-72	34 - 43
	RIJA	72-144	43 - 62
Aço	MOLE	0 - 37	0 - 29
	MEDIA	37-72	29 - 72
	RIJA	72-144	-

- Carga de Ponta de Ruptura:

$$Q_{PU-CALC} = (c \cdot N_C + \bar{\gamma} \cdot H) A_P \quad (2.24)$$

, onde:  $c$  = coesão do solo (kPa)

$\bar{\gamma}$  = peso específico médio do solo (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  = profundidade total da camada de solo (m)

$A_P$  = área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)

A tabela seguinte apresenta uma relação entre  $N_C$  e  $\phi$ :

**Tabela 2.2** – Fator  $N_C$  x  $\phi$  .

$\phi$	$N_C$	$\phi$	$N_C$	$\phi$	$N_C$	$\phi$	$N_C$
0	5,14	12	9,28	24	19,32	36	50,59
1	5,38	13	9,81	25	20,72	37	55,63
2	5,63	14	10,37	26	22,25	38	61,35
3	5,90	15	10,98	27	23,94	39	67,87
4	6,19	16	11,63	28	25,80	40	75,31
5	6,49	17	12,34	29	27,86	41	83,86
6	6,81	18	13,10	30	30,14	42	93,71
7	7,16	19	13,93	31	32,67	43	105,11
8	7,53	20	14,83	32	35,49	44	118,37
9	7,92	21	15,82	33	38,64	45	133,88
10	8,35	22	16,88	34	42,16		
11	8,80	23	18,05	35	46,12		

### 2.4.3.2 – Métodos Semi-Empíricos

Os métodos semi-empíricos a seguir tem ampla utilização junto ao meio técnico: Método de Aoki & Velloso (1975), Método de Décourt & Quaresma (1978), Método de David Cabral (1986), Método Brasfond (1991), Método de Lizzi (1982) e Método de P.P.Velloso (1981). A menos dos dois últimos os demais contam com atualizações recentes em alguns de seus coeficientes, entretanto, para facilidade de consulta, serão mantidos os nomes dos autores e datas originais quando citados.

#### 2.4.3.2.1 – Método de AOKI & VELLOSO (1975)

A capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimada por:

$$R = \frac{qc}{F1} A_p + \frac{U}{F2} \sum_1^n (f_c \cdot \Delta l) = \frac{K \cdot N_p}{F1} A_p + \frac{U}{F2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_l \cdot \Delta l) \quad (2.25)$$

U = perímetro da seção transversal do fuste;

A<sub>p</sub> = área da seção transversal da ponta;

Δl = espessura da camada;

N<sub>p</sub> = índice de resistência à penetração na cota de apoio do el. estrutural de fundação;

N<sub>l</sub> = índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δl

Para estacas escavadas **AOKI (1996)** considera que, dependendo do maior ou menor grau de perturbação introduzido no terreno pelo processo executivo empregado, F2 varia de 4,5 a 10,5 (com F2=2F1). **VELLOSO&LOPES (2002)** para estacas raiz citam os valores F1=2 e F2=4 como sendo uma estimativa razoável. F1 e F2 são coeficientes de transformação que englobam o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo).

Originalmente para ensaios CPT, qc e fc (fc = á qc) são a resistência de ponta e o atrito lateral unitário do cone, onde correlacionando-se com o SPT tem-se que: qc = K.N (tabela 2.3).

**Tabela 2.3 - Coeficientes K e á (CINTRA & AOKI, 1999).**

<b>Tipo de solo</b>	<b>K(MPa)</b>	<b>á (%)</b>
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

#### **2.4.3.2.2 – Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978)**

De acordo com DÉCOURT (1998) o Método de Décourt & Quaresma (1978) apresenta um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas com base nos valores N do ensaio SPT. Este método, originalmente previsto para estacas de deslocamento, foi objeto de algumas extensões, objetivando adequá-lo para outros tipos de estacas e mais recentemente também para adequá-lo ao novo ensaio SPT-T, através do conceito do N equivalente (Neq).

$$Neq = T \text{ (kgf.m)} / 1,2 \quad (2.26)$$

A tensão de ruptura na ponta é dada por:

$$q_p = K.N \quad (2.27)$$

, onde K, função do tipo de solo, encontra-se na tabela 2.4:

**Tabela 2.4** – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo (DÉCOURT, 1998) .

Tipo de Solo	K (kN/m <sup>2</sup> )	K (tf/m <sup>2</sup> )
Argila	120	12
Silte argiloso (solo residual)	200	20
Silte arenoso (solo residual)	250	25
Areia	400	40

O atrito lateral unitário é dado por:

$$q_s = 10 (N / 3 + 1) \quad \text{kN/m}^2 \quad (2.28)$$

De onde se compõe:

$$Q_u = \acute{a} K N_p A_p + 10 \hat{a} (N_s/3 + 1) A_s \quad \text{kN/m}^2 \quad (2.29)$$

Os valores de  $\acute{a}$  e  $\hat{a}$  sugeridos para os diversos tipos de estacas são apresentados nas tabelas 2.5 e 2.6 a seguir:

**Tabela 2.5** - Valores do coeficiente  $\acute{a}$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (DÉCOURT, 1998) .

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

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

**Tabela 2.6** - Valores do coeficiente  $\hat{\alpha}$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (DÉCOURT, 1998).

	Escavada em Geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

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

#### 2.4.3.2.3 – Método de DAVID CABRAL (1986)

O Método David Cabral (1986) para estacas raiz leva em consideração a pressão de ar comprimido ( $p$ ) aplicada no topo da estaca.

O atrito lateral para cada trecho do fuste e a resistência de ponta são apresentados como:

$$f_{MAX(i)} = \hat{\alpha}_0 \hat{\alpha}_1 \cdot N_{(i)} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.30)$$

$$\hat{\alpha}_0 = 1 + 0,11 \cdot p - 0,01 \cdot D \quad ; p \quad 4,0 \text{ kgf/cm}^2 \quad ; D \text{ (cm)} \quad (2.31)$$

$$q_P = \hat{\alpha}_0 \cdot \hat{\alpha}_2 \cdot N_P \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.32)$$

, onde  $\hat{\alpha}_0 \hat{\alpha}_1 \cdot N_{(i)} \quad 2,0 \text{ kgf/cm}^2$  (0,2 MPa) e  $\hat{\alpha}_0 \cdot \hat{\alpha}_2 \cdot N_P \quad 50 \text{ kgf/cm}^2$  (5 MPa)

Os fatores empíricos  $\hat{\alpha}_1$  e  $\hat{\alpha}_2$  são sugeridos na tabela 2.7 em função do solo.

**Tabela 2.7 – Coeficientes  $\hat{\alpha}_1$  e  $\hat{\alpha}_2$  (FUNDESP, 2001) .**

Tipo de Solo	$\hat{\alpha}_1$ ( $10^{-2} \cdot \text{kgf/cm}^2$ )	$\hat{\alpha}_2$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

#### 2.4.3.2.4 – Método BRASFOND (1991)

Apresenta-se abaixo as expressões de resistência segundo o Método da **BRASFOND (1991)** para estacas raiz:

$$q_L = \hat{\alpha}_B \cdot \overline{N_{spt}} \quad (2.33)$$

$$q_P = \acute{\alpha}_B \overline{N_p} \quad (2.34)$$

Analogamente ao método Décourt & Quaresma, o valor de SPT considerado na expressão (2.33) é a média dos valores de SPT ao longo do fuste, respeitando o valor limite de 40, enquanto o índice de atrito lateral  $\hat{\alpha}_B$  é igual a  $6,0 \text{ KN/m}^2$  para qualquer tipo de solo.

Na expressão (2.34)  $\overline{N_p}$  é a média dos três valores de SPT em torno do nível da ponta, respeitando também o limite de 40.

O valor do fator empírico do solo da ponta  $\acute{\alpha}_B$  é dado na tabela 2.8 a seguir:

**Tabela 2.8-** Valores de  $\hat{a}_B$  (BRASFOND, 2001).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>\hat{a}_B</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Argila Siltosa	90
Silte argiloso	100
Argila arenosa	110
Silte arenoso	120
Areia argilosa	130
Areia siltosa	160
Areia	200
Areia com pedregulhos	260

#### 2.4.3.2.5- Método de LIZZI (1982)

Considera somente a resistência do fuste e propõe que a capacidade de carga seja obtida por:

$$Q_{ul} = \delta D L K I \quad (\text{kN}) \quad (2.35)$$

Onde K é um coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo para todo o comprimento e I é um coeficiente adimensional de forma que depende do diâmetro nominal da estaca (tabelas 2.9 e 2.10, respectivamente).

**Tabela 2.9 –** Valores de K .

<b>Solo</b>	<b>K (kPa)</b>
Solo mole	50
Solo fofo	100
Solo medianamente compacto	150
Solos muito rijos, pedregulhos, areias	200

**Tabela 2.10**– Valores de I .

<b>Diâmetro Nominal (m)</b>	<b>I</b>
0,10	1,00
0,15	0,90
0,20	0,85
0,25	0,80

#### **2.4.3.2.6- Método de P. P. VELLOSO (1981)**

O método baseia-se, para o cálculo da carga de ruptura em estacas, em dados provenientes de ensaios de penetração contínua (CPT), considerando o tipo de estaca (cravada ou escavada) e o tipo de carregamento (tração ou compressão). A carga total de ruptura é dada por:

$$Q_{\text{total}} = \alpha_{pp} \beta q_{cp} A_p + \alpha_{pp} \lambda_p \sum_{i=1}^n U_i f_{ui} \Delta Z_i \quad (\text{kN}) \quad (2.36)$$

$\alpha_{pp}$  = fator de execução (1,0 para estaca cravada e 0,5 para estaca escavada).

$\lambda_p$  = fator em função do tipo de carregamento da estaca (1,0 para estaca comprimida e 0,7 para estaca tracionada).

$f_{ui}$  = atrito lateral médio medido na haste lisa do ensaio CPT (kPa).

$\beta$  = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca, relacionando o comportamento do modelo (cone) ao comportamento do protótipo (estaca) através das fórmulas:

$$\beta = 1,016 - 0,016 (D/d) \geq 0,2 \quad (\text{estacas comprimidas})$$

$$\beta = 0 \quad (\text{estacas tracionadas})$$

$D$  = diâmetro da base da estaca.

$d = 3,6$  cm = diâmetro da ponta do cone do CPT.

$q_{cp}$  = resistência média de cone na região da ponta da estaca (kPa):

$$q_{cp} = (q_{ca} + q_{cb})/2$$

$q_{ca}$  = resistência média de cone em uma faixa de  $8D$  acima da cota de ponta  
(kPa).

$q_{cb}$  = resistência média de cone em uma faixa de  $3,5D$  abaixo da cota de ponta  
(kPa).

## 2.5 - RECALQUES

Segundo **ALBUQUERQUE et al. (2001)**, a estimativa do recalque do topo de uma estaca é muito importante para qualquer projeto de fundações, pois a carga de trabalho é também função dos recalques que a estrutura pode tolerar.

**SODRÉ (1994)** ressalta que a estimativa de recalque é de fundamental importância para a previsão adequada do comportamento das fundações por estacas, pois deve-se garantir que os recalques, principalmente os diferenciais, não prejudiquem o bom desempenho da estrutura.

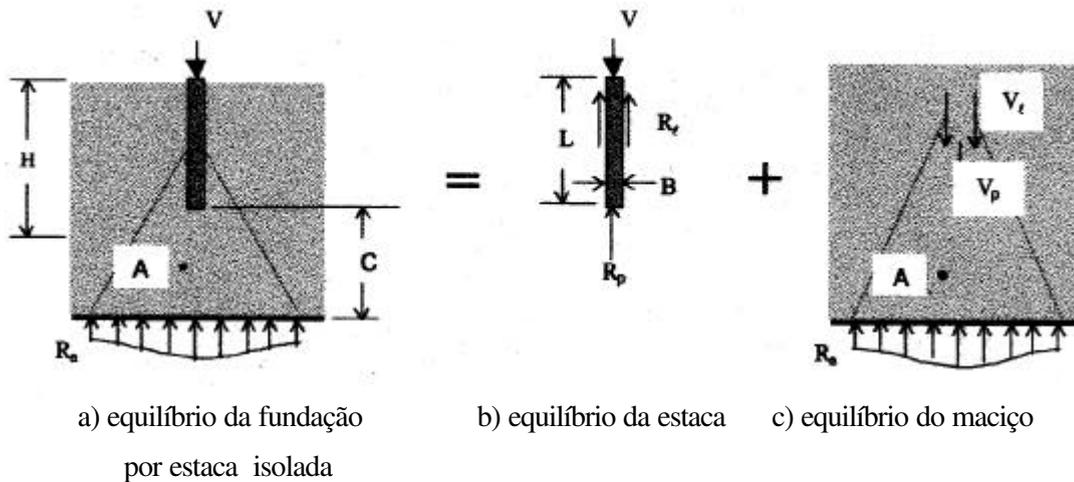
Com relação à carga de trabalho, **VELLOSO & LOPES (2002)** ressaltam que no nível das cargas de serviço a mobilização da resistência da estaca é parcial e boa parte do solo que envolve a estaca está distante da ruptura.

Continuam os autores a análise do comportamento da estaca através do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo e estabelecem algumas relações básicas, a saber: o recalque da cabeça da estaca  $\tilde{n}$  é constituído pela soma do recalque de ponta (ou base)  $\tilde{n}_S$  com o encurtamento elástico do fuste  $\tilde{n}_e$  :

$$\tilde{n} = \tilde{n}_S + \tilde{n}_e \quad (2.37)$$

Com relação ao encurtamento, sob a ação da solicitação  $V$  externa e das forças reativas  $R_P$  e  $R_L$  a estaca se deforma e o equilíbrio interno gera o aparecimento de um esforço normal  $N$  de compressão, em cada seção transversal  $z$  da mesma (figura 2.15). O encurtamento do fuste  $\tilde{n}_e$  depende da área da seção transversal  $A_C$ , do comprimento  $L$ , do módulo de elasticidade  $E_C$  da estaca e do diagrama de forças normais  $N(Z)$ , podendo ser calculado pela Lei de Hooke (**MENEGOTTO, AOKI & CINTRA, 2001**):

$$\tilde{n}_e = \int_0^L \frac{N(Z).dZ}{A_C.E_C} \quad (2.38)$$



**Figura 2.15 – Equilíbrio estático da fundação por estaca (MENEGOTTO, AOKI & CINTRA, 2001) .**

Sob a ação das forças ativas  $V_p$  e  $V_L$  o maciço de solo se deforma e o equilíbrio interno gera o aparecimento de tensões e deformações, em cada ponto A do meio contínuo (figura 2.15). Devido às deformações verticais do solo sob a base do elemento estrutural, a ponta (ou base) da estaca se move verticalmente acompanhando o movimento descendente do solo, de um valor denominado recalque do solo  $\tilde{n}_s$ , atendendo à condição de continuidade do sistema de contato. O diagrama de recalques ao longo do eixo vertical para pontos abaixo da ponta da estaca cresce à partir da superfície do indeslocável e atinge o valor  $\tilde{n}_s$  sob a ponta da estaca (MENEGOTTO, AOKI & CINTRA, 2001).

Este recalque do solo sob a base  $\tilde{n}_s$  possui duas componentes (VESIC, 1978 apud MENEGOTTO, AOKI & CINTRA, 2001) :

$$\tilde{n}_s = \tilde{n}_{s,L} + \tilde{n}_{s,P} \quad (2.39)$$

, onde:

$\tilde{n}_{s,L}$  : parcela de deslocamento devido à ação da força ativa  $V_L$  ao longo do fuste;

$\tilde{n}_{s,P}$  : parcela de deslocamento devido à ação da força ativa  $V_p$  sob a base.

Como o solo é um meio contínuo, a carga que um determinado elemento do fuste da estaca transfere para o solo a ele adjacente causará um certo efeito no solo adjacente aos demais elementos do fuste, bem como no solo subjacente à ponta.

Deste modo o recalque da ponta divide-se em duas parcelas: recalque da ponta da estaca causado pela parcela de carga transferida ao solo através da ponta da estaca e o causado pela parcela de carga transferida ao solo por todos os elementos do fuste da estaca (VÉSIC, 1977 apud AMANN, 2000).

Pode-se dizer que os deslocamentos, conforme sua magnitude, terão uma influência sobre a estrutura, que vai desde uma simples redistribuição de cargas até o colapso (VELLOSO & LOPES, 2002).

A figura 2.16 propõe uma quantificação de deformações admissíveis em termos de distorções angulares ( $\beta$ ) em conjunto com danos associados sugeridos por Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973).

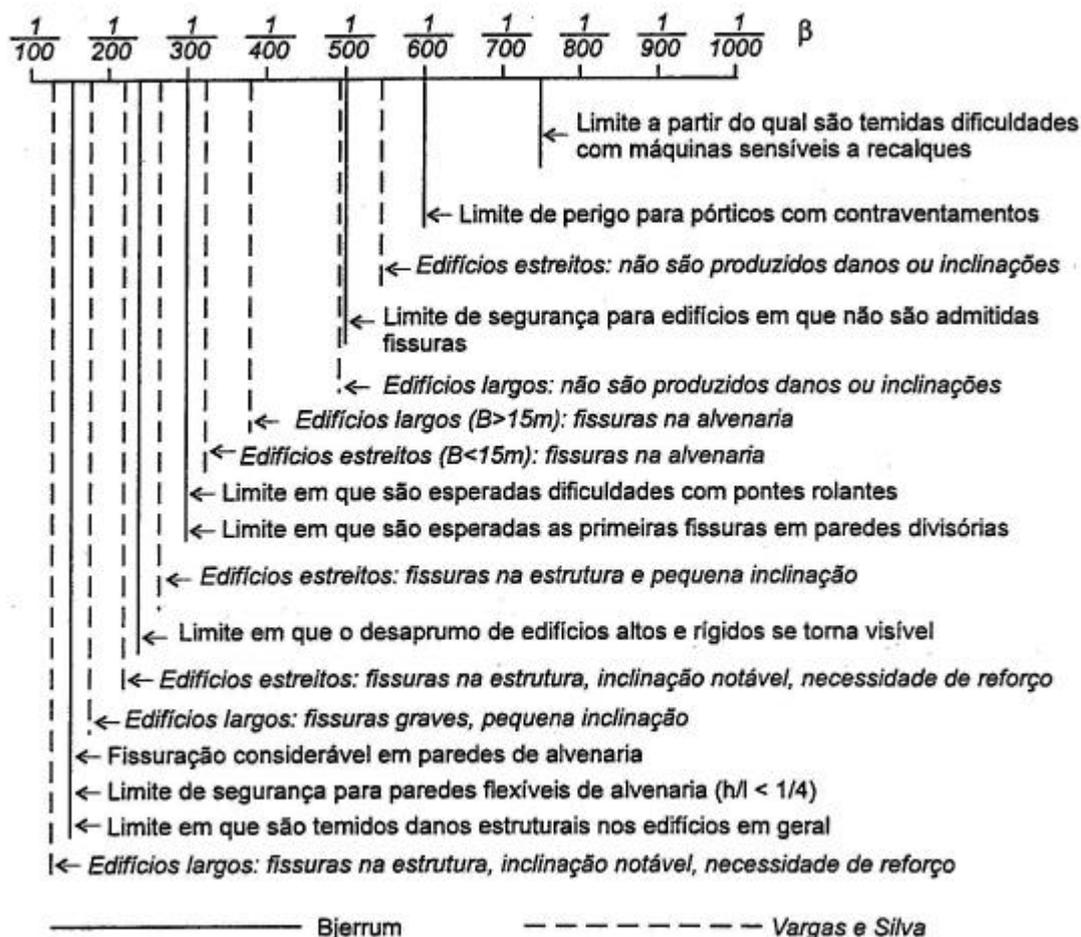


Figura 2.16 – Distorções angulares e danos associados (VELLOSO & LOPES, 2002).

### 2.5.1- Métodos de Previsão de Recalques

De acordo com o proposto por **VELLOSO & LOPES (2002)** os métodos de previsão de recalques podem ser classificados como baseados na Teoria da Elasticidade, métodos numéricos e métodos semi-empíricos.

A Teoria da Elasticidade fornece métodos apropriados para calcular as tensões as quais afloram no sólido semi-infinito devido a um sistema de forças transferidas por estacas carregadas ao sólido elástico. A Fórmula de Boussinesq não pode ser utilizada por que assume que a carga age somente na fronteira do semi-espaço, enquanto as estacas transferem suas cargas no interior do mesmo. A solução de Mindlin se aplica portanto nesses casos (**KEZDI, 1975**).

Baseando-se na Teoria da Elasticidade, Mindlin (1936) deduziu equações para calcular o valor de tensões e recalques em qualquer ponto dentro de uma massa semi-infinita resultantes da aplicação de uma carga imersa na mesma massa (figura 2.17).

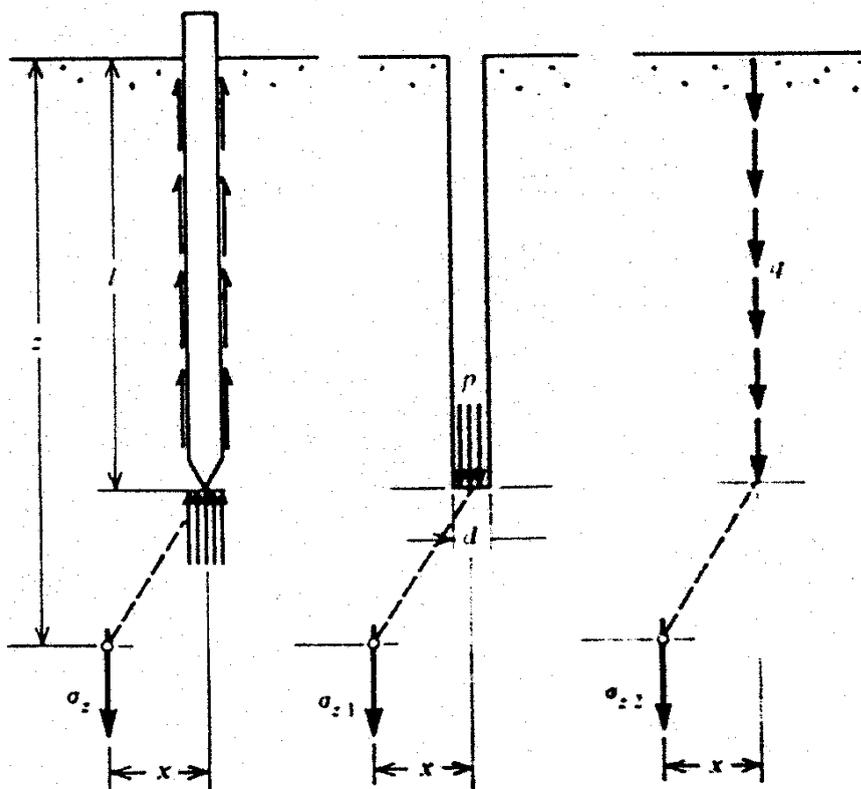


Figura 2.17 - Cálculo das tensões devido à resistência de ponta e atrito lateral (**KEZDI, 1975**).

A partir dessa solução, teve-se a idéia de discretizar a estaca em uma série de elementos atribuindo a cada um deles um valor de carga a ser transferida ao solo. Dessa forma, a estaca é substituída pelas cargas que aplica no solo, que é então considerado como se não houvesse estaca instalada, apenas as cargas atuando nos pontos onde deveria haver o centro da interface solo-elemento. Para se calcular o recalque total num determinado ponto do solo, deve-se proceder à somatória dos recalques devidos a cada elemento da estaca (AMANN, 2000).

Baseado nas equações de Mindlin para uma massa de solo elástico ideal o comportamento dos recalques pode ser analisado pelo Método de POULOS & DAVIS (1968).

#### 2.5.1.1- Método de POULOS & DAVIS (1968)

Neste método, a teoria elástica linear é usada para analisar o comportamento de uma estaca cilíndrica incompressível flutuante única, carregada axialmente, em um solo elástico ideal de duas fases.

Os resultados apresentados são relevantes para o caso de estaca única em solo mole desde que nesse caso a estaca seja virtualmente incompressível em relação ao solo circundante. Para estacas em argila rígida a própria compressibilidade da estaca pode ter influência significativa e o uso da teoria para uma estaca incompressível pode geralmente levar a uma sub-estimativa do recalque do topo da estaca compressível.

É enfatizado que os resultados apresentados referem-se estritamente para estacas únicas e, embora eles possam ser aproximadamente aplicáveis para estacas individuais de um grupo de estacas muito espaçadas, a interação entre estacas menos espaçadas causa modificação considerável no comportamento do recalque de cada uma das estacas individualmente.

No método de análise, a estaca é assumida consistindo de  $n$  elementos cilíndricos com cada um solicitado por uma carga cisalhante uniforme  $p$  e uma tensão radial uniforme  $\sigma$ , e uma base circular tendo uma tensão vertical uniforme  $p_b$ . Será assumido para a análise inicial que os lados da estaca são perfeitamente rugosos enquanto que a base é perfeitamente lisa, ou seja, tensões de cisalhamento não são desenvolvidas na base. A estaca sendo incompressível cada elemento sofrerá um deslocamento vertical igual  $\rho_z$  e deslocamento radial  $\rho_r$  igual a zero.

A consideração de compatibilidade de ambos deslocamentos, vertical e radial, leva a uma solução para a distribuição das tensões de cisalhamento e o recalque da estaca a qual é quase idêntica à solução obtida considerando somente a compatibilidade de deslocamentos verticais. As tensões radiais na estaca são tipicamente somente da ordem de 0,5 % das tensões cisalhantes na estaca, portanto, nas análises do método somente a compatibilidade de deslocamentos verticais é considerada.

Considerando um elemento típico  $i$  (figura 2.18), o deslocamento vertical do solo adjacente à estaca em  $i$  devido a tensões em um elemento  $j$  será :

$$\rho_{ij} = I_{ij} \cdot p_j \quad (2.40)$$

, onde:  $I_{ij}$  é o fator de deslocamento vertical para  $i$  devido a tensões de cisalhamento no elemento  $j$ .

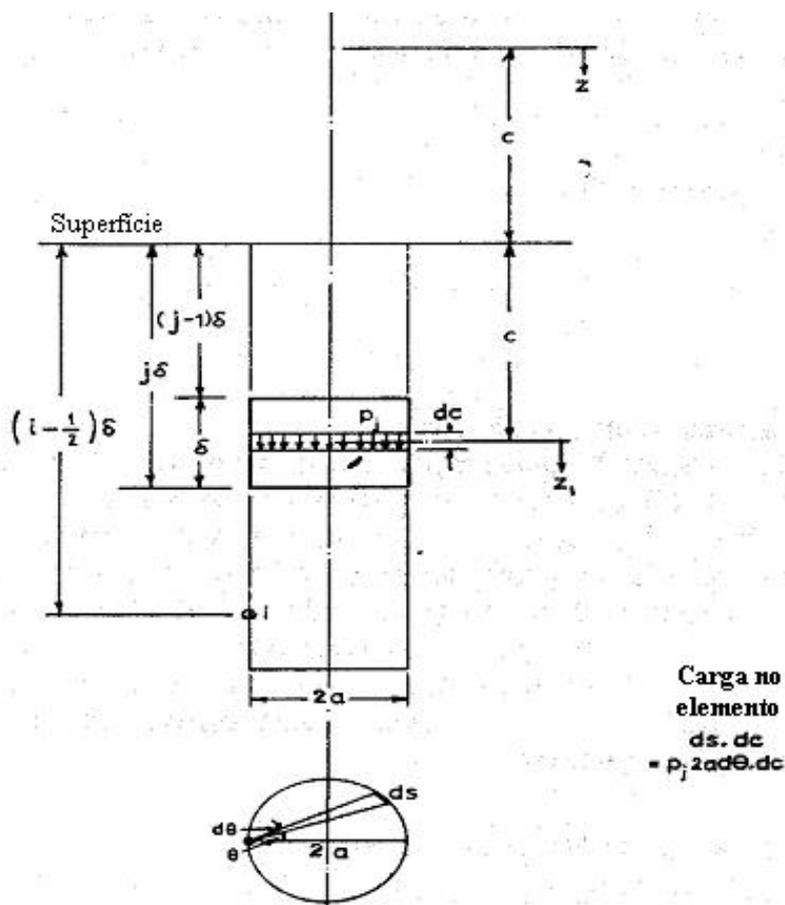


Figura 2.18 – Geometria de um elemento típico de estaca cilíndrica (POULOS & DAVIS, 1968).

Devido a todos  $n$  elementos e à base o deslocamento do solo em  $i$  será :

$$\rho_i = \sum_{j=1}^{j=n} I_{ij} \cdot p_j + I_{i_b} \cdot p_b \quad (2.41)$$

, onde :  $I_{i_b}$  é o fator de deslocamento vertical para  $i$  devido a tensões verticais uniformes na base.

O deslocamento da base pode ser expresso por :

$$\rho_b = \sum_{j=1}^{j=n} I_{bj} \cdot p_j + I_{bb} \cdot p_b \quad (2.42)$$

, onde :  $I_{b_j}$  é o fator de deslocamento vertical para a base devido a tensões de cisalhamento no elemento  $j$  e  $I_{bb}$  é o fator de deslocamento vertical para a base devido a tensões verticais uniformes na própria base.

Examinado o comportamento de uma estaca teoricamente, é necessário aproximar a tensão de cisalhamento em um elemento de estaca por algum carregamento o qual quando usado em conjunto com a teoria elástica leva a soluções matematicamente trabalháveis, e esse tipo de carregamento seria a tensão vertical uniformemente distribuída em volta da circunferência externa do elemento.

Para fins de cálculo dos fatores de deslocamento para elementos de estaca, é necessário avaliar o deslocamento à meia-altura da periferia de cada elemento devido a todos os elementos que compreendem a estaca. Estes deslocamentos podem ser obtidos pela integração das equações de Mindlin para o deslocamento devido a uma carga pontual em uma massa semi-infinita.

A geometria de um elemento de estaca cilíndrico típico é mostrada na figura 2.19.



$$I_{ij} = 4a \int_{(j-1)\delta}^{j\delta} \int_0^{\pi/2} pI \cdot d\theta \cdot dc \quad (2.43)$$

, onde :  $pI$  é o fator de influência para deslocamento vertical devido a carga pontual vertical e é calculado pela equação de Mindlin :

$$\left( \frac{pI}{8\pi(1-\nu)E} \right) = \left[ \frac{Z^2}{R^3} + \frac{3-4\nu}{R} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{R} + \frac{(3-4\nu)Z^2 - 2cZ + 2c^2}{R^3} + \frac{6cZ^2(Z-c)}{R^5} \right] \quad (2.44)$$

$$, \text{ com } z = \left( i - \frac{1}{2} \right) \delta + c \quad \text{ e } \quad z_1 = \left( i - \frac{1}{2} \right) \delta - c$$

e as relações geométricas  $R^2 = 4a^2 \cos^2\theta + Z^2$  e  $R_1^2 = 4a^2 \cos^2\theta + Z_1^2$  (figura 2.19)

Para o ponto  $i$  no fuste o fator de influência para deslocamento vertical devido a carregamento uniforme na base é:

$$I_{ib} = \int_0^{2\pi a_b} \int_0^a pI \cdot r \cdot dr \cdot d\theta \quad (2.45)$$

, com um raio de base para um caso geral  $a_b$  diferente do raio  $a$  da estaca,  $c = r\delta$  e as relações geométricas  $R^2 = Z^2 + a^2 + r^2 - 2ra \cos\theta$  e  $R_1^2 = Z_1^2 + a^2 + r^2 - 2ra \cos\theta$ .

O fator de influência para deslocamento do centro da base devido a tensão de cisalhamento em um elemento  $j$  é dado por:

$$I_{bj} = 2\pi a \int_{(j-1)\delta}^{j\delta} pI \cdot dc \quad (2.46)$$

, com  $i = n + \frac{1}{2}$  e as relações geométricas  $R^2 = Z^2 + a^2$  e  $R_1^2 = Z_1^2 + a^2$

No cálculo do deslocamento vertical da base devido à própria base, foi pensado que seria mais proveitoso fazer uma correção aproximada para o efeito da rigidez da base multiplicando o deslocamento do centro da base circular uniformemente carregada por um fator de  $\frac{\pi}{4}$ . Esse fator é a razão do deslocamento superficial de um círculo rígido sobre a superfície de uma massa semi-infinita em relação ao deslocamento do centro de um círculo uniformemente carregado correspondente. É razoável assumir que essa razão poderá ser aplicada aproximadamente para o caso de um círculo abaixo da superfície de uma massa semi-infinita.

Com essa aproximação o fator de influência para o deslocamento vertical da base devido à carga na base é dado por:

$$I_{bb} = \frac{\pi}{4} 2\pi \int_0^{a_b} pI.r.dr \quad (2.47)$$

, com  $i = n + \frac{1}{2}$ ,  $c = n\delta$  e as relações geométricas  $R^2 = 4c^2 + r^2$  e  $R_1 = r$ .

A partir das equações (2.41) e (2.42) e assumindo que o deslocamento vertical de solo adjacente a todos os elementos da estaca seja unitário, a equação matricial (2.48) é obtida igualando-se o deslocamento da estaca com o do solo adjacente a estaca:

$$[I][p] + [I_b] p_b = [1] \quad (2.48)$$

A solução da equação (2.48) dá a distribuição de  $p$  e o valor de  $p_b$  para a condição de deslocamento unitário. O deslocamento vertical por carga unitária aplicada pode ser obtido usando a seguinte condição de equilíbrio :

$$\sum_{j=1}^{j=n} p_j \pi \cdot d \cdot \frac{L}{n} + p_b \pi \cdot \frac{d^2}{4} = P \quad (2.49)$$

, onde P é a carga aplicada na estaca.

Para uma ampla faixa de razões  $\frac{L}{d}$  e para quatro valores do coeficiente de Poisson  $\nu$  do solo, a equação (2.48) foi resolvida para obter a distribuição das tensões de cisalhamento e o deslocamento de uma estaca flutuante em uma massa semi-infinita.

Os fatores de deslocamento, obtidos pela análise da equação (2.48), são plotados para  $\nu = 0$  e  $\nu = 0,5$  em linhas cheias na figura 2.20, a qual proporciona mais acurácia somente para estacas curtas.

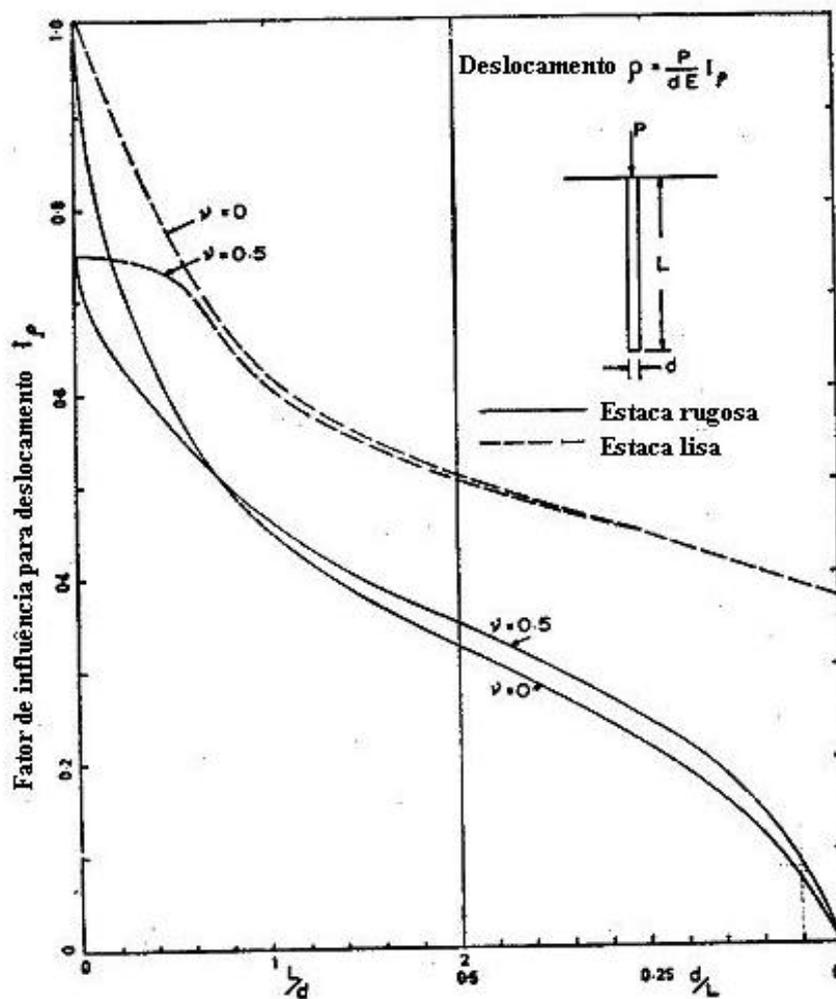


Figura 2.20 – Deslocamento de uma estaca em uma massa semi-infinita (POULOS & DAVIS, 1968).

As curvas pontilhadas mostradas na figura 2.20 são para estacas perfeitamente lisas às quais o solo não adere, de tal forma que não se desenvolve tensões de cisalhamento no fuste.

A comparação entre os dois grupos de curvas para estacas lisas e rugosas mostra que a presença de adesão lateral tem um fator preponderante na redução dos recalques, especialmente para estacas longas.

Para estacas de proporções normais a condição perfeitamente lisa é improvável de ser alcançada na prática, sendo que há pouca dúvida que a análise para uma estaca rugosa é mais aplicável às condições de campo especialmente sob cargas de trabalho.

Para estacas longas o fator de deslocamento pode ser encontrado de maneira mais precisa na parte da direita das figuras 2.21 a 2.24 a seguir.

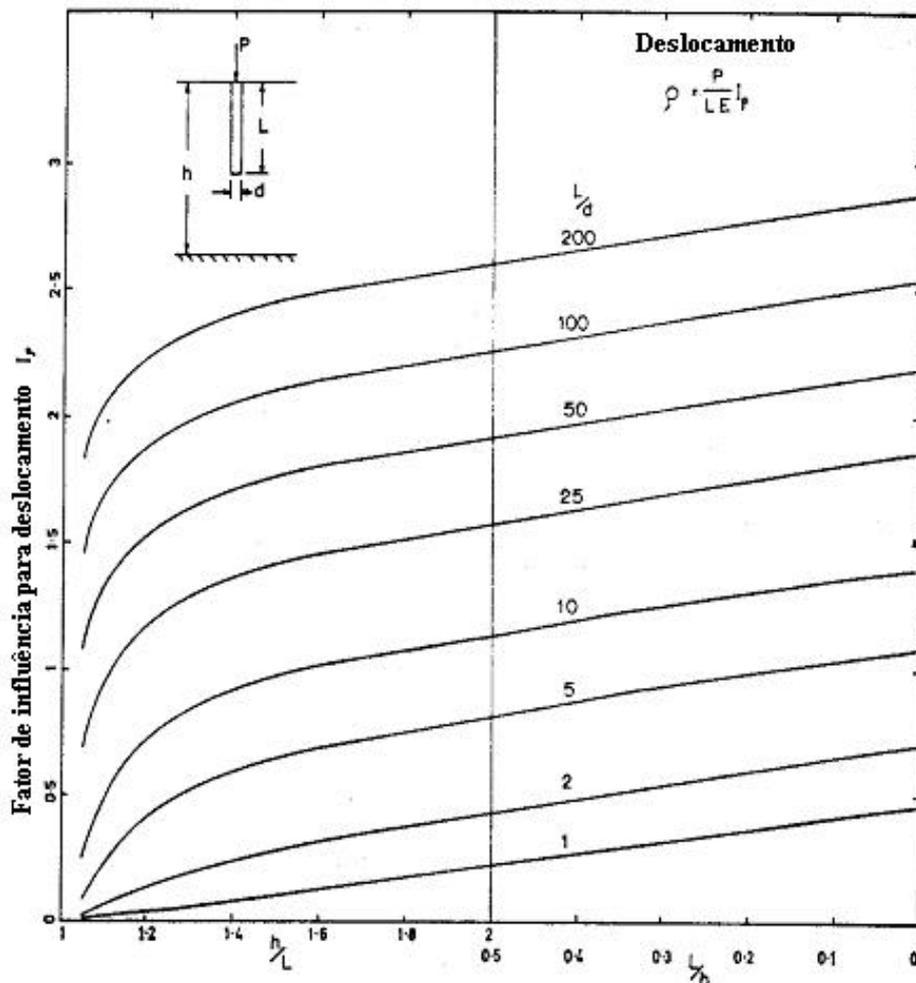


Figura 2.21 – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0,5$ ) (POULOS & DAVIS, 1968).

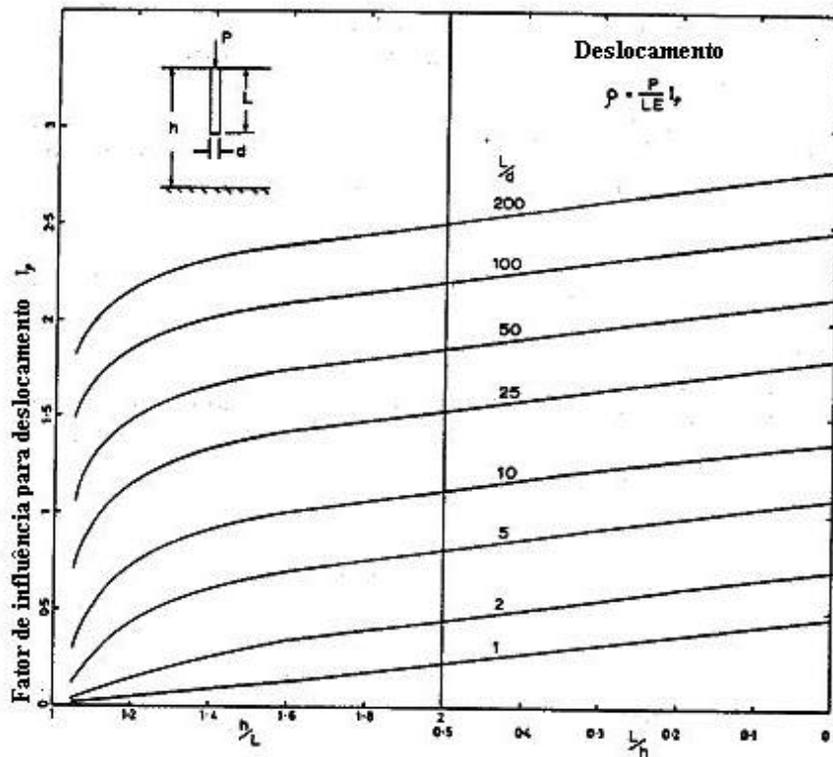


Figura 2.22 – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0,4$ ) (POULOS & DAVIS, 1968).

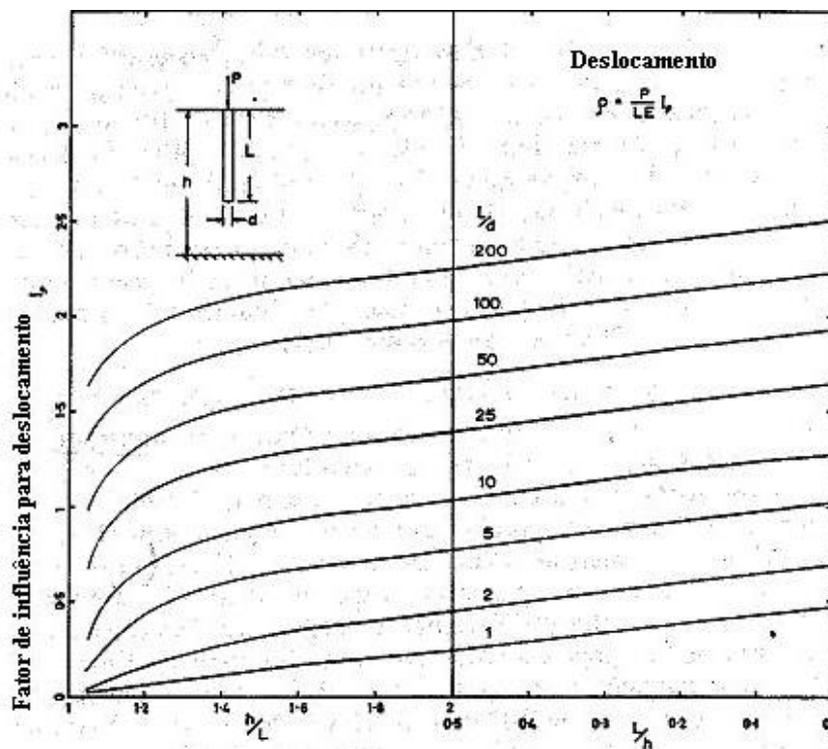


Figura 2.23 – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0,2$ ) (POULOS & DAVIS, 1968).

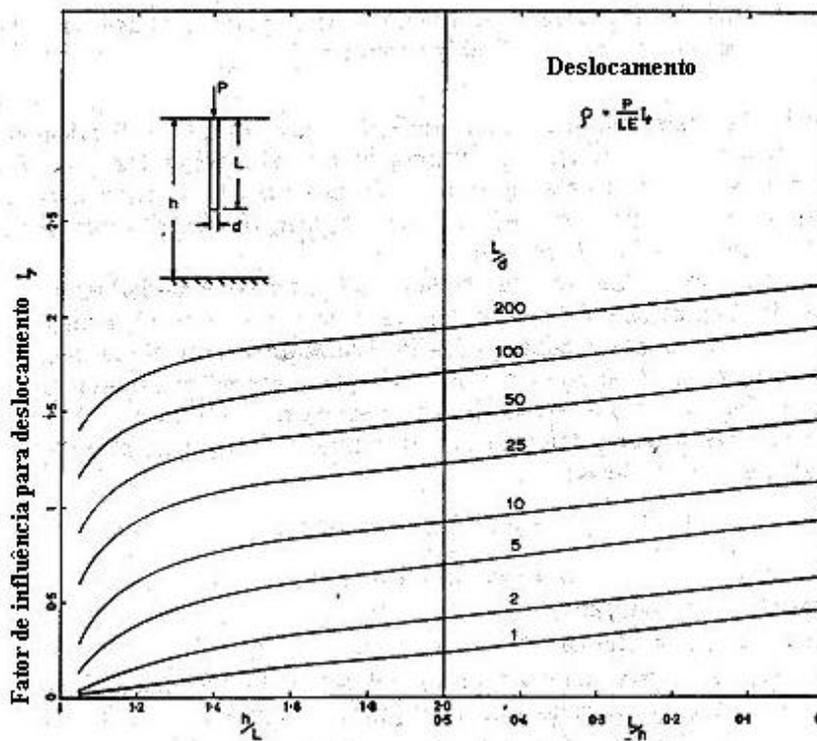


Figura 2.24 – Deslocamento de uma estaca em uma camada finita ( $i = 0$ ) (POULOS & DAVIS, 1968).

Uma solução rigorosa para o problema de uma estaca em uma camada finita rodeada por uma base rugosa e rígida, a qual segue o mesmo enfoque usado para uma estaca em uma massa semi-infinita, necessitaria o conhecimento dos deslocamentos devido a uma carga pontual enterrada na camada finita.

De maneira a obter uma estimativa aproximada da influência da camada finita na distribuição de tensões e no deslocamento da estaca a aproximação de Steinbrenner (1934) foi utilizada.

O fator de influência para deslocamento vertical  $I_h$  para um ponto O na superfície da camada de profundidade  $h$  é dado por:

$$I_h \approx I_\infty - I_{h-\infty} \quad (2.50)$$

, onde  $I_\infty$  é o fator de deslocamento para uma massa semi-infinita e  $I_{h-\infty}$  é o fator de deslocamento para um ponto na massa semi-infinita a uma distância  $h$  verticalmente abaixo do ponto O.

O recalque  $\tilde{\rho}_h$  de uma estaca em uma camada de qualquer profundidade pode ser calculado como se segue:

$$\rho h = \rho_\infty - \left( \sum_{j=1}^{j=n} p_j I_{hj} + p_b I_{hb} \right) \quad (2.51)$$

, onde:  $\tilde{\rho}_h$  é o recalque da estaca em uma massa semi-infinita;  $p_j$  é a tensão de cisalhamento no elemento  $j$ ;  $p_b$  é a tensão vertical na base;  $I_{hj}$  é o fator de influência de deslocamento para um ponto abaixo da periferia da estaca a uma profundidade  $h$  abaixo da superfície do solo, devido a cisalhamento uniforme no elemento  $j$ ;  $I_{hb}$  é o fator de influência de deslocamento para um ponto no eixo da estaca a uma profundidade  $h$  abaixo da superfície do solo, devido a uma carga uniforme na base.

Usando-se a equação (2.51) o deslocamento da estaca foi calculado para uma ampla faixa de valores de  $\frac{h}{L}$  para quatro valores de  $\lambda$ . Estes deslocamentos foram plotados nas figuras 2.23 a 2.24 para vários tipos de  $\frac{L}{d}$  (deve-se notar que a definição de fator de deslocamento é diferente nas figuras 2.21 a 2.24 em relação à figura 2.20).

A partir dessas figuras pode ser visto que a presença de uma base rígida abaixo da superfície do solo tem uma influência decrescente no recalque de uma estaca enquanto a razão  $\frac{L}{d}$  cresce.

### 2.5.1.2-Método de Randolph & Wroth (1978)

Segundo Randolph & Wroth (1978) as técnicas numéricas de análise e o método dos elementos finitos tem sido usados com algum sucesso para previsão de recalques. Entretanto, ambos tem suas limitações e não é claro como modificar as soluções obtidas para levar em conta não-homogeneidades ou não-linearidade no comportamento do solo os quais podem ocorrer em qualquer campo em particular.

Um enfoque analítico tem levado ao desenvolvimento de uma solução fechada aproximada para o recalque de uma estaca sob uma carga dada e as equações resultantes representam um auxílio flexível ao projeto de tal modo que rápidas estimativas de deformação da estaca podem ser feitas sem recorrer ao computador.

Além disso, a análise indica os parâmetros de solo relevantes que precisam ser medidos e demonstra a maneira a qual o amolecimento local próximo à estaca ou o efeito de um extrato fraco de solo a determinada profundidade abaixo da estaca podem ser levados em conta.

Qualquer solução analítica para a deformação da estaca deve ser aplicável sob uma gama ampla de geometrias da estaca e rigidez dos solos e é útil formar grupos adimensionais dos parâmetros relevantes preferencialmente do que investigar como a solução é afetada por variações de cada estaca individual ou parâmetro de solo.

Alguns adimensionais importantes são, a saber:

- Razão carga-recalque  $\frac{P}{G.r_0.w}$  ; (2.52)

- Razão de esbeltez  $\frac{l}{r_0}$  ; (2.53)

- Razão de rigidez  $\lambda = \frac{E_p}{G}$  ; (2.54)

, onde:

$P$  é a carga aplicada;  
 $G$  é o módulo de cisalhamento do solo;  
 $r_0$  é o raio da seção transversal da estaca;  
 $w$  é o recalque da estaca;  
 $l$  é comprimento da estaca;  
 $E_p$  é o módulo de Young da estaca.

### **Análise da estaca por separação de cargas de fuste e base**

O enfoque da análise é mostrado na figura 2.25 na qual o solo foi dividido em uma camada superior e uma camada inferior por um plano horizontal AB no nível da base da estaca (figura 2.25a). É assumido, inicialmente, que a camada superior de solo será deformada exclusivamente pela carga derivada do fuste da estaca e que a camada inferior de solo será deformada exclusivamente pela carga na base da estaca (figura 2.25b).

A figura 2.25b mostra os padrões de deformação separados, sendo que os padrões de deformação ao longo de  $A_1B_1$  e  $A_2B_2$  não serão compatíveis e isto levará a alguma interação entre as camadas superior e inferior.

É enfatizado que este enfoque simplificado para análise de estacas não produzirá uma solução exata para o problema, entretanto, a aceitação do mesmo e quaisquer hipóteses posteriores deverá ser checada com a ajuda da análise por elementos finitos ou por análise por equações integrais.

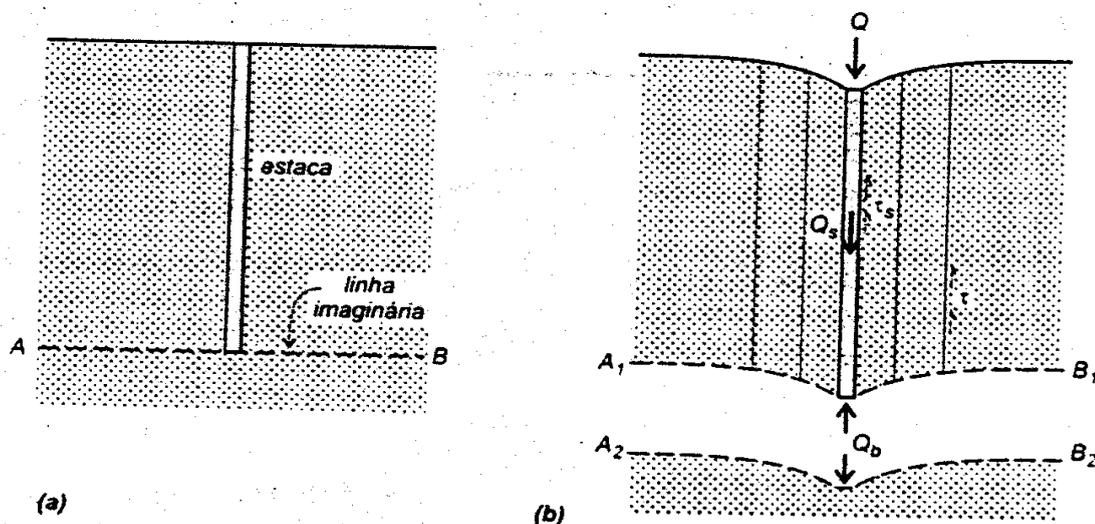


Figura 2.25 – Separação de efeitos devido ao fuste e a base da estaca (VELLOSO & LOPES, 2002).

*Interação do fuste da estaca com a camada superior do solo*

Partindo-se do pressuposto de que a análise será desenvolvida para uma estaca em um solo elástico linear, o efeito da instalação da estaca poderá ser ignorado (é assumido que os parâmetros do solo não são afetados pela instalação da estaca) e será postulado que somente incrementos de tensão devido ao carregamento da estaca serão considerados.

A deformação do solo em volta do fuste da estaca sendo idealizada como cisalhamento de cilindros concêntricos (figura 2.26a) e a consideração do equilíbrio vertical de um elemento de solo (uma fatia de um dado cilindro concêntrico) como pode-se observar na figura 2.26b, perfaz um modo de deformação idealizado, o qual conduz à seguinte expressão para o recalque  $w_s$  do fuste da estaca:

$$W_s = \zeta \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \quad (2.55)$$

, onde  $\zeta = \ln \left( \frac{r_m}{r_0} \right)$  ;

$r_m$  é o chamado raio mágico, no qual a tensão de cisalhamento torna-se negligenciável;  $\tau_0$  é a tensão de cisalhamento no fuste da estaca.

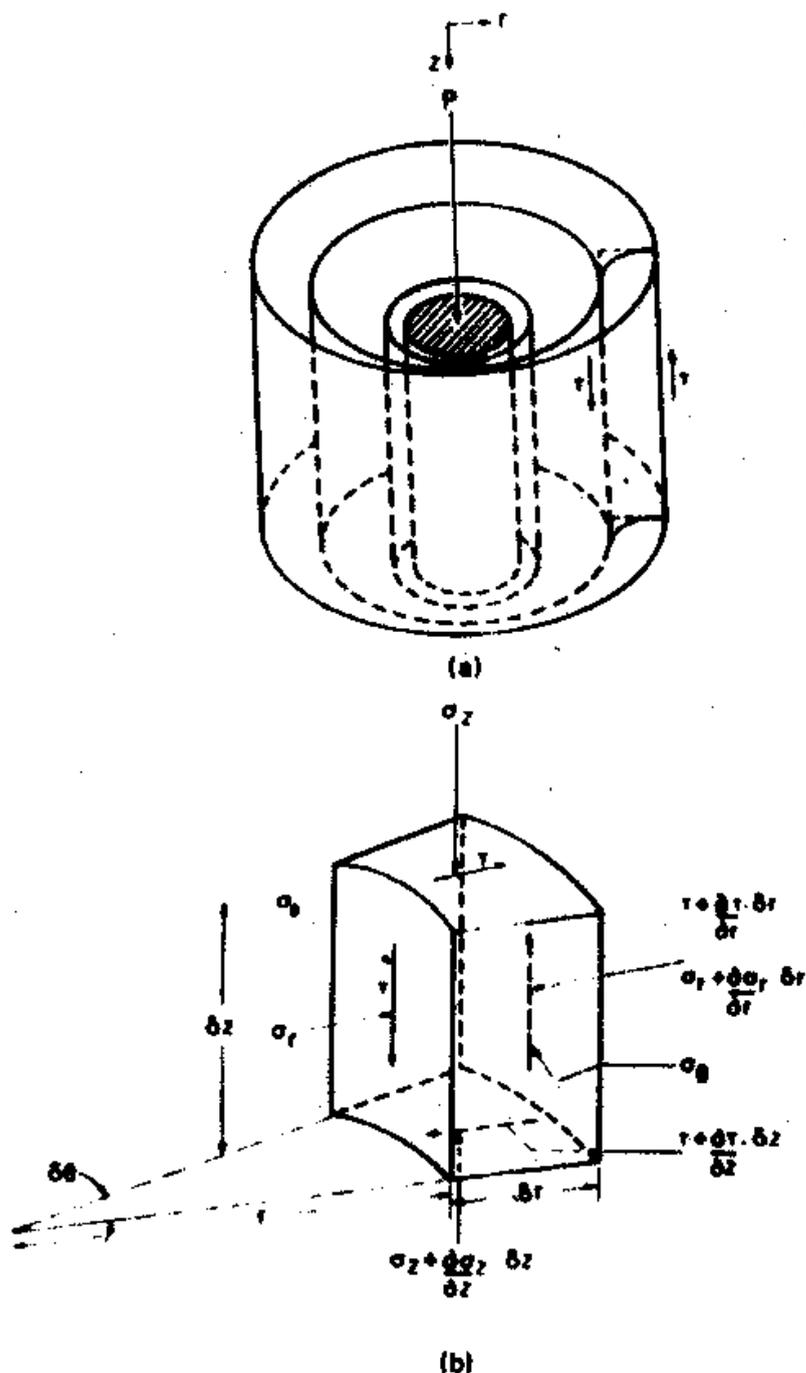


Figura 2.26 – Modo de deformação idealizado (RANDOLPH & WROTH, 1978).

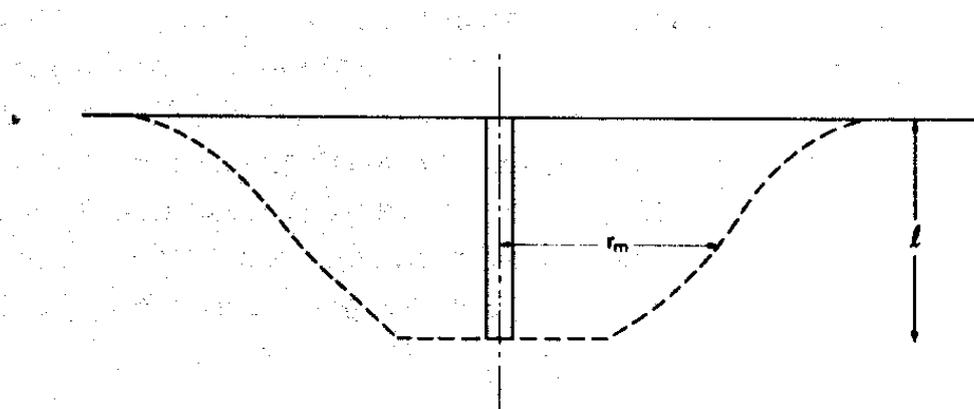
### *Efeito da camada inferior de solo na camada superior*

Pode-se considerar que a camada inferior de solo agirá como um travamento na deformação da camada superior. Desta maneira, demonstra-se que a magnitude  $w$  do recalque a um raio  $r$  pode ser expressa (com boa aproximação para  $r$  pequeno) como se segue:

$$w = w_s - \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \quad (2.56)$$

Como uma primeira aproximação pode-se tomar o raio mágico  $r_m$  como sendo proporcional a  $(1 - \nu)$ , onde  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo. O valor médio de  $r_m$  será também proporcional ao comprimento da estaca na forma  $r_m \propto l(1 - \nu)$  e um valor razoável para um raio mágico médio é  $r_m = 2,5 l(1 - \nu)$ .

O valor de  $r_m$ , no qual as tensões de cisalhamento tornam-se desprezíveis, variará com a profundidade e seguirá o padrão da figura 2.27:



**Figura 2.27** – Variação hipotética do limite de influência da estaca (RANDOLPH & WROTH, 1978) .

### *Interação da base da estaca com a camada inferior e efeito da camada superior*

A base de uma estaca é similar a uma punção rígida (a camada inferior de solo é deformada pela base da estaca agindo como uma punção rígida) e, desta maneira, seu comportamento de deformação ao carregamento é descrito por:

$$w_b = \frac{P_b(1-\nu)}{4.r_0.G}\eta \quad (2.57)$$

, onde o fator  $\eta$  é o fator de profundidade que foi introduzido para modificar a solução original que aplicava-se para uma punção na superfície de uma semi-espaço elástico, de modo a levar em conta o efeito de rigidez do solo acima do nível da área carregada.

### Combinação da transferência de carga de base e fuste

Combinando-se os resultados já obtidos, é possível produzir uma estimativa razoável para a deformação de uma estaca rígida em um meio homogêneo elástico linear, sendo que o propósito de tal estimativa é prover uma formulação simples a qual poderá ser então modificada para levar em conta a não-homogeneidade de um depósito particular de solo.

Desde que somente a razão carga-recalque como um todo do fuste da estaca é importante, é suficiente, para uma primeira aproximação, pegar  $\tau_m$  e portanto, para uma estaca rígida,  $\tau_0$  como uma constante em relação à profundidade. A equação (2.55) pode então ser escrita como :

$$W_s = \zeta \frac{\tau_0.r_0}{G} = \frac{\zeta}{G} \cdot \frac{P_s}{2.\pi.l} \quad (2.58)$$

Para uma estaca rígida valem as relações  $w_t = w_b = w_s$  e  $P_t = P_b + P_s$  e então, fazendo uso das equações (2.57) e (2.58) têm-se:

$$\frac{P_t}{G.r_0.w_t} = \frac{P_b}{G.r_0.w_b} + \frac{P_s}{G.r_0.w_s} = \frac{4}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\zeta} \cdot \frac{l}{r_0} \quad (2.59)$$

(estacas incompressíveis)

Para o caso de estacas compressíveis é necessário modificar a análise progressiva de modo a estimar o efeito da compressibilidade da estaca no recalque da cabeça da estaca. A equação (2.55) pode ser escrita como :

$$w(z) = \zeta \frac{\tau_0(z) r_0}{G_s} \quad (2.60)$$

, onde  $w$  e  $\tau_0$  agora variam com a profundidade  $z$ .

Para o caso de estacas compressíveis têm-se:

$$\frac{P_t}{G_s r_0 w_t} = \left[ \frac{4}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\zeta} \frac{l}{r_0} \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \right] \left[ 1 + \frac{4}{\eta(1-\nu)\pi\lambda} \frac{1}{r_0} \frac{l}{\mu l} \tanh(\mu l) \right]^{-1} \quad (2.61)$$

(estacas compressíveis)

### Consideração da não-homogeneidade do solo

A análise até o momento lidou com a estaca em solo homogêneo. Na prática, a rigidez do solo indeformado geralmente aumenta com a profundidade e, particularmente para estacas escavadas, pode haver uma zona anular enfraquecida de material em volta do fuste da estaca.

*Não-Homogeneidade radial (previsão do efeito de zona amolecida ao redor da estaca)*

Para o caso de não-homogeneidade radial têm-se que:

$$w_s = \tau_0 \cdot r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{G \cdot r} \quad (2.62)$$

, onde  $G = G(r)$

Caso uma estimativa da variação de  $G$  com o raio seja possível, então a análise pode ser aplicada mas com um valor diferente de  $\zeta$  ( $\zeta = \frac{w_s \cdot G}{\tau_0 \cdot r_0}$  observando-se a equação (2.55)):

$$\zeta = G_\infty \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{G \cdot r} \quad (2.63)$$

, onde  $G_\infty$  é o valor indeformado de  $G(r)$  a alguma distância da estaca.

Algumas expressões para o recalque do fuste, calculadas a partir da equação (2.62) são:

$$w_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_\infty} \ln \frac{r_m}{r_0} \quad (2.64)$$

$$w_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_\infty} (3 \ln 1,25 + \ln \frac{r_m}{r_0}) \quad (2.65)$$

$$w_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_\infty} (5 \ln 1,25 + \ln \frac{r_m}{r_0}) \quad (2.66)$$

, onde para a equação (2.64)  $G = G_\infty$  (constante) através da massa de solo; para a equação (2.65)  $G = G_\infty / 4$  para  $1 < r/r_0 < 1,25$  e  $G = G_\infty$  para  $r/r_0 > 1,25$ , para a equação (2.66)  $G = G_\infty / 4$  para  $1 < r/r_0 < 1,25$ ,  $G = G_\infty$  para  $r/r_0 > 2,0$  e  $G$  varia linearmente de  $G = G_\infty / 4$  para  $G_\infty$  para  $1,25 < r/r_0 \leq 2$ .

#### *Não-homogeneidade vertical*

Quase todos os solos apresentam alguma variação de rigidez com a profundidade e, embora possa-se algumas vezes ser possível assinalar um único valor de módulo de cisalhamento

para o depósito como um todo, é essencial que um modelo analítico seja capaz de lidar com a não-homogeneidade vertical.

Um importante tipo de não-homogeneidade vertical é quando a rigidez de um tipo único de solo cresce gradualmente com a profundidade. Será assumido aqui que a rigidez cresce proporcionalmente como um “solo de Gibson” ou linearmente com a profundidade, de modo que o módulo de cisalhamento pode ser escrito como:

$$G = m (b + Z) \quad (2.67)$$

Para uma estaca rígida têm-se:

$$\frac{P_t}{G_l r_0 \cdot w_t} = \frac{P_b}{G_l r_0 \cdot w_b} + \frac{P_s}{G_l r_0 \cdot w_s} = \frac{4}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\zeta} \cdot \frac{l}{r_0} \rho \quad (2.68)$$

, onde  $\rho$  é um fator de não-homogeneidade, o qual é a razão entre o módulo cisalhante na meia-altura da estaca e sua base, ou seja  $\rho = G(l/2) / G(l)$ ; onde  $G_l = m/l$  é um valor constante para  $G$  à  $z > l$

Para uma estaca compressível têm-se:

$$\frac{P_t}{G_l r_0 \cdot w_t} = \left[ \frac{4}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\zeta} \rho \frac{l}{r_0} \frac{\tanh(\mu \cdot l)}{(\mu \cdot l)} \right] \left[ 1 + \frac{4}{\eta(1-\nu)} \frac{1}{\pi \lambda} \frac{l}{r_0} \frac{\tanh(\mu \cdot l)}{(\mu \cdot l)} \right]^{-1} \quad (2.69)$$

, com  $\zeta = \ln(r_m / r_0) = \ln(2,5(l / r_0)\rho(1-\nu))$ ;  $(\mu l)^2 = (2 / (\zeta \lambda)) (l / r_0)^2$ ;  $\rho = G(l/2) / G(l)$  e  $\eta = 1$

A equação (2.69) suporta uma simplificação que superestima o recalque da ordem de 10%

:

$$\frac{P_t}{G_l r_0 \cdot w_t} \cong \left[ \frac{2\pi}{\zeta} \rho \frac{l}{r_0} \frac{\tanh(\mu \cdot l)}{(\mu \cdot l)} \right] \quad (2.70)$$

### 2.5.1.3-Método de Aoki & Lopes (1975)

Segundo ALBUQUERQUE et al. (2001) os autores propõem um método numérico para estimativa de tensões e recalques em pontos no interior do solo para estacas e tubulões (isolados ou grupos). É feita uma discretização das cargas transmitidas aos elementos de uma fundação em um sistema de cargas concentradas, estaticamente equivalentes, determinando as tensões e recalques de um dado ponto através da superposição de efeitos.

As cargas transmitidas à fundação são separadas em atrito lateral e carga de ponta, onde considera-se a distribuição do atrito ao longo do fuste como linear e a tensão de ponta como uniformemente distribuída (figura 2.28).

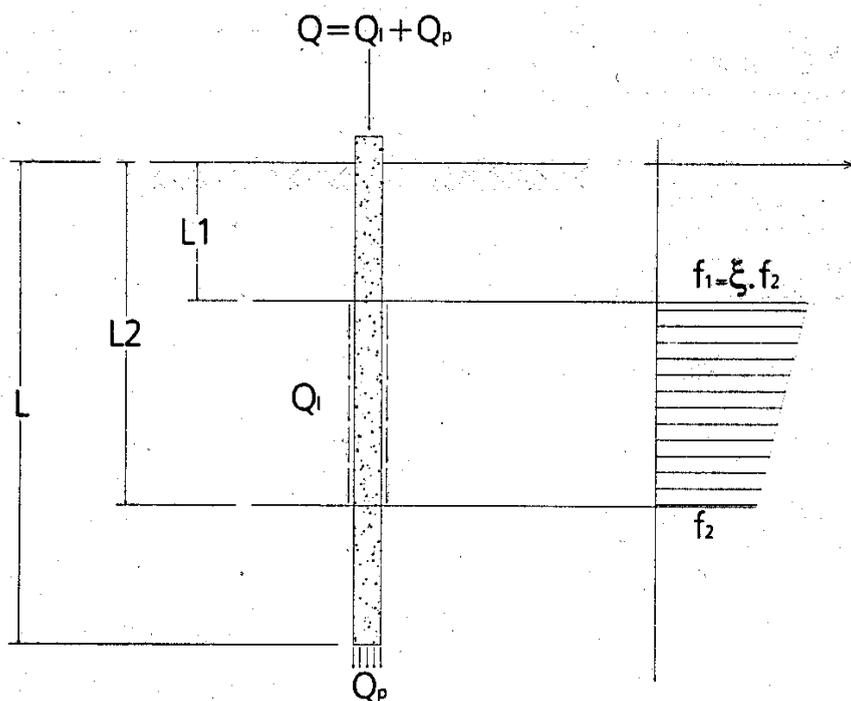


Figura 2.28 – Distribuição da cargas de uma fundação (ALBUQUERQUE et al., 2001).

De acordo com **VELLOSO & LOPES (2002)** as estacas podem ser cilíndricas ou prismáticas, e supondo a base dividida em  $N_1 \times N_2$  cargas concentradas e o fuste em  $N_1 \times N_3$  cargas tem-se a seguinte expressão:

$$W = \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{j=1}^{N_2} w_{i,j} + \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{k=1}^{N_3} w_{i,k} \quad (2.71)$$

, onde:  $w_{i,j}$  são os recalques induzidos pelas forças concentradas devidas à carga de base

$w_{i,k}$  são os recalques induzidos pelas forças equivalentes ao atrito lateral (carga de fuste)

Segundo **AMANN (2000)** a altura do fuste é discretizada em função das camadas de solo que a envolvem e não simplesmente em partes iguais.

Os efeitos das cargas concentradas são calculados com as equações de Mindlin e a substituição das tensões transmitidas pela estaca por um conjunto de cargas concentradas é feita por um conjunto de equações fornecidas pelos autores. Para a estimativa do recalque do topo de uma estaca, deve-se utilizar o método para prever o recalque da ponta da estaca e a ele somar o encurtamento elástico do fuste, utilizando a equação (2.37) (**VELLOSO & LOPES, 2002**).

Seguem **VELLOSO & LOPES (2002)** afirmando que o método requer, como ponto de partida, o modo de transferência de carga, e uma aproximação que pode ser feita consiste em supor que, sob a carga de serviço, toda a capacidade de carga do fuste é utilizada e que apenas a parcela que falta para a carga de trabalho vai para a ponta.

### **3 - MATERIAIS E MÉTODOS**

#### **3.1 – CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL**

A pesquisa foi realizada no Campo Experimental para estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da UNICAMP (Campus Campinas), localizado na FEAGRI – Faculdade de Engenharia Agrícola.

No local em questão foram realizados diversos ensaios de campo: SPT, SPT-T, CPT, sondagem sísmica “Cross-Hole”, Dilatômetro de Marchetti, ensaios laboratoriais em amostras deformadas (ensaios de caracterização) e amostras indeformadas (triaxiais, adensamento, compressão simples) retiradas de dois poços de inspeção.

Já foram realizadas provas de carga estáticas (compressão, tração e horizontal) e dinâmicas em estacas pré-moldadas instrumentadas. Também foram realizadas provas de carga à compressão em estacas escavadas, hélice contínua e hélice tipo ômega (ALBUQUERQUE, 2001). Atualmente, além das estacas raiz testadas em prova de carga à compressão, as quais são o objeto desta dissertação, foram realizadas provas de carga em estacas raiz à tração e estão sendo realizadas provas de carga horizontais em estacas com e sem saturação de solo.

##### **3.1.1 – Geologia**

Segundo ALBUQUERQUE (2001) o subsolo da região é formado por magmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral (Diabásio). Perfazem 98 km<sup>2</sup> da região de Campinas, ocupando 14% da área total (figura 3.1).

Rochas intrusivas são rochas magmáticas plutônicas. As rochas magmáticas ou ígneas são aquelas que resultam da solidificação de material rochoso, parcial ou totalmente fundido, denominado magma, gerado no interior da crosta terrestre (OLIVEIRA & BRITO, 1998). São classificadas em extrusivas (vulcânicas) ou intrusivas (plutônicas); sendo que as extrusivas são caracterizadas quando o magma, vindo de regiões profundas da crosta atinge a superfície da terra esparramando-se e resfriando-se formando um corpo extrusivo chamado derrame; quando isto não ocorre, ou seja, quando o magma não consegue romper as camadas superiores da crosta e portanto sua consolidação ocorre internamente têm-se o caso de rochas intrusivas.

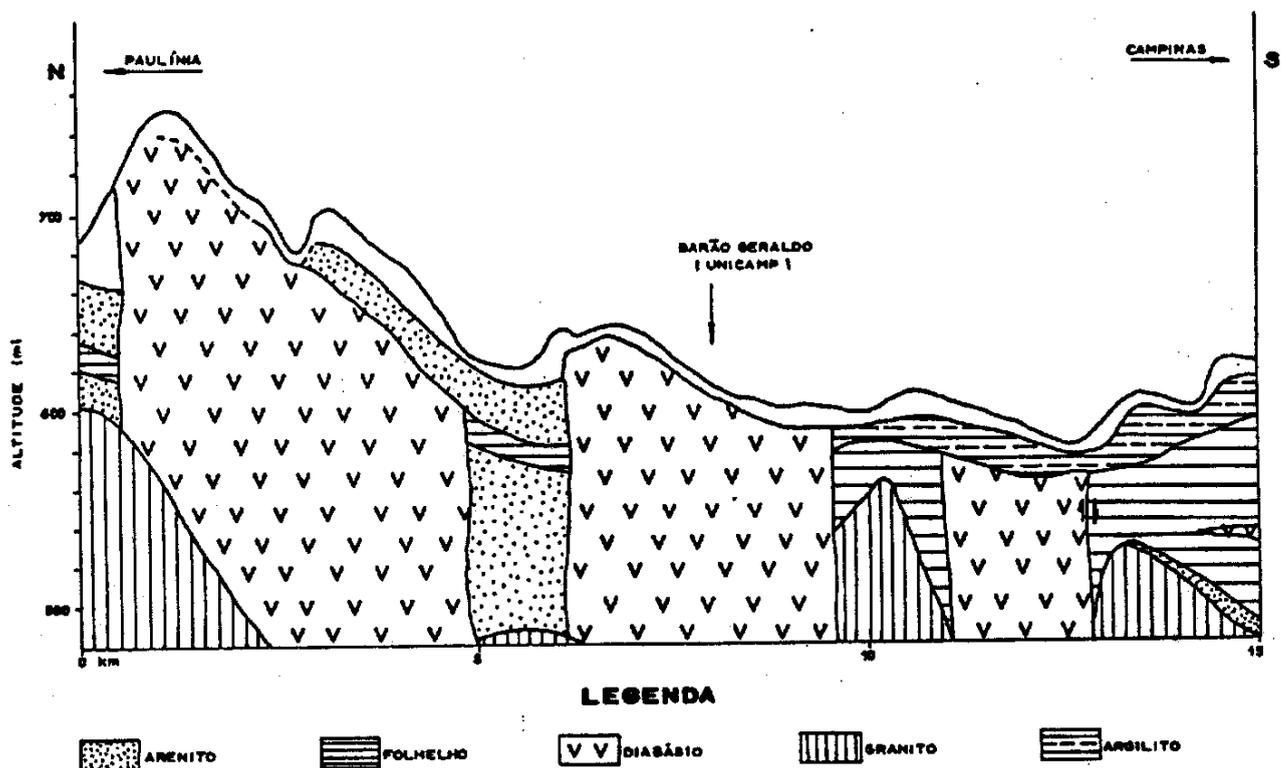


Figura 3.1 – Perfil Geológico da Região de Campinas (ZUQUETTE, 1987) .

A classificação das rochas magmáticas pode-se dar pela porcentagem de sílica incorporada na estrutura dos minerais, sendo que, de acordo com esta porcentagem, essas rochas são divididas em: ácidas (teores de sílica superiores a 66%), intermediárias (entre 66 e 52%), básicas (teores entre 52% e 45%) e ultrabásicas (menores que 45%). As rochas ácidas dificilmente se alteram nas condições normais de uso, mesmo em meio aquoso, já as rochas básicas e ultrabásicas tendem a se alterar quando expostas às condições atmosféricas, podendo ocorrer desagregação mecânica ou decomposição em argilominerais, quase sempre expansivos (OLIVEIRA & BRITO,1998).

Os diabásios seriam, portanto, rochas ígneas intrusivas básicas de granulação fina a média (2–0,06 mm) de cor cinza escura a preta que ocorrem como diques e, menos comumente, em forma de sills.

Corpos de Diabásio também são encontrados encaixados na Formação Itararé e no Complexo Cristalino, sob forma de “sills” e diques. Sills e diques são formas intrusivas comuns na geologia brasileira, onde o magma, compelido por pressões, pôde subir indo se alojar em fraturas dos maciços superiores de maneiras distintas (RODRIGUES, 1976).

Os diques (figura 3.2) são formas mais ou menos tabulares, normalmente verticais, que cortam angularmente as camadas das rochas invadidas (são transversais às camadas) (CHIOSSI, 1979).

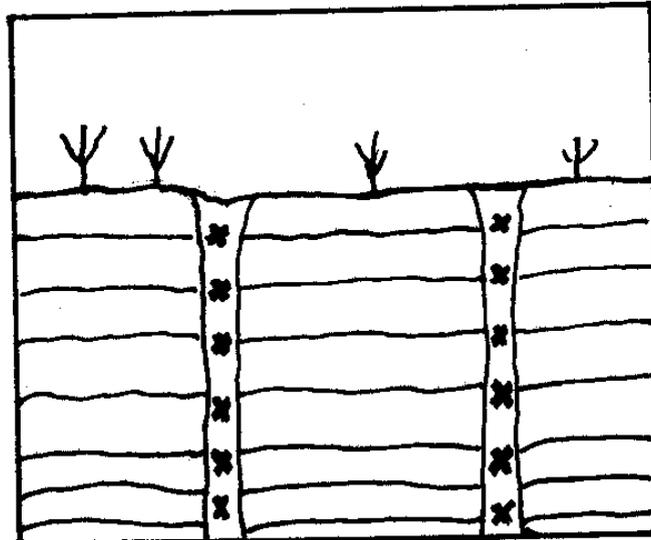


Figura 3.2- Diques cortando sedimentos (Rodrigues, 1976) .

Os sills tem origem em diques, por onde os magmas ascenderam (figura 3.3) e terminam geralmente por afinamento gradual. São camadas de rochas de forma tabular, relativamente pouco espessas, de superfícies paralelas, provenientes da consolidação de um magma que penetrou as camadas da rocha encaixante em posição aproximadamente horizontal.

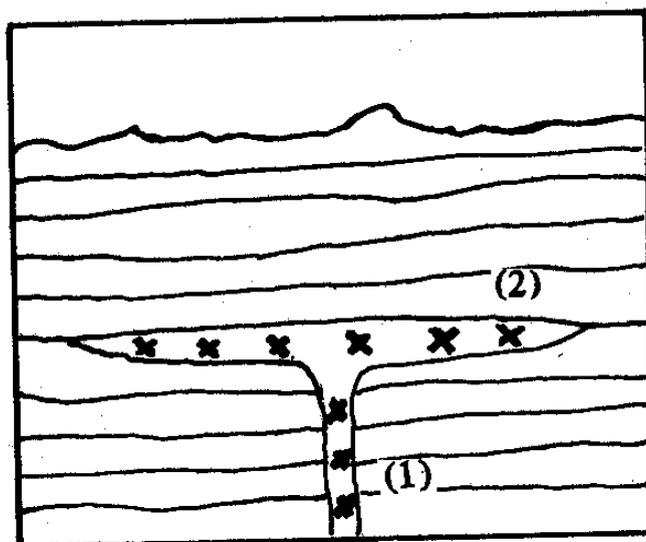


Figura 3.3 – Dique (1) e Sil (2) entre sedimentos (Rodrigues, 1976) .

Nos Estados de São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul ocorrem, no interior das rochas sedimentares, numerosos sills de diabásio, de espessuras diversas **(CHIOSSI, 1979)**.

Nos afloramentos é possível verificar que os diabásios estão bastante fraturados, formando blocos pequenos. As fraturas normalmente estão abertas ou então preenchidas com materiais argilosos. Tais materiais são classificados, na pedologia (ciência que estuda o solo, o qual passou a ser entendido como uma camada viva que encobre a Terra, em evolução permanente, por meio da alteração das rochas e de processos pedogenéticos, comandados por agentes físicos, químicos e biológicos), como latossolos roxos e mineralogicamente constituído por quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gibsitita, óxidos e hidróxidos de ferro, sendo que as espessuras variam de 5 a 30m **(ZUQUETE, 1987)**.

O perfil do Campo Experimental é constituído por solo de Diabásio, apresentando uma camada superficial de 6,5m de espessura constituída de argila silto-arenosa de alta porosidade, seguida de uma camada de silte argilo-arenoso até 20m. O nível de água não é encontrado até 17m de profundidade **(ALBUQUERQUE, 2001)**. O solo residual ou autóctone é aquele formado no próprio local, diretamente da desagregação da rocha subjacente ao perfil do solo. Os solos formados a partir da decomposição das rochas pelo intemperismo, seja químico, seja físico, ou combinação de ambos, e que permanecem no local onde foram formados sem sofrer qualquer tipo de transporte são denominados solos residuais (a natureza destes solos, ou seja, sua composição mineralógica e granulométrica, estrutura e espessura, dependem do relevo, do clima, tempo e tipo de rocha de origem). Para a Geotecnia a camada superficial, constituída essencialmente por minerais secundários ou transformados, como os argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro, manganês, titânio, e alguns casos de alumínio, recebe o nome de solo maduro. A camada subsuperficial, que ainda guarda características herdadas da rocha de origem, é denominada solo residual jovem, solo saprolítico ou saprólito, abaixo do qual está a rocha alterada, onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração com as perdas de brilho e cor **(OLIVEIRA & BRITO, 1998)**.

Pelo exposto pode-se dizer que a primeira camada é formada por um solo maduro o qual sofreu intenso processo de intemperização. O fenômeno da lixiviação pode explicar a porosidade, devido ao carreamento dos finos para o horizonte mais profundo. A segunda camada é formada por um solo residual jovem, que conserva características herdadas da rocha de origem (ALBUQUERQUE, 2001).

### **3.1.2 – Geotecnia**

A Engenharia Geotécnica é uma arte que se aprimora pela experiência, pela observação e análise do comportamento das obras, para o que é imprescindível atentar para as peculiaridades dos solos com base no entendimento dos mecanismos de comportamento, que constituem a essência da Mecânica dos Solos (PINTO, 2002). Segundo SCHNAID (2000) o reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos de fundações seguros e econômicos. No Brasil o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, sendo as informações geotécnicas obtidas indispensáveis à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução.

A caracterização geotécnica do Campo Experimental para estudos de Mecânica dos Solos e Fundações no Campus da Unicamp teve significativa contribuição de GIACHETI (1991), MONACCI (1995), ALBUQUERQUE (1996) e PEIXOTO (2001), onde a sua implantação contribuiu decisivamente na consolidação da linha de pesquisa em Fundações em Solos Tropicais (CARVALHO et al., 2000).

#### **3.1.2.1 – Ensaio de laboratório**

Para a identificação dos solos à partir das partículas que os constituem são empregados correntemente dois tipos de ensaio, a análise granulométrica e os índices de consistência (PINTO, 2002).

A quantidade de água necessária para alterar a consistência de um dado solo, levando seu teor de umidade do limite de plasticidade para o limite de liquidez é um indicativo da plasticidade deste solo, e é traduzida pelo Índice de Plasticidade (IP), onde IP é a diferença entre LL e LP. A diferença entre LL e LP é o intervalo de umidade no qual aquele solo se comporta plasticamente.

- Limite de Liquidez (LL): é o teor de umidade de um solo passante na peneira nº40 (abertura de malha 0,42mm) quando são necessários 25 golpes no aparelho de Casagrande para fechar um ranhura padrão aberta na amostra com um cinzel padronizado.
- Limite de Plasticidade (LP): é o teor de umidade de um solo passante na peneira nº40 quando em um ensaio padronizado o cilindro de solo atinge as primeiras fissuras com 3 mm de diâmetro.

Com relação à granulometria o conjunto formado por silte e argila é denominado fração de finos do solo, enquanto o conjunto areia e pedregulho é denominado fração grossa do solo.

Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo realiza-se a análise granulométrica que consiste, em geral, de duas fases: peneiramento e sedimentação. A análise por peneiramento é indicada para a fração grossa, pois tem como limitação a abertura da malha das peneiras, que não pode ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse. A separação entre as frações silte e areia é freqüentemente tomada como 0,075mm, correspondente à abertura da peneira nº200, que é a mais fina peneira correntemente usada nos laboratórios **(PINTO, 2002)**. No caso da fração de finos a diferenciação por distribuição granulométrica seria realizada indiretamente através de ensaio padronizado de sedimentação, verificando-se a velocidade de queda das partículas através de um líquido e adotando-se a Lei de Stokes.

Com relação às propriedades físicas do solo o resultado dos ensaios de caracterização encontra-se na tabela 3.1.

**Tabela 3.1 – Ensaio de Caracterização (PEIXOTO, 2001).**

Profundidade (m)	Limites de Consistência		Granulometria			
	LL (%)	LP (%)	argila (%)	silte (%)	a. média (%)	a. fina (%)
0,50 a 0,75	52	35	63	10	21	06
2	52	38	65	07	22	03
3	51	36	67	08	20	06
4	52	37	61	13	21	05
5	49	37	60	15	21	05
6	58	41	44	25	30	04
7	62	43	45	30	22	03
8	66	47	39	33	25	03
9	69	48	36	36	25	03
10	73	49	35	36	27	02
11	68	50	32	39	26	03
12	70	46	29	40	28	03
13	71	46	28	43	27	02
14	64	43	26	40	31	03
15	61	41	26	40	32	02
16	63	39	27	44	28	01
17	74	38	28	39	32	01
18	-	-	28	37	35	00
19	-	-	32	34	34	00
20	-	-	30	39	30	01

Nota-se, com relação à granulometria, que até por volta de 6m de profundidade o solo é nitidamente argiloso e vai então tornando-se siltoso pelo aumento da fração silte, diminuição da fração argila e constância da fração areia.

Apesar da primeira camada ser constituída de solo predominantemente argiloso, os valores de limite de liquidez são inferiores aos da outra camada; isto pode ser explicado pela presença de material expansivo (montmorilonita) na camada inferior a 6,5m (ALBUQUERQUE et al, 2001).

Num solo, só parte do volume total é ocupado pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante costuma ser chamado de vazios, embora esteja ocupado por água ou ar. Deve-se reconhecer, portanto, que o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar. O comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases. Para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases (PINTO, 2002).

Com relação aos índices físicos do solo os resultados encontram-se na tabela 3.2.

**Tabela 3.2 – Índices Físicos (ALBUQUERQUE, 2001).**

Profundidade (m)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Sr (%)	e	n (%)
1	13,4	29,7	10,7	24,3	40,8	1,77	63,8
2	13,0	29,1	10,6	23,4	38,7	1,76	63,7
3	13,0	29,5	10,6	22,8	37,6	1,79	64,1
4	13,0	30,1	10,5	23,7	38,4	1,86	65,0
6	15,4	30,1	12,4	24,6	51,4	1,44	59,0
7	15,4	29,1	12,2	26,3	54,7	1,40	58,2
8	14,8	29,5	11,5	28,1	53,1	1,56	60,1
9	15,0	30,1	11,6	29,9	56,2	1,60	61,5
10	15,1	30,1	11,6	30,5	57,4	1,60	61,6
12	16,1	29,6	12,0	33,8	68,5	1,46	59,4
14	16,4	30,6	12,3	32,8	67,8	1,48	59,7
16	16,7	30,1	12,0	39,2	78,1	1,51	60,1

De acordo com **MONACCI et al (1997)** o solo estudado apresenta uma estrutura altamente porosa, constituída por microagregados, os quais unidos formam agregados maiores, por vezes do tamanho do silte e areia fina. Há a presença bem definida de caulinita e gibsitita, havendo em pequena quantidade a muscovita e ilita.

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos.

O fenômeno da colapsividade é geralmente estudado por meio de ensaios de compressão edométrica. O valor do recalque resultante do umedecimento depende do estado de saturação em que o solo se encontra e do estado de tensões a que está submetido. O colapso é devido à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantinha as partículas e as agregações de partículas unidas (**PINTO, 2002**).

**VARGAS (1978)** define os solos com coeficiente de colapso estrutural  $i > 2\%$  como colapsíveis, onde define-se  $i$  como:

$$i = \frac{\Delta ec}{1 + ei} \quad (3.1)$$

, onde  $\Delta ec$  : variação do índice de vazios devido ao colapso da estrutura

$ei$  : índice de vazios antes da inundação

A tabela 3.3 é resultado do estudo da colapsividade deste solo em função da profundidade e nível de pressão aplicado.

**Tabela 3.3** – Valores dos coeficientes de colapso estrutural do solo (MONACCI, 1995) .

Profundidade (m)	$\sigma_{ad}$ (kPa)	Coefficiente de Colapso i (%)
0,50 a 0,75	5,0	4,97
	9,8	9,90
	9,8	12,29
	19,4	6,01
	19,4	8,79
	29,1	9,20
	38,7	9,98
	77,3	23,19
4,75 a 5,00	9,8	2,41
	19,4	3,76
	38,7	7,72
	77,3	15,51
7,75 a 8,00	38,7	3,10
	77,3	5,26

Segundo MONACCI et al. (1997) os ensaios de adensamento realizados, com saturação em determinado nível de carregamento, fornecem valores de coeficiente de colapso estrutural que indicam a alta colapsividade do solo até 5,00 m de profundidade. O colapso nesta estrutura altamente porosa provavelmente ocorre devido a eliminação da sucção e enfraquecimento das ligações entre os grãos causado pelo aumento do grau de saturação do solo.

Outra característica digna de menção (ALBUQUERQUE et al., 2001) é a primeira camada ser de solo argiloso laterítico (LG') de micromorfologia formada por áreas distintas de galerias de origem animal e vegetal. Notou-se um adensamento do solo com diminuição do espaço poral, bem como atividades biológicas nas proximidades da segunda camada, esta de solo argiloso não laterítico (NG'), de acordo com a classificação MCT, e com predominância de materiais de alteração, como pode ser observado na tabela 3.4.

**Tabela 3.4** – Classificação e caracterização do solo (GIACHETI, 1991).

Camadas (m)	Gênese	Textura	Mineralogia	Micro-morfologia	Pedologia	Unificada	MCT
0,0 a 6,5	Diabásio	Argila silto-arenosa, porosa, marrom avermelhada	Caulinita, gibsitita, óxidos de Ferro e Alumínio e quartzo	Galerias de origem animal, atividades biológicas	Latossolo roxo	CL	LG'
6,5 a 10,0	Residual de Diabásio	Silte argilo-arenoso, variegado	Caulinita, montimorilonita, restos de rocha	Predominância de materiais de alteração	–	ML	NG'

Segundo **PINTO (2002)** os solos lateríticos são típicos da evolução de solos em clima quente, com regime de chuvas moderado a intenso. Os solos lateríticos tem sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, donde sua peculiar coloração avermelhada. Estes sais se encontram, geralmente, recobrando agregações de partículas argilosas.

Os solos lateríticos apresentam-se, na natureza, geralmente não saturados, com índice de vazios elevado, daí sua pequena capacidade de suporte. Quando compactados, entretanto, sua capacidade de suporte é elevada, sendo por isto muito empregados em pavimentação e em aterros.

Para este campo experimental, os parâmetros de resistência  $c$  (coesão) e  $\phi$  (ângulo de atrito) foram determinados de metro em metro até os 16 m de profundidade, assim como o foi o  $R_c$  (resistência à compressão simples). Os dois primeiros são referentes a tensões totais e foram retirados de ensaios triaxiais tipo adensado – rápido e o último foi obtido do ensaio de compressão simples. Os resultados encontram-se na tabela 3.5.

**Tabela 3.5 – Parâmetros de Resistência para o Campo Experimental (ALBUQUERQUE, 2001).**

<b>Profundidade (m)</b>	<b>c (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>Rc (kPa)</b>
1	5	31,5	26,2
2	11	31,5	48,0
3	2	30,5	40,7
4	0	26,5	11,2
6	18	18,5	54,1
7	31	22,5	76,1
8	18	25,5	59,7
9	64	14,5	50,6
10	78	22,8	67,0
12	87	18,3	145,1
14	76	19,1	185,4
16	55	22,0	218,7

Os parâmetros de compressibilidade estudados por **GIACHETI (1991)** à partir de ensaios de adensamento encontram-se na tabela 3.6, onde  $e_0$  é o índice de vazios inicial,  $C_c$  é o índice de compressão,  $\sigma'_{ad}$  é a tensão de pré-adensamento calculada pelo método Pacheco Silva,  $\sigma'_v$  é a tensão normal efetiva e OCR é a razão de sobre-adensamento.

**Tabela 3.6 – Parâmetros de Compressibilidade para o Campo Experimental (PEIXOTO 2001 apud GIACHETI, 1991) .**

<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>\sigma'_v</math> médio (KPa)</b>	<b><math>e_0</math></b>	<b><math>C_c</math></b>	<b><math>\sigma'_{ad}</math></b>	<b>OCR</b>
4,50	61	1,855	0,60	91	1,5
7,85	110	1,556	0,65	120	1,1
8,90	127	1,597	0,60	140	1,1

### 3.1.2.2 – Ensaios de campo

De acordo com **SCHNAID (2000)** o ensaio SPT (Standard Penetration Test) constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador – padrão de diâmetro externo de 50 mm.

O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O valor  $N_{SPT}$  é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm. As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (**SCHNAID, 2000**).

A resistência à penetração é um índice intensamente empregado em projetos de fundação. A escolha do tipo de fundação para prédios comuns, de 3 a 30 pavimentos, e as definições de projeto, como tipo e comprimento de estacas, etc, são costumeiramente baseadas só nos resultados de sondagens (identificação visual e  $N_{SPT}$ ), analisadas de acordo com a experiência regional e o conhecimento geológico do local (**PINTO, 2002**).

Por ser feito no campo sem a supervisão permanente de engenheiro e por depender de diversos detalhes de operação como, por exemplo, a livre queda do martelo, a folga do tubo de revestimento no fundo ou a limpeza prévia do furo, os resultados podem apresentar discrepâncias muito acentuadas. O projetista deve ter sempre uma especial atenção com relação à qualidade das sondagens (**PINTO, 2002**).

A tabela 3.7 apresenta os resultados do  $N_{SPT}$  para o campo experimental da UNICAMP, com 21 sondagens ao todo.

**RANZINI (1988)** propôs uma pequena modificação no procedimento normal do ensaio de penetração dinâmica SPT para a obtenção de um valor de atrito lateral. Na verdade, não seria bem uma modificação, mas sim um pequeno prosseguimento do ensaio após seu término, não alterando em nada o procedimento para a obtenção do índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ . A medida do torque é considerada estática, sendo que é medido logo após um carregamento dinâmico para a obtenção do  $N_{SPT}$  (**PEIXOTO, 2001**).

**Tabela 3.7** – Valores do  $N_{SPT}$  com respectivas médias e coeficientes de variação dada a profundidade e média do  $N_{SPT}$  das duas primeiras camadas.

Prof (m)	SP 01	SP 02	SP 03	SP 04	SP 05	SP 06	SP 07	SP 08	SP 09	SP 10	SP 11	SP 12	SP 13	SP 14	SP 15	SP 16	SP 17	SP 18	SP 19	SP 20	SP 21	$\bar{N}$	$\bar{N}$ camada	CO V (%)
1	1,2	1,5	1,5	1,5	2	1,5	1	1,2	10	3,2	1,8	2,1	3,1	3,1	3	2	2	2,1	3,8	2,2	3,8	2,6	3,6 (argila silto-arenosa)	73
2	1,7	1,8	0,7	1,9	0,5	2	1,2	1,2	1,8	2,5	3,9	5,8	2,2	2,1	2	3	2	4,2	4,1	1,9	2,1	2,3		55
3	2,6	1,9	1,2	1,7	1	4	2	2	3,1	2,8	3,8	0,9	1,9	2,1	3	3	2	4	4,8	2,1	3,9	2,6		42
4	3,4	4	2	2,7	3	5	4	2	4	3,9	4,8	4,1	3	3	2	4	4	4,5	5	3,2	4	3,6		26
5	4	3	4	5	4	4	3	5	5	3,9	7,7	5	5	5,2	5	4	4	7,3	7,2	4,1	4,1	4,7		27
6	6	4	8	7	3	6	5	8	6,9	5,6	4,4	5,5		5,8	6	5	6	6,2	7,3	4,8	4,8	5,8		22
7	4	8	6	6	5	6	6	4	8,2	5,5	3,8	6		7,7	6	4	5	5,2	3,6	1	6,8	5,4	8,2 (silte argilo-arenoso)	32
8	8	8	8	10	6	7	5	6	7	5,8	4	7		5,6	4	4	5	6,7	3,3		6	6,1		28
9	6	8	12	13	8	7	7	7	6,8	6,6	6,7	5,5		7,2	7	5	6	9	4,3		5	7,2		30
10	11	10	14	18	10	8	9	7	10	7	7	8,3		8,7	8	5	7	10	6,2		8	9,1		33
11	10	8	14	20	7	9	10	9	12,4	8,4	7	6,6		9,7	7	8	8	10,3	8,3		8	9,5		33
12	9	10	12	7	8	10	9	10	9,7	11	7,5	6		8	10	8	8	9,3	7,7		6,8	8,8		18
13	9	8	9	7	11	10	9	8	9,7	7,9	6,2	7,5		7,7	11	9	15	7,5	5,4		8,6	8,8		24
14	8	9	15	9	9	10	9	8	9,1	8,2	6,4	6,2		18	9	8	8	6,7	5,2		6,2	8,8		34
15	8	5	14	10	12	8	11	8	6	9,3	8	6,6		11	8	7	8	3,9	5,2		7	8,2		31
16	7	9	14	18	9	9	6	28	11,8	9	8,7	10			10	5	7	1,9	8		10,3	10,1		53
17	6	8	26	21	12	8	7	30	24,6	15,5	9,7	16			11	7	6	6,6	7		10,3	12,9	59	
18	6	12	32	21	11	10	9	29	21	23	15	62,7			10	7	9	13	7,7		9,3	17,1	80	
19	7	14	34	25	14	10	14	42	29	21	17,4	80,8			41	15	16	19				25	73	
20	5	22	96	40	15	25	14	50	46	71,1	13	65,3			27	23	22	13,4				34,2	74	

**Tabela 3.8** – Valores de T máx com respectivas médias, desvios–padrões e coeficientes de variação dada a profundidade e média de T máx das duas primeiras camadas (kgf. m).

Prof. (m)	SP 09	SP 10	SP 11	SP 12	SP 13	SP 14	SP 18	SP 19	SP 20	SP 21	$\bar{T}$ máx	$\bar{T}$ máx camada	Sd	COV (%)
1	2	1,7	1,6	2	2,5	3	4	2	2	2	2,28	3,06 (argila silto- arenosa)	0,72	32
2	0,8	2,5	2	3	1,4	1,7	5	2	2	2	2,24		1,13	50
3	1	1,7	2,8	1	2,2	1,5	4	2	2	2	2,02		0,88	44
4	1	4	4	3,4	2,3	1,5	3	3	3	3	2,82		0,98	35
5	1,5	3,6	3,6	6	2,9	4	10	5	2	5	4,36		2,41	55
6	1,8	4	3,9	3,9		3,9	7	8	4	5	4,61		1,85	40
7	2,8	3,6	6	6		5,9	7	5	3	6	5,03	10,35 (silte argilo-arenoso)	1,52	30
8	3,8	5,7	6,9	8		6,7	9	5		7	6,51		1,65	25
9	5,6	5,7	12	6,5		10	12	7		8	8,35		2,65	32
10	10	8	10	11,7		13,7	12	9		9	10,43		1,89	18
11	10,8	8,8	9	11		16,6	14	12		11	11,65		2,59	22
12	10,5	12	7,8	9,8		14	12	13		9	11,01		2,1	19
13	10	9,8	9,8	14		14,7	12	8		13	11,41		2,37	21
14	8,2	10	14,7	10,5		20	10	9		11	11,68		3,88	33
15	10	13	19	12		20	6	10		10	12,5		4,78	38
16	18	14,4	20	17			5	10		20	14,91		5,6	38
17	28	21,5	25	25			16	12		32	22,79		6,9	30
18	28	30	24,5	58,4			28	20		30	31,27		12,47	40
19	32	30	20	88,4			35				41,08		27,05	66
20	49,4	59,6		88,4			20				54,35		28,23	52

De acordo com **PEIXOTO (2001)** depois do final da cravação do amostrador, para facilitar sua retirada, o operador costuma aplicar uma torção à haste com uma ferramenta (chave de grifo, por exemplo). Segundo Ranzini, em lugar da chave, o operador utilizaria um torquímetro, que forneceria a medida do momento de torção máximo necessário à rotação do amostrador, ou seja, do torque máximo ( $T_{\text{máx}}$ ) necessário para romper a adesão entre o solo e o amostrador, permitindo a obtenção do atrito lateral amostrador – solo. Através da adesão – atrito lateral estimado desenvolvida na interface solo-amostrador pode-se por exemplo avaliar a tensão lateral em estacas. **RANZINI (1994)** sugere a seguinte expressão para o cálculo da mesma:

$$fT = 100 \frac{T}{(0,41h - 0,032)} \quad (3.2)$$

, onde:  $fT$  a adesão – atrito solo – amostrador, em kPa

$T$  a medida do torque, em kgf.m

$h$  a altura total de cravação do amostrador, em cm

Outra medida que também pode ser obtida é a do torque residual ( $T_{\text{res}}$ ), momento de torção residual que permanece constante após o rompimento do atrito lateral entre o solo e o amostrador, que consiste em continuar girando o amostrador até que a leitura se mantenha constante, quando então faz-se uma segunda medida.

Concluiu-se (**PEIXOTO, 2001**) que a medida do torque máximo é obtida, em geral, logo após a aplicação do momento no conjunto haste-amostrador, sempre antes de completar a primeira volta. Recomenda-se, também, que a leitura para o torque residual seja feita quando completada a segunda volta do ensaio. Outra conclusão fundamental é que, antes de realizada a medida do torque deve-se atentar para a capacidade mais adequada do equipamento (Tabela 3.8).

**Tabela 3.9 – Controle da capacidade dos torquímetros (PEIXOTO, 2001).**

Varição de N	Capacidade máxima do torquímetro
0 - 10	270 N.m
11 - 30	480 N.m
30 - 45	800 N.m

As Tabelas 3.8 e 3.10 tratam, respectivamente, dos valores de  $T_{\text{máx}}$  e  $T_{\text{res}}$  em relação à profundidade e também em relação às duas camadas distintas para o Campo Experimental de Geotecnia da Unicamp obtidos com o uso de Torquímetro Analógico.

**Tabela 3.10** – Valores do T res com respectivas médias, desvios– padrões e coeficientes de variação dada a profundidade e média do T res das duas primeiras camadas (kgf. m).

Prof. (m)	SP 09	SP 10	SP 11	SP 12	SP 13	SP 14	SP 18	SP 19	SP 20	SP 21	$\bar{T}_{res}$	$\bar{T}_{res}$ camada	Sd	COV (%)
1	1	0	0,4	1	1	1	1	1	1	1	0,84	1,34 (argila silto-arenosa)	0,35	42
2	0	0,8	0,5	1,5	0,9	0,8	1	1	1	1	0,85		0,39	45
3	0	0,4	0,9	0,5	0,9	0,5	1	1	1	1	0,72		0,35	49
4	0	1	2	2,5	0,9	1	1	1	1	1	1,14		0,67	59
5	0	0,9	3	4	1,4	2	2	3	1	2	1,93		1,18	61
6	0,5	1,5	3	3		2	4	5	1	3	2,56		1,45	57
7	1	2	4	4		3	5	4	1	4	3,11	7,64 (silte argilo-arenoso)	1,45	47
8	2	4	4,9	6,5		3,8	7	4		5	4,65		1,59	34
9	3,8	4,8	6	5,5		7	8	6		6	5,89		1,28	22
10	7	6	5,5	7,8		11,7	10	7		7	7,75		2,09	27
11	6,9	5,9	6,5	8,5		12,7	9	10		9	8,56		2,19	26
12	6,7	8	5,9	7,8		10	9	11		7	8,18		1,73	21
13	7,5	7,3	6,9	8		10,8	8	7		11	8,31		1,65	20
14	5,6	6,5	10,3	8,6		12	7	7		9	8,25		2,14	26
15	7	9	16	8		11	3	8		8	8,75		3,69	42
16	14	10,5	15	14		23	4	9		14	12,94		5,48	42
17	23	18,6	20	14		28	11	10		22	18,33	6,25	34	
18	26	23	19,6	54,7			23	14		24	26,33	13,10	50	
19	28	19	17	96,4			28				37,68	33,21	88	
20	43,9	59,6		80,4			17				50,23	26,72	53	

Além dos ensaios SPT e SPT-T mencionados, foram também realizados, em ocasiões distintas, ensaios de Penetração de Cone (CPT, Cone Penetration Test) e Piezocone (CPTU, Piezocone Penetration Test).

No ensaio de penetração de cone (CPT) um cone no fim de uma série de hastes é comprimido no solo a uma taxa constante e medidas contínuas ou intermitentes da resistência à penetração do cone são feitas. O CPT têm três aplicações principais no processo de investigação de campo: a determinação da estratigrafia abaixo da superfície e identificação dos materiais presentes, a estimativa de parâmetros geotécnicos e a obtenção de resultados diretamente para projetos geotécnicos. Para tais aplicações o CPT pode ser complementado por sondagens ou outros testes, tanto *in situ* como no laboratório (LUNNE et al., 1997).

O princípio do ensaio de cone é bastante simples, consistindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20 mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de 10 cm<sup>2</sup>, podendo atingir 15 cm<sup>2</sup> para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga (SCHNAID, 2000).

A força total agindo no cone,  $Q_c$ , dividida pela área projetada,  $A_c$ , produz a resistência de cone  $q_c$ . A força total agindo na luva de atrito,  $F_s$ , dividida pela área superficial  $A_s$  da luva de atrito produz o atrito lateral  $f_s$ . No piezocone a poro pressão é medida tipicamente em um, dois ou três locais, sendo que essas poro pressões são conhecidas como  $u_1$  (sobre o cone),  $u_2$  (atrás do cone) e  $u_3$  (atrás da luva de atrito) (LUNNE et al., 1997).

Os equipamentos de ensaio podem ser divididos em três categorias (SCHNAID, 2000): o cone mecânico (caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes dos esforços necessários para cravar a ponta cônica  $q_c$  e o atrito lateral  $f_s$ ), o cone elétrico (cujas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de  $q_c$  e  $f_s$  diretamente na ponteira) e o piezocone (que além das medidas elétricas de  $q_c$  e  $f_s$  permite a contínua monitoração das pressões neutras  $u$  geradas durante o processo de cravação).

No caso do CPT as grandezas medidas são a resistência de ponta  $q_c$  e o atrito lateral  $f_s$ , sendo a razão de atrito  $R_f = \frac{f_s}{q_c}$  o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para a classificação dos solos.

No caso do piezocone, as informações qualitativas do CPT são complementadas através de medidas de poro-pressões u geradas durante o processo de cravação. As medidas contínuas de resistência ao longo da profundidade, associadas à extrema sensibilidade observada na monitoração das poro-pressões, possibilitam a identificação precisa de camadas de solos, podendo-se por exemplo detectar camadas drenantes delgadas de poucos centímetros de espessura. Seu uso é recomendado principalmente em depósitos de solos compressíveis e de baixa resistência.

A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual. (SCHNAID, 2000).

Os resultados da Tabela 3.11 representam os valores médios de CPT para o Campo Experimental calculados para os intervalos de cravação do SPT, como por exemplo, a média das medidas feitas entre 1,00 e 1,45m. Na tabela,  $q_t$  representa a resistência de ponta  $q_c$  corrigida devido a erro pela ação da água sobre as ranhuras do cone (para CE.5 e CE.6), através da fórmula:

$$q_t = q_c + u_2 (1 - a) \quad (3.3)$$

, onde:  $u_2$  = poro-pressão medida na base do cone.

$a$  = relação entre áreas  $A_N$  e  $A_T$  .

**Tabela 3.11 - Resultados médios dos ensaios CPT (MPa) .**

Prof. (m)	CE.1			CE.2			CE.3			CE.4			CE.5			CE.6		
	qt (MPa)	fs (MPa)	Rf (%)															
1,00-1,45	1,01	0,04	3,70				3,18	0,03	0,98	1,53	0,01	0,40	1,28	0,011	0,84	1,43	0,039	2,70
2,00-2,45	1,55	0,02	1,43				1,27	0,00	0,06	1,46	0,00	0,01	1,59	0,018	1,11	1,33	0,014	1,04
3,00-3,45	2,86	0,02	0,60	1,49	0,02	1,20	2,21	0,00	0,01	1,84	0,00	0,04	2,57	0,032	1,25	1,86	0,023	1,26
4,00-4,45	2,56	0,02	0,82	2,11	0,01	0,42	3,04	0,00	0,13	2,78	0,01	0,45	2,18	0,038	1,76	1,75	0,016	0,89
5,00-5,45	3,52	0,04	1,04	2,57	0,04	1,77	3,03	0,00	0,06	2,95	0,05	1,64	3,58	0,059	1,64	2,63	0,059	2,25
6,00-6,45	2,61	0,09	3,39	2,27	0,07	3,06	3,57	0,02	0,60	3,08	0,07	2,34	2,34	0,151	6,44	2,41	0,143	5,95
7,00-7,45	1,88	0,14	7,21	2,06	0,15	7,39	3,50	0,16	4,67	2,49	0,06	2,57	1,87	0,123	6,57	1,75	0,156	8,90
8,00-8,45	1,66	0,14	8,60	1,63	0,16	10,30	2,51	0,15	6,07	1,87	0,11	6,03	1,77	0,132	7,48	1,73	0,139	8,04
9,00-9,45	2,00	0,16	8,09	1,58	0,16	10,71	2,26	0,16	6,99	1,86	0,13	7,08	1,62	0,119	7,32	1,67	0,120	7,16
10,00-10,45	1,92	0,16	8,38	1,60	0,15	9,97	2,32	0,17	7,26	1,89	0,11	6,24	2,18	0,129	5,94	1,81	0,141	7,75
11,00-11,45	2,05	0,18	8,67	1,73	0,17	9,61	2,34	0,16	6,98	1,83	0,13	7,07	2,18	0,145	6,67	2,19	0,132	6,04
12,00-12,45	1,83	0,16	8,92	1,89	0,16	8,11	2,11	0,15	7,21	1,92	0,12	6,09	2,07	0,129	6,23	2,06	0,150	7,25
13,00-13,45	1,66	0,17	10,28	1,68	0,15	9,36	2,02	0,12	5,72	1,98	0,09	4,44	1,90	0,107	5,65	1,88	0,123	6,54
14,00-14,45	1,64	0,10	6,09	1,61	0,11	6,98	1,67	0,10	5,79	2,57	0,08	3,00	1,94	0,086	4,43	2,09	0,110	5,23
15,00-15,45	1,60	0,07	4,22	1,68	0,09	5,30	1,98	0,08	3,81	3,07	0,12	3,98	2,27	0,086	3,80	2,14	0,103	4,82
16,00-16,45	1,68	0,07	4,22	2,47	0,19	7,89	2,38	0,08	3,38				3,18	0,128	4,02	1,97	0,072	3,65
17,00-17,45	2,39	0,11	4,55	1,48	0,09	0,26	3,33	0,16	4,83				2,95	0,094	3,18	2,12	0,074	3,47
18,00-18,45	3,48	0,17	4,75	3,04	0,16	5,19	3,46	0,18	5,21				3,73	0,134	3,61	2,35	0,089	3,79
19,00-19,45	2,93	0,11	4,83	1,79	0,14	7,77	2,49	0,15	5,66				2,99	0,127	4,24			
20,00-20,45	7,43	0,11	2,65	7,99	0,33	4,42	13,30	0,47	3,61				12,21	0,507	4,16			

## 3.2 – ESTACAS TESTE E SISTEMAS DE REAÇÃO

No Campo Experimental foram executadas para esta pesquisa três estacas tipo raiz possuindo um diâmetro aproximado de 0,40m e comprimento 12m, as quais foram instrumentadas e posteriormente ensaiadas, sendo denominadas Estacas Teste.

Com relação ao elemento estrutural “estaca” o mesmo é constituído por uma rica argamassa de cimento no qual está inserida uma densa ferragem, sendo que esta armadura encontra-se na estaca por todo seu comprimento. Além desses elementos habituais, em decorrência da instrumentação da estaca, fez-se necessária a inserção de um tubo de aço vazado também por toda extensão da mesma, onde, preenchendo este vazio, fora injetada nata de cimento.

Os Sistemas de Reação são dois, o inicialmente previsto, projetado e executado em conjunto com as Estacas Teste e o Sistema de Reforço, adotado posteriormente e em caráter preventivo, durante a fase de execução dos trabalhos inicialmente previstos.

### 3.2.1-Materiais utilizados para a construção das estacas teste

#### 3.2.1.1 – Argamassa

Como definição mais sucinta, pode-se dizer que argamassa é um material que resulta de uma mistura homogênea de cimento portland, água e agregado miúdo, podendo eventualmente conter adições que melhorem suas propriedades. Ou então, a partir da definição do conhecido concreto, pode-se dizer que argamassa é um concreto sem agregado graúdo, um tipo de “microconcreto” (HANAI, 1992).

##### 3.2.1.1.1 – Argamassa armada em geral

Cimento e água formam a pasta que, por meio de reações químicas, endurece e aglomera as partículas do agregado miúdo. As proporções usuais de cimento e agregado miúdo nas argamassas para **argamassa armada** – no mundo – variam entre 1: 1,5 e 1: 3,0, o que leva a consumos de cimento entre 800 e 520 Kg/m<sup>3</sup>, aproximadamente.

A relação água/cimento é um parâmetro da mais alta importância, que influi de maneira decisiva nas diversas propriedades da argamassa. Esta relação não apenas determina a plasticidade ou a fluidez da pasta de cimento no estado fresco, e portanto as características de consistência e trabalhabilidade da argamassa, mas afeta também, incisivamente, as propriedades da argamassa endurecida. Em geral, deseja-se uma argamassa de consistência plástica, com baixa relação água/cimento, de tal maneira que a permeabilidade seja a mais baixa possível para se assegurar adequada proteção das armaduras e durabilidade, deseja-se também menor retração hidráulica e fluência e resistência mecânica elevada, sobretudo na tração (HANAI, 1992).

Concomitantemente com a baixa relação água/cimento, é recomendável, segundo HANAI (1992) manter a quantidade total de água na mistura em valores não muito altos, isto é, abaixo de 230 litros/m<sup>3</sup>, ou seja, reduzir o consumo de cimento e a relação água/cimento em combinações que garantam as propriedades físicas e mecânicas desejadas. Deseja-se também o menor custo possível, o que significa reduzir o consumo de cimento, contudo esse aspecto não deve preponderar sobre os requisitos de qualidade, pelo que se tem estabelecido cerca de 500 kg/m<sup>3</sup> como consumo mínimo de cimento a ser empregado. Possivelmente, com o uso de aditivos superplastificantes, esse consumo poderá ser reduzido, com vantagens em vários aspectos.

O Grupo de São Carlos de pesquisadores de Construções em Argamassa Armada apresenta alguns parâmetros característicos de dosagem de argamassas e suas propriedades :

- **Composição em massa:**
  - relação agregado miúdo / cimento: 2 a 3,2
  - relação água / cimento: 0,35 a 0,45
  - agregado miúdo: areia quartzosa e/ou britada
  - cimento: portland comum ou ARI
  - consumo de cimento: 500 a 680 kg/m<sup>3</sup>
- **Consistência:**
  - índice “flow –table” : 160 a 220 mm
- **Resistência aos 28 dias:**
  - compressão simples: 30 a 60 MPa
  - tração simples: 3,0 a 5,0 MPa

- **Modulo de deformação inicial** (longitudinal, tangente na origem):
  - $E = 30$  a  $45$  GPa
- **Permeabilidade e absorção:**
  - coeficiente de permeabilidade:  $< 1 \times 10^{-11}$  cm/s
  - absorção: inferior a 6%
- **Massa específica:**
  - $2200$  a  $2400$  kg / m<sup>3</sup>

### 3.2.1.1.2 – Argamassa de preenchimento para estaca raiz

Segundo o Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF, **ABEF (1999)**, a argamassa deve ser constituída por cimento CP II – Classe 32 (conforme a NBR-11578) e por areia média lavada (conforme a NBR-7211), onde esta argamassa deve possuir uma resistência característica (conforme a NBR - 5739) de 18 a 20 MPa e um consumo mínimo de cimento de 600 kg/m<sup>3</sup>.

O Manual técnico da BRASFOND preconiza um consumo de 600 kg/m<sup>3</sup> de cimento na argamassa e uma relação a/c média de 0,6, dependendo do tipo de areia utilizada (**BRASFOND, 2001**).

De acordo com **HANAI (1992)** a resistência mecânica das argamassas usuais (isto é, aquelas com consumo de cimento entre 520 e 800 kg/m<sup>3</sup> e relação água/cimento entre 0,38 e 0,48) medida por meio de ensaio à compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, varia entre 25MPa e 50 MPa, considerada suficiente em grande parte dos casos práticos.

As características da argamassa de preenchimento de estaca raiz executada por **ROCHA & DANTAS (1986)** são: argamassa na proporção 1: 2,36 (cimento: areia seca) em massa, relação a/c de 0,73 , massa unitária de 1970 kg/m<sup>3</sup> , consumo de cimento de 480 kg/m<sup>3</sup> e índices de fluidez de 9 e 10 segundos, respectivamente para 3 e 20 minutos de mistura na betoneira.

Os corpos-de-prova moldados foram submetidos a ensaios de resistência à compressão e módulo de deformação estática (calculado com 40% da carga de ruptura), com resultados aos 7 e 28 dias de tensão de ruptura de 12,9 e 20,2 MPa, respectivamente, e resultado aos 102 dias de tensão de ruptura de 28,1 MPa e módulo de deformação estática de 15GPa .

**ALONSO (1998)** cita para a argamassa de cimento um traço composto de: 1 saco de cimento (50 kg), 80 litros de areia, 20 a 25 litros de água, com consumo de cimento maior que 600 kg/m<sup>3</sup>.

Para a execução de outras estacas raiz, não pertencentes a esta pesquisa mas realizadas paralelamente, foi utilizado um traço aproximado de 1 quilo de cimento para cada 1,58 litros de areia, relação a/c igual a 0,525 e consumo de cimento de 640 kg/m<sup>3</sup> na forma “virado em obra”. Foi utilizado misturador de capacidade 250 litros sendo a medida padrão 4 sacos de cimento de 40Kg (Votoran ARI-RS), 21 baldes de areia e 7 baldes de água (de 12 litros cada), com a areia na umidade de 6,8 %.

Para a execução das três estacas desta pesquisa foi utilizada a argamassa industrializada da Votorantim Cimentos, divisão Votomassa, denominada Votomassa Grout (ou Argamassa Estrutural para Fundação) à qual foi operacionalizada no Campo Experimental através do Sistema Matrix D40, sendo que cada estaca consumiu cerca de 1,60 m<sup>3</sup> da mesma.

Apresenta-se, na tabela 3.12 as características dessa argamassa estrutural fornecidas pelo fabricante:

**Tabela 3.12 – Ficha Técnica do produto Votomassa Grout.**

<b>Votomassa Grout – Unidade Barueri</b>	
Densidade aparente (kg/l)	1,55 – 1,60
Densidade fresca (kg/l)	2,0 a 2,2
Resistência à Compressão aos 28 dias (MPa) (NBR 13279/95)	20,0 a 24,0
Resistência à Flexão aos 28 dias (MPa)	5,2 a 5,7
Índice de Espalhamento (Flow) (mm)	330 - 340
Água para mistura (%)	14,8 a 15,2

Durante a execução das estacas com a utilização da Votomassa Grout (através do sistema Matrix D40), foram moldados alguns corpos-de-prova prismáticos supostos representativos da argamassa contida no Silo cujos resultados de ensaio à compressão (NBR 5739) apresentam-se na tabela 3.13 a seguir:

**Tabela 3.13** – Ensaio de Compressão em Corpos de Prova Prismáticos – Argamassa.

Estaca	Idade (dias)	Tensão de Ruptura (MPa)
03	89	27,40 / 25,30
03	89	22,50 / 22,20
03	89	29,00 / 29,40
03	89	29,40 / 29,20

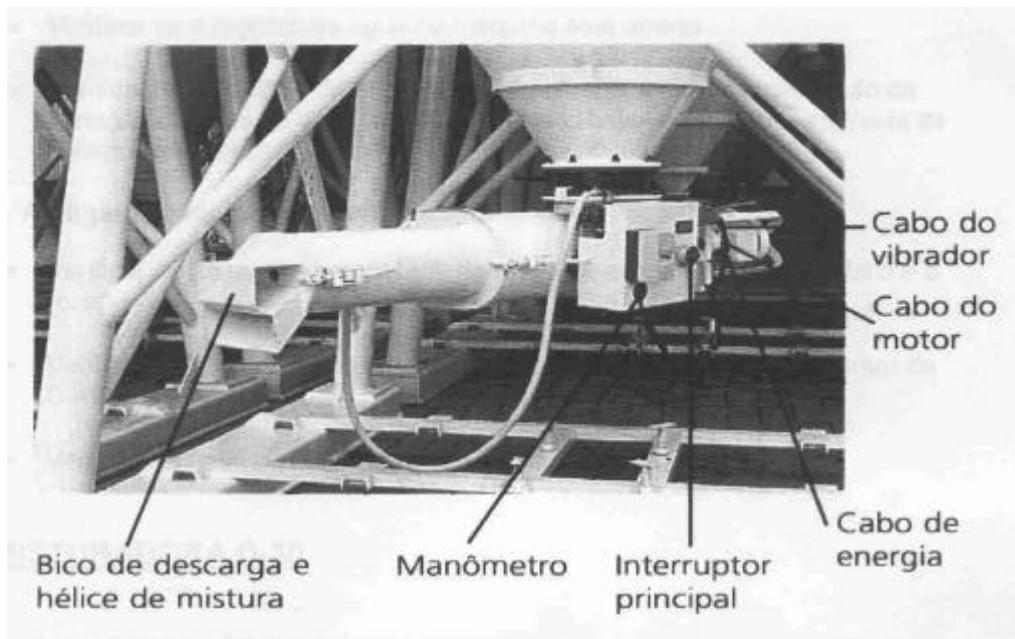
A idade de 89 dias para o rompimento dos corpos de prova de argamassa foi determinada pela não necessidade do conhecimento dos resultados aos 28 dias em vista da espera pela etapa adicional de execução das estacas de reforço, aguardo do ganho de resistência das mesmas e montagem deste novo sistema de reação.

O sistema Matrix, da Votomassa, é um sistema de fornecimento a granel de argamassa no qual inicialmente é entregue na obra um silo de estocagem (figura 3.4) por meio de caminhões especiais e em seguida o fornecimento de argamassa é realizado por caminhões graneleiros com capacidade máxima de 27 toneladas, com reabastecimentos periódicos, conforme solicitação prévia da obra. O sistema permite que o material seja transportado, preservando suas características e garantindo suas propriedades desde a fabricação até sua aplicação.

Com a misturadora D40 acoplada ao silo (figura 3.5), a argamassa é dosada e misturada em sua base, sendo transportada manual ou mecanicamente até o local de aplicação. Na presente pesquisa a argamassa foi transportada por uma bomba de concreto.



**Figura 3.4** – Silo Votomassa (Sistema Matrix).



**Figura 3.5** – Misturadora D40 para Silo de Argamassa Industrializada.

Os dados da tabela 3.14 a seguir foram obtidos do sistema Matrix operando no Campo Experimental durante a pesquisa:

**Tabela 3.14** – Dados coletados do Sistema Matrix no Campo Experimental .

<b>Votomassa Grout (Sistema Matrix) – Campo Experimental</b>	
Vazão do sistema	34,68 l / min (2080,8 l / h)
Vazão de água	600 l / h
Densidade fresca argamassa	2,20 kg/l
Redução de volume argamassa	13,5%

### 3.2.1.2- Ferragem, Tubo de Instrumentação e blocos

Todas as três estacas desta pesquisa, de 12m de profundidade e diâmetro 400 mm, foram armadas por toda sua extensão com uma armadura de aço CA50 conforme orientação inicial dada pelo dimensionamento estrutural da equação 3.1. A equação relaciona a contribuição tanto da argamassa quanto do aço para um  $f_{ck}$  20MPa do primeiro e  $f_{yk}$  500 MPa do segundo, diâmetro 0,40m da estaca e carga de compressão de 1200 kN.

$$A_s = \frac{2N - 0,6D^2 f_{ck}}{0,9 f_{yk} - 0,765 f_{ck}} \quad (3.4)$$

Note-se que, inicialmente, ao se projetar a estaca teste do ponto de vista estrutural foi estimada a capacidade de carga aproximada da mesma sob o ponto de vista geotécnico e a escolha da armadura obedeceu o critério de o elemento estrutural em si suportar o valor da carga de ruptura solo-estaca, ou seja, ser superior a essa ruptura estimada. Caso fosse inferior, ao se chegar com determinada carga inferior à da ruptura solo-estaca prevista o elemento estrutural romperia primeiro, impossibilitando as verificações de previsões através de Prova de Carga. Desta forma utilizou-se como estimativa para o elemento estrutural uma carga de 1200kN.

Portanto a armadura longitudinal contou com 6 barras de aço CA50 de 16mm de bitola e comprimento de 12m (ou seja, sem emendas) e esta foi complementada por estribos de bitola 6,3

mm espaçados longitudinalmente a cada 20 cm, com um diâmetro do estribo de 28 cm, o que, dado o diâmetro da seção transversal do furo de 40 cm deixa espaço para um cobrimento maior que 2 cm.

Toda ferragem foi cortada e dobrada por empresa especializada, o que trouxe economia de tempo e espaço físico.

A colocação da ferragem dentro do tubo de revestimento após a perfuração da estaca até cota pré-determinada foi realizada com o auxílio da torre da perfuratriz CLÓ ZIRONI CR-12 e com o uso de 3 a 4 trabalhadores da empresa executora. Às vezes, dependendo do comprimento da armadura é preciso o auxílio de um caminhão munck para tal procedimento.

A figura 3.6 a mostra a armadura sendo içada para colocação na estaca 03.



**Figura 3.6** – Colocação da armadura dentro do tubo de revestimento.

A instalação de barras de aço instrumentadas se deu após o término da fase de execução das estacas e só foi realizada satisfatoriamente devido à técnica de instalação de tubos pretos de aço dentro das estacas durante o processo executivo.

Durante a execução, após a perfuração e a descida da armadura, com o revestimento ainda presente, procedeu-se à instalação de um tubo preto de aço de diâmetro interno 38,1 mm com comprimento de 12m (2 tubos de 6m cada unidos por uma luva, totalizando 12m) o qual após ter sido colocado na parte interna da ferragem foi amarrado junto a esta na sua parte superior. A extremidade inferior deste tubo foi rigorosamente selada com o auxílio de tampão rosqueável e fita adesiva industrial com vistas a se evitar entrada de argamassa ou detritos do fundo da perfuração e a superior também foi protegida para se evitar a queda de detritos provenientes da obra em si.

A importância dessa técnica pode ser compreendida pelo fato de que quando se instala a instrumentação na estaca antes da concretagem pode haver perda de 10 a 20% dos instrumentos (DYSLI, 1983).

A figura 3.7 apresenta um aspecto geral do tubo utilizado, com a extremidade inferior do lado esquerdo e a luva do lado direito.



**Figura 3.7** – Tubo utilizado para instrumentação.

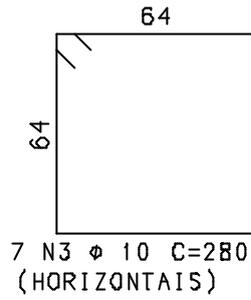
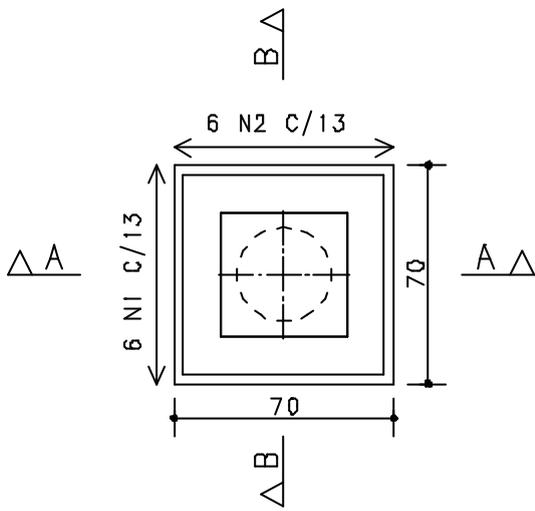
Em relação aos blocos de coroamento, para as estacas desta pesquisa foram executados três, todos para as estacas teste.

Os blocos das estacas teste foram projetados com as dimensões acabadas de 0,70m x 0,70m x 0,70m, com armadura de aço CA50 de bitola 10mm e para concreto fck 25MPa, como pode ser observado no croqui (figura 3.8) a seguir.

As estacas tiveram a cabeça arrasada para se eliminar a argamassa superficial, mais fraca por conta de exsudação e também para haver condições de se posicionar corretamente a armadura respeitando-se o nivelamento do gabarito (figura 3.9).

Para permitir a descida da barra instrumentada pela face superior do bloco para dentro do tubo vazado de aço no interior da estaca e seu correto posicionamento, foi conectado ao tubo vazado e amarrado à ferragem do bloco, durante sua confecção, um tubo vertical de PVC. Para permitir também a passagem da fiação da instrumentação vinda de dentro do mesmo tubo para fora do bloco foi colocado neste tubo vertical de PVC uma derivação horizontal através de um “T” de tal modo a fiação conectar-se posteriormente à caixa de leitura (figura 3.10).

Para garantir uma superfície perfeitamente lisa e nivelada, após a desforma dos blocos ainda foi aplicado grout na superfície dos mesmos.



Corte A - A

Corte B - B

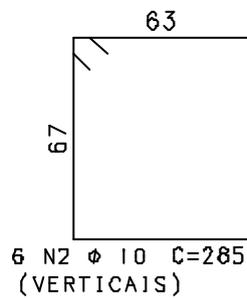
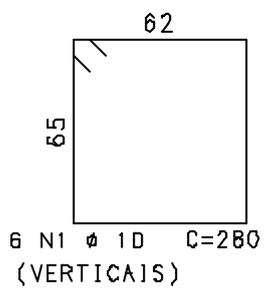
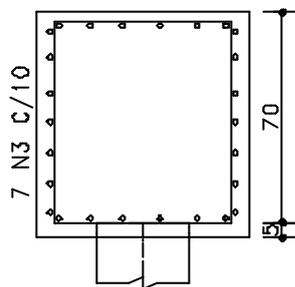
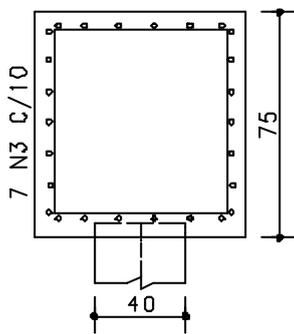


Figura 3.8- Croqui com a armadura dos blocos das estacas teste.



**Figura 3.9** – Arrasamento da cabeça da estaca teste.



**Figura 3.10** – Armadura, barras de espera e tubo de PVC posicionados na forma de concretagem.

### 3.2.2- Montagem do sistema de reação das estacas

Como dito anteriormente foram instalados dois sistemas de reação, o inicialmente previsto (Principal) e o que não fora previsto e foi executado posteriormente à execução das estacas teste e blocos das estacas teste, e em caráter preventivo.

O sistema de reação principal (figura 3.11) foi montado de tal forma que cada estaca teste utilizasse somente duas estacas para sua reação durante a prova de carga, estacas essas localizadas em planta na mesma linha da estaca teste, opostas em relação a esta e equidistantes da mesma de 2,40m (seis diâmetros).

As estacas de reação já se encontravam todas prontas por terem sido executadas para pesquisas anteriores do campo experimental, sendo que todas eram do tipo Hélice Contínua Monitorada com diâmetro de 40 cm e comprimento de 18m.

Devido serem reação para uma estaca teste trabalhando à compressão trabalharam portanto à tração e desta maneira eram armadas longitudinalmente no trecho próximo à cabeça (comprimento 6m) e atirantadas por toda sua extensão com tirantes Dywidag (st 85/105) com 32mm de diâmetro. Além dos tirantes, foram utilizados porcas e placas no travamento do sistema junto à viga de reação e luvas, unindo partes de tirantes, todos de mesmo material de modo a possibilitar a transferência de esforços da viga de reação aos tirantes.

Cada estaca de reação foi tomada para os cálculos geotécnicos de capacidade como podendo suportar, por conta de seu atirantamento, aproximadamente 600kN de esforços à tração, onde a viga de reação foi projetada para suportar cargas aplicadas em seu centro de até 1500 kN.

A viga de reação é uma estrutura metálica que pesa cerca de 3100 kg e é formada pela união de dois perfis “T” (perfil “T” cuja seção transversal apresenta mesa de 0,32m de largura e alma de 0,735 m de altura). Esse perfil duplo “T” apresenta na seção transversal largura total 0,80 m, altura 0,75m e possui comprimento de 5,3m, sendo que tem sua estabilidade estrutural aumentada pelo uso de sete enrijecedores em cada face ao longo do comprimento.

Devido a seu peso e a suas dimensões, a viga de reação só pôde ser montada com o auxílio de um caminhão munck (figura 3.12) e, para essa pesquisa, a mesma apoiou-se inicialmente em dois cavaletes metálicos nivelados e estáveis de modo a que permanecesse sem quaisquer inclinações nas direções longitudinal ou transversal.

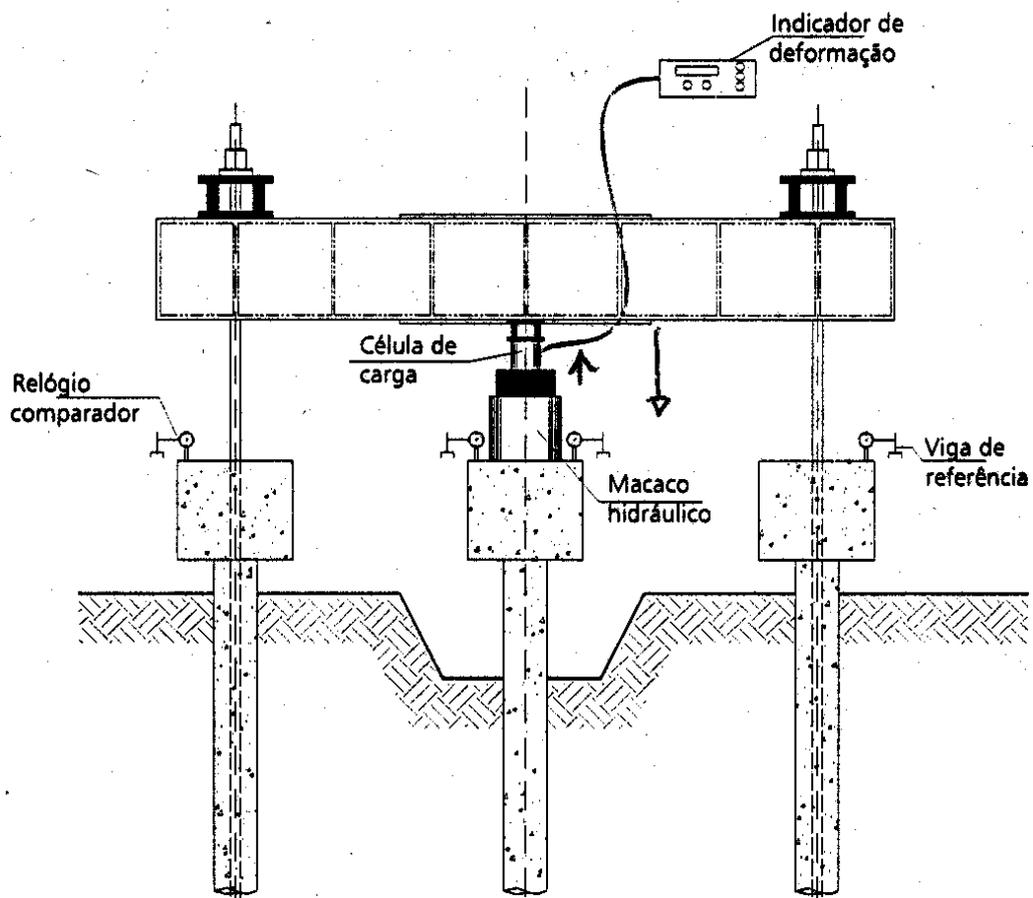


Figura 3.11 – Croqui em vista frontal do Sistema de Reação Principal (ALBUQUERQUE et al., 2001).



Figura 3.12 – Içamento da Viga de Reação com o auxílio de Munck.

Os cavaletes, colocados simétricos perante o eixo da estaca teste na mesma linha em planta da viga de reação (figura 3.13) após o início dos carregamentos da prova de carga perdem sua função de suporte devido aos esforços em direção vertical e sentido ascensional do macaco na viga. Esta, em sua acomodação inicial, levanta-se do apoio e os cavaletes permanecem onde estão por questão de segurança aguardando serem reutilizados para a descarga e desmontagem da prova de carga.

Além de, como dito, terem sido utilizadas porcas e placas no sistema de reação principal (acoplados acima da viga de reação, figura 3.14), de modo a tornar mais eficiente e segura a transferência de esforços da viga de reação aos tirantes foi acoplada uma vigota de aço (cor azul) em cada um dos dois travamentos principais.



**Figura 3.13** – Sistema de Reação, vista frontal.



**Figura 3.14** – Vista de Vigota de aço .

O Sistema de Reação inicialmente projetado para a pesquisa resumia-se ao que foi exposto. Porém, ao iniciar-se a campanha de provas de carga foram realizadas inicialmente, para outra pesquisa em curso, provas à tração em estacas idênticas às dessa pesquisa e no mesmo solo, resultando valores de ruptura além do inicialmente previsto.

Dessa forma, havendo a nítida preocupação nesta pesquisa em se alcançar curvas carga x recalque o mais definidas possível, houve por bem reavaliar a estimativa inicial de capacidade de carga à compressão comparando-se com o resultado real das estacas à tração ensaiadas e levando-se em conta o fator ponta e uma taxa de atrito lateral teoricamente superior à de estacas à tração nas mesmas condições.

Devido a esses fatores e por segurança, a estimativa para a carga de ruptura das estacas à compressão foi majorada em 200kN, passando de 1000kN para 1200kN, de modo a somarem-se às duas estacas de reação iniciais quatro estacas de reforço armadas na totalidade da profundidade 6m (4 barras longitudinais de 12,5mm com diâmetro de estribo de 20cm) com diâmetro do fuste 25cm e com tirantes de espera de 2m concretados (concreto  $f_{ck}$  18MPa) dentro da mesma (figura 3.15).

Foram executadas ao todo 12 estacas de reforço, 4 para cada sistema de reação montado, sendo a execução ao cargo de perfuratriz acoplada a caminhão (figura 3.16).



**Figura 3.15** – Estacas de reforço para o sistema de reação .



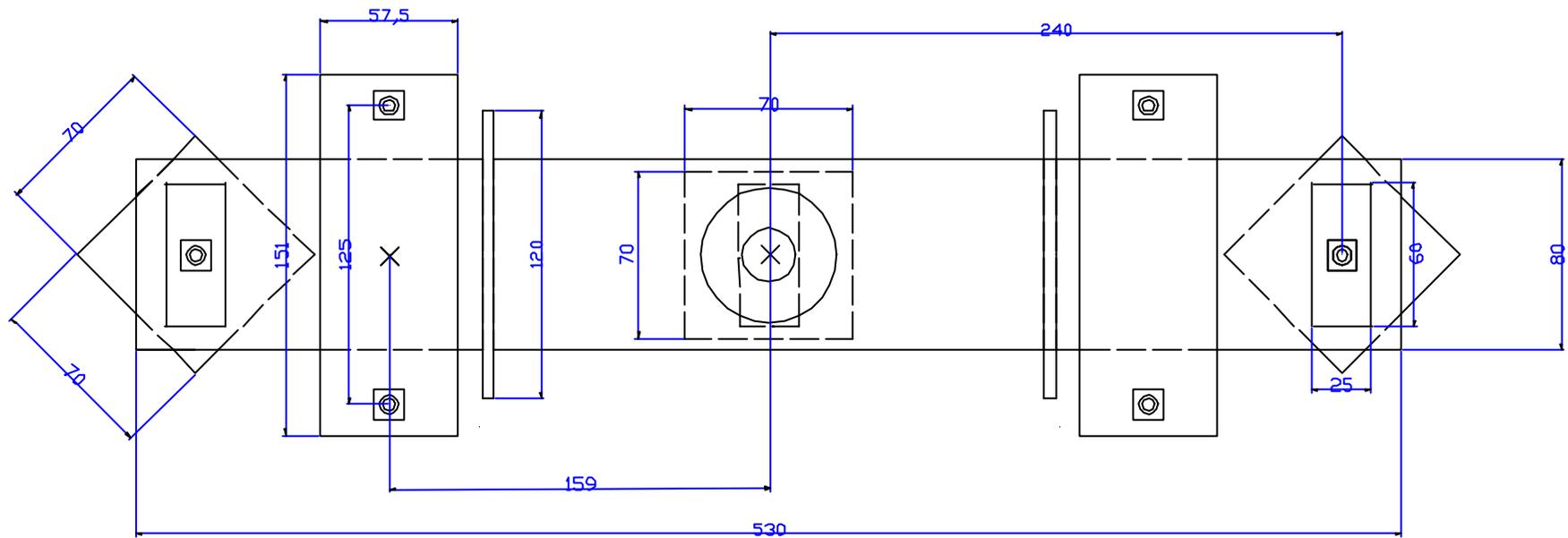
**Figura 3.16** – Perfuratriz executando as estacas de reforço .

Cada estaca foi projetada para oferecer 50kN ao sistema de reação e estão posicionadas duas a duas, amarradas a vigotas de travamento por tirantes, porcas e placas e simetricamente opostas ao eixo de aplicação da carga do macaco, formando cada vigota uma “cruz” com a viga de reação principal (figura 3.17).

O posicionamento destas estacas foi rigorosamente calculado em vista do pouco espaço disponível na face superior da viga de reação para apoiar de maneira nivelada as vigotas de reforço e do próprio comprimento das mesmas (croqui figura 3.18).



**Figura 3.17** – Vista do Sistema de Reação Principal e Secundário.



**Figura 3.18** – Croqui ilustrativo do sistema de Reação (Planta).

### 3.2.3- Instrumentação das estacas teste

Nas três estacas teste desta pesquisa foram instaladas barras instrumentadas ao longo do fuste, ou seja, com posicionamento da instrumentação nos níveis pré-determinados seção de referência, 5m de profundidade e próximo à ponta.

A figura 3.19 apresenta a distribuição da instrumentação ao longo do fuste para as estacas de compressão desta pesquisa além de parâmetros geotécnicos médios por camada.

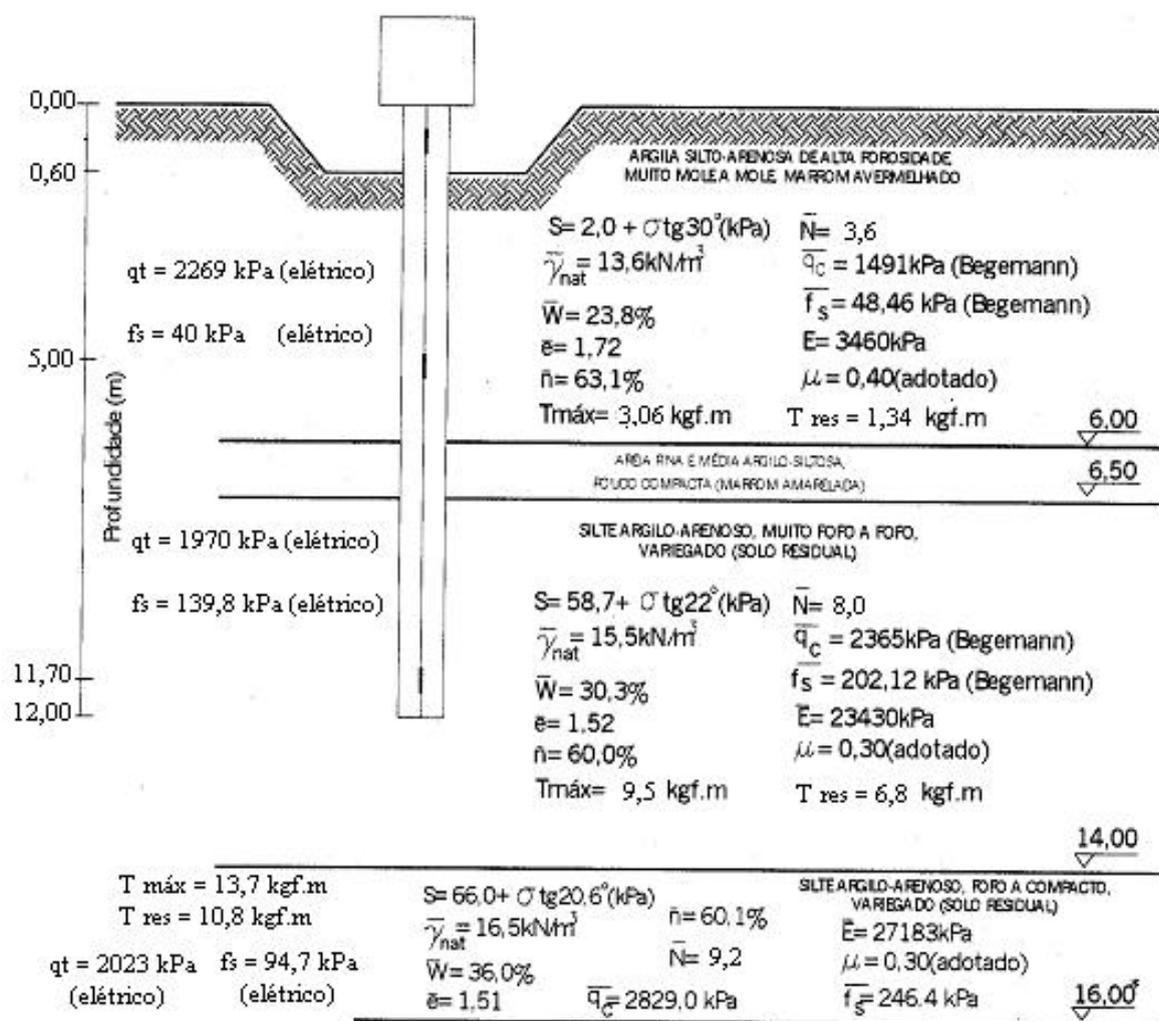


Figura 3.19 – Posicionamento da instrumentação ao longo do fuste da estaca.

Na figura 3.20 observa-se, após o arrasamento da cabeça da estaca, a colocação de uma camisa de madeira ao redor do fuste da mesma, sem no entanto toca-la. Esta, executada em todas

as estacas teste antes da colocação dos blocos, delimita a seção de referência das estacas teste, com 0,60m de altura e possui dimensões em planta de 0,45m x 0,45m. Após instalada, travada e escorada a camisa é fechada na parte superior com uma gravata circundando o fuste da estaca (figura 3.21) para não haver entrada de concreto e detritos e a vala é aterrada até a cota da face inferior do bloco.



**Figura 3.20** – Camisa de madeira .



**Figura 3.21** – Camisa pronta para ser aterrada .

A instrumentação foi baseada na utilização de extensômetros elétricos de resistência ou “Strain-Gages”, que é uma maneira indireta de obtenção de deformações. Os mesmos são resistências elétricas que, solidarizadas a um determinado material (como o aço) fornecem valores de deformação quando submetidos a determinados tipos de esforços e a uma pequena corrente elétrica (ALBUQUERQUE, 2001).

O extensômetro elétrico de resistência é um elemento sensível que relaciona pequenas variações de dimensão com variações equivalentes em sua resistência elétrica e tem por princípio o fato de que a resistência de um condutor aumenta quando submetido à força de tração e diminui quando a força é de compressão.

Nesta pesquisa utilizou-se a ligação tipo “ponte completa”, com 4 extensômetros especiais para aço (KFG-2-120-D16-11 – Kyowa Electronics Instruments), a qual permite eliminar os efeitos da temperatura e das deformações provenientes da flexão, obtendo-se as deformações provenientes somente dos esforços normais.

Com o objetivo de obter informações relativas à transferência de carga em profundidade para as três estacas de 12m submetidas à compressão axial, foi instalada uma pequena barra de aço instrumentada, calibrada, em cada nível pré-determinado. Ou seja, os extensômetros elétricos foram colados em barras de aço CA50 ( $\phi$  12,5mm, L=0,60m), protegidos contra umidade e choque mecânico através de aplicação de resina especial Scotchcast – 3M, calibradas em laboratório, unidas através de luvas até formarem uma barra contínua e por fim inseridas dentro do tubo vazado de aço colocado junto à ferragem antes da concretagem da estaca. Para possibilitar a emenda das barras, utilizou-se o sistema de rosqueamento das pontas, com acoplamento de luvas do mesmo material (CARVALHO, 1991).

Após a inserção da barra instrumentada foi injetada nata de cimento de baixo para cima para a solidarização do conjunto. Essa injeção foi possível pois quando da descida no tubo de aço da barra instrumentada contínua a mesma tinha acoplada a si uma mangueira transparente de plástico de diâmetro 6mm (figura 3.22) por onde fora injetada nata de cimento no tubo, sob pressão de 300kPa. Utilizou-se um reservatório de aço, em conjunto com um compressor de ar, para conduzir a nata, com a/c = 0,45, até o fundo do tubo (figura 3.23).

Note-se que as barras ficaram suspensas durante a injeção de modo a se evitar uma possível flambagem dentro do tubo. Após o término da injeção a mangueira foi retirada e a instrumentação, suspensa, foi amarrada com o auxílio de um “T” de aço (figura 3.24) ficando

então a continuidade dos trabalhos da pesquisa no aguardo do alcance de resistência por parte da argamassa (figura 3.25, com a fiação saindo lateralmente pela boca do tubo de PVC).



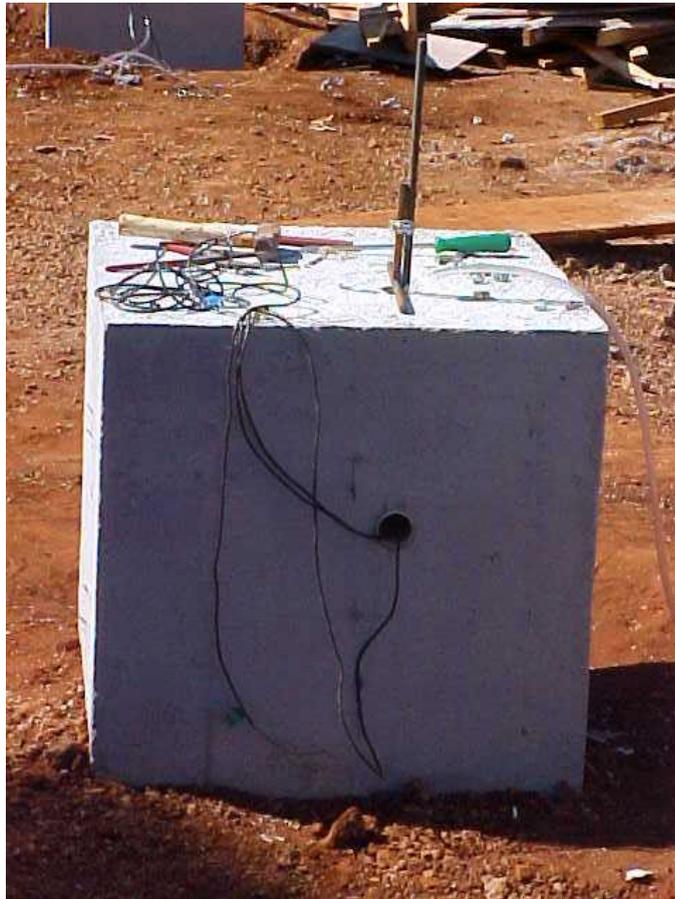
**Figura 3.22** – Descida da barra contínua instrumentada e mangueira.



**Figura 3.23**-Reservatório de nata e compressor de ar.



**Figura 3.24** – Detalhe da imobilização da barra para aguardo de ganho de resistência da argamassa.



**Figura 3.25** – Vista do bloco com a instrumentação instalada e fiação saindo pelo tubo de PVC .

A fiação da instrumentação foi conectada, durante os preparativos imediatamente anteriores às provas de carga, ao sistema eletrônico de leitura, composto de dois dispositivos.

O primeiro deles é uma caixa seletora (figura 3.26) a qual recebe 4 fios diferentes: os três vindos da estaca (seção de referência, 5m de profundidade e na ponta) e o quarto proveniente da célula de carga instalada entre a viga de reação principal e o pistão do macaco. Na caixa de leitura (figura 3.27) apenas uma leitura por vez era realizada, a correspondente à selecionada na caixa seletora dentre as opções mencionadas.

De modo geral, para as três provas de carga, a instrumentação correspondeu às expectativas, a menos da prova de carga na estaca C2, onde a instrumentação colocada a 5m não emitiu sinais elétricos para realização da leitura.



**Figura 3.26** – Caixa seletora.



**Figura 3.27** – Caixa de leitura.

### 3.2.4 – Procedimentos utilizados nas estacas teste

#### 3.2.4.1 – Equipamentos utilizados

Os equipamentos utilizados para a execução das estacas teste, à exceção do silo de argamassa da VOTORAN e do gerador fornecido pelo próprio campo, foram trazidos para o Campo Experimental pela empresa executora FUNDESP, e são os seguintes: perfuratriz rotativa hidráulica sobre esteiras acionada por motor à diesel, bomba d'água, compressor de ar, bomba para a injeção da argamassa, conjunto extrator, dois conjuntos para acumulação de água (reservatórios).

A perfuratriz CR-12 CLÓ ZIRONI possui potência 60 cv, pressão de operação hidráulica  $170 \text{ kg/cm}^2$ , torque máximo de  $1000 \text{ kg.m}$  e torre treliçada de cerca de 8m (figura 3.28).



**Figura 3.28** – Perfuratriz CR-12 CLÓ ZIRONI.

A bomba d'água e o reservatório de água para perfuração podem ser observados na figura 3.29, enquanto o reservatório para a dosagem da argamassa encontra-se na figura 3.30.



**Figura 3.29** – Bomba d'água e Reservatório.



**Figura 3.30** – Reservatório de água para a dosagem da argamassa.

A bomba para a injeção da argamassa encontra-se na figura 3.31, junto ao bocal do Sistema Matrix D40.



**Figura 3.31** – Bomba para injeção da argamassa.

Como equipamentos acessórios podem-se destacar o gerador à diesel, necessário para o funcionamento das bombas existentes no processo, do tipo silencioso devido ao local da realização dos ensaios estar circundado por edifícios de salas de aula e laboratórios (figura 3.32), os tubos de revestimento, de aço, consistindo de segmentos rosqueáveis (figura 3.33, com destaque para a sapata de perfuração em sua extremidade).

Além desses citados tem-se os mangotes de água (ligação do tanque de água à bomba d'água), mangueiras de água (ligação da bomba d'água até a cabeça d'água na perfuratriz) e mangueiras de ar comprimido.



**Figura 3.32** – Gerador.



**Figura 3.33** – Tubos de revestimento (detalhe da sapata de perfuração) .

Ao término da injeção de argamassa na estaca inicia-se a extração dos tubos de revestimento, um a um, com o auxílio de um conjunto extrator (figura 3.34).

Para o chamado golpe de ar comprimido deve-se utilizar uma cabeça de revestimento (figura 3.35).



**Figura 3.34** – Conjunto extrator.



**Figura 3.35** – Cabeça do revestimento (dotada de entrada de ar na parte superior).

Além desses equipamentos mencionados utilizam-se chaves de grifo, chaves de corrente tipo jacaré, marretas, ponteiros, metro, fio de nylon, nível de bolha e fio de prumo.

### 3.2.4.2 – Execução das Estacas Teste

A execução das três estacas teste para essa pesquisa seguiu rigorosamente os procedimentos adotados pela ABEF já mencionados no item 2.2.

As estacas foram executadas nos dias 29/05, 02 e 03/06 e 05/06/03, sendo que, entre execução das demais estacas da campanha, mobilização e desmobilização dos equipamentos o processo transcorreu desde o dia 26/05/03 ao dia 06/06/03.

As estacas desta pesquisa levaram em média 5h para serem executadas, com a presença de um engenheiro, um encarregado, três sondadores e três ajudantes.

Apresenta-se a seguir, através de fotografias tiradas durante a execução, os diversos passos para a confecção da estaca teste (figuras 3.36 a 3.49).



**Figura 3.36** –Verificação da verticalidade .

Após o estudo do canteiro para verificação da liberdade de movimento da perfuratriz de acordo com a seqüência executiva realizou-se o posicionamento no eixo do piquete e o patolamento da perfuratriz. Em seguida procedeu-se a verificação da verticalidade.



**Figura 3.37-** Início do processo de perfuração .

Nota-se a expressiva vazão d'água oriunda do processo, podendo-se inclusive perceber, de maneira grosseira, mudança de camada observando-se mudança de coloração da água.



**Figura 3.38** – Rosqueamento de novo tubo de revestimento (de quatro a seis tubos foram utilizados).



**Figura 3.39** – Descida da armadura dentro do tubo de revestimento após perfuração.

Após a perfuração revestida até a cota pré-determinada em projeto foi descida a armadura para dentro do tubo de tal modo a estaca tornar-se integralmente armada. Em seguida foi colocado o tubo de aço para a futura instrumentação (figura 3.40).



**Figura 3.40** – Armadura e tubo colocados (anterior à injeção de argamassa) .

A injeção da argamassa, com a utilização de bomba injetora, foi realizada através de um tubo de PVC colocado na base da perfuração e se fez de baixo para cima, com a retirada aos poucos do tubo (figuras 3.41 e 3.42).

A argamassa, ao ser injetada e por ser mais densa, toma o lugar da água de perfuração a qual vai sendo expulsa pela boca do tubo (figura 3.43).

Observando-se a mudança de coloração e a viscosidade do líquido expulso conseguiu-se notar quando a totalidade da água se esvaiu e portanto o exato momento de se interromper a injeção da argamassa (figura 3.44).



**Figura 3.41** – Processo de injeção de argamassa .



**Figura 3.42** – Água próxima à boca do tubo de revestimento.



**Figura 3.43** – Injeção da argamassa e verificação da saída da água .



**Figura 3.44** – Extravasamento da argamassa (término da expulsão da água).

A etapa seguinte consiste, com o auxílio de um conjunto extrator e chaves de corrente tipo jacaré, no início da extração dos tubos de revestimento (figuras 3.45, 3.46 e 3.47). Verificou-se o abatimento do nível da argamassa no interior do tubo de maneira a ir completando-se esse volume de tempos em tempos e também atentou-se para o não deslocamento da armadura durante esse procedimento.



**Figura 3.45** - Colocação do conjunto extrator e chaves de corrente tipo jacaré .



**Figura 3.46** - Retirada do tubo por ação coaxial ao eixo da estaca .



**Figura 3.47** - Término da retirada do tubo .

Por três vezes (no “pé da estaca”, no meio e a 2,0m da superfície) foi aplicado golpe de ar comprimido à pressão de 0,3 MPa, com a colocação da cabeça do revestimento (figura 3.48) e o uso de compressor de ar . Após essa aplicação atentou-se para o abatimento do nível de argamassa no tubo e sua reposição.



**Figura 3.48** – Colocação da cabeça do revestimento .

Após a extração de todos os revestimentos e tomando-se os cuidados mencionados anteriormente foi dada a estaca como executada (figura 3.49).



**Figura 3.49** – Estaca pronta .

### 3.3 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

As três estacas teste, C1, C2 e C3 foram, após aguardado o tempo para o ganho de resistência tanto da argamassa do elemento estrutural quanto da nata injetada dentro do tubo de instrumentação, submetidas à provas de carga lentas, sendo que houve uma duração média de 40 horas para cada ensaio e sendo realizadas com esquema de revezamento de equipes.

A estaca C1 foi ensaiada dos dias 14/10 ao 15/10/03, a estaca C2 dos dias 28/10 ao 29/10/03 e a estaca C3 do dia 04/11 ao dia 05/11/03.

Os equipamentos utilizados nas provas podem ser visualizados nas figuras 3.50 e 3.51.



**Figura 3.50** – Macaco (verde), célula de carga, vigota, relógios (recalque) e vigas de referência.



**Figura 3.51** – Bomba elétrica para alimentação do macaco.

Na figura 3.52 nota-se o controle de pressão a que o macaco está permanentemente submetido através de regulagem de bomba elétrica e na figura 3.53 etapa de leitura de recalques.



**Figura 3.52** – Controle manual da pressão na bomba elétrica.



**Figura 3.53** – Leitura dos relógios para controle de recalques.

Para a leitura dos recalques foram utilizadas duas vigas de referência metálicas, cravadas paralelas entre si a uma distância conveniente do bloco (cerca de 3m) de modo a não sofrer interferências da prova de carga. Estas vigas são isoladas e não tem contato com o bloco.

Sobre estas vigas foram instalados quatro relógios especiais de base imantada e braço flexível, espaçados de modo a que cada um tenha “área de influência” de um quadrante da superfície do bloco, onde o recalque aferido será o valor médio entre os lidos nos relógios.

Entre a ponta da haste do relógio e a superfície do bloco foram coladas placas de acrílico lisas para facilitar a movimentação vertical das hastes. A localização em planta das estacas teste encontra-se na figura 3.54.

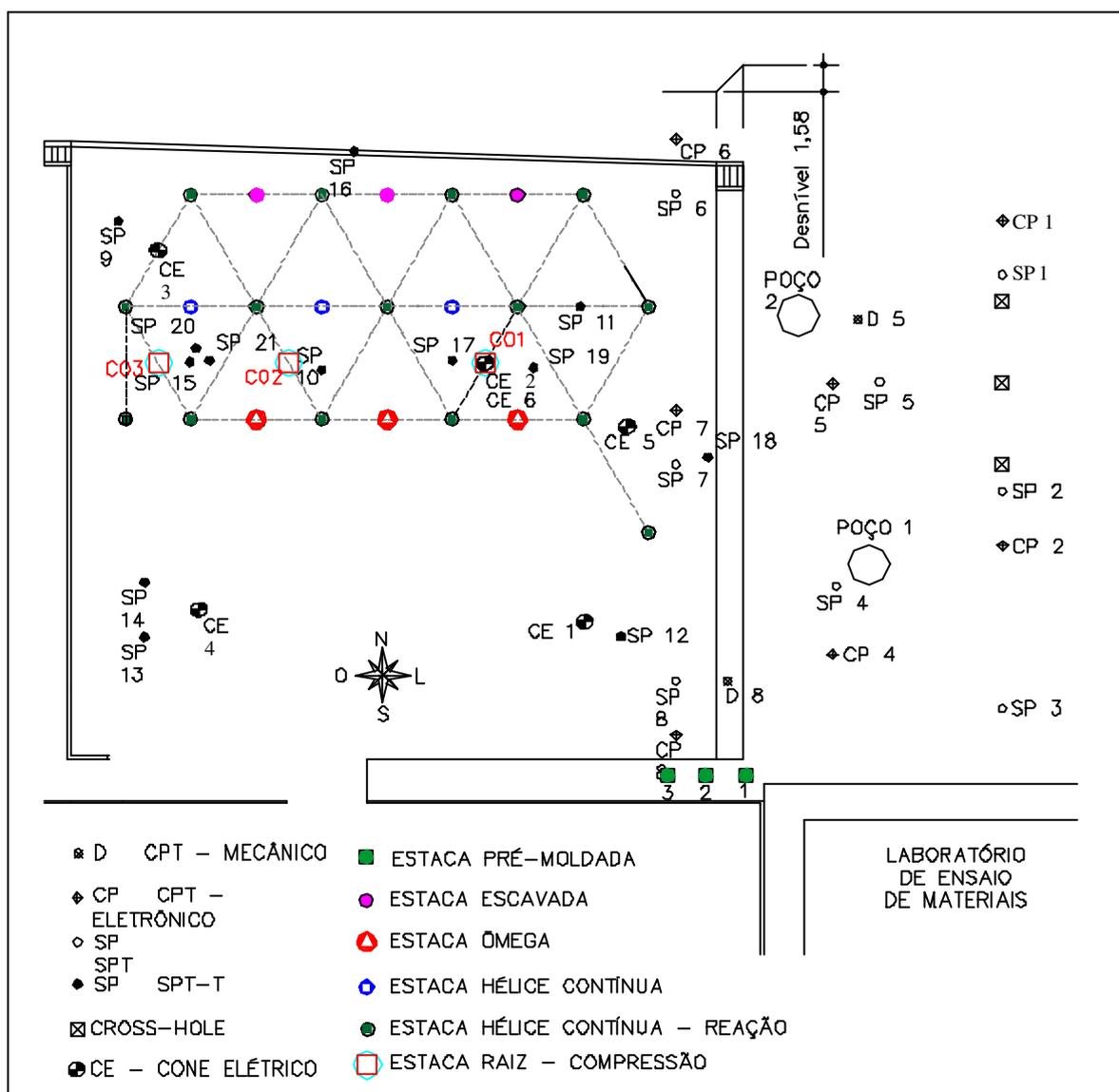


Figura 3.54 – Campo Experimental.

#### 4. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA ÀS ESTACAS TESTE

Apresentam-se a seguir os resultados de carga de ruptura obtidos através da utilização de métodos semi-empíricos. Os métodos utilizados foram: para CPT elétrico e para SPT o Método de Aoki & Velloso (1975), para CPT elétrico o Método de P.P.Velloso (1981), para ensaio SPT os Métodos de Décourt & Quaresma (1978), Método de David Cabral (1986), Método Brasfond (1991) e Método de Ranzini (1994), esse último levando em conta o torque obtido. O Método de Lizzi (1982) não utiliza o  $N_{SPT}$ , somente a caracterização do perfil geotécnico proveniente da sondagem de simples reconhecimento. Observa-se que para o caso do Método de Décourt & Quaresma (1978) não foi levado em conta o conceito de N equivalente.

É importante ressaltar que, a menos dos Métodos de Lizzi (1982), David Cabral (1986) e Brasfond (1991), os demais métodos utilizados não foram desenvolvidos exclusivamente para o uso em estacas raiz. Os resultados, frutos do cálculo em separado para cada estaca com base em sondagem próxima da estaca em questão e também como havendo uma “sondagem média” no campo, já eram conhecidos anteriormente à execução das provas de carga (tabelas 4.1 a 4.4).

**Tabela 4.1** – Resultados dos Métodos Semi-Empíricos – Estaca C1.

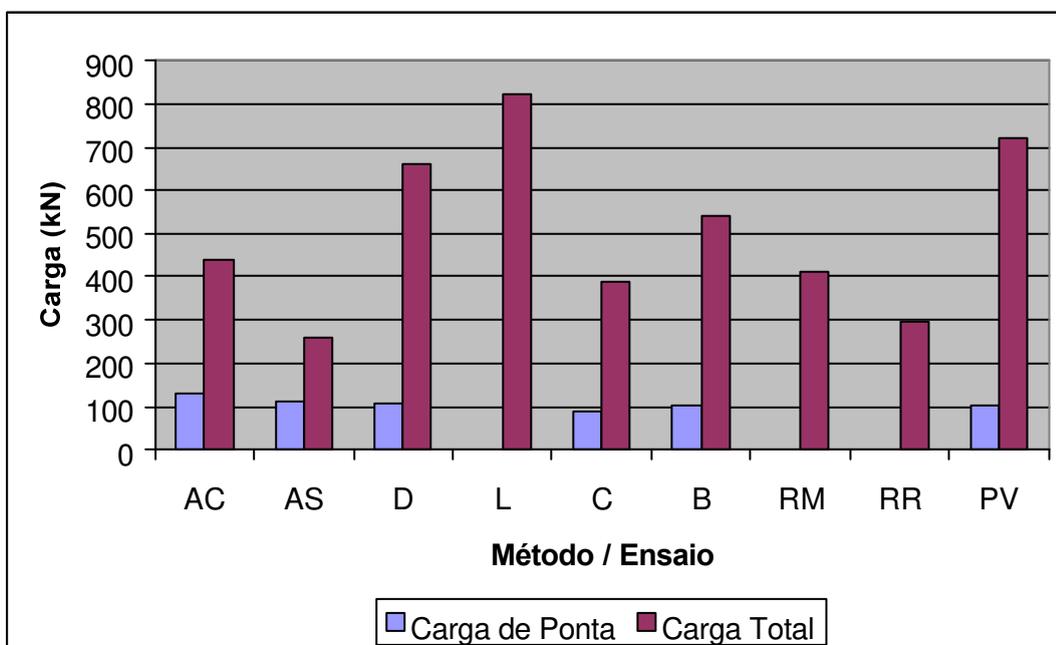
Estaca	Método	Ensaio	Equação	Sondagem n°	Q lateral Calculado (kN)	Q ponta Calculado (kN)	Q total Calculado (kN)	% de ponta
C1	Aoki&Velloso (1975)	CPT (CE)	(2.25)	CE06	309,4	129,8	439,2	29,6
	Aoki&Velloso (1975)	SPT	(2.25)	SP19	150,3	111,6	261,9	42,6
	Décourt & Quaresma (1978)	SPT	(2.29)	SP19	555,0	107,4	662,4	16,2
	Lizzi (1982)		(2.35)	SP19	820,5	-	820,5	-
	David Cabral (1986)	SPT	(2.30) (2.32)	SP19	300,6	88,30	388,9	22,7
	BRASFOND (1991)	SPT	(2.33) (2.34)	SP19	441,0	101,0	542,0	18,6
	Ranzini (1994)	SPT-T (Tmáx)	(3.2)	SP19	410,3	-	410,3	-
	Ranzini (1994)	SPT-T (Tres)	(3.2)	SP19	294,2	-	294,2	-
P.P. Velloso (1981)	CPT (CE)	(2.36)	CE06	618,8	101,0	719,8	14,0	

Ressalte-se que o Método Aoki & Velloso (1975) e o Método Ranzini (1994) foram utilizados tomando-se mais de um ensaio cada, o primeiro para cone elétrico e SPT e o segundo para SPT-T, tomando-se o torque máximo ou torque residual (PEIXOTO, 2001). Observa-se que, no uso do Método Ranzini (1994), ao utilizar-se dos torques os mesmos o foram exclusivamente para cálculo de atrito lateral, não havendo sido calculado ponta para este método.

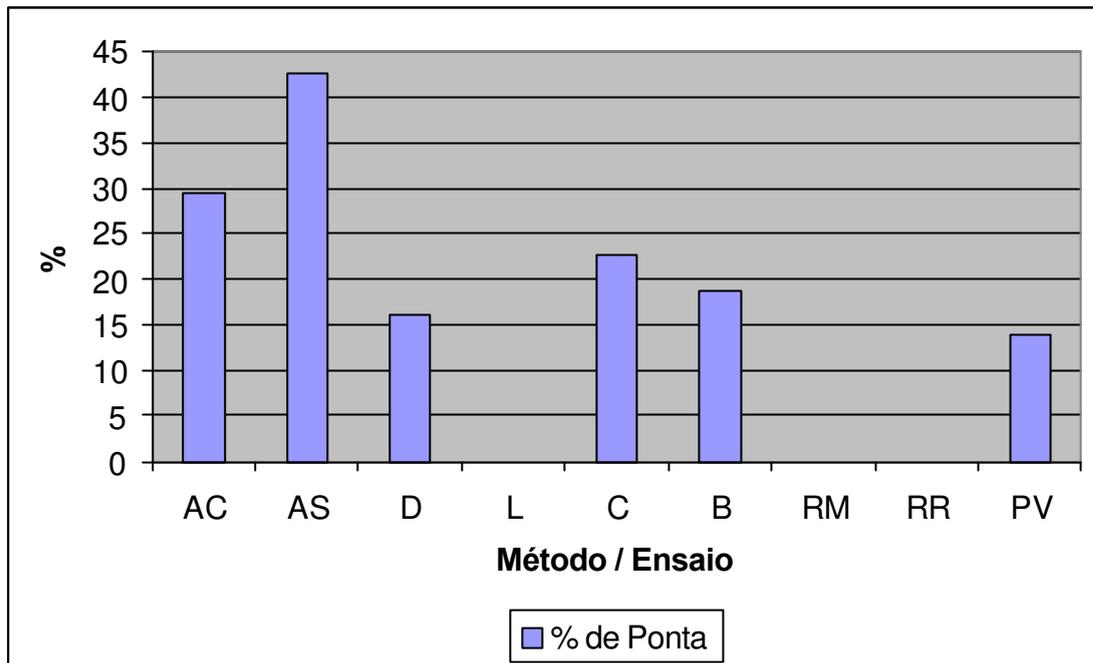
Desta maneira, é importante levar em conta que, ao utilizarem-se desses métodos, os projetistas tenham conhecimento do tipo de ensaio realizado em campo.

As figuras 4.1, 4.3, 4.5 e 4.7, com o uso de histogramas, ilustram de maneira mais clara os resultados de capacidade de carga extraídos das tabelas mencionadas. As figuras 4.2, 4.4, 4.6 e 4.8 enfatizam, também tomando-se como base essas tabelas, a percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado.

Para fins de ordem prática, ao referir-se, nos histogramas, aos métodos/ensaios utilizados, optou-se por siglas, a saber: AC, AS, D, L, C, B, RM, RR e PV para Método de Aoki & Velloso (1975) para ensaio de cone e SPT, Métodos de Décourt & Quaresma (1978), Método de Lizzi (1982), Método de David Cabral (1986), Método Brasfond (1991), Método de Ranzini (1994) para torque máximo e para torque residual e Método de P.P.Velloso (1981), respectivamente.



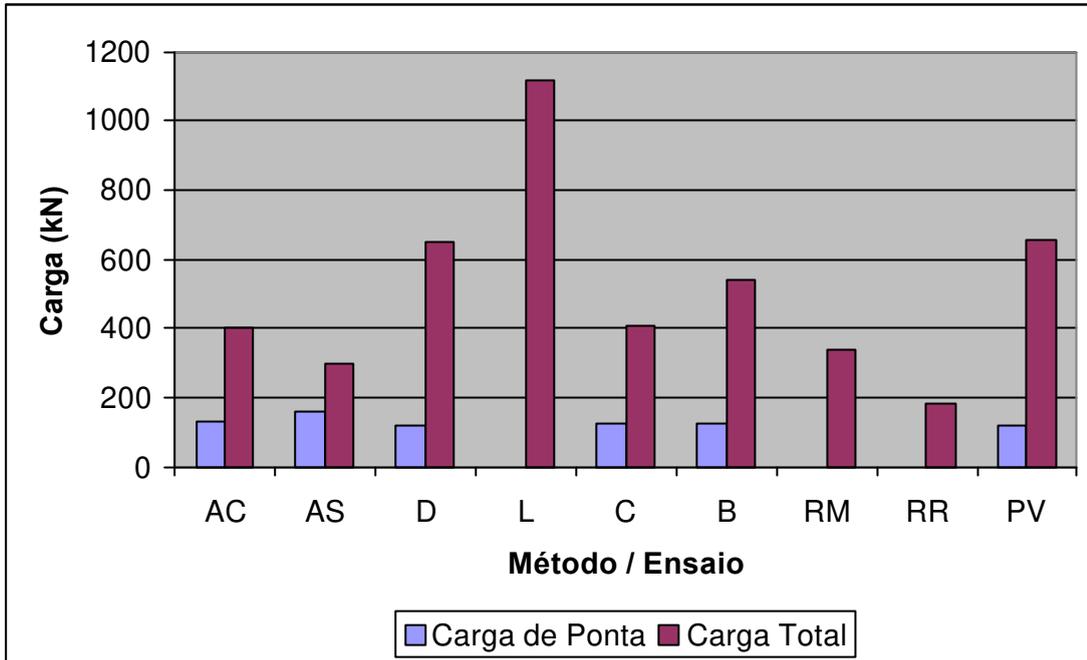
**Figura 4.1** – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estaca C1.



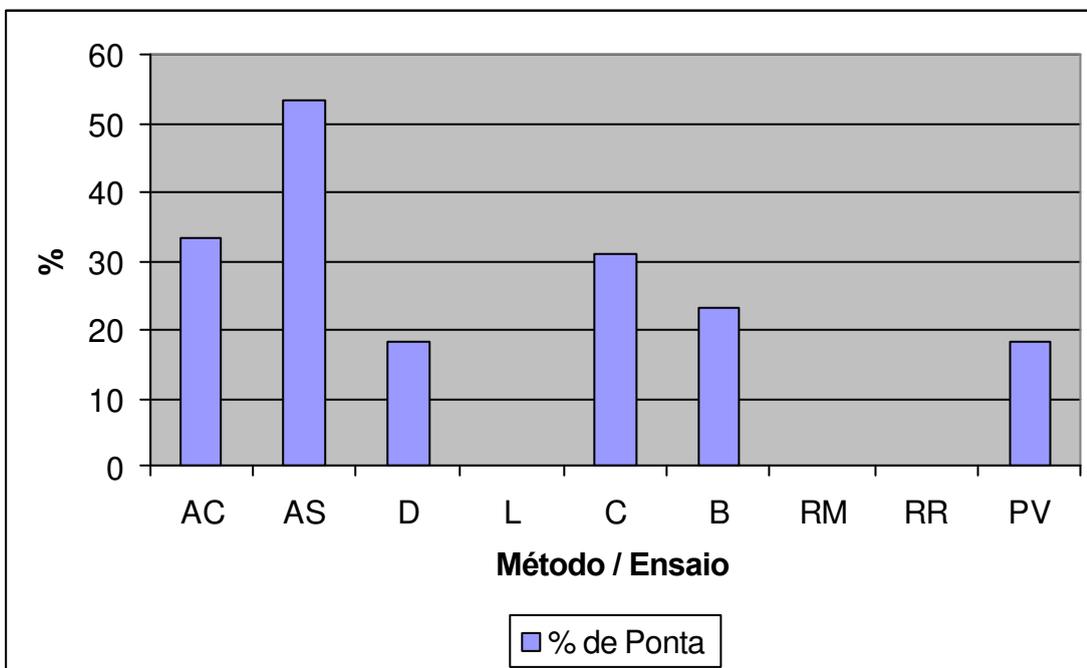
**Figura 4.2** - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estaca C1.

**Tabela 4.2**– Resultados dos Métodos Semi-Empíricos – Estaca C2.

Estaca	Método	Ensaio	Equação	Sondagem n°	Q lateral Calculado (kN)	Q ponta Calculado (kN)	Q total Calculado (kN)	% de ponta
C2	Aoki&Velloso (1975)	CPT (CE)	(2.25)	CE03	267,8	132,9	400,7	33,2
	Aoki&Velloso (1975)	SPT	(2.25)	SP10	140,7	159,4	300,1	53,11
	Décourt & Quaresma (1978)	SPT	(2.29)	SP10	534,3	117,3	651,6	18,0
	Lizzi (1982)		(2.35)	SP10	1116,0	-	1116,0	-
	David Cabral (1986)	SPT	(2.30) (2.32)	SP10	278,8	126,1	404,9	31,1
	BRASFOND (1991)	SPT	(2.33) (2.34)	SP10	416,0	126,0	542,0	23,2
	Ranzini (1994)	SPT-T (Tmáx)	(3.2)	SP10	337,1	-	337,1	-
	Ranzini (1994)	SPT-T (Tres)	(3.2)	SP10	186,6	-	186,6	-
	P.P. Velloso (1981)	CPT (CE)	(2.36)	CE03	535,7	117	652,7	17,9



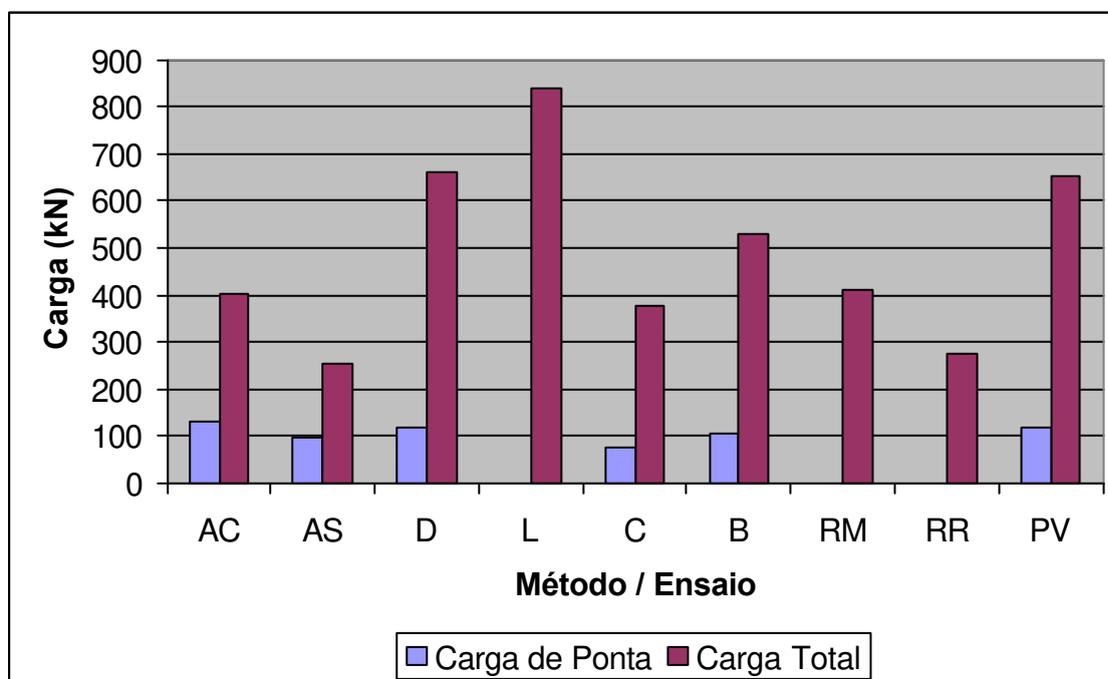
**Figura 4.3** – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estaca C2.



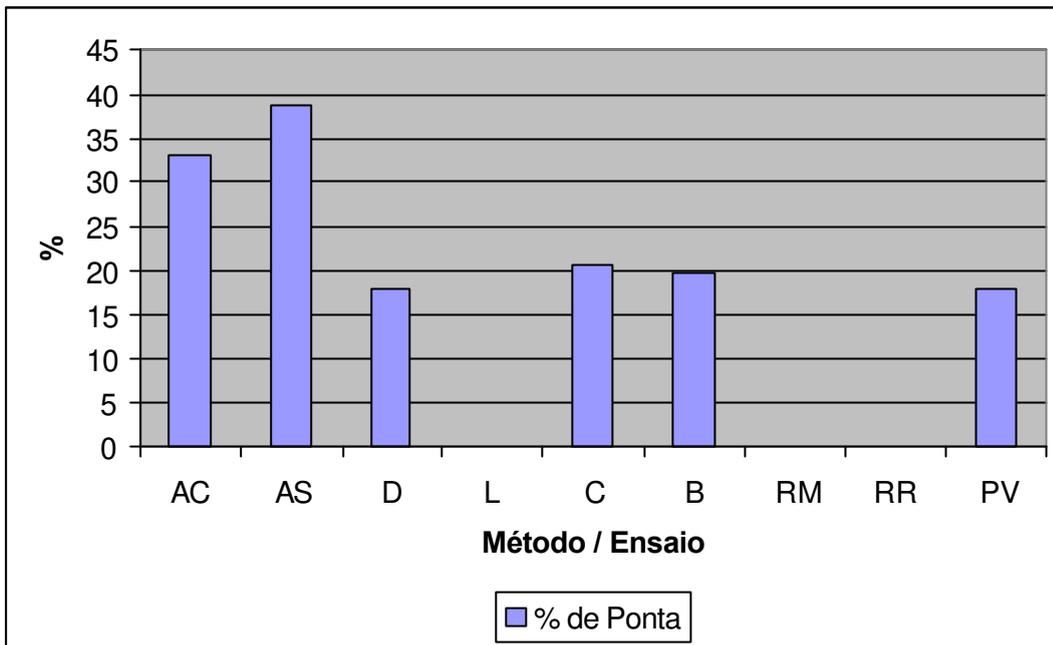
**Figura 4.4** - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estaca C2.

**Tabela 4.3** – Resultados dos Métodos Semi-Empíricos – Estaca C3.

Estaca	Método	Ensaio	Equação	Sondagem n°	Q lateral Calculado (kN)	Q ponta Calculado (kN)	Q total Calculado (kN)	% de ponta
C3	Aoki&Velloso (1975)	CPT (CE)	(2.25)	CE03	267,8	132,9	400,7	33,2
	Aoki&Velloso (1975)	SPT	(2.25)	SP21	155,8	98,5	254,3	38,7
	Décourt & Quaresma (1978) Lizzi (1982)	SPT	(2.29)	SP21	541,0	117,9	659,0	17,9
			(2.35)	SP21	839,5	-	839,5	-
	David Cabral (1986)	SPT	(2.30) (2.32)	SP21	298,1	78,0	376,1	20,7
	BRASFOND (1991)	SPT	(2.33) (2.34)	SP21	424,0	105,0	529,0	19,8
	Ranzini (1994)	SPT-T (Tmáx)	(3.2)	SP21	410,3	-	410,3	-
	Ranzini (1994)	SPT-T (Tres)	(3.2)	SP21	274,4	-	274,4	-
P.P. Velloso (1981)	CPT (CE)	(2.36)	CE03	535,7	117	652,7	17,9	



**Figura 4.5** – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estaca C3.



**Figura 4.6** - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estaca C3.

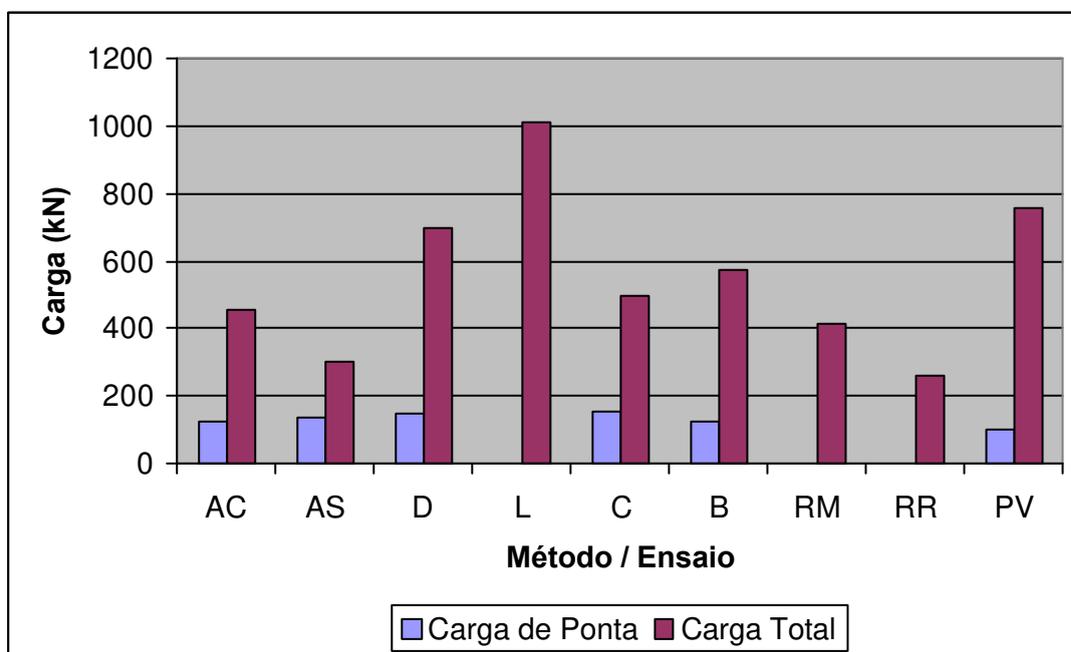
Como fora dito, a tabela 4.4 foi confeccionada como se houvesse uma “sondagem média” no campo, e, como para o cálculo das estimativas de capacidade de carga partiu-se do pressuposto que as características geométricas das estacas são as mesmas, portanto esta tabela adequa-se a quaisquer das três estacas.

Observa-se das tabelas 4.1 a 4.4 e das figuras 4.1 a 4.8 que no Método Aoki & Velloso (1975) quando utilizando-se do ensaio CPT (cone elétrico no caso) a percentagem de ponta em relação à carga total tende a ser menor que quando utilizando-se o ensaio SPT. Da mesma forma a estimativa de capacidade de carga tende a ser maior utilizando-se o CPT do que utilizando-se o SPT, aproximando-se mais o Método da média geral entre os métodos/ensaio.

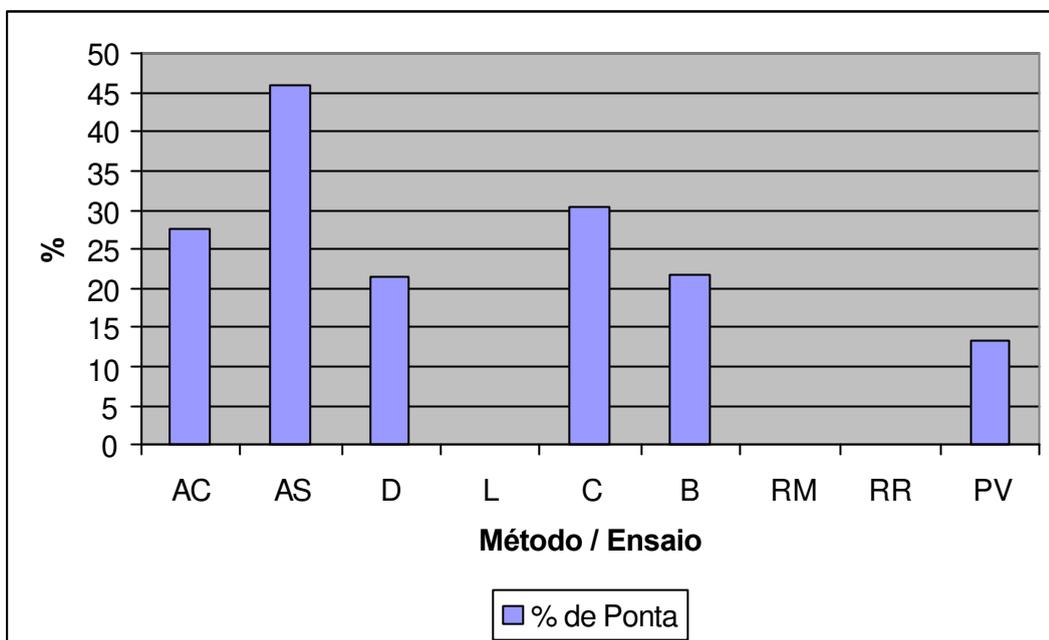
Nota-se também que, à exceção dos Métodos de P.P. Velloso (1981) e Décourt & Quaresma (1978), os Método de Lizzi (1982), Método de David Cabral (1986) e Método Brasfond (1991), específicos para estaca raiz, foram os que mais se destacaram perante os demais.

**Tabela 4.4**– Resultados dos Métodos Semi-Empíricos (Sondagem Média).

Método	Ensaio	Equação	Sondagem n°	Q lateral Calculado (kN)	Q ponta Calculado (kN)	Q total Calculado (kN)	% de ponta
Aoki&Velloso (1975)	CPT (CE)	(2.25)	Média dos CPT's	327,6	124,7	452,3	27,6
Aoki&Velloso (1975)	SPT	(2.25)	Média dos SPT's	162,4	138,6	301,0	46,0
Décourt & Quaresma (1978)	SPT	(2.29)		547,5	149,7	697,2	21,5
Lizzi (1982)		(2.35)		1010,0	-	1010,0	-
David Cabral (1986)	SPT	(2.30) (2.32)		346,7	151,4	498,1	30,4
BRASFOND (1991)	SPT	(2.33) (2.34)		449,0	125,0	574,0	21,8
Ranzini (1994)	SPT-T (Tmáx)	(3.2)		414,4	-	414,4	-
Ranzini (1994)	SPT-T (Tres)	(3.2)		259,6	-	259,6	-
P.P. Velloso (1981)	CPT (CE)	(2.36)		Média dos CPT's	655,2	101,7	756,9

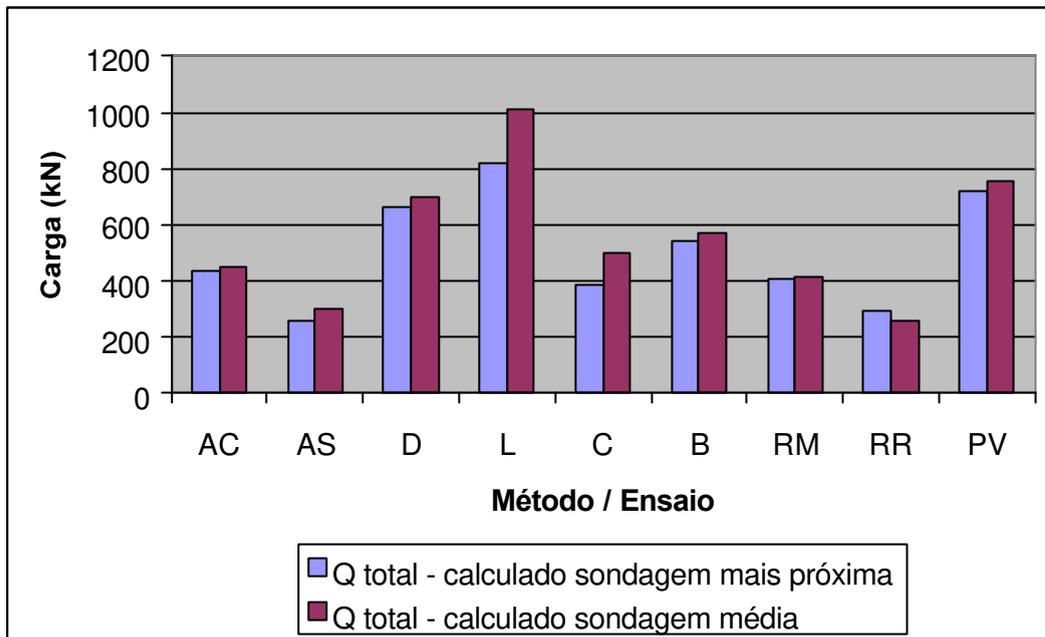


**Figura 4.7** – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Estacas C1, C2 ou C3.

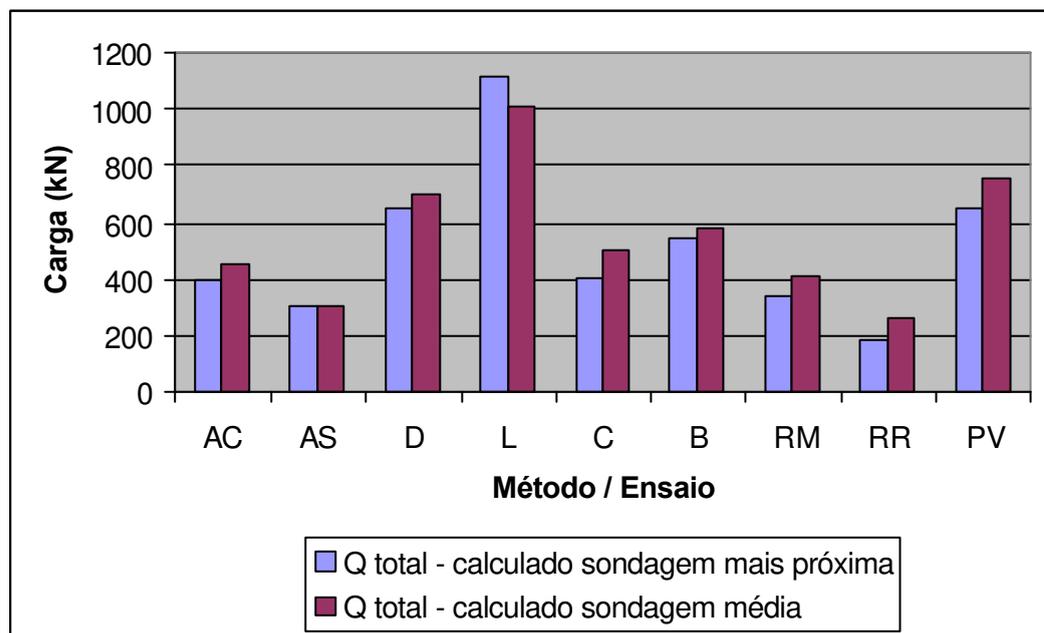


**Figura 4.8** - Percentagem de carga da ponta em relação à carga total de ruptura para cada método / ensaio utilizado – Estacas C1, C2 ou C3.

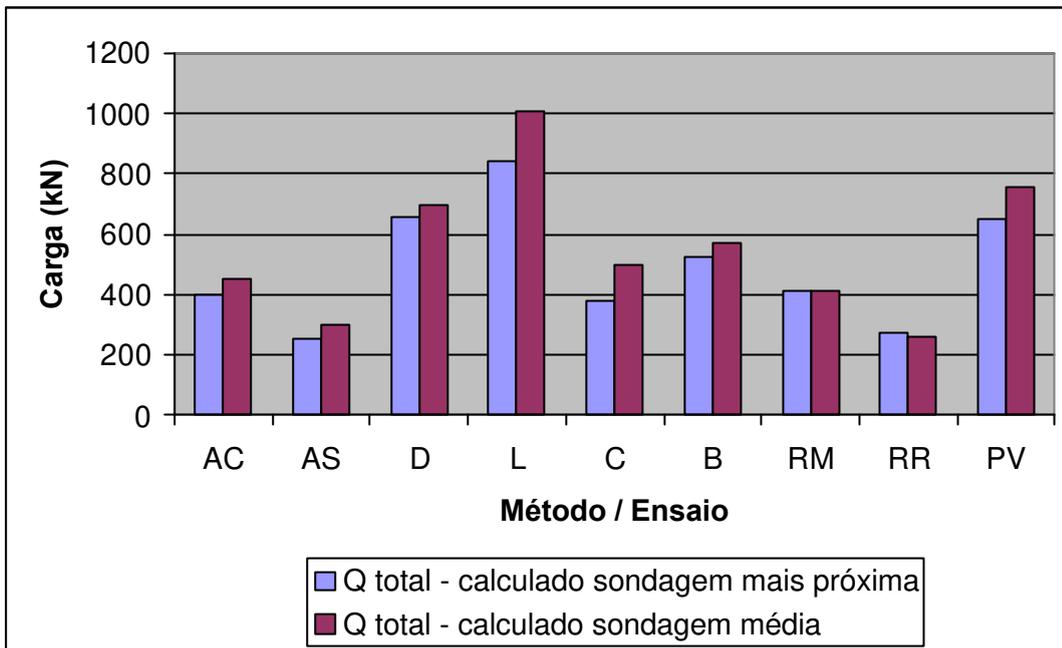
Comparando-se a maneira de estimar-se a capacidade de carga, ora utilizando-se a sondagem mais próxima da estaca em questão, ora utilizando-se uma sondagem média do campo, percebe-se, para o caso deste campo experimental em particular, que a diferença de resultados entre a média dos métodos/ensaio destes dois procedimentos não ultrapassa 10% (figuras 4.9, 4.10 e 4.11 e tabela 4.5). Portanto, para efeito de simplificação, será utilizado, quando da comparação das estimativas pelos dados métodos/ensaio com os resultados reais de capacidade de carga o procedimento para estimativa de capacidade de carga utilizando-se uma sondagem média. Um estudo mais profundo sobre a utilização de sondagem média, bem como o número ideal de sondagens para um projeto de fundações mais otimizado pode ser encontrado em **NOGUEIRA et al. (2003)**.



**Figura 4.9** – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado – Comparativo para Estaca C1.



**Figura 4.10** – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado - Comparativo para Estaca C2.



**Figura 4.11** – Valores da Carga de Ruptura em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregado - Comparativo para Estaca C3.

**Tabela 4.5** – Comparação entre os dois procedimentos (sondagem mais próxima e sondagem média) para a estimativa de capacidade de carga.

Estaca	Q ruptura (1)*	Q ruptura (2)*	Q ruptura (1) / Q ruptura (2)
C1	504,4	551,5	0,91
C2	510,2	551,5	0,93
C3	488,4	551,5	0,89
Diferença Média			0,91

\*Q ruptura (1): Q ruptura médio calculado sondagem mais próxima (1)

\*Q ruptura (2): Q ruptura médio calculado sondagem média (2)

Na tabela 4.5 percebe-se também que os valores médios de carga de ruptura calculados pelas sondagens mais próximas das estacas (Q ruptura (1)) pouco diferem entre si, com uma média de 501kN e um desvio padrão de 11,29 resultando em um coeficiente de variação de 2,3%.

## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

Apresentam-se a seguir os resultados obtidos através da realização das provas de carga estáticas lentas para as estacas C1, C2 e C3. Com base nos ensaios obtiveram-se:

- As curvas carga x deslocamento do topo;
- A comparação da carga de ruptura nas provas de carga em relação ao estimado inicialmente;
- O módulo de elasticidade das estacas;
- As cargas nos níveis instrumentados ao longo do fuste das estacas;
- O atrito lateral entre dois níveis instrumentados consecutivos;
- As cargas de ponta;
- As curvas de transferência de carga ao longo da profundidade;
- A reação de ponta em função do deslocamento da ponta;
- O atrito lateral médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste;
- O comparativo entre o atrito lateral unitário máximo por grupos de estacas de diferentes pesquisas no mesmo campo experimental;
- O comparativo entre os valores de reação e percentual de ponta por grupos de estacas de diferentes pesquisas no mesmo campo experimental.

### 5.1 – CURVAS CARGA X DESLOCAMENTO

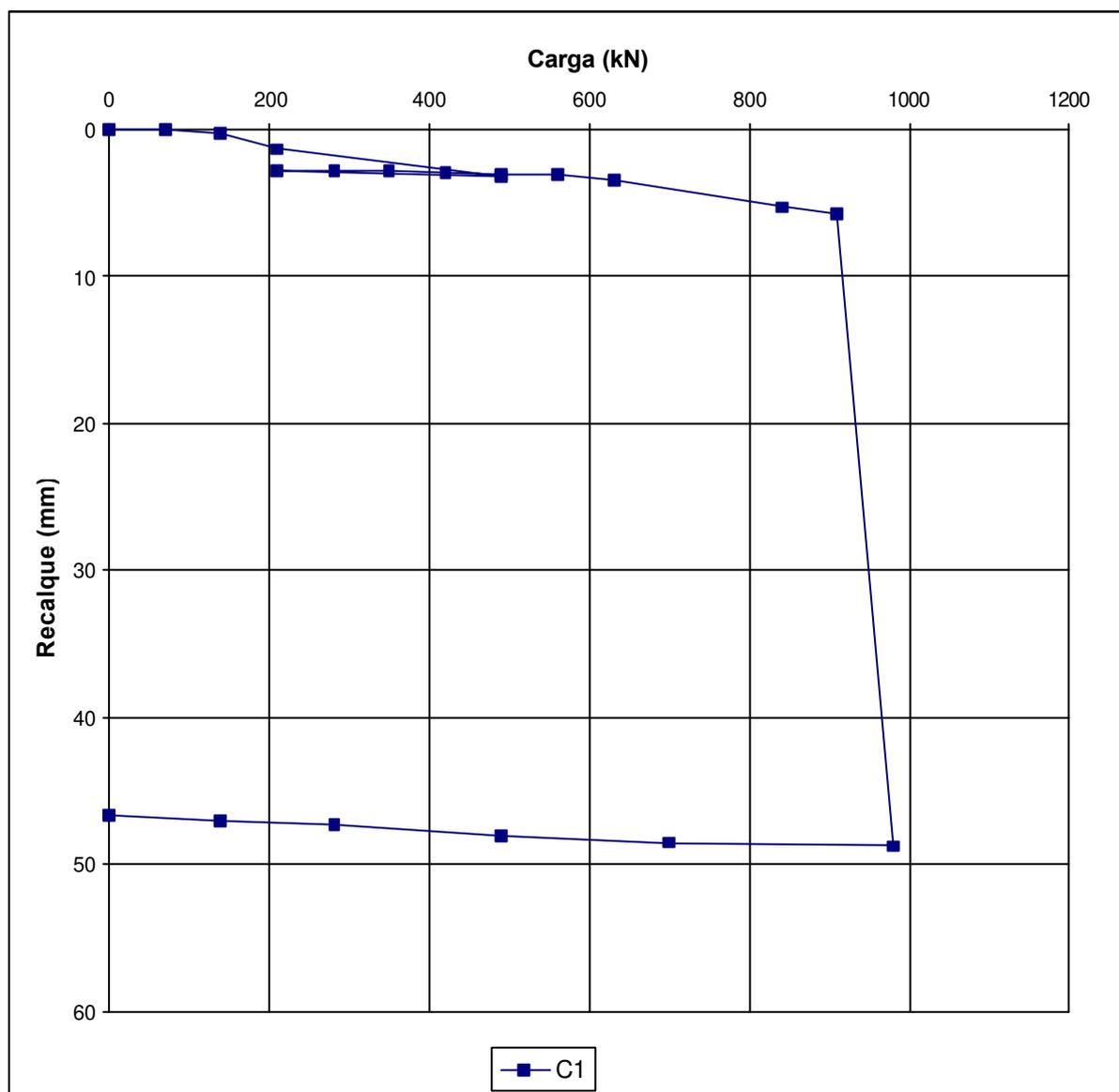
Apresentam-se na tabela 5.1, para as estacas C1, C2 e C3, os valores de carga de ruptura, deslocamento máximo e o deslocamento correspondente, nas curvas carga x deslocamento, à carga de trabalho da estaca, convencionada como sendo igual à metade da carga de ruptura alcançada.

**Tabela 5.1** – Valores de Carga de Ruptura e Deslocamentos obtidos nas Provas de Carga.

Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Carga de Ruptura (kN)	Deslocamento Máximo (mm)	Deslocamento na Carga de Trabalho*
C1	0,40	12	980	48,77	3,15
C2				54,96	0,07
C3				55,42	0,51

\* Deslocamento correspondente ao estágio de carga igual à metade da Carga de Ruptura (mm).

Nas figuras seguintes (figuras 5.1 a 5.4) detalham-se as curvas carga x deslocamento obtidas das provas de carga executadas nas estacas C1, C2 e C3.



**Figura 5.1** – Curva carga x deslocamento – Estaca C1.

Com relação ao aspecto da curva carga x deslocamento da estaca C1, figura 5.1, nota-se que houve um trecho de descarregamento e recarregamento durante os incrementos de carga iniciais e também a ida direta do incremento de carga 630kN para o de 840kN. Após estabilizados os recalques para a carga de 210kN passar-se-ia para o estágio de carga 280kN, porém, por problema na operação da válvula da bomba elétrica a mesma impingiu pressão maior que a necessária levando a carga aplicada a um valor pouco menor que 490kN.

Por esta razão optou-se por enfim acabar de levar a prova até esse incremento, aguardar a estabilização dos recalques e descarregar a prova até o estágio em que se encontrava (210kN), aguardar novamente a estabilização dos recalques e prosseguir normalmente pelos incrementos previstos, de 280kN em diante. A não observância dos incrementos de carga 700kN e 770kN após a estabilização dos recalques para o incremento de 630kN, indo direto para 840kN deveu-se à perda momentânea da leitura da célula de carga na caixa de leitura no momento da aplicação do incremento. Isto fez com que se perdesse o ajuste fino da pressão na bomba, tendo pois que se valer do próprio manômetro da mesma, de menor precisão, só sendo possível cessar a carga dois incrementos além do requerido.

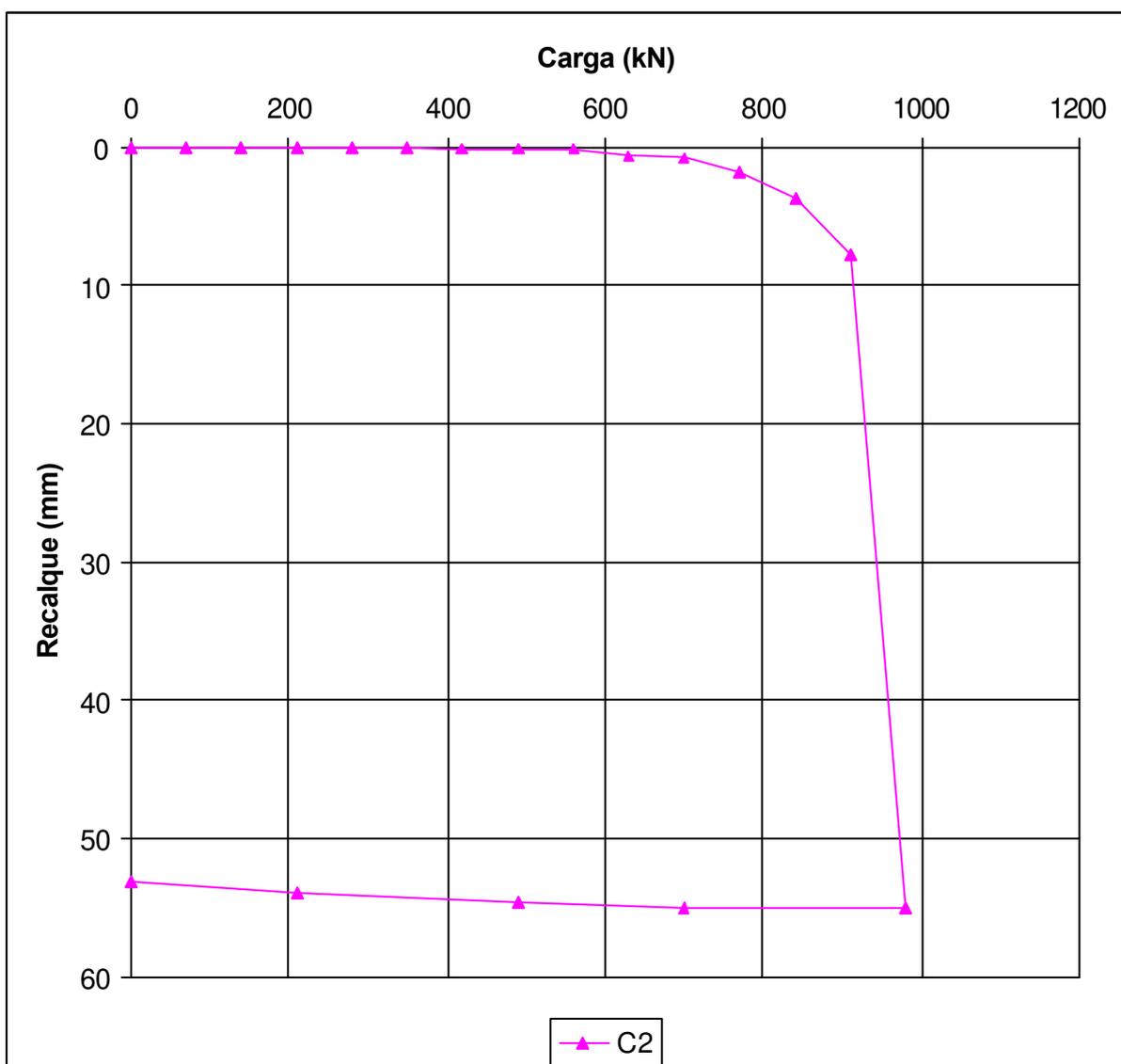
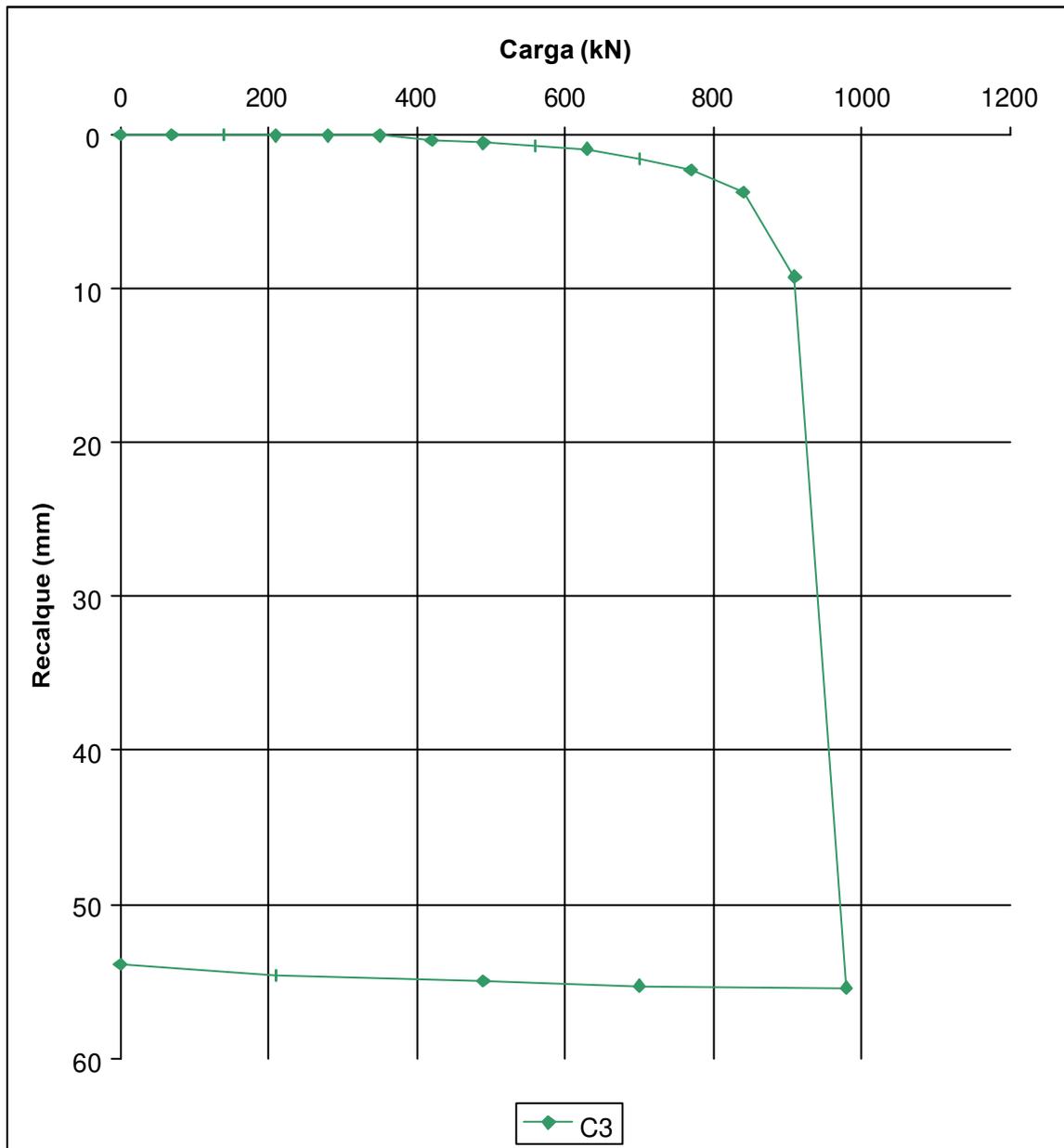


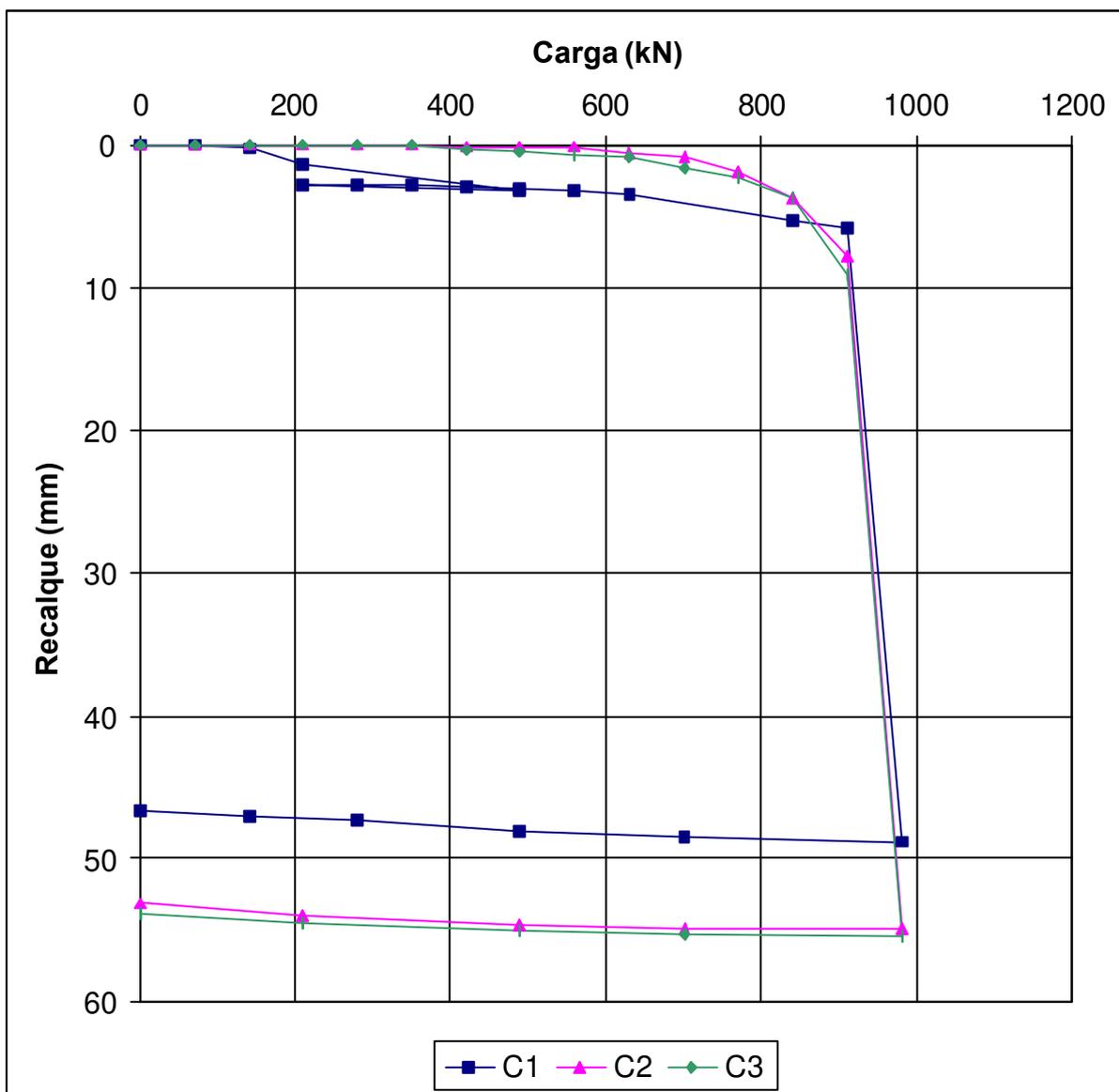
Figura 5.2 – Curva carga x deslocamento – Estaca C2.



**Figura 5.3**– Curva carga x deslocamento – Estaca C3.

A duas últimas provas de carga, nas estacas C2 e C3, transcorreram ser quaisquer das dificuldades citadas acima.

Através da figura 5.4 percebe-se a nítida convergência das curvas C2 e C3, a partir do incremento de 60kN e com mais vigor após o incremento de 770kN, para a ruptura. Isto pôde, de certa forma, ser “pressentido” pelo aumento, a partir destes estágios, do tempo necessário para a estabilização dos recalques, indicando a plena atividade da interação solo – elemento estrutural.



**Figura 5.4** – Curva carga x deslocamento – Estacas C1, C2 e C3.

Verifica-se também que as estacas, na iminência da ruptura (estágio de carga estabilizado de 910kN) apresentavam deslocamentos da ordem de menos de 2% de seu diâmetro, em média (5,79mm, 7,71mm e 9,21mm para as estacas C1, C2 e C3 respectivamente).

## 5.2 – RESULTADOS OBTIDOS A PARTIR DA INSTRUMENTAÇÃO

O primeiro resultado que a análise da instrumentação em profundidade fornece é o produto  $E.A$ , onde  $A$  é a área da seção transversal e  $E$  é o módulo de elasticidade da estaca. Através de incrementos de carga conhecidos aplicados pelo macaco (na caixa de leitura, pelo canal da célula de carga controla-se a carga de topo) e da conseqüente leitura de deformações na instrumentação instalada na seção de referência da estaca constrói-se, baseando-se na Lei de Hooke ( $F = E.A. \delta$ ) uma curva força x deformação com inclinação da reta dada pelo produto  $E.A$ . De vital importância para o posterior cálculo das cargas nos níveis instrumentados este produto foi obtido para cada estaca em particular e vale  $2,69 \times 10^9$  N,  $1,89 \times 10^9$  N e  $2,16 \times 10^9$  N para as estacas C1, C2 e C3 respectivamente. O módulo  $E$  vale 21,4 GPa, 15 GPa e 17,2 GPa para C1, C2 e C3 respectivamente.

As tabelas 5.2 a 5.4 detalham as cargas nos níveis instrumentados.

**Tabela 5.2** – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta - Estaca C1.

Carga no topo (kN)	Carga no nível instrumentado (kN)			% de ponta
	5m	11,7m	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0
70	19,7	0,0	0,0	0
140	48,7	0,0	0,0	0
210	138,8	0,0	0,0	0
280	169,9	3,1	0,0	0
350	213,4	6,2	0,0	0
420	258,0	11,4	0,3	0,1
490	293,2	13,5	0,8	0,2
560	366,8	22,8	7,3	1,3
630	406,2	24,9	7,7	1,2
840	495,3	33,9	13,0	1,5
910	544,0	37,3	14,4	1,6
980	597,9	54,5	30,0	3,1

\* Valor extrapolado

Os níveis instrumentados foram escolhidos de modo a possibilitar um estudo de transferência de carga ressaltando-se a existência de duas camadas distintas no subsolo do campo experimental.

**Tabela 5.3** – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta - Estaca C2.

Carga no topo (kN)	Carga no nível instrumentado (kN)			% de ponta
	5m	11,7m	Ponta*	
0	-**	0	0,0	0
70	-	0,7	0,0	0
140	-	2,2	0,0	0
210	-	5,8	0,0	0
280	-	8,0	0,0	0
350	-	8,7	0,0	0
420	-	10,2	0,0	0
490	-	12,3	0,0	0
560	-	13,1	0,0	0
630	-	13,1	0,0	0
700	-	16,7	0,0	0
770	-	18,1	0,0	0
840	-	21,0	0,0	0
910	-	29,7	5,7	0,6
980	-	47,1	21,7	2,2

\* Valor extrapolado \*\*Instrumentação perdida

Na tabela 5.3 observa-se a não existência de leituras de carga no nível instrumentado 5m, isto se deve à perda de sinais elétricos por parte do fio de instrumentação ligado à barra de aço instrumentada desta cota, podendo ser por exemplo pelo seccionamento do mesmo.

**Tabela 5.4** – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta - Estaca C3.

Carga no topo (kN)	Carga no nível instrumentado (kN)			% de ponta
	5m	11,7m	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0
70	33,3	0,8	0,0	0
140	74,0	4,2	1,0	0,7
210	117,2	6,7	1,7	0,8
280	156,3	10,0	3,4	1,2
350	200,3	14,1	5,7	1,6
420	251,1	17,5	6,9	1,6
490	294,3	20,8	8,4	1,7
560	336,7	24,1	10,0	1,8
630	379,1	27,4	11,6	1,8
700	430,6	30,8	12,7	1,8
770	491,3	37,4	16,9	2,2
840	532,0	42,4	20,3	2,4
910	583,6	45,7	21,4	2,4
980	607,7	66,5	42,1	4,3

\* Valor extrapolado

**Tabela 5.5** – Análise do comportamento de ponta das estacas na ruptura.

Estaca	Valor Máximo de Reação de Ponta (kPa)	% de ponta
C1	238	3,1
C2	172	2,2
C3	334	4,3
Média	248	3,2

Através das tabelas 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5 percebe-se que a maior parte da carga aplicada no topo da estaca foi absorvida pelo atrito lateral, quaisquer fossem os incrementos de carga.

O percentual de ponta, crescendo lentamente durante o processo de incremento de carga chegou à carga de ruptura em média ao redor de 3%, o que poderia ser um reflexo do processo executivo desta estaca. Durante a perfuração, que é totalmente revestida, devido à intensa circulação de água sob pressão o fluxo d'água inicialmente descendente no interior da tubulação e posteriormente ascendente através do espaço anelar entre a parede de solo e a face externa do revestimento desmonta e transporta o solo na direção do fluxo, limpando o furo. As zonas erodíveis são removidas, a menos de testemunhos de solo que eventualmente não são erodidos pelo fluxo d'água no interior do revestimento, soltos e desagregados. Poder-se-ia ter, por conjectura, que a região da ponta abrigaria tais testemunhos, o que levaria a uma diminuição de carga de ponta.

Nas figuras 5.5 a 5.8 estão representadas graficamente as tabelas 5.2 a 5.4, através das curvas de transferência de carga ao longo da profundidade.

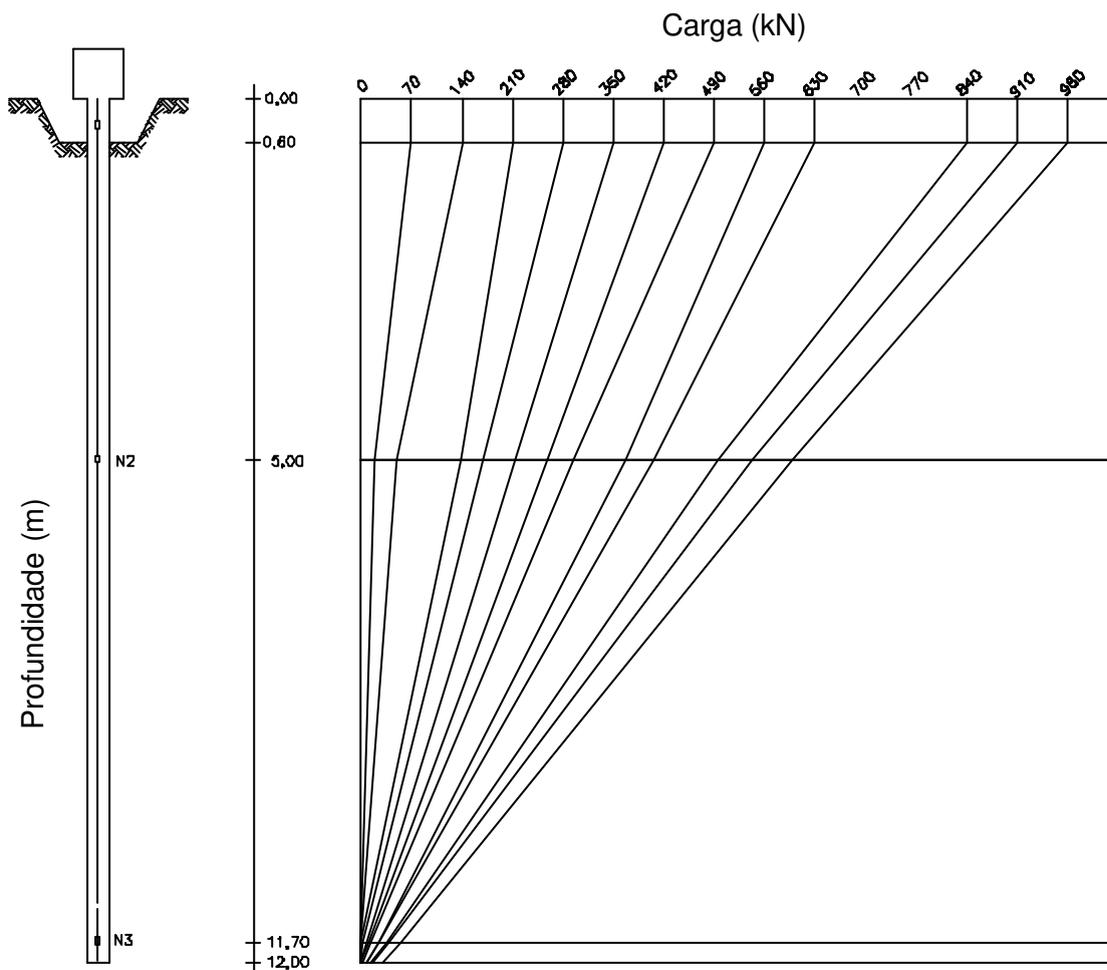


Figura 5.5 – Gráfico de transferência de carga – estaca C1.

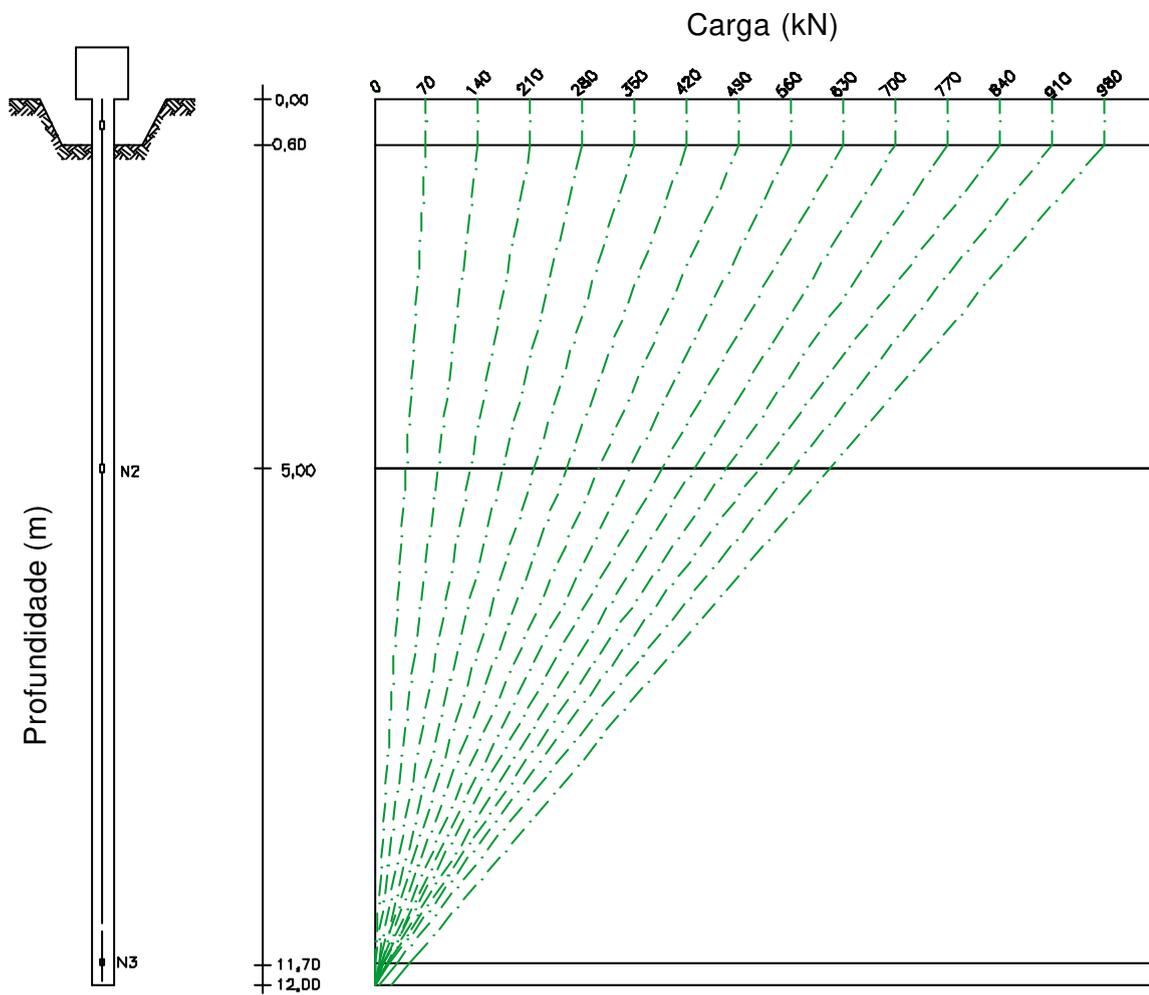
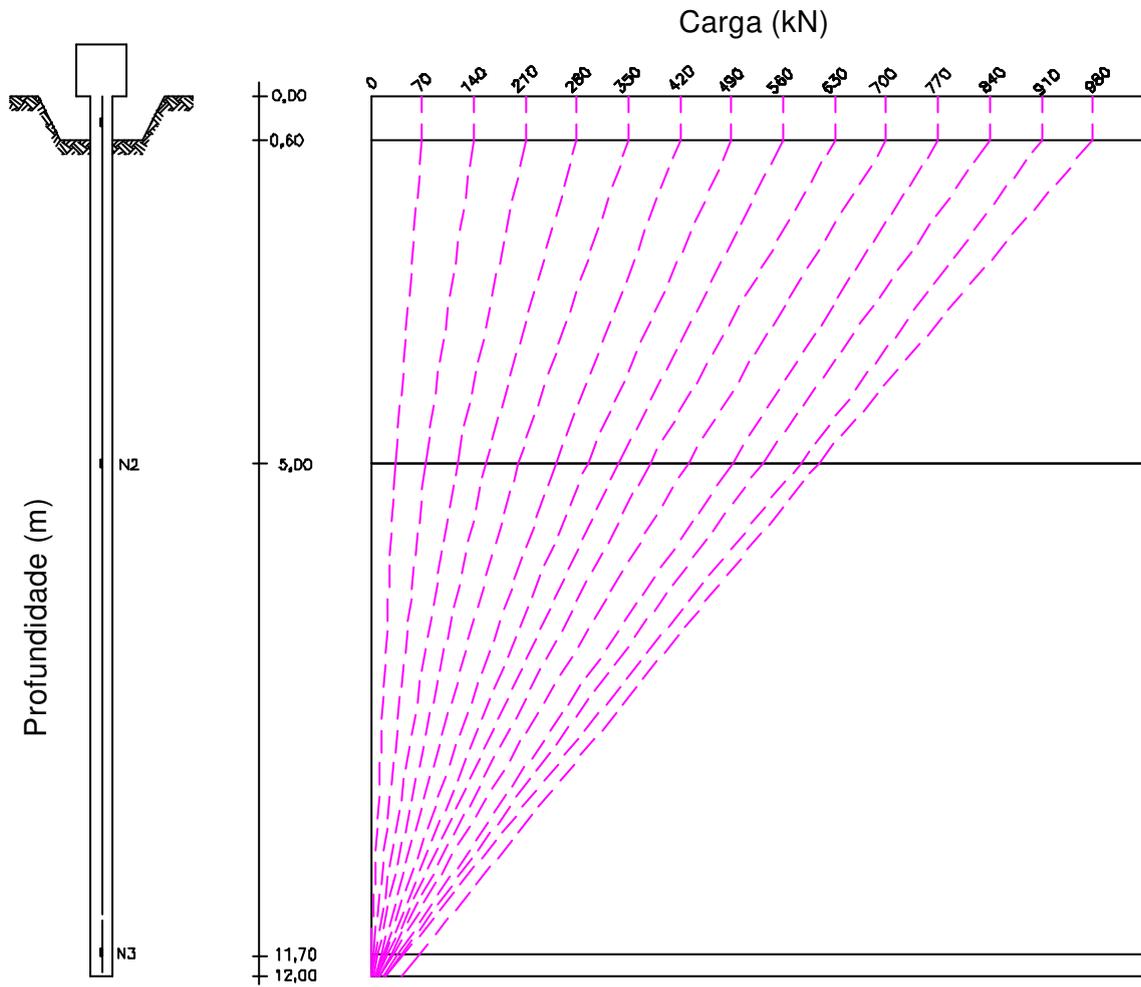
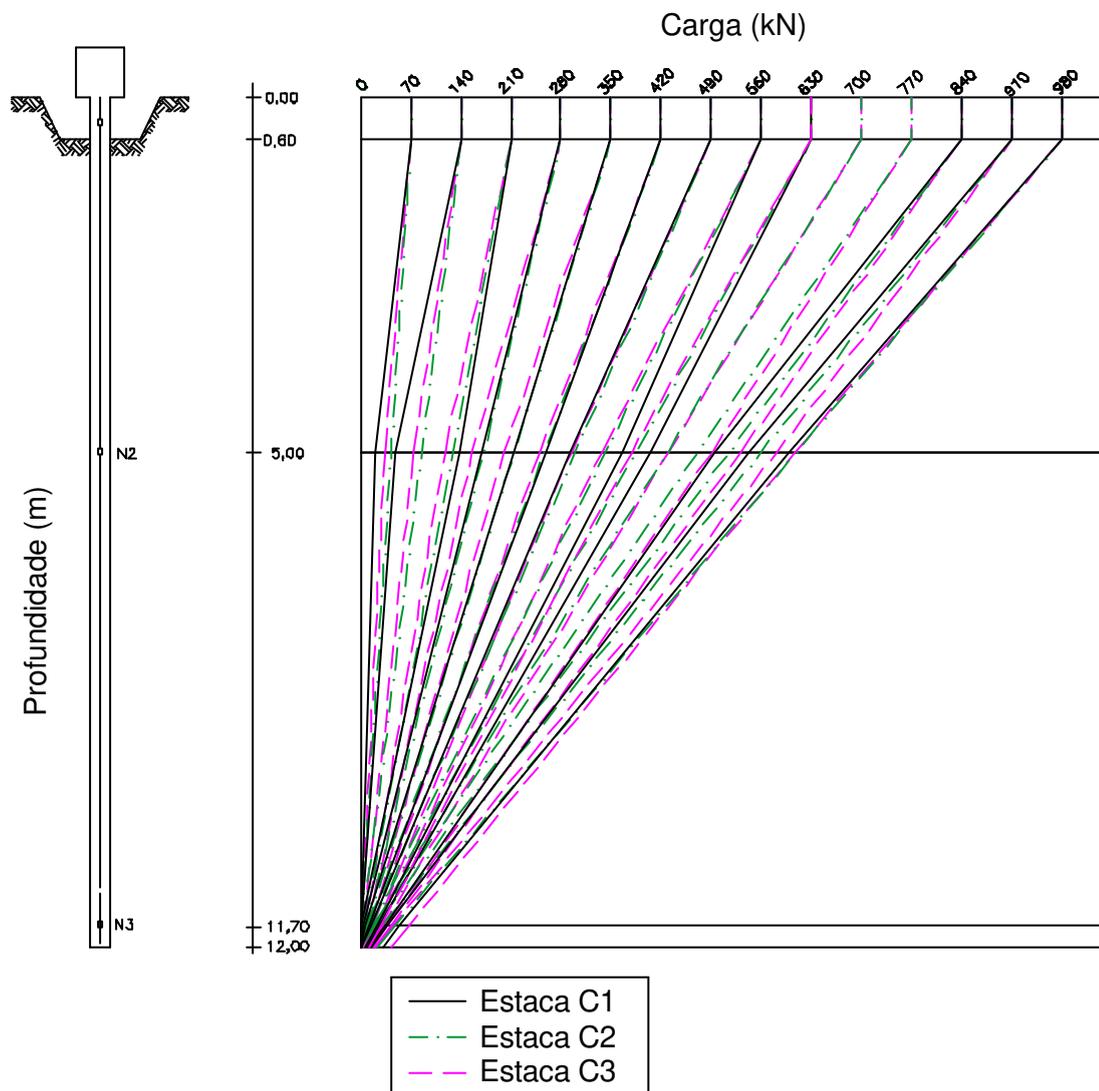


Figura 5.6 – Gráfico de transferência de carga – estaca C2.



**Figura 5.7** – Gráfico de transferência de carga – estaca C3.

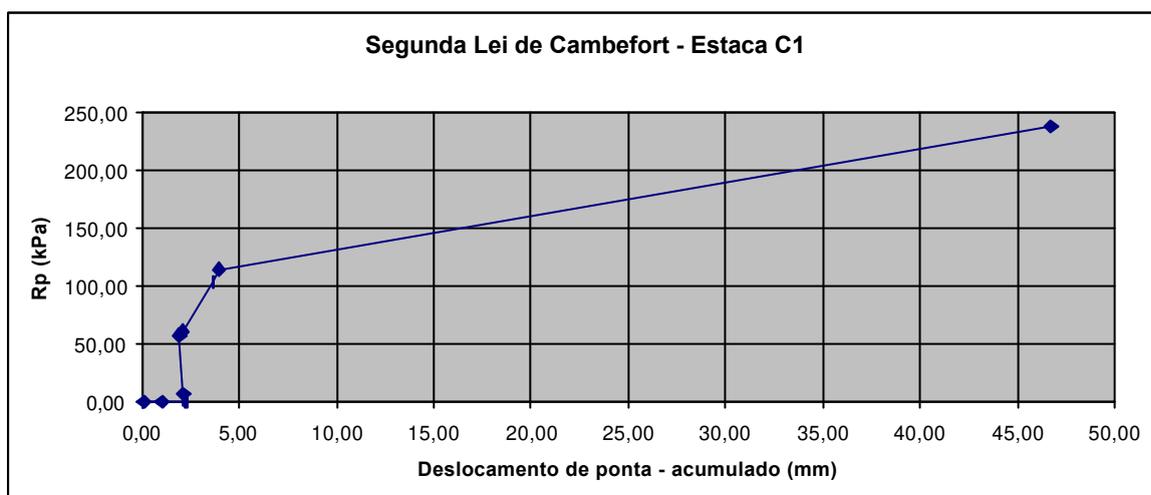


**Figura 5.8** – Gráfico de transferência de carga – estacas C1, C2 e C3.

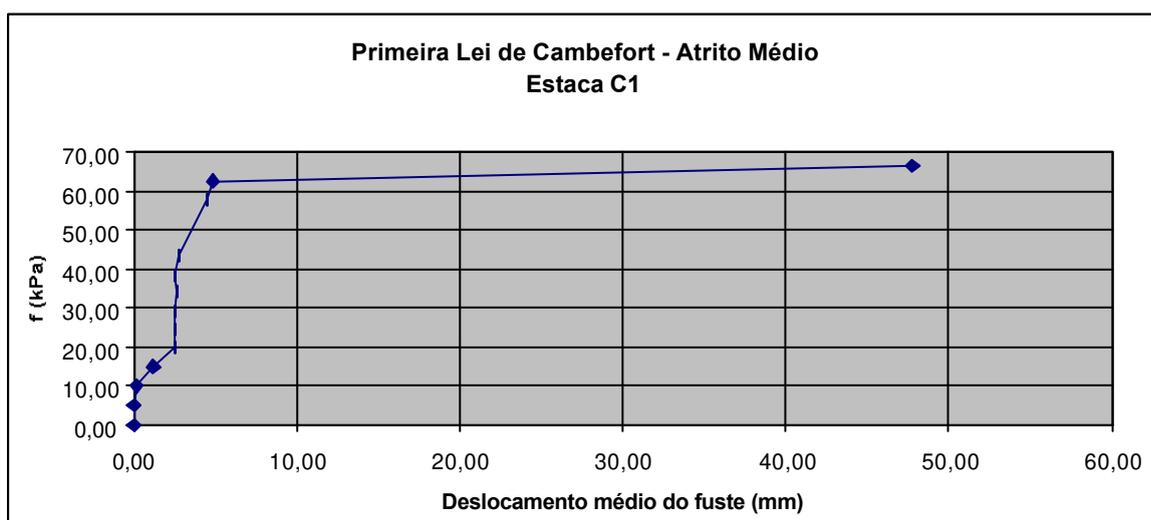
Observa-se nas figuras 5.5 a 5.8 gráficos nos quais, ao ser aplicada uma certa carga no topo da estaca, visualiza-se a curva aproximada de sua transferência para o solo com a profundidade. A curva representa de fato a carga medida no interior da estaca em dada profundidade, de modo que quanto maior é a profundidade estudada para uma dada carga de topo menos se mede e a curva vai tendendo ao eixo das ordenadas, pois a carga inicial vai sendo absorvida pelo solo adjacente.

Observa-se também que há uma tendência ao paralelismo nas retas associadas aos últimos quatro ou cinco estágios de carregamento, indicando que houve o esgotamento da absorção por atrito lateral e a partir daí a resistência de ponta começou a ser mobilizada.

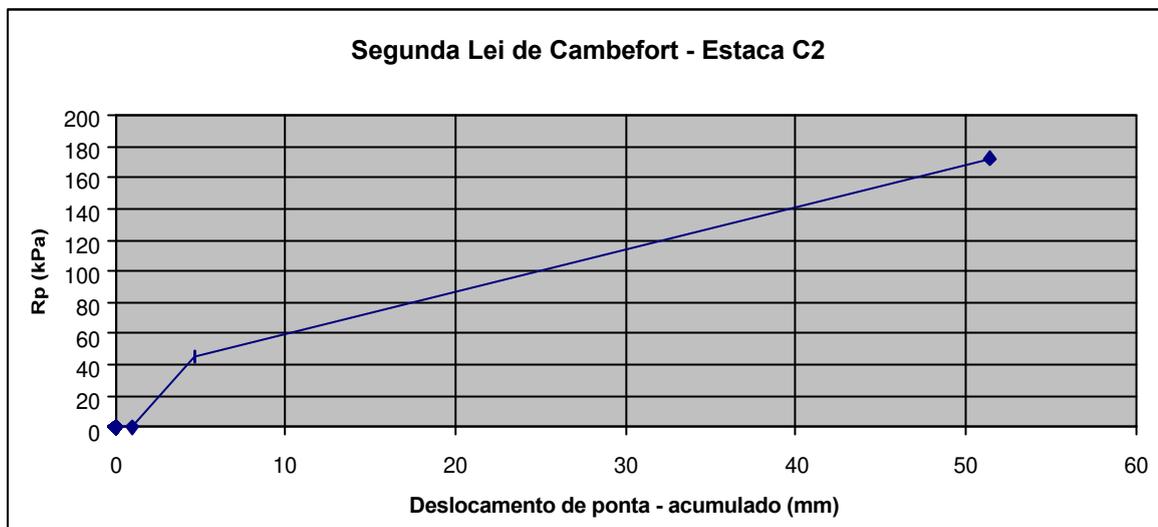
As figuras 5.9 a 5.16 apresentam as Leis ou Relações de Cambefort para as estacas C1, C2 e C3.



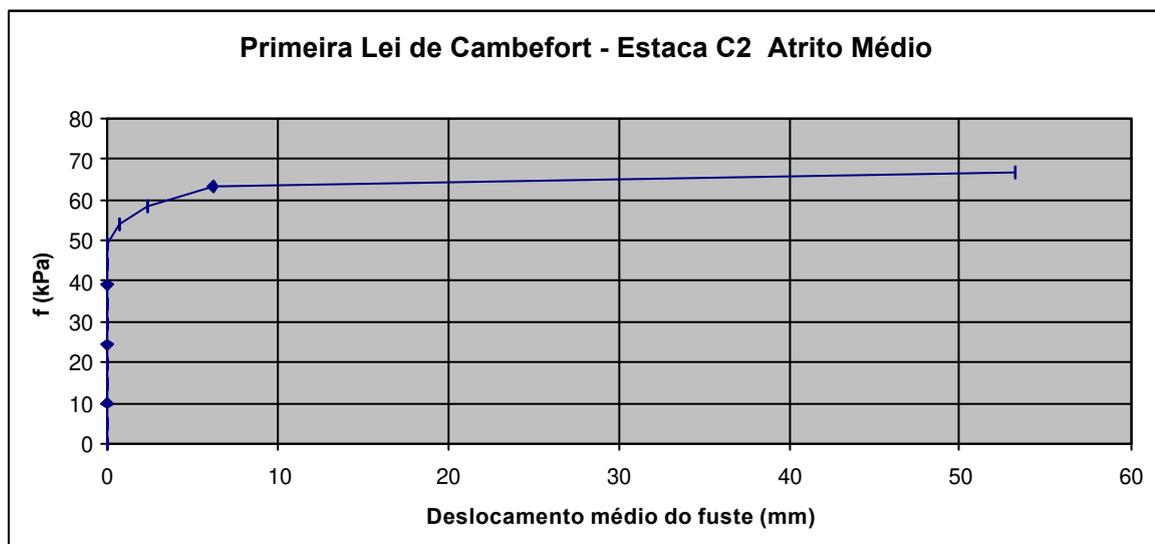
**Figura 5.9** – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca C1.



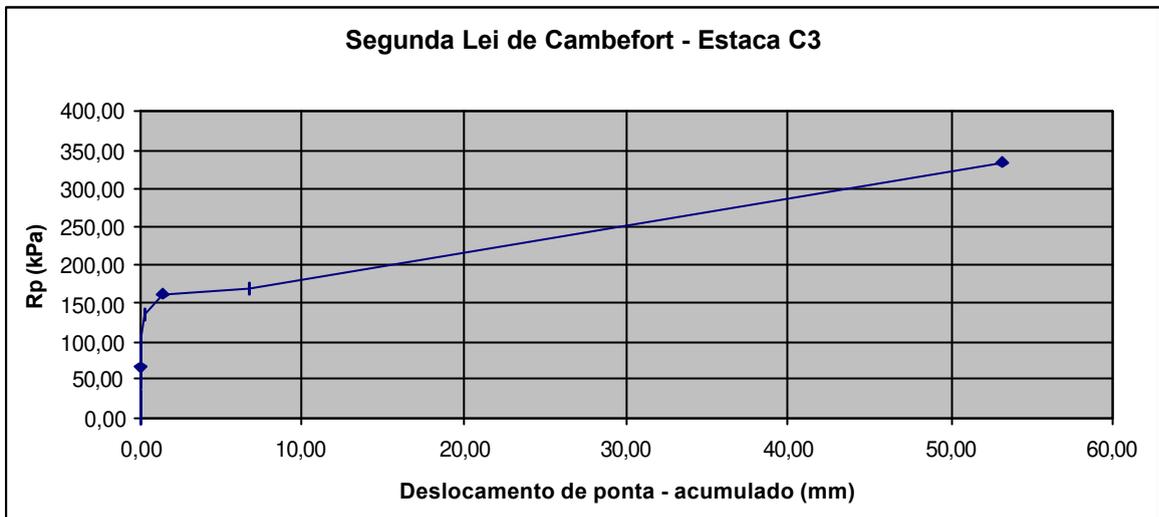
**Figura 5.10** – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estaca C1.



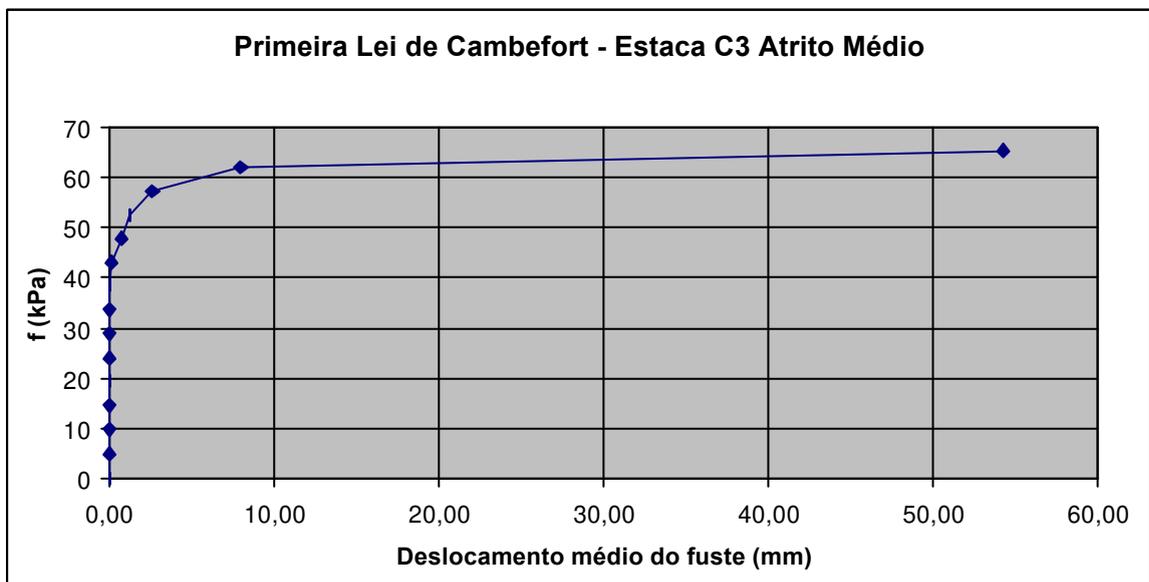
**Figura 5.11** – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca C2 .



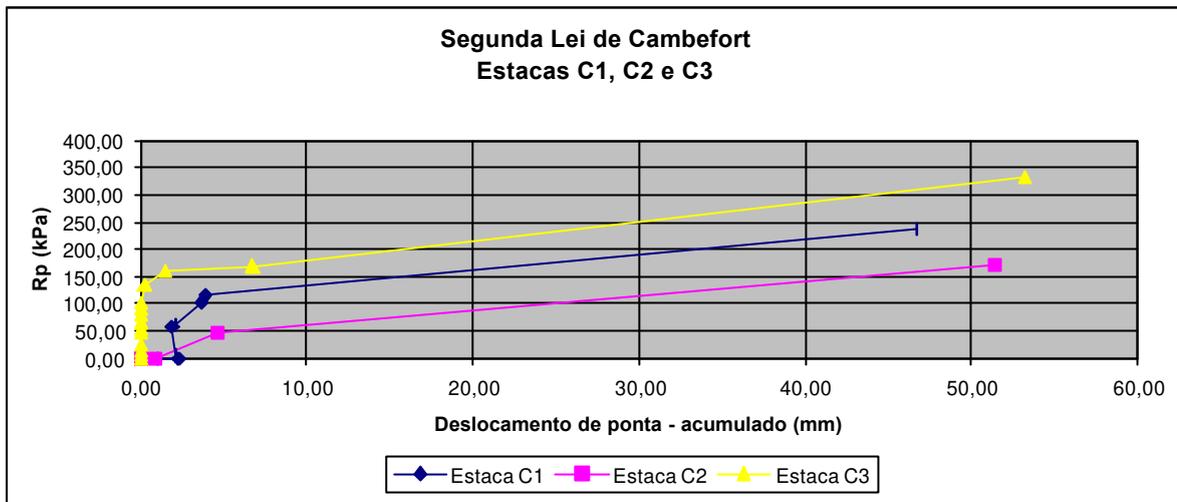
**Figura 5.12** – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estaca C2 .



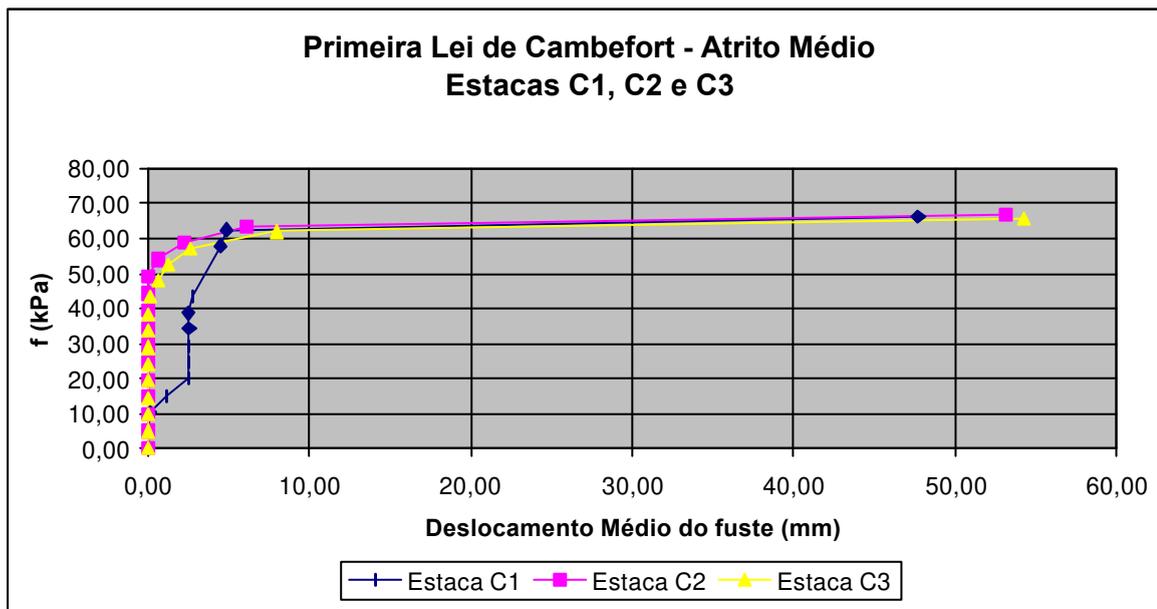
**Figura 5.13** – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca C3 .



**Figura 5.14** – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estaca C3.



**Figura 5.15** – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estacas C1, C2 e C3.



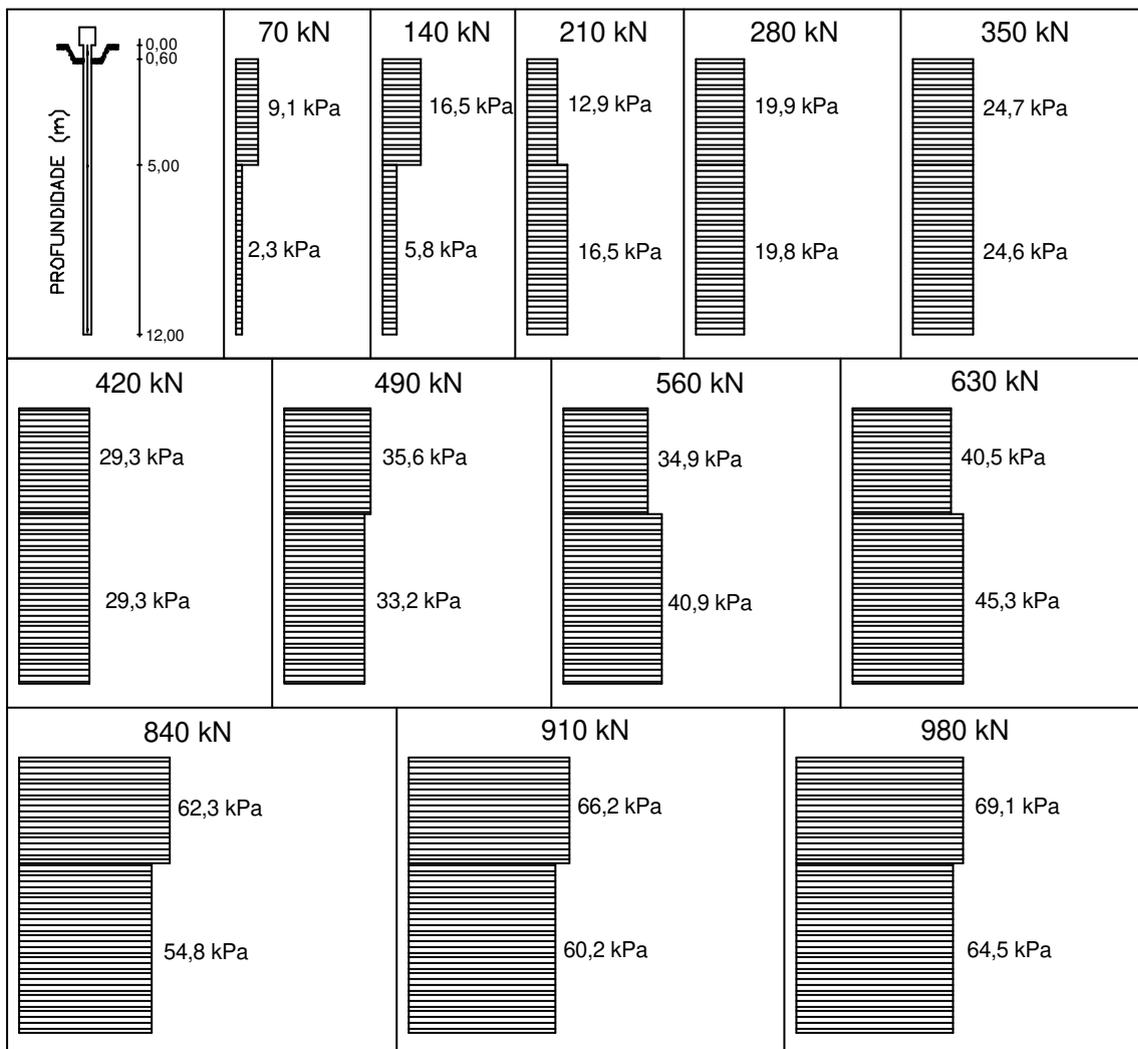
**Figura 5.16** – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estacas C1, C2 e C3.

Através da observação dos gráficos das figuras 5.10, 5.12, 5.14 e 5.16 nota-se que os valores  $y_l$  de deslocamento no momento do esgotamento do atrito lateral unitário médio foram de 4,86mm, 2,30mm e 2,61mm para as estacas C1, C2 e C3, respectivamente.

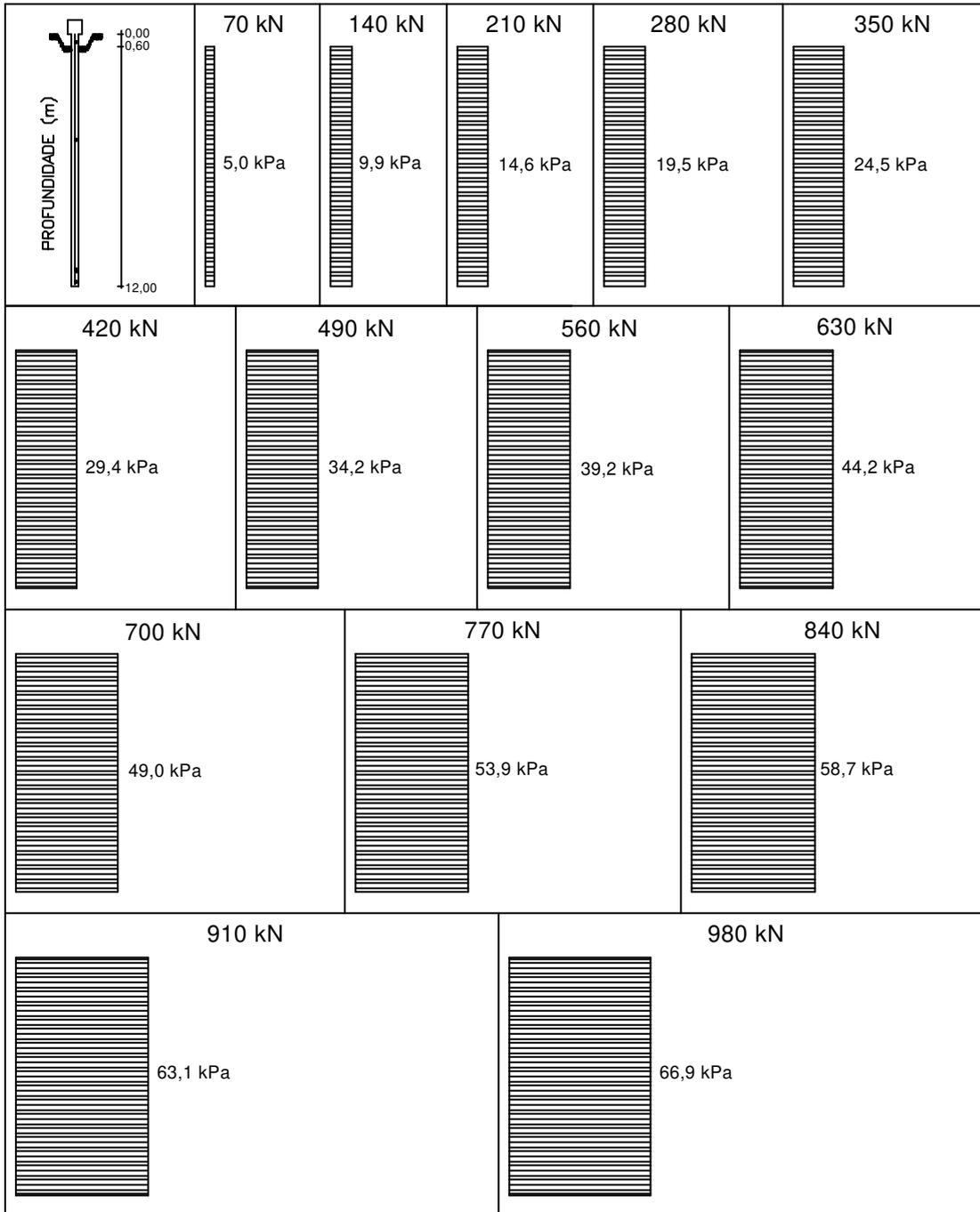
A plena mobilização da ponta para as estacas C1, C2 e C3 (figuras 5.9, 5.11, 5.13 e 5.15) não chegou a ficar caracterizada em vista do contínuo aumento da reação de ponta.

Deste modo percebe-se que foram necessários pequenos deslocamentos para a plena mobilização do atrito lateral, com  $f_{MÁX}$  de 66,3kPa, 66,9kPa e 65,5kPa para C1, C2 e C3 respectivamente, enquanto o deslocamento da ponta da estaca era incipiente e ainda se processava. Ou seja, quando da saturação do atrito lateral ao longo fuste, a ponta das estacas C1, C2 e C3 desenvolvia apenas uma fração de sua reação máxima. Após a saturação do atrito lateral, a reação de ponta começou a ser mais solicitada até que os deslocamentos atingiram  $y_{-MÁX}$ , quando as estacas romperam-se. As reações de ponta na ruptura foram de 238kPa, 172kPa e 334kPa para as estacas C1, C2 e C3, respectivamente.

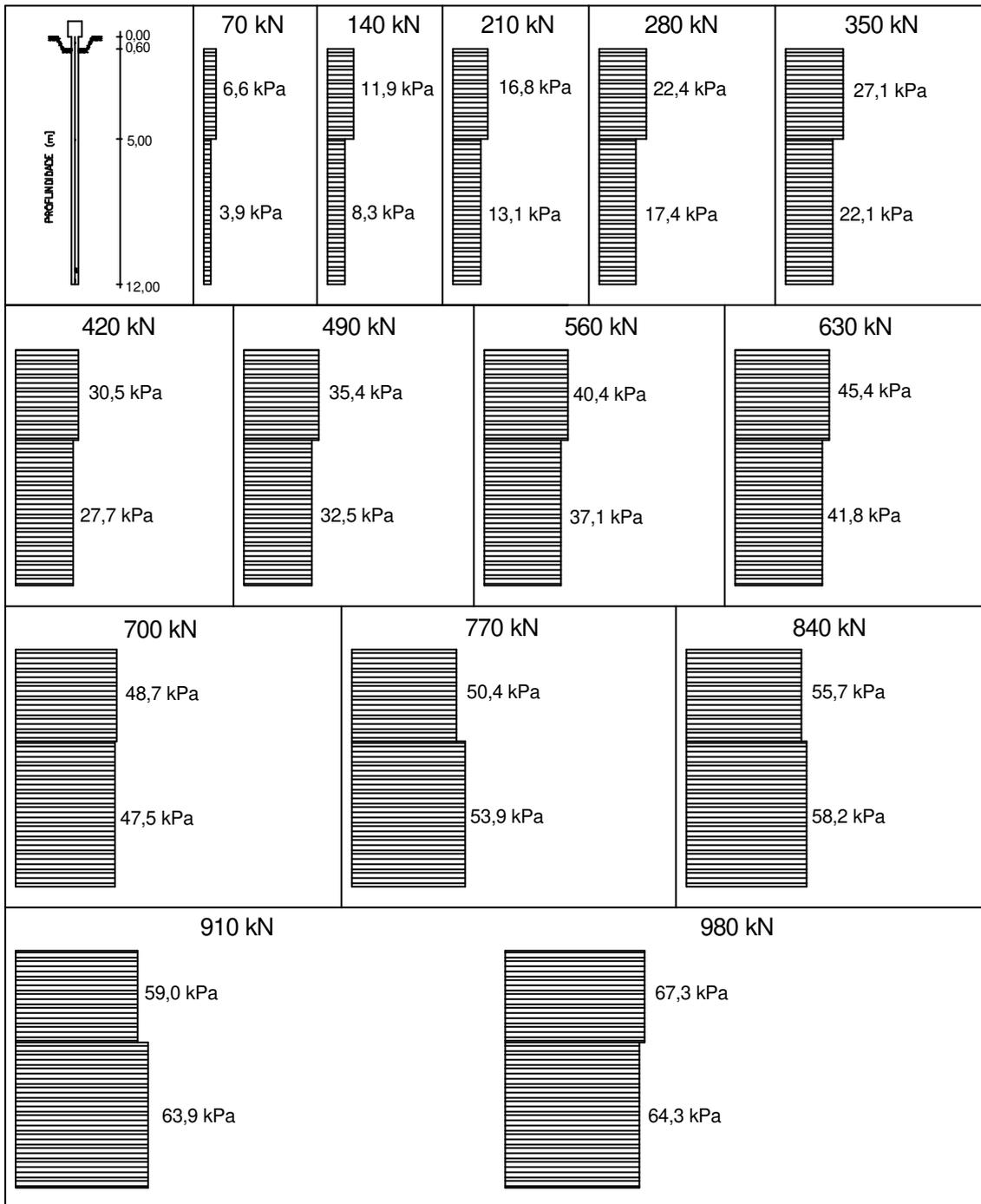
As figuras 5.17, 5.18 e 5.19 apresentam os gráficos de distribuição do atrito lateral em profundidade.



**Figura 5.17 – Atrito lateral – estaca C1.**



**Figura 5.18** – Atrito lateral – estaca C2.



**Figura 5.19** – Atrito lateral – estaca C3.

Através da análise das figuras 5.17 e 5.19 observa-se que nos primeiros incrementos de carga de topo nas estacas, o atrito lateral unitário da primeira camada é notadamente superior ao da segunda.

Após vários incrementos de carga de topo o atrito lateral unitário da primeira camada tendeu a aproximar-se e mesmo superar levemente o atrito lateral unitário da segunda camada, sendo que este fato não era inicialmente esperado e sim um atrito para a segunda camada bem mais evidente, em virtude do  $N_{SPT}$  da primeira camada ser da ordem de 3,6 e já o da segunda ser da ordem de 8,2.

Pode-se imaginar que exista alguma interferência do processo executivo da estaca neste resultado. Durante a execução, a perfuração com circulação de água desmonta e transporta as zonas erodíveis do solo possibilitando um futuro fuste de conformação irregular, onde isto aliado à complementação da argamassa durante a retirada dos tubos de revestimento e à aplicação do golpe de pressão de ar comprimido tenderiam a tornar o fuste localizado na primeira camada, de solo menos resistente, mais rugoso, com diâmetro maior e com maiores tendências a possuir irregularidades na sua geometria do que na parte do fuste localizado na segunda camada, mais resistente. Desta maneira poder-se-ia dizer que, apesar do fuste na segunda camada estar circundado por solo mais resistente, há menos tendência ao “enraizamento” da estaca neste trecho, ou seja, a superfície do fuste nesta camada é menos irregular e seu diâmetro menor do que na primeira camada, onde por outro lado o solo é mais fraco mas com mais tendência a esse “enraizamento”, e, portanto, o primeiro trecho teria a possibilidade de ter condições de possuir um atrito lateral unitário de ordem de grandeza comparável ao segundo trecho.

A tabela 5.6 sintetiza os valores do atrito lateral unitário máximo dados pelas figuras 5.17, 5.18 e 5.19.

**Tabela 5.6**– Valores do atrito lateral unitário máximo obtidos nas Provas de Carga.

Estaca	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)		
	0 – 5m	5 – 12m	0 – 12m**
C1	69,1	64,5	66,3
C2	66,9*		66,9
C3	67,3	64,3	65,5

\* Trecho de 0 - 12m (instrumentação a 5m perdida) \*\* Média ponderada entre os dois trechos.

### 5.3 – ANÁLISE DA CARGA DE RUPTURA NAS PROVAS DE CARGA EM RELAÇÃO AO ESTIMADO EMPIRICAMENTE

Apresenta-se na tabela 5.7 a complementação dos resultados dos métodos semi-empíricos (tabela 4.4) com os dados obtidos nas provas de carga (tabela 5.1).

Nota-se que os resultados mais próximos dos reais foram os dos Métodos de Lizzi (1982), P.P. Velloso (1981), Décourt & Quaresma (1978), Brasfond (1991) e David Cabral (1986), em ordem decrescente. Destes, os métodos de P.P. Velloso (1981) e de Décourt & Quaresma (1978) não foram desenvolvidos especialmente para este tipo de estaca. Em média as estimativas dos métodos da tabela 5.7 mostraram-se muito conservadoras (Q total calculado médio = 551,5kN).

**Tabela 5.7** – Comparativo entre as Estimativas de Capacidade de Carga e os Valores Reais.

Método	Ensaio	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	Q lateral PC* (kN)	Q ponta PC* (kN)	Q total PC* (kN)	Q total calculado / Q total prova de carga
Aoki & Velloso (1975)	CPT (CE)	327,6	124,7	452,3	948,7	31,3	980	0,46
Aoki & Velloso (1975)	SPT	162,4	138,6	301,0				0,31
Décourt & Quaresma (1978)	SPT	547,5	149,7	697,2				0,71
Lizzi (1982)		1010,0	-	1010,0				1,03
David Cabral (1986)	SPT	346,7	151,4	498,1				0,51
BRASFOND (1991)	SPT	449,0	125,0	574,0				0,59
Ranzini (1994)	SPT-T (Tmáx)	414,4	-	414,4				0,42
Ranzini (1994)	SPT-T (Tres)	259,6	-	259,6				0,26
P. P.Velloso (1981)	CPT (CE)	655,2	101,7	756,9				0,77

\* Valores Médios entre as três Provas de Carga

Alguns comentários em relação à aplicabilidade dos métodos semi-empíricos da tabela 5.7 às estacas desta pesquisa, após os ensaios de comprovação da capacidade de carga, tornam-se pertinentes:

- O Método **AOKI & VELLOSO (1975)**, quando utilizado em conjunto com o ensaio de cone elétrico aumentou a estimativa de capacidade de carga em 50% e diminuiu seu percentual de ponta em 40% em relação a quando utilizado em conjunto ao ensaio SPT. Tendendo então, apesar de ainda muito conservador perante a carga de ruptura da prova de carga, a um resultado mais coerente com esta quando utilizando-se do cone elétrico, seria portanto pertinente tentar aprimorar a correlação deste método a tal cone, pois foi desenvolvido a priori para cone mecânico, e reavaliá-lo.
- O Método de **DÉCOURT & QUARESMA (1978)** apresenta uma carga total de ruptura conservadora mas já bem mais próxima à real, porém possui uma carga de ponta elevada, chegando a até 7 vezes a verificada nas provas de carga, que caso eliminada tornaria o método muito conservador. Ressalte-se também que os coeficientes propostos no método (tabelas 2.5 e 2.6) para estacas raiz são apenas orientativos.
- O Método **BRASFOND (1991)** também dá grande ênfase à ponta em detrimento do atrito lateral para o cálculo da estimativa de capacidade de carga, sendo que foi obtida uma carga de ponta chegando a até 6 vezes a verificada nas provas de carga, que caso eliminada tornaria o método ainda mais conservador.
- O Método **DAVID CABRAL (1986)**, dentre os especialmente desenvolvidos para estaca raiz, foi o que apresentou a carga de ponta mais elevada, da ordem de até 7,5 vezes a efetivamente comprovada, que caso eliminada tornaria o método ainda mais conservador, apontando uma carga de ruptura de cerca de um terço da real. O grande mérito deste método é o fato de levar-se em conta nas estimativas a pressão de ar comprimido aplicada durante a execução das estacas.
- O Método **P. P. VELLOSO (1981)** apresenta uma carga total de ruptura muito próxima da real, sendo o método que alcançou os melhores resultados a menos do de **LIZZI (1982)** que, ao contrário deste, foi desenvolvido especificamente para estacas raiz. Possui uma carga de ponta acima da real, da ordem de três vezes a verificada nas provas de carga, porém a menor entre os métodos que admitem ponta, tanto em valores absolutos

(tabela 5.7) quanto em relação às cargas totais (tabela 4.4). O coeficiente  $\alpha_{pp} = 0,5$  (fator de execução para estacas escavadas) deveria ser melhor estudado para o caso das estacas raiz pois se trata de uma estaca escavada bem particular, podendo tender seu valor a um número mais elevado, entre 0,5 e 1,0.

- O Método de **RANZINI (1994)** tanto para o ensaio utilizando-se o torque máximo quanto ainda mais para o residual mostrou-se muito conservador. Porém, apesar das estimativas da capacidade de carga com o torque residual serem as mais conservadoras de todas as verificadas o conceito do torque residual poderia ser um ponto de partida para um aprimoramento do método no que tange a estacas raiz. Pois, da mesma maneira que para o torque residual, quando do processo de perfuração da estaca com o tubo de revestimento a rotação do tubo prossegue após o rompimento do atrito lateral entre o solo e este.
- O Método de **LIZZI (1982)** foi o que, indiscutivelmente, apresentou os resultados mais auspiciosos, com uma estimativa média para a capacidade de carga das estacas de 1010kN, com apenas 3% de diferença em relação aos resultados comprovados. O método mostra-se coerente com a realidade observada e não adota quaisquer recomendações para o cálculo de carga de ponta para a estaca, apenas para o cálculo de carga de fuste. Porém o coeficiente K (tabela 2.9) o qual representa a interação média entre a estaca e o solo, é disponível para poucas caracterizações geotécnicas tornando seu uso de certa forma subjetivo. Além disso o parâmetro K não leva em conta aparentemente as mudanças ocasionadas no fuste pela variação possível da magnitude das pressões de ar comprimido aplicadas, as quais provocam um aumento do diâmetro do mesmo além de irregularidades que acarretariam um aumento na resistência lateral. Outro ponto subjetivo é o coeficiente I (tabela 2.10), um coeficiente adimensional de forma que depende do diâmetro nominal da estaca e varia entre 1,00 e 0,80 para diâmetros nominais entre 0,10m e 0,25m, de tal maneira a não existir na tabela qualquer indicativo para o diâmetro da estaca em uso, sendo desta forma adotado 0,80. Entendeu-se que, caso fosse mantida a diretriz da tabela o coeficiente seria igual a 0,65 para o caso estudado, o que diminuiria a estimativa média do método dos atuais 1010kN para 818kN, ainda assim um resultado satisfatório. Esta tabela indica possivelmente que o ponto de partida para este tipo de correlação foram estacas de 0,10m de diâmetro, portanto muito distante do caso estudado.

Os resultados da tabela 5.7 podem ser melhor visualizados na figura 5.20 a seguir.

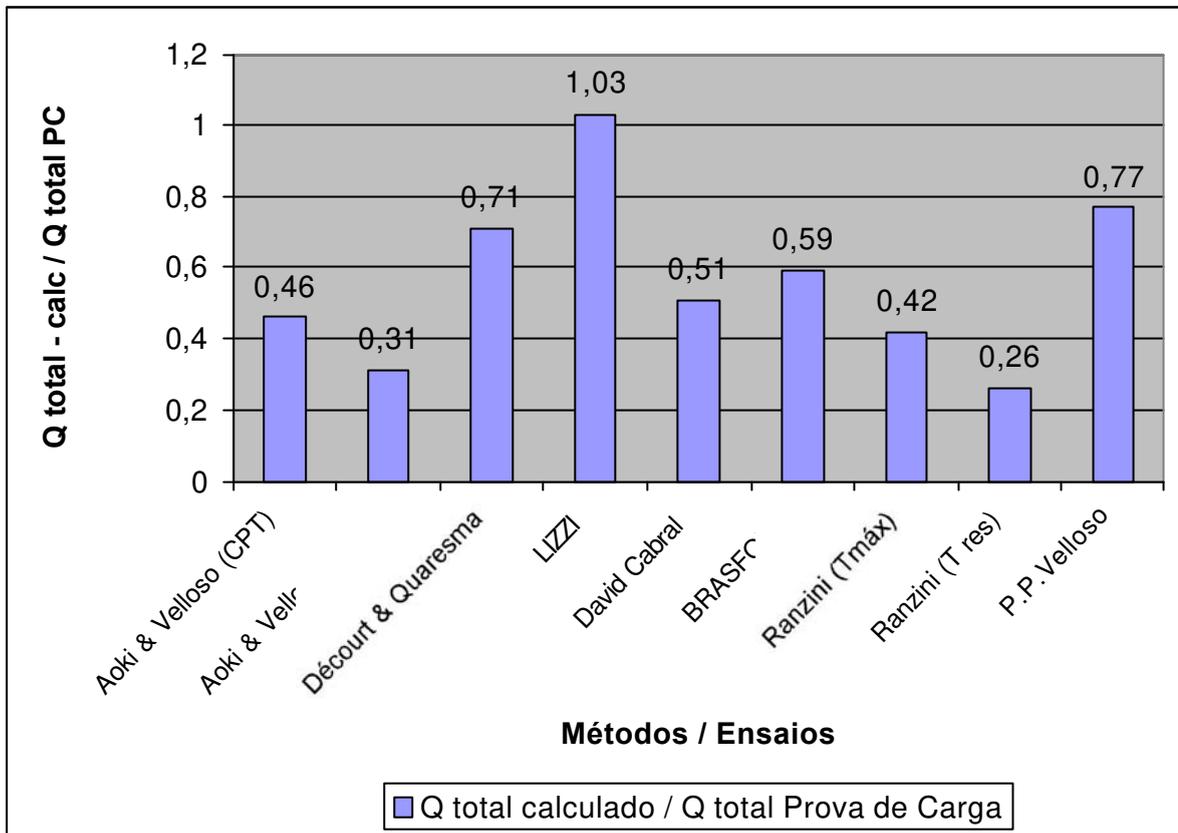


Figura 5.20 - Variação de Q total – calculado / Q total – prova de carga em função dos métodos / ensaios utilizados.

## 5.4 – COMPORTAMENTO DE ESTACAS DE DIFERENTES PESQUISAS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP

Através das tabelas 5.8 e 5.9 e figuras 5.21 e 5.22, pode-se observar os resultados de capacidade de fuste e ponta na ruptura, entre as estacas desta pesquisa e estacas escavadas, hélice contínua monitoradas, ômeegas e pré-moldada (ALBUQUERQUE et al., 2001).

**Tabela 5.8** – Comparativo entre o atrito lateral unitário máximo por grupos de estacas de diferentes pesquisas no mesmo campo experimental.

Estaca	Provas de Carga Lentas		
	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)		
	Estaca Individual (0 – 12m)	Média das Estacas por tipo	Sd
Raiz C1	66,3	66,2	0,7
Raiz C2	66,9		
Raiz C3	65,5		
Escavada 1	42,1	41,0	1,2
Escavada 2	39,8		
Escavada 3	41,1		
Hélice Contínua 1	59,9	57,2	7,6
Hélice Contínua 2	63,1		
Hélice Contínua 3	48,7		
Ômega 1	96,9	86,1	9,4
Ômega 2	79,5		
Ômega 3	81,9		
Pré – Moldada	29	29	-

Segundo **VELLOSO&LOPES (2002)** as estacas escavadas são as estacas executadas fazendo-se uma perfuração no terreno, com retirada de material, e em seguida preenchendo-se de concreto. Podem ter ou não base alargada, no presente caso não possuem.

As perfurações podem ter suas paredes suportadas ou não, e o suporte pode ser provido por um revestimento recuperável ou perdido, ou por lama tixotrópica. Só é admitida a perfuração não suportada em terrenos coesivos, acima do lençol d'água, como foi o caso da pesquisa em análise.

As estacas pré-moldadas são estacas moldadas em canteiro ou usina e podem ser classificadas (**VELLOSO&LOPES, 2002**) quanto à forma de confecção, em concreto vibrado, centrifugado e à extrusão e, quanto à armadura, em concreto armado e concreto protendido. A grande vantagem das estacas pré-moldadas sobre as moldadas no terreno está na boa qualidade do concreto que se pode obter e no fato de que os agentes agressivos eventualmente encontrados no solo nenhuma ação terão na pega e cura do concreto.

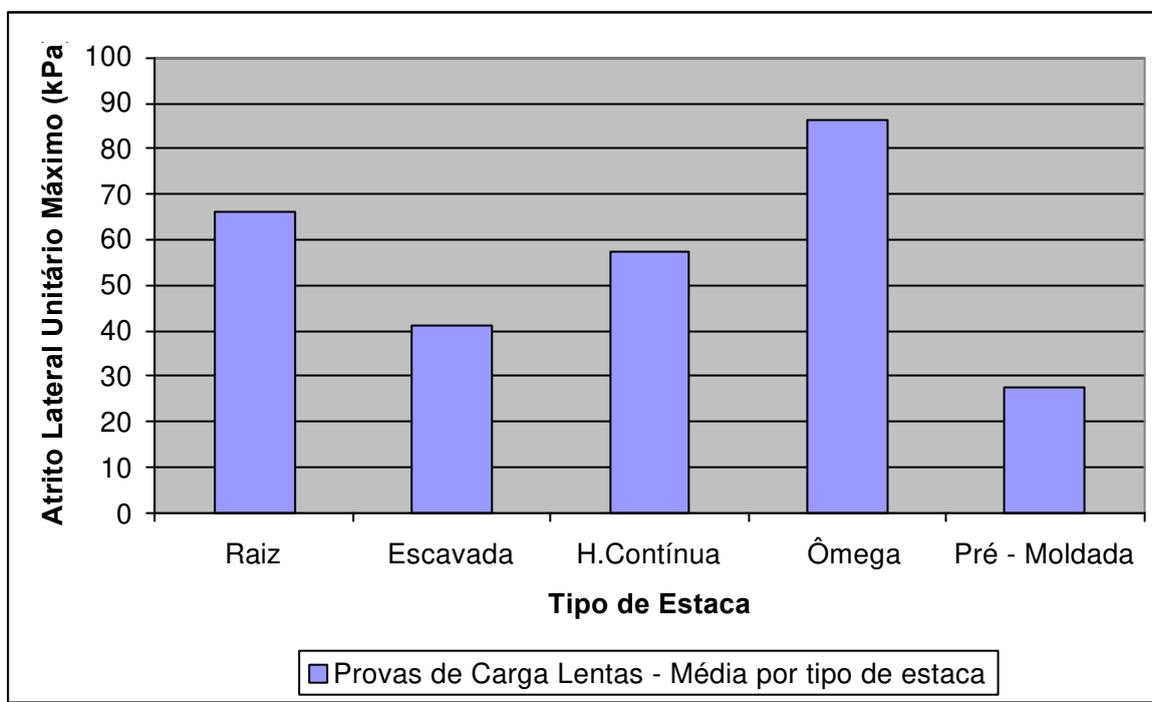
Outra vantagem é a segurança que oferecem na passagem através de camadas muito moles, onde a concretagem in loco pode apresentar problemas. Como desvantagem principal das estacas pré-moldadas pode ser apontada a dificuldade de adaptação às variações do terreno.

As estacas Hélice Contínua são um tipo de estaca moldada “in loco”, caracterizada pela escavação do solo através de um trado contínuo, possuidor de hélices em torno de um tubo central vazado. Após a sua introdução no solo até a cota especificada o trado é extraído concomitantemente à injeção do concreto auto-adensável através do tubo vazado. À medida que o trado vai sendo retirado, o solo confinado entre as pás da hélice é removido (**ALBUQUERQUE et al, 2001**).

As estacas Hélice Tipo Ômega são consideradas como de deslocamento. O processo de execução da estaca resumidamente seria: a cabeça é cravada por rotação, durante a descida do elemento perfurante o solo é deslocado para baixo e para o lado do furo. Ao término da perfuração, concomitantemente à retirada da haste com rotação o concreto deve ser injetado sob pressão.

A diferença entre a estaca ômega e a hélice contínua está relacionada ao transporte do solo à superfície, o primeiro tipo de estaca não retira o solo, que permanece comprimido ao redor do fuste da estaca (**ALBUQUERQUE et al, 2001**).

A figura 5.21 a seguir ilustra através de histogramas o exposto anteriormente na tabela 5.8.



**Figura 5.21** - Comparativo entre o atrito lateral unitário máximo por grupos de estacas em provas de carga lentas.

Observando-se a Figura 5.21, pode-se notar que para estaca raiz houve um valor médio de atrito inferior somente em relação a estaca ômega, confirmando que seu processo executivo impõe características ao seu fuste melhorando sensivelmente o atrito lateral unitário.

**Tabela 5.9** - Comparativo entre os valores de reação e percentual de ponta por grupos de estacas de diferentes pesquisas no mesmo campo experimental .

Estaca	Provas de Carga Lentas	
	Rp (kPa)	% de ponta
Raiz C1	238	3,1
Raiz C2	172	2,2
Raiz C3	334	4,3
<b>Média Raiz</b>	<b>248</b>	<b>3,2</b>
Escavada 1	21	0,5
Escavada 2	83	2,0
Escavada 3	157	3,6
<b>Média Escavada</b>	<b>87</b>	<b>2,0</b>
Hélice Contínua 1	760	10,6
Hélice Contínua 2	530	7,3
Hélice Contínua 3	182	3,2
<b>Média H. Contínua</b>	<b>491</b>	<b>7,0</b>
Ômega 1	1411	10,9
Ômega 2	2430	20,5
Ômega 3	1153	10,4
<b>Média Ômega</b>	<b>1665</b>	<b>13,9</b>
<b>Pré-Moldada</b>	<b>1690</b>	<b>16,4</b>

As figuras 5.22 e 5.23 a seguir ilustram através de histogramas o exposto anteriormente na tabela 5.9.

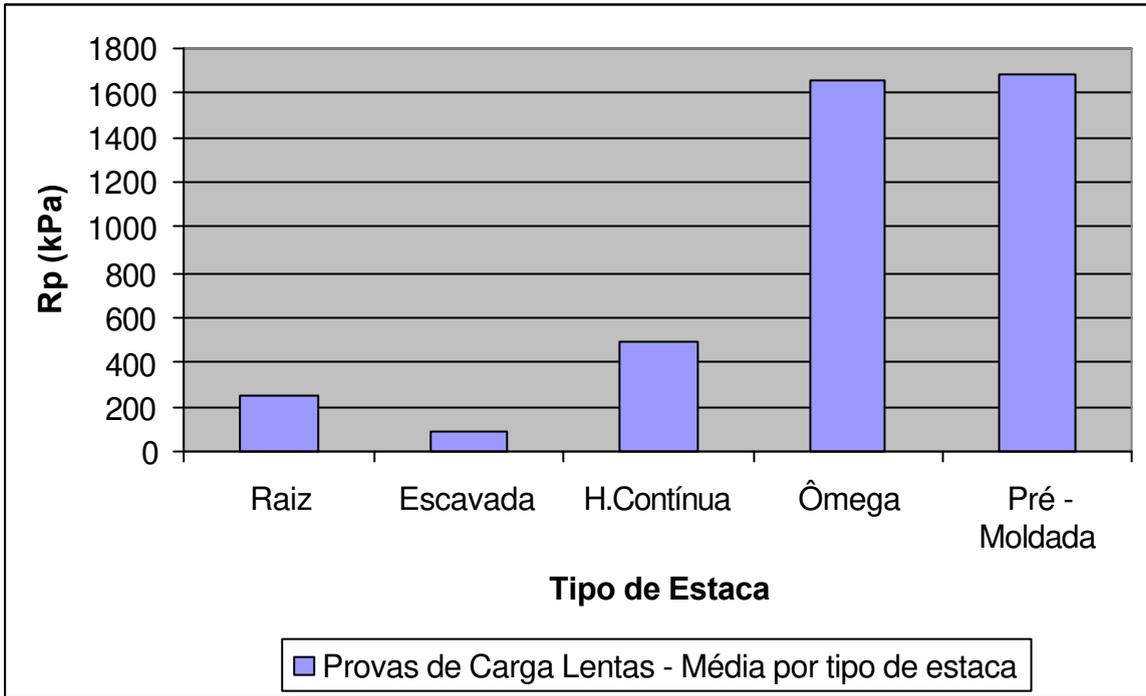


Figura 5.22 - Comparativo entre valores de reação de ponta por grupos de estacas em provas de carga lentas.

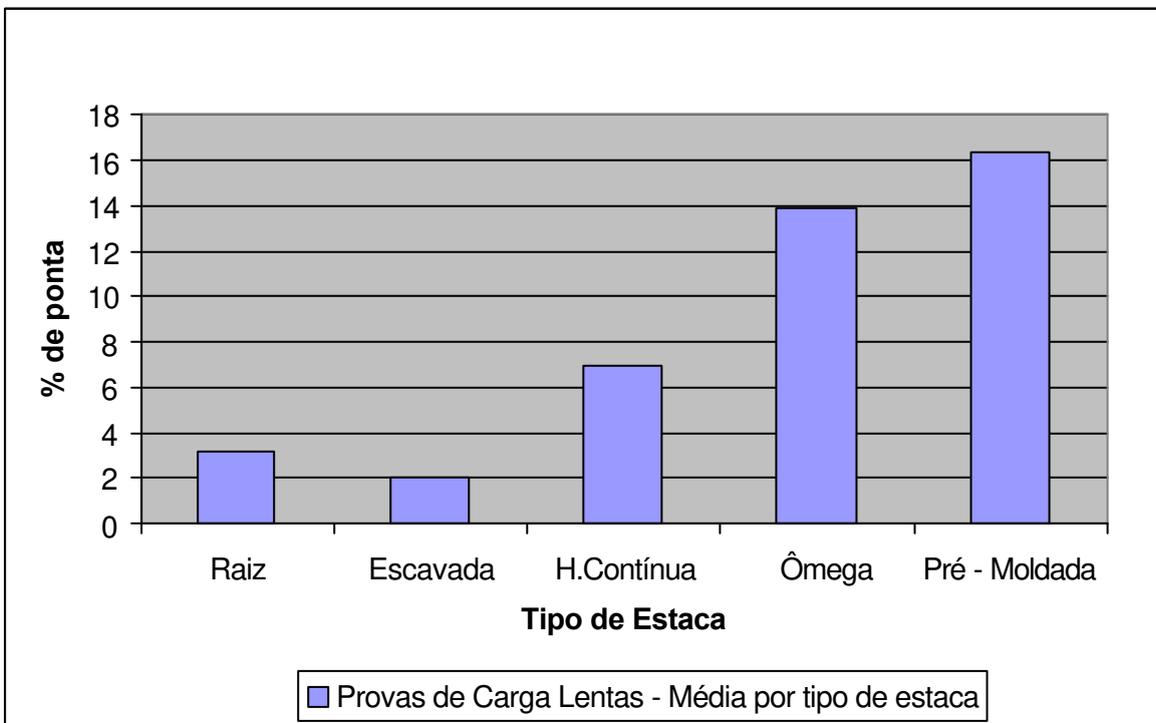


Figura 5.23 - Comparativo entre percentual de ponta por grupos de estacas em provas de carga lentas.



## 6. EXTRAÇÃO DE ESTACA RAIZ NO CAMPO EXPERIMENTAL

No intuito de se conhecer com precisão a configuração geométrica das estacas tipo raiz executadas no Campo Experimental da UNICAMP (capítulo 3) foi realizada a extração de uma estaca raiz de 12m de comprimento e 400mm de diâmetro nominal pertencente à mesma campanha executiva que originou as estacas desta pesquisa, porém trabalhada à tração em pesquisa paralela. Esta escolha deveu-se pela maior praticidade pois esta estaca contava com um tirante especial por todo seu comprimento de maneira a não permitir um eventual destacamento de parte da estaca quando suspensa. Além disso por ser possível rosquear-se uma luva em sua extremidade superior, onde foi preso o cabo de aço para o içamento, além de possuir um bloco de coroamento muito diminuto perante os das estacas à compressão, diminuindo em muito riscos de acidente.

A estaca retirada estava localizada, no Campo Experimental, em linha com as estacas C2 e C3 desta pesquisa, entre elas e a uma distância em planta de 2,40m de cada uma. Desta maneira procurou-se extrair a estaca que, além de ter sido executada da mesma forma, estivesse o mais próximo possível das estacas desta pesquisa de modo a que o maciço que a envolvia possuísse em hipótese as mesmas características geotécnicas do maciço das estacas C2 e C3.

Os procedimentos de extração foram estudados previamente sendo que a parte principal e mais trabalhosa do processo foi a execução manual de um tubulão a céu aberto de 13m de profundidade por cerca de 1,20m de diâmetro que envolvia a estaca a ser retirada. Os operários, à medida que aprofundavam o tubulão, descobriam o fuste da estaca sem no entanto danificarem o elemento estrutural. Apenas uma parte do fuste da estaca continuava presa ao maciço durante os trabalhos além da mesma ter permanecido engastada no solo em sua região de ponta.

A estaca foi retirada com o auxílio de caminhão dotado de Munck com lança de 25m e capacidade para até 21t onde a mesma foi içada mantendo-se sua verticalidade a mais de 12m do nível do terreno e posteriormente colocada na lateral do Campo Experimental.

As figuras 6.1 a 6.9 procuram ilustrar o processo de extração e algumas particularidades observadas na superfície da estaca retirada.



**Figura 6.1** - Escavação de tubulão circundando a estaca e aparecimento de protuberância no fuste.



**Figura 6.2** – Içamento da estaca com auxílio de Munck.



**Figura 6.3** – Vista da ponta e do trecho do fuste correspondendo à segunda camada do solo.



**Figura 6.4**– Vista da ponta da estaca.



**Figura 6.5** – Fuste região da segunda camada.



**Figura 6.6** – Fuste região da primeira camada.



**Figura 6.7** – Irregularidades do fuste e variação de diâmetro na região da primeira camada do solo.



**Figura 6.8** – Detalhe do fuste entre 1,50m e 2,0m de profundidade.



**Figura 6.9** – Detalhe do trecho de fuste correspondendo à primeira camada.

Após o final dos trabalhos de escavação, extração e limpeza da estaca foi realizada uma tomada de medidas de seu fuste onde pôde-se observar que o diâmetro médio avaliado era de 426mm, portanto superior ao diâmetro nominal. A medida do diâmetro deu-se através da medida do perímetro do fuste da estaca em intervalos longitudinais de 0,50m. Inicialmente, com o intuito de verificar a geometria do fuste da estaca levando-se em conta as duas camadas de solo do terreno, mediu-se a estaca à partir da ponta em direção ao topo (correspondendo a segunda camada) onde foram anotadas 6 medidas, resultando em um diâmetro médio do fuste de 420,7mm com desvio padrão de 6,5mm e em seguida mediu-se a estaca do topo em direção a ponta (correspondendo a primeira camada), onde também foram anotadas 6 medidas, resultando em um diâmetro médio do fuste de 431,3mm e desvio padrão de 22,8mm.

Ao verificar-se a geometria da estaca percebeu-se nitidamente que o fuste da estaca correspondendo à primeira camada do terreno apresentava uma configuração completamente diferente do fuste da estaca que se encontrava circundado pela segunda camada (as figuras 6.3 e 6.7 apresentam este contraste, assim como as figuras 6.5 e 6.6). Além disso observou-se a ponta da estaca (figuras 6.3 e 6.4) onde notou-se a existência de uma região de vazio onde supõe-se que houvesse uma deposição de solo desagregado proveniente do processo executivo da estaca.

## 7. CONCLUSÕES

Este trabalho de pesquisa permitiu chegar às seguintes conclusões:

- Com o Sistema Matrix pôde-se eliminar a etapas de recebimento dos insumos, estocagem e preparo da argamassa, otimizando a mão de obra. É importante ressaltar que a mistura dos materiais do Sistema Matrix, que é feita em fábrica, fornece maior garantia nas características da argamassa quanto às propriedades exigidas por Norma;
- Constatou-se a praticidade da execução da solução camisa de madeira para fins de isolamento da seção de referência do fuste das estacas em detrimento de escavação posterior sob e ao redor do bloco pronto;
- As curvas carga x deslocamento obtidas nas provas de carga lentas apresentaram clara definição de ruptura, sem portanto ter sido necessário recorrer a quaisquer métodos de extrapolação para as referidas curvas para obtenção da carga de ruptura ou adotar-se um critério de ruptura convencional;
- A não existência de ruptura brusca e sim um processo paulatino e previsível de ruptura durante as provas de carga e muito similar para as três estacas fornece uma indicação evidente que o processo executivo realmente garantiu a integridade estrutural do fuste das mesmas;
- Devido à carga de ruptura alcançada para as estacas desta pesquisa ter sido considerada alta perante a maioria dos métodos de estimativa e perante os demais valores conhecidos de outras estacas no mesmo campo e com geometria semelhante, aproximando-se inclusive do valor estipulado para o elemento estrutural, verificou-se a necessidade de um aprimoramento dos modelos de cálculo para o mesmo haja vista que é costumeiramente calculado com base em conceitos de cálculo de peças de concreto armado somente;
- Verificou-se, através das curvas carga x deslocamento, o início da ocorrência de recalques significativos e progressivos apenas nos estágios finais antes da ruptura. Isto pôde, de certa forma, ser “pressentido” pelo grande aumento, a partir destes estágios, do tempo necessário para a estabilização dos recalques. Propõe-se desta

forma a realização habitual para os primeiros estágios, quando em prova de carga em condições similares, de ensaio rápido até alcançar-se os incrementos onde já há essa indicação da mudança de comportamento dos recalques quanto a sua estabilização ou ainda alcançando-se a faixa da carga de trabalho, para ter seu valor de recalque verdadeiro;

- Os gráficos de transferência de carga evidenciam, em vista da distribuição observada, a necessidade da estaca raiz ser efetivamente armada na sua totalidade;
- Os gráficos de distribuição do atrito lateral em profundidade evidenciam que, para uma dada camada e um dado estágio de carga, os resultados para quaisquer das estacas mostram-se bem semelhantes, o que era de fato esperado em vista da pequena variação em torno da média dos valores das sondagens no campo além das estacas terem sofrido um mesmo processo executivo. Isto reforça a boa solução encontrada no tocante ao tipo de instrumentação utilizado;
- A grande semelhança de valores entre as duas camadas, no tocante aos gráficos de distribuição do atrito lateral em profundidade a partir dos estágios de carga intermediários, para quaisquer estacas pesquisadas, não era esperada, e sim um atrito para a segunda camada bem mais evidente, em virtude do  $N_{SPT}$  da primeira camada ser menos que a metade do da segunda. Isto pôde ser interpretado em função das características particulares do processo executivo da estaca raiz, que acabariam favorecendo um aumento de diâmetro e maiores irregularidades no fuste quando o mesmo estivesse em solo menos resistente em função da maior facilidade aí encontrada para a penetração da argamassa injetada, enquanto que para um fuste em solo mais resistente haveria portanto condições menos favoráveis para que a injeção produza tanto efeito. Desta forma um primeiro trecho com solo de menor resistência mas com um fuste propiciando maiores possibilidades em teoria para o atrito teve um atrito unitário comparável ao segundo trecho, com solo de maior resistência porém com um fuste propiciando menores condições em teoria para o atrito;
- Corroborando ALONSO (1998) verificou-se que as estacas trabalharam fundamentalmente com o atrito lateral, na casa dos 97% da carga total de ruptura. Verificou-se também a afirmação de CORRÊA (1988) que a porcentagem de carga

resistida pela ponta é bem menor para a carga de trabalho (da ordem de 0,6%) do que para a carga de ruptura (da ordem de 3%);

- Comprovou-se a aplicabilidade conceitual das Leis de Cambefort, onde necessitaram-se pequenos deslocamentos, entre 2 a 5mm, para a plena mobilização do atrito lateral, sendo que para a ponta, até onde foi possível observar, maiores deslocamentos fizeram-se necessários;
- Os métodos de estimativa de capacidade de carga semi-empíricos, os quais se propõem ao cálculo de ponta para estacas raízes deveriam ser repensados pois resultam em percentuais de ponta várias vezes superiores ao observado, para o caso do subsolo em estudo. O problema da ponta desse tipo de estaca deve ser melhor investigado experimentalmente, em função de seu método executivo, o qual tenderia a criar uma região de ponta com solo desagregado depositado;
- Dos métodos de estimativa semi-empíricos estudados o que destacou-se perante os demais quando da comparação com as provas de carga foi o de Lizzi (1982). Porém seria interessante o mesmo ser aprimorado no tocante ao estudo para maiores diâmetros de fuste e para vários outros tipos de solos. Além disso, como sugestão, deveria ser incorporado o mérito do Método de David Cabral (1986), qual seja levar em conta na capacidade de carga a aplicação do ar comprimido, o qual aumentaria o diâmetro da estaca, a penetração da argamassa e conseqüentemente o atrito lateral;
- Com relação à aplicação de golpes de ar comprimido sugere-se um estudo futuro contemplando a verificação do Método David Cabral (1986) para este Campo Experimental em particular, através da execução de novas estacas, variando-se a pressão de ar comprimido para estacas de mesmo diâmetro previsto para uma mesma camada e posteriormente realizando-se provas de carga;
- Constatou-se, durante os cálculos para a estimativa de capacidade de carga das estacas pelos métodos semi-empíricos uma diferença da ordem de apenas 10% entre a média das estimativas utilizando-se uma sondagem em particular e a média das estimativas utilizando-se uma “sondagem média” do campo. Por facilidade fora utilizada a segunda nas posteriores comparações com o valor médio das provas de carga, porém sinalizou-se que, na falta desta gama ampla de sondagens

o “erro” na estimativa não seria de grande monta para o Campo Experimental utilizado nos estudos;

- Verificou-se que as provas de carga obtiveram os mesmos valores de carga de ruptura, o que não é um fato frequente. Porém fato análogo fora notado quando do cálculo da capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos utilizando-se de sondagem próxima;
- Ressalta-se que, ao utilizar-se de métodos os quais podem ser aplicados utilizando-se de dados de ensaios diferentes o projetista deve redobrar a atenção e sempre verificar o ensaio fonte dos dados;
- Verificou-se que o atrito lateral unitário médio das três estacas na ruptura, de 66,2kPa possui a mesma ordem de grandeza da estaca hélice contínua, presente neste mesmo Campo Experimental, o que vem a ressaltar suas qualidades construtivas, especialmente no tocante a carga de fuste;
- Verificou-se uma reação de ponta para a estaca raiz de, em média, 248kPa, o que a classifica, dentre as estacas escavada, hélice contínua e ômega, presentes neste mesmo campo experimental, a com menor reação de ponta a menos da estaca escavada.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da Região de Campinas.** 1996. 170p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

\_\_\_\_\_. **Estacas escavadas, hélice-contínua e omega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio através de provas de carga instrumentadas em Profundidade.** 2001. 272p. Tese (Doutorado em Estruturas e Fundações) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

\_\_\_\_\_; 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. 198p.

ALONSO, U. R. Estacas injetadas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: teoria e prática.** 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.361-372.

AMANN, K.A.P. **Avaliação crítica de métodos de previsão da carga de ruptura, aplicados a estacas raiz.** 2000. 233p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

AOKI, N. **Engenharia de fundações:** notas de aula - Curso de Pós-Graduação, Departamento de Geotecnia da USP/SC, São Carlos, SP São Carlos, 1996.

AOKI, N. **Engenharia de fundações:** notas de aula - Curso de Pós-Graduação, Departamento de Geotecnia da USP/SC, São Carlos, SP São Carlos, 2001.

\_\_\_\_\_. LOPES, F. R. Stimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5., Buenos Aires, 1975. **Anais...** p.377-386.

\_\_\_\_\_.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5., Buenos Aires, 1975. **Anais...** p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos.** 2. ed. São Paulo: ABEF, 1999. 282p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregado para concreto:** NBR7211/83. Rio de Janeiro : ABNT, 1983. 5p.

\_\_\_\_\_. **Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos-** determinação da resistência à compressão: NBR13279/95. Rio de Janeiro : ABNT, 1995.

\_\_\_\_\_. **Cimento Portland composto-** especificação: NBR11578/91. Rio de Janeiro : ABNT, 1991. 5p.

\_\_\_\_\_. **Concreto:** ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos: NBR 5739/94. Rio de Janeiro : ABNT, 1994. 4p.

\_\_\_\_\_. **Projeto e execução de fundações:** NBR 6122/96. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33p.

\_\_\_\_\_. **Projeto e execução de obra de concreto armado :** NBR6118/93. Rio de Janeiro: ABNT, 1993. 170p.

\_\_\_\_\_. **Prova de carga estática:** NBR 12131/91. Rio de Janeiro: ABNT, 1991. 4p.

BAGUELIN, F.; VENON, V. P. Influence de la compressibilité des pieux sur la mobilisations des efforts résistant. Le comportement des sols avant la rupture. **Bulletin des Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées**, Numéro especial, Paris, 1971.

BERESANTSEV, V. G. **Osesimmetrichnaya zadacha teorii predelnogo ravnovesiya süputchey sredi**, Moscow. Moscow, 1952.

\_\_\_\_\_. ; KHRISTOFOROV, V. S. ; GOLUBKOV, V. N. Load bearing capacity and deformation of piled foundations. In: CONFERENCE OF SOIL MECHANICS FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., Paris, 1961. **Proceedings...** p.11-15.

BRASFOND Fundações Especiais S.A. **Catálogo**. São Paulo,1991. 38p.

BRASFOND Fundações Especiais S.A. **Catálogo**. São Paulo,2001. 54p.

CABRAL, D. A. O uso de estacas raiz como fundação de obras normais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre/RS. **Anais...** Porto Alegre, 1986. v.6, p.71-82.

\_\_\_\_\_.; FEITOSA, G. A. ; GOTLIEB, M. Um caso de reformulação de fundações com emprego de estacas raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE II, 2., São Paulo, 1991. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1991. v.2, p.58-68.

CAMBEFORT, M. Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolées et des groupes de pieux. **Annales de l'Institut du Batiment et des Travaux Public**, n.204, Dec., 1964.

CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos-SP**. 1991. 226p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

\_\_\_\_\_.; ALBUQUERQUE, P. J. R. de; GIACHETI, H. L. Campo Experimental para estudos de mecânica dos solos e fundações em Campinas-SP. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA e SEMINÁRIO BRASILEIRO DE INVESTIGAÇÕES DE CAMPO, São Paulo, 2000. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v.3, p.90-99.

\_\_\_\_\_.; CINTRA, J. C. A. Aspects of the bearing capacity of root piles in some Brazilian soils. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR IN DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2., 1993, Rotterdam. **Proceedings...** p.233-240.

\_\_\_\_\_.; RODO DE MANTILLA, J. N. .; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Provas de carga à tração e à compressão em estacas instrumentadas do tipo raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS- SEFE II, 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo : ABMS, 1991. v.1, p.79-87.

CASSAN, M. **Les essai in situ en mécanique des sols**. Paris : Ed. Eyrolles, 1978. v.2.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à engenharia**. 2. ed. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1979. 427p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos : USP, 1999. 61p. (Projeto REENGE-EESC-USP)

CORRÊA, R.S. **Previsão da carga de ruptura de estacas-raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 1988. 131p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Fundações) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

COSTA NUNES, A.J. Estacas injetadas - relato geral. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE, 1., 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo : ABMS, 1985. v.2, p.103-118.

DE NICOLA, A.; RANDOLPH, M. F. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.119, n.12, p.1952-1973, Dec., 1993.

DECOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.265-301.

\_\_\_\_\_. Instrumented bored piles in residual soils. In: Supplementary contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. Published on the occasion of the XII ICSMFE. Rio de Janeiro, Brasil, 1989.

\_\_\_\_\_; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., Rio de Janeiro, 1978. **Anais...** v.1, p.45-54.

DYSLI, M. Some practical considerations on pile and diaphragm wall instrumentation. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELD MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 1., 1983, Zurich. **Proceedings...** Zurich, v.1, p.451-461.

FALCONI, F.F. et al.. **Estacas raiz** projeto, execução e controle. São Paulo : ABNS/Núcleo Regional de S. Paulo, 2000. 43p. (Publicação Técnica ABMS)

FONTOURA, S. A. B. Mecanismos de transferência de carga em sistemas solo-estacas escavadas. In: SIMPÓSIO SOBRE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES. Rio de Janeiro, 1982.

FUNDESP FUNDAÇÕES ESPECIAIS. [Catálogo]. 5. ed. Jandira: FUNDESP, 2001. 62 p.

GEOTECHNICAL SOLUTIONS, LEAFLETS, MICROPILES. Disponível em: <http://www.ischebeck.de>. Acesso em: 18/08/03.

GIACHETI, H. L. **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo.** 1991. 232p. Tese (Doutorado em Geotecnia.) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

HANAI, J. B. de. **Construções de argamassa armada:** fundamentos tecnológicos para projeto e execução. São Paulo : Editora Pini, 1992. 189p.

KÉZDI, ARPÁD. Pile foundations. In: WINTERKORN, H.F., FANG, H.Y. (Eds.) **Foundation engineering handbook.** New York: Van Nostrand Reinhold Company International, 1975. p.556-599.

LAMARE NETO, A. de; BERNARDES, G. P.; COSTA FILHO, L. M. Resultados de provas de carga executadas sobre estacas injetadas de pequeno diâmetro. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. **Anais...** v.1, Tema II, p.163-177.

LIZZI, F. The pali radice (root piles)- a state-of-the-art report. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES, Bangkok, 1982. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. p.417-450.

\_\_\_\_\_. **The static restoration of monuments.** Genova: Sagep Publisher, 1982. 146p.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K. ; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice.** London: Blackie Academic & Professional, 1997. 312p.

MASSAD, F. Análise da transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II , 2., São Paulo, 1991. **Anais...** São Paulo : ABMS, 1991a. p.235-244.

\_\_\_\_\_. Comportamento de estacas escavadas de elevadas compressibilidades. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II, 2., São Paulo, 1991. **Anais...** São Paulo : ABMS, 1991b. p.245-254.

\_\_\_\_\_. Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando a estimativa dos recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II, 2., São Paulo, 1991. **Anais...** São Paulo : ABMS, 1991c. 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: Estaca Embutida em Camada mais Resistente. **Revista Solos e Rochas**, v.16, n.2, p.93-112, 1993.

\_\_\_\_\_.; NIYAMA, S.; ROCHA, R. Vertical load tests on instrumental root-piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., Stockholm, 1981. **Proceedings...** Rotterdam : A. A. Balkema, 1981. v.2, p.771-775.

MENEGOTTO, M., CINTRA, J.C.A., AOKI, N. **Engenharia de fundações**: notas de aula - Curso de Pós-Graduação, Departamento de Geotecnia da USP/SC, São Carlos, SP São Carlos, 2001.

MEYERHOF, G.G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.102, n.GT3, p. 196-228, March 1976.

\_\_\_\_\_.; VALSANGKAR, A. J. Bearing capacity of piles in layered soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** Tokyo, 1977. v.1

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v.7, p.195-202, 1936.

MONACCI, M.D. **Estudo da colapsividade de um solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp**. 1995. 114p. Dissertação ( Mestrado em Engenharia Agrícola) - Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

\_\_\_\_\_. ; CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise da colapsividade de um solo residual de diabásico da Região de Campinas**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3., Rio de Janeiro, 1997. **Anais...** p.117-119.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de desempenho**. In: HACHICH, W. et. al. **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.723-754.

NOGUEIRA, R. C. R. et al. Statistical approach for higher technical objectivity concerning the ideal number of SPT probing for optimization of foundation projects. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 12., e U. S. ROCK MECHANICS SYMPOSIUM, 39., Cambridge, Massachussets, 2003. Essen : VGE, 2003. **Proceedings...** v.3, p.415-419.

NORDLUND, R.L. Bearing capacity of piles in cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, n.SM3, may, p. 1-35, 1963.

OLIVEIRA, A. M. dos S. ; BRITO, S. N. A. de. (Eds.) **Geologia de engenharia**. São Paulo: FAPESP, 1998. 587p.

ORLANDO, C. **Contribuição ao estudo de estacas tracionadas: análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão**. São Paulo : ABMS, 2000. 30p.

PEIXOTO, A.S.P. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações.** 2001. 468p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) - Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002. 355p.

POTYONDY, J. G. Skin friction between various soils and construction material. **Geotechnique**, v.2, n.4, Dec., 1961.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics.** New York; London : John Wiley and Sons, 1974. 411p.

\_\_\_\_\_.; \_\_\_\_\_. The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers. **Géotechnique**, v.18, n.3, p.351-371, set, 1968.

RANDOLPH, M.F. ; WROTH, C.P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.104, gt12, p.1465-1487, dec, 1978.

RANZINI, S.M.T. Sobre a aplicação do torque na obtenção do atrito lateral no SPT-2<sup>a</sup> parte. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.17, p.189-190, 1994.

\_\_\_\_\_. Sobre a medida de torque em amostrador SPT para a obtenção de novos parâmetros geotécnicos. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo. v.11, p.29-30,1988.

ROCHA, R., DANTAS, F.A.S. Análise do comportamento da argamassa de preenchimento e das provas de carga instrumentadas em estaca do tipo raiz. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre/RS . **Anais...** Porto Alegre, v.6, p.181-192.

\_\_\_\_\_, YASSUDA, A.J., MASSAD, E. Provas de carga em estaca raiz instrumentada. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS- SEFE, 1., 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1985, v.1, p.179-193.

RODO DE MANTILLA, J. N. **Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas à compressão.** 1992. 1v. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

RODRIGUES, J. C. **Geologia para engenheiros civis.** Rio de Janeiro : Editora McGraw-Hill do Brasil, 1976. 206p.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2000. 189p

SILVA, C. R. da. **Comportamento de estacas tipo presso-ancoragem.** 1994. 223p. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILD RESEARCH CONGRESS, DIV.1., 1951, London. **Proceedings...** London, 1951. p.180-189.

SODRÉ, D.J.R. **Análise estatística de métodos de precisão do comportamento de estaca raiz.** 1994. 175p. + apêndice. Dissertação (Mestrado em Fundações e Escavações) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

TOMLINSON, M. J. The adhesion of piles driven in clay soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS FOUNDATIONS ENGINEERING, 4., London, 1957. **Proceedings...** p.66-71.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Vol. II, p.84-90.

VELLOSO, D.A., LOPES, F.R. **Fundações profundas.** Rio de Janeiro : COPPE-UFRJ, 2002. v.2, 472 p.

VÉSIC, A.S. General report on excavations and deep foundations. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975a, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975a, v.5, p.373-387.

VÉSIC, A. S. On the significance of residual loads for load response of piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., Stockholm, Sweeden, 1977. **Proceedings...** v.3, p.373-379.

WINTERKORN, H.F., FANG, H.Y. (Eds.) **Foundation engineering handbook.** New York : Van Nostrand Reinhold Company International, 1975. 751p.

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.

ZUQUETE, L.V. **Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras.** 1987. 3v. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.



## 9. BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

CAVICCHIA, L. R. **Fundações**. Campinas, SP : Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, 2003. 117 p.

CARVALHO, D.; CINTRA, J. C. A. Aspects of the bearing capacity of root piles in some Brazilian soils. In: VAN IMPE (Ed.). **Deep foundations on bored and auger piles**. Rotterdam : Balkema, 1993. p.233-240.

DÉCOURT, L. On the load-settlement behavior of piles. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.18, n.2, ago., 1995. p.93–112.

\_\_\_\_\_. Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurement, SPT-T; Present Stage and Future Trends. 13th ICSMFE, **Proceedings...**, New Delhi, 1994.

\_\_\_\_\_. Prediction of bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. 2 ed. ESPT, 1982, Amsterdam. **Proceedings...** v. 1, p.29-34. 1982.

DUNNICLIFF, J. & GREEN, G.E. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. New York : John Wiley & Sons, 1988. 577p.

LEME, R. A. S. **Dicionário de engenharia geotécnica inglês-português**. São Paulo : R. A. Silva Leme, 1977. 180p.

LIZZI, F. **Reticoli di pali radice per il miglioramento delle caratteristiche di resistenza del terreno**. In: CONVEGNO DI GEOTECNIA, 10. , 1970. Bari, .Italy.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Wiley & Sons, 1974. 397p.

RODO DE MANTILLA, J.N. **Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas à compressão.** 1992. 200p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos.

SILVA, C.R. **Comportamento de estacas tipo presso-ancoragem.** 1994. 223p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos.

VARGAS, M. Provas de carga em estacas: uma apreciação histórica. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.13, p.3-12, 1990.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo : EDUSP : Ed.McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509p.

\_\_\_\_\_. Provas de carga em estacas : uma apreciação histórica. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.13, p.3-12, 1990.

WEBSTER, L. F. (Ed.) **The contractor's dictionary of equipment, tools, and techniques for civil engineering, construction, forestry, open-pit mining, and public works.** New York: John Wiley & Sons, 1995. 665p.