

**JOSÉ ALBUQUERQUE DE ALMEIDA NETO**

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA E ÔMEGA – ASPECTOS EXECUTIVOS**

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São  
Paulo para obtenção do Título de  
Mestre em Engenharia.

São Paulo  
2002

**JOSÉ ALBUQUERQUE DE ALMEIDA NETO**

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA E ÔMEGA – ASPECTOS EXECUTIVOS**

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São  
Paulo para obtenção do Título de  
Mestre em Engenharia.

Área de Concentração:  
Engenharia de Solos

Orientador:  
Prof. Dr. Roberto Kochen

São Paulo  
2002

Aos meus pais e irmãos, pelo apoio e incentivo na conclusão deste trabalho.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Prof. Dr. Roberto Kochen, pela orientação geral, diretrizes seguras e compreensão no desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos do programa de pós-graduação da EPUSP.

Ao Prof. Dr. Faiçal Massad, pelas sugestões que enriqueceram este trabalho.

Ao Engenheiro William R. Antunes (FUNDESP), pelo empréstimo de resultados de provas de carga, sugestões e por possibilitar o acompanhamento de obras.

Ao Engenheiro Rubenei N. Souza, pelo empréstimo de fotos de obras e discussões valiosas.

À Engevix, em nome do Engenheiro Fábio Janini, por possibilitarem o acompanhamento da obra da Estação Luz e fornecimento de dados desta mesma obra.

Ao Engenheiro Luiz Ballista, da Camargo Corrêa, pelos dados fornecidos da obra na Estação Vila das Belezas

À CPTM, por possibilitarem a publicação dos dados da estação Luz e Vila das Belezas.

Ao Engenheiro Ramon Llanos (Percon), pelas valiosas sugestões e por possibilitar o acompanhamento de obras.

Ao Engenheiro Amando Caputo (Brasfond), pelo fornecimento de artigos no início da pesquisa.

Ao Prof. W. F. Van Impe, pelo fornecimento de artigos técnicos.

À Prof. Ildilene B. Santana, pela revisão do texto.

A todos que, de alguma forma, contribuíram na elaboração deste trabalho.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	iii
LISTA DE FOTOS .....	viii
LISTA DE TABELAS .....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xi
RESUMO .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Objetivos .....	3
1.2. Metodologia adotada.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	5
2.1. HISTÓRICO.....	5
2.1.1. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA .....	5
2.1.2. ESTACAS ÔMEGA .....	7
2.2. PROCESSO EXECUTIVO.....	9
2.2.1. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA .....	9
2.2.1.1. Perfuração .....	9
2.2.1.2. Concretagem .....	12
2.2.1.3. Colocação da Armadura .....	13
2.2.2. ESTACAS ÔMEGA .....	15
2.2.2.1. Perfuração .....	19
2.2.2.2. Concretagem .....	20
2.2.2.3. Colocação da Armadura .....	21
2.3. MONITORAÇÃO E CONTROLE NA EXECUÇÃO .....	22
2.4. ASPECTOS RELEVANTES DA EXECUÇÃO.....	28
2.4.1.Aspectos quanto ao tipo de terreno.....	41
2.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ESTACAS ESTUDADAS .....	44
2.5.1. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA.....	44
2.5.2. ESTACAS ÔMEGA.....	46

2.6. DESEMPENHO E QUALIDADE DOS MATERIAIS.....	47
2.6.1. A armadura.....	47
2.6.2. Concreto .....	50
2.7. EFEITOS DA INSTALAÇÃO DAS ESTACAS NO SISTEMA ESTACA-SOLO .....	52
2.7.1. Alteração do estado de tensões do solo .....	53
2.7.2. Ação do concreto fresco.....	64
2.7.3. Demora na concretagem .....	65
2.8. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA PONTA NO DESEMPENHO .....	65
3. CASOS DE OBRAS .....	71
3.1. ALTERAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO .....	71
3.2. ESTAÇÃO VILA DAS BELEZAS .....	75
3.3. ESTAÇÃO LUZ.....	78
4. ANÁLISE DO DESEMPENHO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA POR MEIO DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA .....	85
4.1. Comparação de estacas hélice contínua versus estacas ômega .....	85
4.2. Análise do desempenho de uma estaca ômega com a ponta em solo rijo, por meio do parâmetro R de Cambefort .....	97
5. CONCLUSÕES .....	109
ANEXO A - MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA .....	116
ANEXO B - MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE.....	133
ANEXO C - MÉTODOS PARA SEPARAR AS CARGAS DE ATRITO E PONTA EM PROVAS DE CARGA .....	138

## ANEXO D

D.1 – EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA x RECALQUE – MÉTODO DA  
NBR 6122/96 .....151

D.2 – EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA x RECALQUE – MÉTODO DE  
VAN DER VEEN .....154

## ANEXO E

E.1 – SEPARAÇÃO DAS PARCELAS DE PONTA E ATRITO – MÉTODO DAS  
DUAS RETAS .....157

E.2 – SEPARAÇÃO DAS PARCELAS DE PONTA E ATRITO – MÉTODO de  
DÉCOURT (1993, 1995) .....160

ANEXO F - ENSAIOS CPT<sub>u</sub> .....163

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ..... 166

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - “screw piles” (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1998) .....	7
Figura 2.2 – Ponta da estaca hélice Atlas normal(a) e a ponta alterada para pesquisas por Van Impe(b) (VAN IMPE, 1994) ... ..	8
Figura 2.3 - Seqüência executiva da estaca hélice contínua (ALONSO, 1998a) .....	10
Figura 2.4 - formato do parafuso da estaca ômega (FUNDESP, 2001) .....	16
Figura 2.5 - Detalhes da ponta hélice ômega (FUNDESP, 2002) .....	17
Figura 2.6 - seqüência executiva da estaca ômega (BOTTIAU et. al., 1998)... ..	19
Figura 2.7 - Ficha de controle de uma estaca ômega empregada nas obras de fundação da Estação Vila das Belezas, da CPTM, Linha 5. ....	24
Figura 2.8 - Localização dos sensores na perfuratriz de estaca hélice contínua (GEOFIX, 1998) .....	25
Figura 2.9 - equipamento de execução de estaca hélice contínua (FUNDESP, 2001) .....	30
Figura 2.10 - equipamento de execução de estaca ômega (FUNDESP, 2001).....	31
Figura 2.11 - Resultados das provas de carga (VAN IMPE et. al., 1998).....	36
Figura 2.12 - pressão medida no topo da hélice em comparação com a pressão abaixo da ponta. (BRONS & KOOL, 1988). ....	37
Figura 2.13 – comparação de desempenho de duas estacas hélice contínua, uma com limpeza da rede e a outra sem(VELLOSO & ALONSO, 2000)..	39
Figura 2.14 - Detalhes da armadura e espaçadores (GEOFIX, 1998) .....	50
Figura 2.15 - resultado de ensaio DMT durante a execução de estaca ômega (VAN IMPE & PEIFFER, 1997) .....	55
Figura 2.16 - DMT durante execução de estaca ômega nº 2 no campo experimental de Feluy ( PEIFFER et. al., 1998).....	56
Figura 2.17 - Ensaio de CPT antes a após instalação da estaca ômega nº. 2 (PEIFFER et. al., 1998) .....	58
Figura 2.18 - Gráfico de resistência lateral ( $f_s$ ) (ALBUQUERQUE, 2001) .....	59
Figura 2.19 – Gráfico de resistência de ponta ( $q_c$ ) (ALBUQUERQUE, 2001)... ..	60

Figura 2.20 - resultado de ensaio CPT executado aproximadamente no mesmo local antes e após instalação de estaca hélice contínua (VAN WEELE, 1988).....	62
Figura 2.21 - esquema do solo desestruturado e fofo na ponta da estaca.....	68
Figura 2.22 - perfil de sondagem em local próximo à estaca hélice contínua de 70cm de diâmetro e 4,50m de comprimento. ....	69
Figura 3.1 - Perfil de sondagem local.....	72
Figura 3.2 - Perfil típico de sondagem na estação Vila das Belezas.....	77
Figura 3.3 - detalhe da gaiola de armadura com 17,60m de comprimento das estacas de 19,35m de comprimento (CPTM, 2002).....	78
Figura 3.4 - perfil típico de sondagem na Rua Mauá.....	84
Figura 4.1 - Perfil de sondagem mais próximo das estacas – caso a .....	88
Figura 4.2 - Curva carga x recalque da estaca Ômega 01 x Hélice Contínua 02 .....	89
Figura 4.4 - Perfil de sondagem mais próximo das estacas – caso b .....	91
Figura 4.5 - Curva carga x recalque da estaca Ômega 03 x Hélice Contínua 04 .....	92
Figura 4.6 - Perfil de sondagem mais próximo das estacas – caso c.....	95
Figura 4.7 - Locação das estacas – caso c .....	96
Figura 4.8 - Curva Carga x Recalque da estaca Ômega 06 x Hélice Contínua 06 .....	96
Figura 4.9 – Perfil de Sondagem para a estaca Ômega 5 .....	98
Figura 4.10 – Curva carga x recalque da estaca ômega 5.....	99
Figura 4.11 – Valores do parâmetro R de Cambefort em função da média de valores do SPT na ponta da estaca. ....	104
Figura 4.12 – Valores do parâmetro R de Cambefort, em função dos valores do SPT na ponta da estaca (SOUZA, 1996 x Ômega 5).....	105
Figura 4.13 – perfil de subsolo e curva carga x recalque da estaca Hélice Contínua HLC-4 (FOTI, 2001).....	108
Figura A.1 - esquema gráfico usado para determinação de $f_s$ em função do tipo de solo.....	122
Figura B.1 - Método da Norma NBR 6122/96.....	137
Figura B.2 - recalques igualmente espaçados e as cargas correspondentes	137

Figura C.1: Leis ou Relações de Cambefort modificadas por Massad (1992)	139
Figura C.2 – Curvas teóricas de carga x recalque no topo.....	140
Figura C.3 - Construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura. .....	141
Figura C.4 – Relações de Cambefort simplificadas por CASSAN (1978). ....	143
Figura C.5 – Modelo proposto para representação da curva carga x recalque de estacas de deslocamento.....	146
Figura C.6 – Modelo proposto para representação da curva carga x recalque de estacas de não-deslocamento.....	147
Figura D.1 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca Ômega 01 .....	151
Figura D.2 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca EHC 02..	151
Figura D.3 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca Ômega 03 .....	152
Figura D.4 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca EHC 04..	152
Figura D.5 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca Ômega 05 .....	153
Figura D.6 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca Ômega 06 .....	152
Figura D.7 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca EHC 06..	153
Figura D.8 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca Ômega 01.....	154
Figura D.9 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca EHC 02.....	154
Figura D.10 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca Ômega 03.....	155
Figura D.11 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca EHC 04.....	155
Figura D.12 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca Ômega 06.....	155
Figura D.13 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca EHC 06.....	156

Figura D.14 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca Ômega 05.....	156
Figura E.1 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 01 .	157
Figura E.2 – Aplicação do método das duas retas para a estaca EHC 02.....	157
Figura E.3 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 03 .	158
Figura E.4 – Aplicação do método das duas retas para a estaca EHC 04.....	158
Figura E.5 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 06 .	158
Figura E.6 – Aplicação do método das duas retas para a estaca EHC 06.....	159
Figura E.7 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 05 .	159
Figura E.8 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca Ômega 01 .....	160
Figura E.9 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca EHC 02.....	160
Figura E.10 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca Ômega 03 .....	161
Figura E.11 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca EHC 04.....	161
Figura E.12 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca Ômega 06 .....	161
Figura E.13 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca EHC 06.....	162
Figura E.14 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca Ômega 05 .....	162
Figura F.1 – Localização dos ensaios CPTu próximos à estaca ômega 5 .....	163
Figura F.2 – ensaio CPTu-01 próximo à estaca ômega 5 .....	164
Figura F.3 – ensaio CPTu-02 próximo à estaca ômega 5 .....	165

## LISTA DE FOTOS

Foto 2.1 - início da perfuração.....	11
Foto 2.2 – colocação da armadura com auxílio de retro-escavadeira .....	14
Foto 2.3 - preparo para iniciar a perfuração .....	20
Foto 2.4 - armação de estaca hélice contínua executada na estação Luz.....	48
Foto 2.5 - detalhe da ponta da hélice contínua .....	66
Foto 2.6 - aspecto da ponta das estacas, em primeiro plano ponta da hélice ômega, e em segundo, hélice contínua (ALBUQUERQUE, 2001) .....	67
Foto 2.7 - detalhe da ponta de uma estaca hélice contínua executada em solo argiloso (SOUZA, 2001). .....	67
Foto 2.8 - visão superior do vazio no contato ponta-solo e do fuste da estaca (SOUZA, 2001).....	68
Foto 3.1 – execução de uma estaca no local e ao fundo a via elevada .....	76
Foto 3.2 – montagem das armaduras .....	79
Foto 3.3 – cravação da armadura com auxílio de pilão.....	79
Foto 3.4 - proximidade dos equipamentos e da armadura na sua colocação com os prédios antigos da Rua Mauá. ....	80
Foto 3.5 - proximidade do pilão com os prédios da Rua Mauá na etapa de colocação da armadura.....	81
Foto 3.6 - proximidade da hélice contínua e mangueira de bombeamento de concreto, durante concretagem, junto aos prédios da Rua Mauá. ....	82
Foto 3.7 – vala já escavada e estroncada.....	82

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Torque em função do diâmetro (diâmetro em cm) .....	29
Tabela 2.2 - Força de arranque em função do diâmetro (diâmetro em cm) .....	29
Tabela 2.3 – Pressão média de injeção de concreto ALBUQUERQUE (2001)	34
Tabela 2.4 – características das estacas (VAN IMPE et al., 1998) .....	35
Tabela 2.5 – Diâmetro da ferragem em função do diâmetro da estaca.....	49
(ALONSO, 1998a) .....	49
Tabela 2.6 - Características do concreto (ABEF, 1999) .....	51
Tabela 2.7 - índices Físicos das amostras de solo, extraídos a 11m de profundidade .....	60
Tabela 4.1 - previsão da capacidade de carga das estacas hélice contínua pelos métodos tradicionais.....	86
Tabela 4.2 - previsão da capacidade de carga das estacas hélice contínua pelos métodos específicos.....	87
Tabela 4.3 - previsão da capacidade de carga das estacas ômega pelos métodos tradicionais.....	87
Tabela 4.4 - previsão da capacidade de carga das estacas ômega pelos métodos específicos.....	87
Tabela 4.5 – Interpretação das provas de carga - caso a .....	90
Tabela 4.6 – Resultados da extrapolação da curva carga x recalque - caso b	93
Tabela 4.7 – Resultados da aplicação dos métodos de separação das parcelas de ponta e atrito lateral - caso b.....	93
Tabela 4.8 – Valores do atrito lateral unitário máximo ( $f_u$ ).....	94
obtidos pelo método das duas retas - caso b.....	94
Tabela 4.9 – Resultados da extrapolação da curva carga x recalque - caso c.	97
Tabela 4.10 – Resultados da aplicação dos métodos de separação das parcelas de ponta e atrito lateral - caso c.....	97
Tabela 4.11 - Previsão da Carga de ruptura para estaca Ômega 5 pelos métodos específicos.....	100
Tabela 4.12 - Previsão da Carga de ruptura para estaca Ômega 5 pelos métodos tradicionais modificados* .....	100
Tabela 4.13 - Carga de ruptura extrapolada para a estaca Ômega 5. ....	100

Tabela 4.14 - Método das Duas Retas e Método Décourt para separação das parcelas de atrito lateral na ruptura e ponta para a estaca ômega 5 .....	101
Tabela 4.15 – Parâmetro R de Cambefort obtido pelo método das Duas Retas e pela correlação de CASSAN (1978).....	102
Tabela 4.16 – Valores do Parâmetro R de Cambefort para a estaca Ômega 5 e para as estacas pesquisados por FOTI (2001). .....	103
Tabela 4.17 – Valores do Parâmetro R de Cambefort para a estaca Ômega 5 e para as estacas pesquisados por SOUZA (1996). .....	104
Tabela A.1 - Limites de $r_l$ e valores $\alpha$ para estacas hélice contínua.....	117
Tabela A.2 - coeficientes de ANTUNES & CABRAL (1996).....	120
Tabela A.3 - Valores de $K_p$ , $K_c$ e $K_N$ .....	121
Tabela A.4 - Escolha das curvas a serem utilizadas na Figura A.1.....	123
Tabela A.5 - Coeficientes $\beta_1$ e $\beta_2$ .....	124
Tabela A.6 – Valores de $F_1$ e $F_2$ propostos por AOKI & VELLOSO (1975) ....	128
Tabela A.7 – valores de $\alpha$ e K propostos por AOKI-VELLOSO (1975).....	129
Tabela A.8 – Valores do coeficiente $K_{DQ}$ em função do tipo de solo .....	131
Tabela A.9 – Valores do coeficiente $\alpha_{DQ}$ .....	131
Tabela A.10 – Valores do coeficiente $\beta_{DQ}$ .....	132
Tabela C.1 - Valores de b e k para estimativa de $E_f$ e $E_p$ (TEIXEIRA, apud KOCHEN, 1989).....	145

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi$	diâmetro da estaca (cm).
$\gamma_{nat.}$	Peso específico natural do solo ( $\text{kN/m}^3$ ).
$\alpha_{BG}$	valor da resistência do solo na região da ponta da estaca (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1998)
$\alpha_{DQ}$	coeficiente em função do tipo de solo e estaca (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)
$\beta_1$	coeficiente para determinação da carga lateral (CABRAL et. al., 2000)
$\beta_2$	coeficiente para determinação da carga de ponta (CABRAL et. al., 2000)
$\beta_{DQ}$	coeficiente em função do tipo de solo e estaca (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)
$p_r$	recalque de ruptura convencional (mm)
$\mu$	fator majorador do atrito lateral na ruptura.
$a$	coeficiente do Método de Van der Veen que define a forma da curva.
$A$	área da seção transversal da estaca
$A_l$	área lateral da estaca
$A_{lr}$	atrito lateral na ruptura.
$A_p$	área da ponta da estaca.
$b$	intercepto no eixo dos recalques da reta obtida na escala semilogarítmica do Método de Van Der Veen
$B$	tangente da reta que corresponde á mobilização pseudo-elástica do atrito lateral unitário;
$B_1$	coeficiente de atrito lateral (ANTUNES & CABRAL, 1996)
$B_2$	coeficiente de carga de ponta (ANTUNES & CABRAL, 1996)
$D$	diâmetro da estaca.
$e$	índice de vazios do solo.
$E$	módulo de elasticidade do solo.
$E_f$	módulo de deformabilidade do solo ao longo do fuste da estaca.
$E_p$	módulo de deformabilidade sob solo sob a ponta da estaca.
$f$	atrito lateral unitário mobilizado.
$f_{ck}$	resistência à compressão característica do concreto (MPa)

- $f_{m\acute{a}x.} = f_u$  atrito lateral unitário máximo (kPa).
- $f_{res.}$  atrito lateral unitário residual.
- $f_s$  atrito lateral (kPa)
- $f_{ui}$  tensão média de adesão (AOKI & VELLOSO, 1975)
- $h_{SPT-T}$  penetração total do amostrador (cm)
- $k$  coeficiente de rigidez relativa solo-estaca.
- $K_r$  rigidez da estaca como peça estrutural.
- $K_{BG}$  coeficiente adimensional, depende do ensaio de campo executado (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1998).
- $K_{DQ}$  coeficiente em função do tipo de solo (DÉCOURT & QUARESMA, 1978).
- $L$  comprimento da estaca (m).
- $n$  porosidade do solo (%).
- $N_p$  número de golpes do SPT na ponta da estaca.
- $P_0$  carga no topo da estaca.
- $P_h$  carga residual na ponta da estaca.
- $q$  reação de ponta unitária mobilizada.
- $q_u$  resistência de ponta.
- $Q_{m\acute{a}x.}$  carga máxima aplicada na prova de carga.
- $Q_{nom.}$  carga nominal da estaca.
- $Q_{pr}$  carga de ponta da estaca na ruptura.
- $Q_r$  carga de ruptura convencional.
- $Q_u$  capacidade de carga total da estaca na ruptura.
- $R$  tangente da reta que corresponde à mobilização pseudo-elástica da resistência de ponta unitária.
- $R_p$  Resistência de ponta.
- $T_{m\acute{a}x.}$  torque máximo (kgf.m)
- $T_{min.}$  torque mínimo (kgf.m)
- $U$  perímetro da estaca.
- $V_p$  volume teórico da estaca.
- $V_b$  volume de concreto consumido.
- $Y_0$  deslocamento no topo da estaca.
- $Y_1$  deslocamento necessário para esgotar o atrito lateral unitário.
- $w$  umidade natural do solo.

## RESUMO

O presente trabalho apresenta uma análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega, com ênfase na influência do processo de execução e aspectos executivos. É feita uma revisão bibliográfica apresentando a evolução executiva das estacas, o processo executivo e aspectos relevantes à correta execução destas estacas, características dos materiais que influenciarão o desempenho, efeitos da execução das estacas no sistema estaca-solo e uma análise da influência da geometria da ponta no desempenho das estacas.

Três casos de obras são mostrados. Primeiramente uma obra que, devido a alterações das propriedades do concreto, substituiu-se estacas hélice contínua por ômega, como solução ao problema apresentado. Em seguida, mostra-se a execução de estacas ômega na Estação Vila das Belezas. Por último, o interessante caso de utilização de estacas hélice contínua como elemento de contenção nas obras do projeto integração centro, na Estação Luz, onde a proximidade de prédios antigos era fator limitante na escolha do tipo de fundação.

Apresenta-se, ainda, uma análise comparativa do desempenho de estacas hélice contínua e ômega por meio de resultados de provas de carga, e uma análise do desempenho inesperado, da ponta, de uma estaca ômega, por meio de interpretação de prova de carga na estaca e do parâmetro R de Cambefort.

São apresentados, também, os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas hélice contínua e ômega, de extrapolação da curva carga x recalque e de separação das cargas de atrito e ponta, que foram utilizados nas análises de desempenho das estacas.

## ABSTRACT

This research work presents an analysis of the performance of CFA and omega piles, with emphasis on the influence of execution processes. A review of previous work is presented, showing the construction evolution of these piles, its execution process and relevant aspects concerning the correct execution of these piles, as well as material properties effecting on its behavior, execution effects on the pile-soil system and an analyses of the influence of the pile's tip on its performance.

Three cases of foundation works are shown. First of all, a piled foundation in which CFA piles were changed to omega piles, due to alterations in the concrete properties. After that, an omega pile execution on Vila das Belezas subway station is shown. At last, an interesting case of CFA piles as a retaining wall, on Luz subway station, where proximity old buildings restrained the choice of retaining methods.

A comparative analysis of the performance of omega and CFA piles, based on load tests, is also shown, as well as an analysis of the unexpected behavior of an omega pile tip, based on an interpretation of load test and Cambeport's R parameter.

In addition to this, the predict methods of bearing capacity, the methods of extrapolation of the load-settlement curve and the methods of the separation of the shaft friction and the end bearing, which were used in the performance analysis of the piles, are also presented.

## 1. INTRODUÇÃO

A engenharia de fundações vem evoluindo constantemente, principalmente com relação a novos equipamentos para a execução de elementos de fundações mais produtivos e de melhor qualidade e desempenho, que possibilitem uma relação custo-benefício cada vez melhor.

Dentro deste propósito surgiram no mercado de trabalho recentemente e, tiveram um grande desenvolvimento nos últimos anos, as estacas hélice contínua, sendo hoje, uma estaca tão utilizada quanto às pré-moldadas nos grandes centros urbanos do país. Mais recentemente, e ainda com pouco uso, comparando-se com a hélice contínua, surgiram as estacas ômega, que podem também se transformar em estacas de uso tão intenso quanto às: escavadas, pré-moldadas e a própria hélice contínua.

Estudos de desempenho e comportamento destas estacas em nosso país são em número limitado, principalmente, quanto à estaca ômega e em relação aos aspectos executivos e sua influência no desempenho final das estacas.

Este trabalho tem enfoque voltado aos aspectos executivos destas estacas. O trabalho apresenta uma revisão bibliográfica, abordando, inicialmente, no item histórico, a evolução destas estacas no Brasil e no mundo. Abordam-se, desde o surgimento, a evolução e modificações que, eventualmente, o processo executivo sofreu, até a introdução destas estacas em nosso país e o seu desenvolvimento comercial.

Posteriormente, mostra-se o processo executivo das estacas, detalhando as etapas de perfuração, concretagem e colocação da armadura, e mostra-se o parafuso ômega em detalhe. Discute-se o valor da folha de controle, a confiabilidade dos dados fornecidos pela monitoração e do processo de obtenção, abordando os problemas mais comuns que podem acarretar erros neste processo.

Os principais aspectos executivos que influenciarão no desempenho final destas estacas são descritos a partir de constatações práticas e bibliográficas feitas pelo autor e em entrevistas com executores e projetistas. São mostrados aspectos com relação ao equipamento, procedimentos prévios à execução das estacas, controle da concretagem, pressão de injeção, sistema de injeção do concreto, colocação da armadura, cota de arrasamento e aspectos referentes a alguns tipos de solos. No item seguinte, apresentam-se as principais vantagens e desvantagens das estacas estudadas.

Ainda no capítulo Revisão Bibliográfica, descrevem-se os materiais constituintes das estacas hélice contínua e ômega, apresentando alguns cuidados necessários para a aplicação destes, visando garantir a qualidade e o bom desempenho da estaca.

No item 2.7, deste mesmo capítulo, mostra-se o efeito no sistema estaca-solo da execução das estacas. Sendo que, os principais fatores que influenciam na alteração das propriedades do solo, devido à instalação de uma estaca hélice contínua ou ômega são: variação do estado inicial de tensões devido a perfuração; ação do concreto fresco no restabelecimento de tensões e demora na concretagem. Encerrando o capítulo apresenta-se uma análise da influência da geometria da ponta das perfuratrizes no desempenho das estacas.

No Capítulo 3 são apresentados três casos de obra. No primeiro caso, uma obra interessante, em que ocorreu um problema de alteração das propriedades reológicas do concreto (endurecimento muito rápido) da estaca recém executada, dificultando demasiadamente ou, até mesmo, inviabilizando a colocação da armadura. Em razão disto, o projeto, que inicialmente continha apenas estacas hélice contínua, foi executado também em estacas ômega, como uma solução alternativa ao problema apresentado. No segundo, a execução de estacas tipo ômega que foram adotadas em função de um problema de gabarito. Por último, a obra da Estação Luz, na qual foram utilizadas estacas hélice contínua atirantadas, como elemento de contenção na interligação subterrânea das estações Luz de trem e metrô.

No Capítulo 4, é feito uma análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega por meio de resultados de provas de carga e interpretação destes resultados por métodos de extrapolação da curva carga x recalque e separação das parcelas de atrito lateral e ponta e comparação do parâmetro R de Cambefort entre uma estaca ômega e outros tipos de estacas pesquisadas por outros autores. Esta estaca ômega, em questão, apresentou desempenho, quanto à ponta, inferior ao esperado, possivelmente em razão de algum problema na execução.

No Capítulo 5, o autor apresenta as conclusões oriundas da pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

Em anexo estão os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas hélice contínua e ômega, de extrapolação da curva carga x recalque e de separação das cargas de atrito e ponta que foram utilizados nas análises de desempenho das estacas. Também, em anexo, apresenta-se a aplicação destes métodos e informações complementares do texto.

### **1.1. Objetivos**

Com base na revisão bibliográfica, casos de obras e interpretação das provas de carga estudadas, com enfoque nos aspectos de execução, pretendeu-se atingir os seguintes objetivos principais:

- a) Verificar os aspectos executivos que influenciam fundamentalmente o desempenho destas estacas e que, portanto, devem fazer parte das considerações de projeto;
- b) Analisar comparativamente o desempenho destas estacas;
- c) Contribuir no entendimento do comportamento de estacas hélice contínua e ômega em diferentes tipos de solos.

## **1.2. Metodologia adotada**

Para atingir os objetivos desta pesquisa, a metodologia adotada para o desenvolvimento do trabalho consistiu na coleta de dados na literatura nacional e internacional, e posterior análise dos dados coletados.

Concomitante à revisão bibliográfica, procedeu-se ao acompanhamento de obras, com a coleta de dados dos casos de obras, além de entrevistas a executores e projetistas para discussões de aspectos executivos, experiência destes tipos de estacas e de comportamento das estacas. Nesta etapa fez-se a coleta dos resultados de provas de carga.

Posteriormente, foi feita a interpretação das provas de carga coletadas, com enfoque na influência do processo de execução no desempenho das estacas e em um comparativo de desempenho entre as estacas pesquisadas.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. HISTÓRICO**

#### **2.1.1. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**

O emprego de estacas executadas com trado hélice contínua, surgiu na década de 50 nos Estados Unidos. Os equipamentos eram constituídos por guindastes de torre acoplada, dotados de mesa perfuradora que executavam estacas com diâmetros de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm. No início da década de 70, esse sistema, foi introduzido na Alemanha, de onde se espalhou para o resto da Europa e Japão (PENNA et. al., 1999).

Devido às baixas potências dos equipamentos com torques de 10 a 30 KN.m, as primeiras estacas executadas com trado tipo hélice contínua, na perfuração, retiravam solo, quando executadas em solos mais resistentes, aliviando este, o que provocava descompressão excessiva no solo em contato com a estaca (PENNA et. al., 1999).

As Estacas Hélice Contínua tiveram um grande desenvolvimento a partir da década de 80 nos EUA, Japão e Europa, inicialmente com equipamentos adaptados para a sua execução e, posteriormente, com equipamentos apropriados e específicos para a execução destas estacas. BRONS & KOOL (1988), relatam que as estacas hélice contínua tornaram-se muito populares e difundidas na Europa na década de 80, devido, principalmente, as vantagens técnicas combinadas com o custo relativamente baixo.

A partir de então, sua utilização obteve grande crescimento, em números comparáveis às mais populares. Comprovando isto, estudos realizados por Van Impe na Europa (Grã-Bretanha, Áustria, Itália, Holanda, Alemanha, Bélgica e França), verificaram a tendência do decréscimo na utilização das estacas escavadas, sendo substituídas pelas estacas hélice contínua (HARTIKAINEM & GAMBIN, 1991).

A partir do desenvolvimento de equipamentos específicos para a sua execução, as estacas hélice contínua foram sofrendo mudanças em seu método executivo. Entre essas mudanças, pode-se citar as mais importantes, o uso de concreto substituindo a argamassa que era inicialmente utilizada na execução destas estacas, desenvolvimento da instrumentação permitindo a monitoração automática da execução da estaca, crescimento nos valores de diâmetros e profundidades disponíveis para a execução destas estacas face aumento do torque das máquinas sendo que, este aumento de torque, também permitiu a execução destas estacas para uma maior gama de tipos de solo (CAPUTO et. al., 1997).

No Brasil, as estacas hélice contínua foram introduzidas por volta de 1987, porém, a primeira publicação técnica sobre estas estacas só ocorreu em 1989, no Rio de Janeiro, durante a realização do XII ICSMFE, com a publicação "ABEF Research on Foundation Engineering". Esta publicação relata as primeiras pesquisas sobre este tipo de estaca em nosso país, feitas no Campus da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Segundo ANTUNES & TAROZZO (1996), nesta época, o processo executivo destas estacas ainda não era totalmente instrumentado. Nesta mesma época, não haviam equipamentos próprios para a sua adequada execução e usavam-se guindastes adaptados com torre acoplada e dotados de mesa giratória com torque de 35 KN.m e diâmetros de 275 , 350 e 425 mm. Estes equipamentos só permitiam a execução destas estacas até 15 m de profundidade.

Só a partir de 1993, houve um grande progresso e desenvolvimento do uso destas estacas no Brasil. Isto começou com a importação de equipamentos específicos para executar Estacas Hélice Contínua. A partir de então, com equipamentos importados com maior força de arranque e com torques de até 85 KN.m, possibilitou-se a execução de estacas de até 800mm de diâmetro e comprimento máximo de 24 metros. Hoje em dia, é possível executar estacas com 1200mm de diâmetro e 32 metros de comprimento, e com a evolução crescente dos equipamentos, a gama de opções de diâmetros e profundidades, tende a aumentar.

### 2.1.2. ESTACAS ÔMEGA

As estacas Ômega são recentes no mercado, sendo consideradas estacas de última geração. Assim como a Ômega, as estacas “Atlas”, “De Waal” e “Spire” são consideradas “screw piles” (estacas aparafusadas) de nova geração (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1998). As “screw piles” são estacas em que a perfuração é feita por um trado de forma cônica, que perfura o solo como um parafuso, com deslocamento lateral de solo.

BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998), afirmam que a primeira estaca aparafusada era de ferro fundido, surgindo no fim do século 18 para o 19, como é mostrada na Figura 2.1. Nos anos 60, surgiram as estacas Atlas e Fundex (Figura 2.1) . A partir destas técnicas, consideradas básicas, surgiram as estacas aparafusadas mais recentes, com tecnologia já semelhante à que é empregada na estaca ômega.

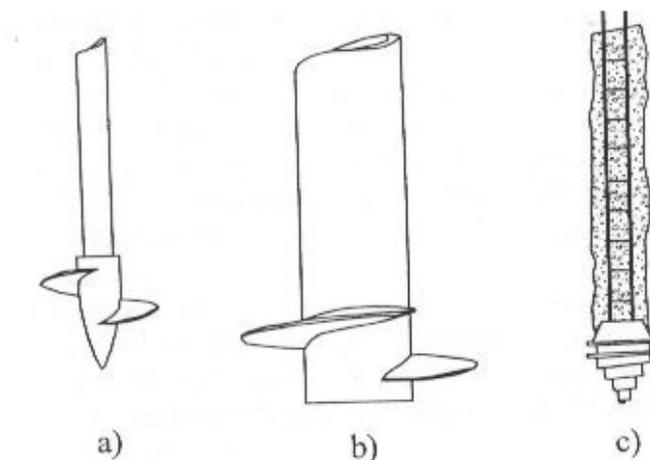


Figura 2.1 - “screw piles” – a) primeira perfuratriz de ferro fundido b) perfuratriz mais moderna de 1,0m de diâmetro de 1970 c)estaca Fundex (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1998)

No fim do ano de 1993, o professor Van Impe desenvolveu pesquisas em estacas Atlas, com o intuito de otimizar a taxa de penetrabilidade, a energia utilizada e um melhor controle do deslocamento de solo durante a execução das estacas Atlas. Para atingir seus objetivos, Van Impe alterou o formato da ponta (“cabeça”) da estaca Atlas (Figura 2.2b abaixo), criando aberturas de

poucos centímetros na “flange” da hélice Atlas. Partindo dos resultados desta pesquisa e do formato desta estaca Atlas alterado (Figura 2.2b), surgiram os princípios tecnológicos e o formato hélice parafuso da ponta da estaca Ômega.

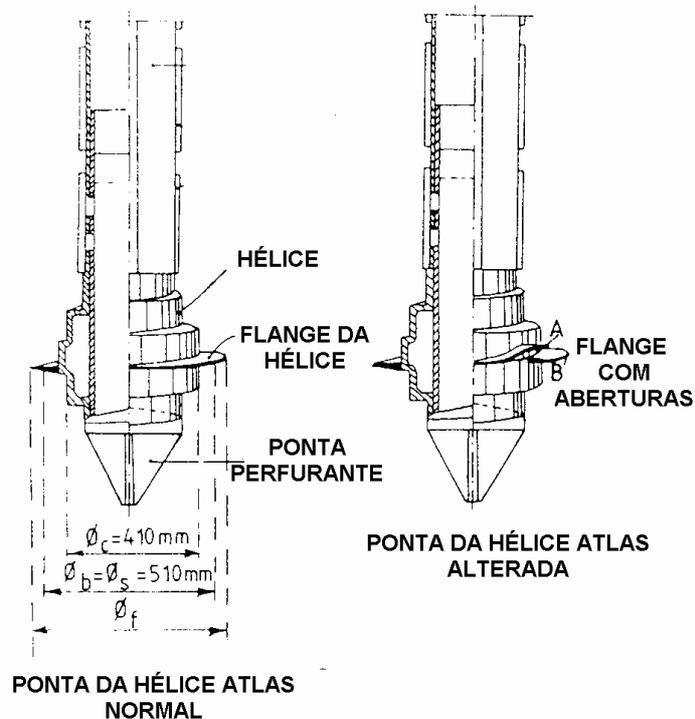


Figura 2.2 – Ponta da estaca Hélice Atlas normal(a) e a ponta alterada para pesquisas por Van Impe(b) (VAN IMPE, 1994)

Comercialmente, as estacas ômega foram introduzidas no mercado europeu no ano de 1995, primeiramente na Bélgica pela empresa Socofonda. Em 1996, foram introduzidas na França pela Sols & Foundation. No Brasil, estas estacas, surgiram em 1997. Devido às suas características, provavelmente seu uso se disseminará pelo país e se tornará bem mais popular do que é hoje em dia.

## **2.2. PROCESSO EXECUTIVO**

### **2.2.1. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**

#### **INTRODUÇÃO**

A Estaca Hélice Contínua (Continuous Flight Auger – CFA) é uma estaca de concreto moldada “in-loco”, escavada, executada por meio de trado contínuo, do tipo hélice, que escava o solo funcionando como um “saca-rolhas”. A concretagem destas estacas é feita por injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno.

O uso de estacas hélice contínua tem se estendido além de simples elementos de fundações. A execução destas estacas como paredes de contenção, contíguas ou secantes, tem sido utilizado no mercado nacional. Exemplos disto são o estacionamento subterrâneo do Hospital das Clínicas e a Estação Luz da CPTM, entre outros.

#### **METODOLOGIA EXECUTIVA**

A execução das estacas hélice contínua pode ser dividida em 3 etapas: perfuração, concretagem simultânea a extração da hélice do terreno, e colocação da armadura (Figura 2.3).

##### **2.2.1.1. Perfuração**

A perfuração é executada por cravação da hélice no terreno por rotação, com um torque apropriado para que a hélice vença a resistência do solo, alcançando a profundidade determinada em projeto. A perfuração é executada

sem que em nenhum momento a hélice seja retirada do furo. O torque é aplicado por meio de uma mesa rotativa situada no topo da hélice.

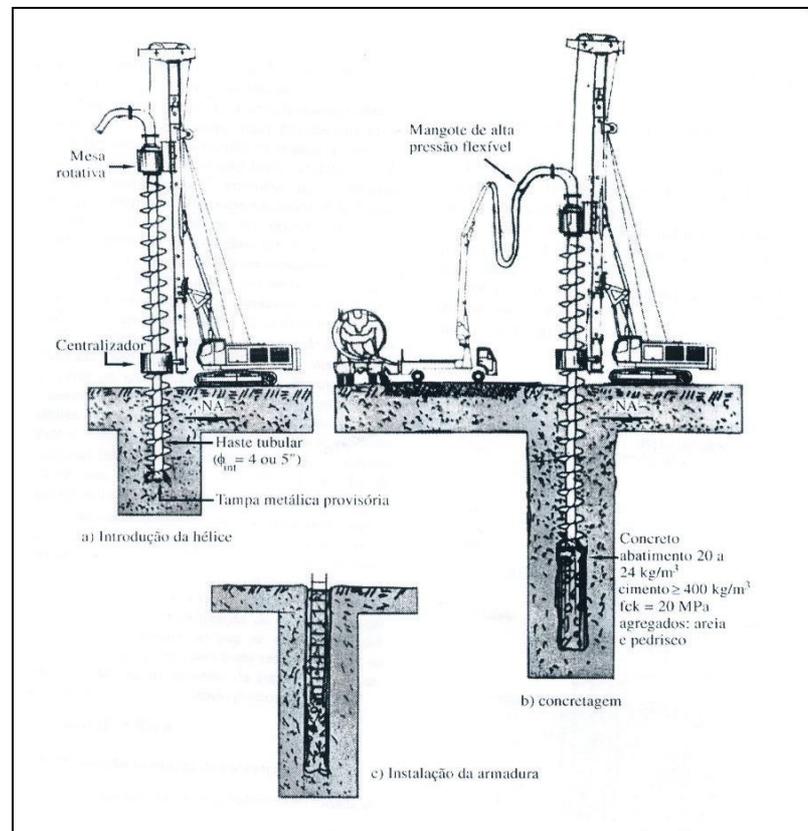


Figura 2.3 - Seqüência executiva da estaca hélice contínua (ALONSO, 1998a).

A haste de perfuração é constituída da hélice espiral, responsável pela retirada de solo, e um tubo central solidarizado a esta hélice. A hélice é dotada de dentes em sua extremidade inferior que auxiliam a sua penetração no solo. Em terrenos mais resistentes, esses dentes podem ser substituídos por pontas de vídia. Para que não haja, durante a fase de perfuração, entrada de solo ou água na haste tubular, existe na face inferior da hélice uma tampa metálica provisória que é expulsa na concretagem. Esta tampa geralmente é recuperável.

Durante a perfuração, a única força que atua sobre a hélice é o seu peso próprio com o solo nela contido. Eventualmente, uma força de “pull-down” na escavação é acionada. De um modo geral a perfuração com o equipamento

hélice contínua é possível em solos com  $N_{SPT}$  máximo de 50. Nesta etapa, procura-se retirar o menor volume de terra possível, minimizando o desconfinamento do solo na interface trado-solo. Isto se consegue, na maioria dos casos, controlando-se o avanço.



Foto 2.1 - início da perfuração

O avanço é controlado de forma que o trecho penetrado a cada volta da hélice é próximo, mas ligeiramente inferior ao passo. Já que uma maior velocidade de avanço tende a “prender” a hélice no solo e uma velocidade de avanço muito baixa, pode provocar um levantamento do solo, pois a hélice passa a funcionar como transportador vertical de parafuso. Segundo ALONSO(1996a), no caso de solos não coesivos essa característica de transporte do trado, decorrente da baixa velocidade de penetração, tem sido a causa de vários acidentes relatados na literatura internacional. A relação entre o avanço e a rotação decresce conforme aumentam as características de resistência do solo.

Em função do terreno a ser perfurado, devido às razões explícitas acima, deve-se tomar um cuidado especial na hora de se escolher o trado. Segundo PENNA et. al. (1999), as características mais importantes do trado são o tipo e

inclinação da lâmina de corte colocado na sua ponta, o passo da hélice e a inclinação da hélice em relação a vertical. Estas características vão influir na velocidade de perfuração, na capacidade de atravessar camadas resistentes e na maior ou menor retirada de solo durante a descida do trado.

A perfuração contínua sem a retirada da hélice do furo garante a principal característica da estaca hélice contínua que é, a de não permitir alívio significativo do terreno, tornando possível a sua execução tanto em solos coesivos quanto em arenosos, na presença ou não de lençol freático. Esta característica da estaca também permite a sua execução em terrenos bem resistentes com valores de SPT acima de 50.

#### **2.2.1.2. Concretagem**

Atingida a profundidade desejada, inicia-se a concretagem da estaca, por bombeamento do concreto pelo interior da haste tubular. Devido a pressão do concreto, a tampa provisória é expulsa. A hélice passa a ser extraída pelo equipamento, sem girar ou, no caso de terrenos arenosos, girando muito lentamente no sentido da perfuração.

O concreto é injetado sob pressão positiva da ordem de 50 a 100 kPa. A pressão positiva visa garantir a continuidade e a integridade do fuste da estaca, e, para isto, é necessário que se observe dois aspectos executivos. O primeiro é garantir que a ponta do trado, durante a perfuração, tenha atingido um solo que permita a formação da “bucha”, para que o concreto injetado se mantenha abaixo da ponta da estaca, evitando que o mesmo suba pela interface solo-trado. O segundo aspecto é o controle da velocidade de retirada do trado, de forma que sempre haja um sobreconsumo de concreto.

O concreto normalmente utilizado apresenta resistência característica ( $f_{ck}$ ) de 20MPa, é bombeável, e composto de areia e pedrisco. O consumo de cimento é elevado, entre 400 a 450 Kg/m<sup>3</sup>. O uso de aditivos plastificantes tem sido muito usado. Deve-se tomar cuidado, pois este, sem um devido controle e

conhecimento, tem causado alguns problemas. Se o seu uso for extremamente necessário, deverá ser feito um cuidadoso estudo de adequação do mesmo para o estaqueamento, junto com o fornecedor de concreto. O fator água-cimento é geralmente em torno de 0,53 a 0,56. O abatimento (“slump”) do concreto situa-se entre 200 e 240 mm. Esse valor de slump é definido basicamente pelo processo de colocação da armação da estaca. O concreto é bombeado por uma bomba ligada ao equipamento de perfuração, por meio de mangueira flexível de 100 mm de diâmetro. Maiores detalhes das propriedades do concreto e alterações destas propriedades que influem no desempenho é mostrado no item 2.6.2.

Assim como a perfuração, a concretagem deve ocorrer de forma contínua e ininterrupta, mantendo as paredes onde se formará a estaca, sempre suportadas (acima da ponta do trado, pelo solo encontrado entre as pás da hélice, e abaixo, pelo concreto que é injetado).

Durante a extração da hélice, a limpeza do solo contido entre as pás, é feita manualmente ou com um limpador de acionamento hidráulico ou mecânico acoplado ao equipamento, que remove este material, sendo este, removido para fora da região do estaqueamento com o uso de pá carregadeira de pequeno porte.

### **2.2.1.3. Colocação da Armadura**

As estacas hélice contínua têm suas armaduras instaladas somente após a concretagem, isto pode ser um fator limitante do comprimento da armadura e, também, pode impossibilitar o uso destas estacas quando sujeitas a esforços de tração ou quando utilizadas como elemento de contenção. As armaduras podem ser instaladas por gravidade, por compressão de um pilão ou por vibração, sendo, esta última a recomendada na literatura internacional. No Brasil, entretanto, a colocação da armadura por golpes de um pilão tem sido a mais utilizada na prática.

A armação das estacas, para facilitar a sua colocação, devem ser formadas por barras grossas e estribo circular soldado (ponteados) na armadura longitudinal, aumentando a rigidez da armação para evitar a sua deformação durante a introdução no fuste da estaca. Para armaduras longas, recomenda-se o uso de estribo espiral soldado.

Quando a cota de arrasamento é profunda e abaixo do nível da água, a instalação torna-se muito difícil. Neste caso, recomenda-se que a concretagem seja levada até próximo do nível do terreno, evitando que caia terra dentro da cava antes da colocação da armadura, contaminando o concreto. Esse excesso de concreto é depois cortado no preparo da cabeça da estaca. A colocação da armação em estacas com arrasamento de até 3,0 metros só é possível em solos que não apresentam riscos de desbarrancamento.



Foto 2.2 – colocação da armadura com auxílio de retro-escavadeira

Quando só existem forças de compressão, a armadura não é necessária, mas tem sido recomendado por projetistas e executores, uma armação de comprimento mínimo de 4,0 metros para garantir uma melhor ligação do bloco com a estaca. Para o caso de cota de arrasamento profunda, e sem esforços de tração na estaca, pode-se utilizar barras longitudinais sem estribos para a ligação do bloco com a estaca. Estas barras isoladas eliminam os riscos da cravação de uma armadura com estribos, que pode carregar consigo uma “bucha” de concreto, criando um vazio no corpo da estaca.

O tempo entre o final da concretagem e o início da colocação da armadura deve ser o mínimo possível. Estes cuidados devem ser cumpridos para a instalação da armadura manualmente por gravidade, este tipo de instalação permite comprimentos de armadura de, no máximo, 12 metros, aproximadamente. Para comprimentos maiores, instala-se a armadura com auxílio de um pilão ou de um vibrador. A utilização de pilão permitiu executar estacas com armadura de 19 metros de comprimento, na garagem subterrânea do Hospital das Clínicas em São Paulo, e 18 metros na Estação Luz da CPTM (valas da Rua Mauá e Pinacoteca do Estado).

## **2.2.2. ESTACAS ÔMEGA**

### **INTRODUÇÃO**

A estaca ômega também é uma estaca moldada “in-loco”, mas, de deslocamento. É uma estaca de ação dupla de deslocamento, primeiro durante a perfuração, e depois na concretagem da estaca. Segundo VAN IMPE (1994), a estaca ômega é uma estaca de deslocamento baseada no processo de “aparafusamento” do solo. Para BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998) a estaca ômega consiste de um longo parafuso que vai substituindo o solo durante a escavação.

### **A ponta parafuso ômega**

A ponta da hélice ômega consiste de um longo parafuso de aço de diâmetro incrementado descontinuamente no topo, com variados graus de inclinação, para cada diâmetro diferente (BOTTIAU & CORTVRINDT, 1994).

Na Figura 2.4 apresenta-se a ponta do parafuso hélice ômega, e na Figura 2.5, um detalhamento da ponta do parafuso hélice ômega.

A forma do parafuso foi desenvolvida de tal maneira, que o volume de solo transportado entre as pás da hélice ômega, pode ser armazenado em cada nível para as diferentes seções da hélice parafuso. Por exemplo, o volume entre as pás da seção VI - VI da Figura 2.5 é igual ao volume entre as pás da seção V - V. Este solo é deslocado até atingir o nível do diâmetro nominal, sendo então compactado à lateral do furo. Segundo VAN IMPE (1994), isto resulta na necessidade de uma energia baixa, mas muito eficiente no processo de perfuração e extração da hélice parafuso.

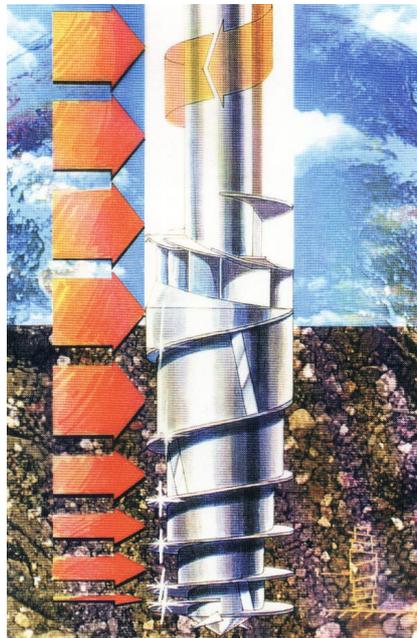


Figura 2.4 - formato do parafuso da estaca ômega (FUNDESP, 2001)

Acima do diâmetro nominal, há mais quatro pás, cada uma se estendendo por aproximadamente 225 graus em torno do eixo da hélice ômega, sobrepondo-se por, aproximadamente, 45 graus uma sobre a outra (detalhe 3 da Figura 2.5). Todo material que, eventualmente, desmorona do furo da estaca sobre a parte

superior do parafuso, é transportado pelas pás superiores em sentido à ponta, deslizando, posteriormente, pelas abas metálicas até atingir o nível do diâmetro nominal, sendo então compactado lateralmente.

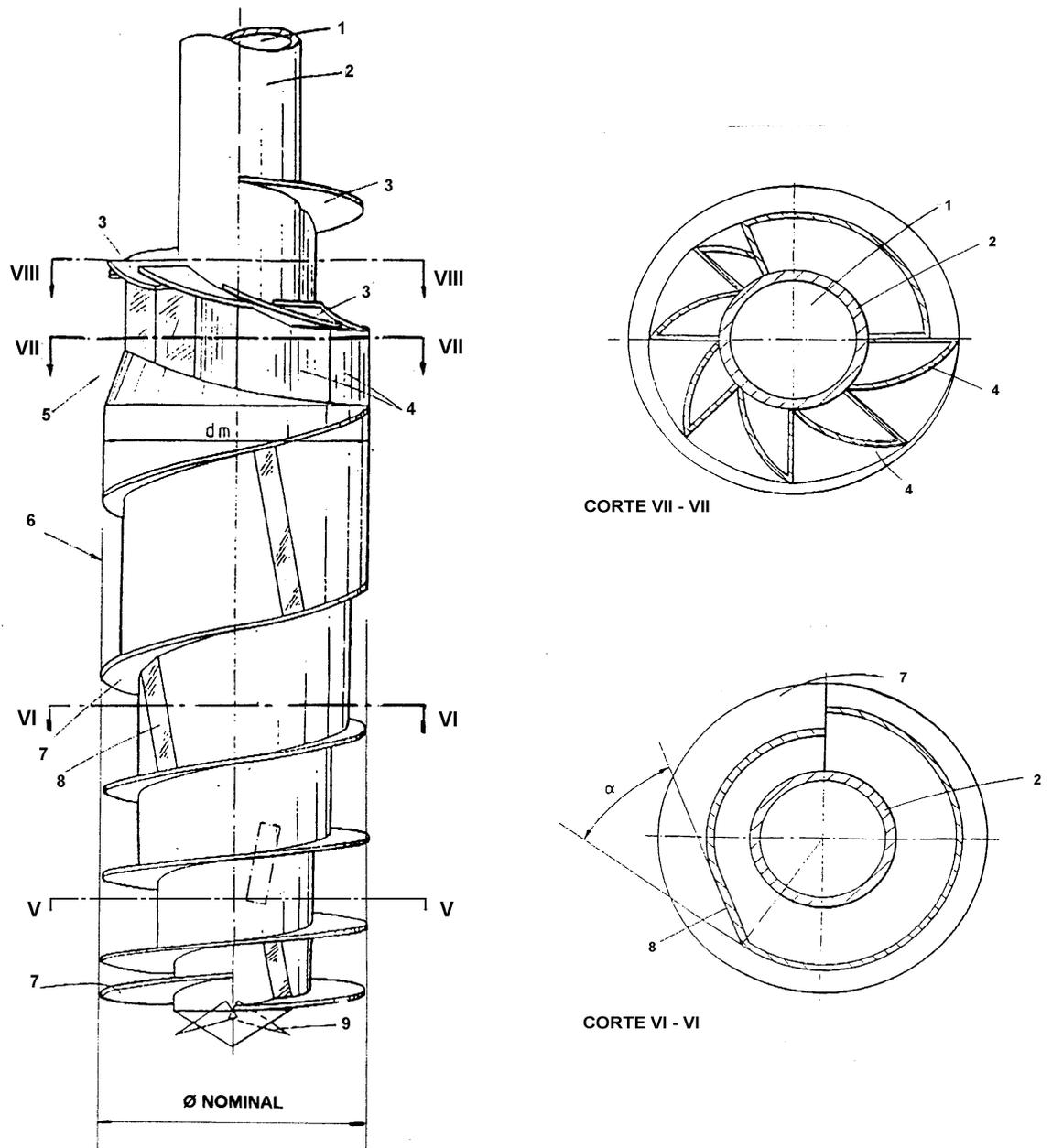


Figura 2.5 - Detalhes da ponta hélice ômega (FUNDESP, 2002)

Para a Figura 2.5 a seguinte legenda se aplica:

1. seção vazada do tubo por onde desce o concreto;
2. tubo de aço;
3. pá da hélice superior (no total a parte superior é composta de 4 pás);
4. abas ou aletas metálica;
5. seccionamento do diâmetro;
6. diâmetro nominal;
7. pá da hélice ômega;
8. ângulo de transição (marca a mudança de diâmetro);
9. tampa metálica provisória.

Segundo VAN IMPE(1994) e BOTTIAU & CORTVRINDT(1994), o deslocamento de solo é cinematicamente assegurado pelos “ângulos de transição” da peça (detalhe 8 da Figura 2.5) orientados descendentemente, localizadas na cabeça da hélice parafuso ômega em diferentes posições muito bem escolhidas. O ângulo de transição marca a mudança de diâmetro e está situado na cabeça do parafuso a cada  $450^{\circ}$ . Quando o solo entre as pás da hélice o atinge, é comprimido lateralmente.

VAN IMPE (1994) afirma que a combinação do passo e diâmetro crescente na ponta do parafuso, associados à forma da parte superior do parafuso, garante melhor deslocamento lateral de solo e maior penetrabilidade à hélice parafuso da ômega, sem qualquer parcela de solo transportado.

## **METODOLOGIA EXECUTIVA**

A metodologia executiva da estaca ômega é muito parecida ao da hélice contínua. Ambas são executadas em três etapas (perfuração, concretagem e armação), diferenciando-se basicamente na etapa de perfuração.

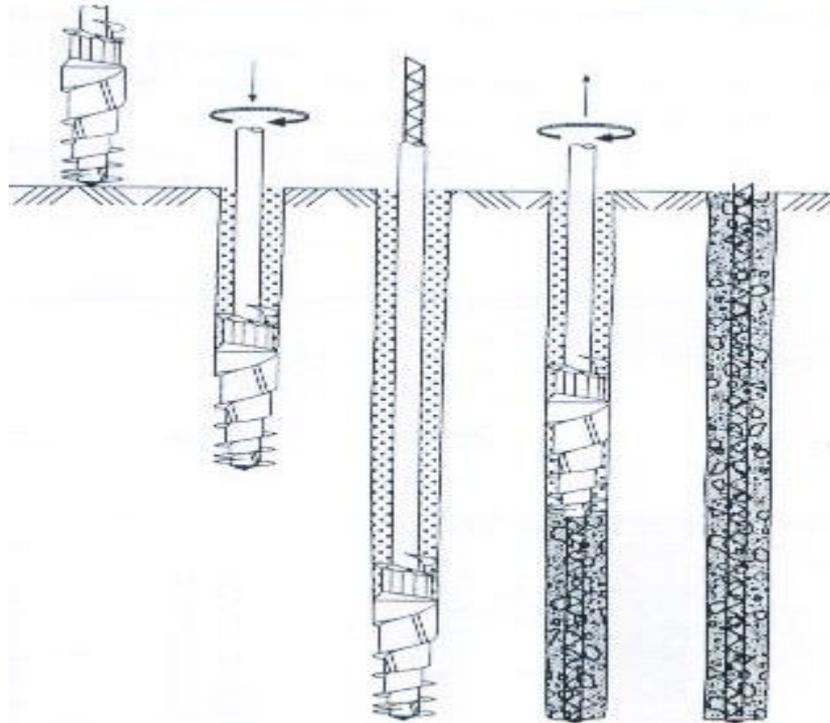


Figura 2.6 - seqüência executiva da estaca ômega (BOTTIAU et. al., 1998)

### 2.2.2.1. Perfuração

A perfuração é executada por cravação do parafuso da ômega no terreno por rotação, como um processo de aparafusamento da hélice ômega no solo, podendo ser empregada a mesma máquina utilizada para as estacas hélice contínua, com um torque apropriado, para que o parafuso vença a resistência do solo, alcançando a profundidade determinada em projeto. O torque é aplicado por meio de uma mesa rotativa, situada no topo da hélice parafuso.

A perfuratriz de execução da ômega é constituída de um tubo central, com o parafuso perfurante da ômega na ponta. Assim como na hélice, a ponta é recuperada com solda dura apropriada após desgaste. Como na estaca hélice, para que não haja, durante a fase de perfuração do solo, entrada de solo ou água na haste tubular, existe na face inferior da hélice, uma tampa metálica provisória, que é expulsa na fase de concretagem. Esta tampa geralmente é recuperável.



Foto 2.3 - preparo para iniciar a perfuração

Devido ao formato e a forma como é introduzida no terreno a hélice parafuso da ômega desloca o solo para baixo e para os lados, resultando numa compactação do solo que fica fortemente compactado e aderido ao fuste da estaca.

Pelo modo que o parafuso ômega perfura o solo, é necessário um torque mais elevado para a sua perfuração em relação à hélice contínua. Eventualmente uma força de “pull-down” (cravação) é acionada. Isto oferece uma grande dificuldade para a sua execução em solos mais resistentes. Usualmente, como limite de resistência para a hélice parafuso, são especificados solos com valores de  $N_{SPT}$  em torno de 40.

#### **2.2.2.2. Concretagem**

O processo de concretagem é muito similar ao da hélice contínua. Por este motivo o assunto não será abordado em maiores detalhes, visto que já o foi quando se tratou da execução de estacas hélice contínua.

Serão tratados aqui apenas alguns pontos em que há diferença em seus processos de concretagem. Na extração do trado, o giro é mantido lento e no mesmo sentido da perfuração, garantindo o deslocamento do solo.

Como a ômega não possui o trado hélice com pás, não há o problema de subida de concreto pelas pás da hélice. O consumo de cimento é o mesmo (400 a 450 Kg/m<sup>3</sup>), assim como o fator água-cimento (em torno de 0,53 a 0,56). O uso de aditivos plastificantes é comum.

Como não possui hélice com pás, e não retira solo durante a sua execução, esta estaca dispensa o limpador mecânico para as pás da hélice. Não é necessária a retirada e disposição final do material de descarte.

### **2.2.2.3. Colocação da Armadura**

A colocação da armadura nestas estacas pode ser feita após a concretagem, como para a hélice contínua, ou concomitante à concretagem.

Quando a instalação é feita durante a concretagem, a armadura é instalada por dentro do tubo antes da concretagem, e à medida que este é extraído durante a concretagem, a armadura vai sendo instalada. Este tipo de instalação é favorável à instalação de armaduras com grandes comprimentos e, principalmente, quando a estaca é armada em todo o fuste e trabalha a tração.

Quando a instalação é feita posterior a concretagem, o processo de colocação da armação é igual ao da hélice contínua, sendo necessário pilão ou vibrador para grandes comprimentos de armaduras.

Neste caso, valem todas as recomendações feitas para a hélice contínua nesta etapa de execução. No Brasil, na prática executiva usual, a armadura está sendo instalada posteriormente a concretagem.

### 2.3. MONITORAÇÃO E CONTROLE NA EXECUÇÃO

Neste tópico é apresentado o equipamento de monitoração e dados de controle que o mesmo obtém. São discutidos o valor da folha de controle e a confiabilidade dos dados fornecidos pela monitoração e do processo de obtenção, abordando os problemas mais comuns que podem acarretar erros neste processo.

As estacas hélice contínua e ômega são monitoradas na execução por meio de um sistema computadorizado específico. O equipamento utilizado para a monitoração destas estacas é o mesmo.

O equipamento mais comum usado no Brasil é o aparelho chamado TARACORD, lembrando-se que existem outros, como por exemplo, o TARALOG. Este segundo equipamento (e outros que existem no mercado) é muito similar ao primeiro e faz a monitoração dos mesmos parâmetros, diferindo basicamente do primeiro na forma como os dados são apresentados na tela do computador. Estes equipamentos permitem a obtenção dos seguintes dados:

- Profundidade;
- Tempo;
- Inclinação da torre;
- Velocidade de penetração do trado;
- Velocidade de rotação do trado;
- Torque;
- Velocidade de retirada (extração) da hélice;
- Volume de concreto lançado;
- Pressão do concreto.

Estes dados são acompanhados pelo operador da perfuratriz, por meio de um monitor instalado na cabine, em tempo real durante a execução da estaca. Após executada a estaca, o equipamento produz uma folha de controle com os

referidos dados. Esta folha de controle pode ser impressa no local, com o uso de uma impressora de campo ligada ao equipamento por meio de interface paralela ou armazenada em cartão de memória e depois transferido os dados para um computador no escritório. Na figura 5.6, temos um exemplo de uma folha de controle de execução de uma estaca ômega, monitorada com o equipamento TARACORD.

O TARACORD é um instrumento constituído por um computador e vários sensores instalados na perfuratriz através de cabos elétricos. O computador é composto de um teclado e um monitor constituído por três telas para a apresentação dos dados. A Figura 2.8 mostra os sensores e sua localização na perfuratriz. O sistema de monitoração deve estar ligado e programado antes de se iniciar a perfuração da estaca, este sistema é necessário para controle de qualidade da execução, e não se deve abster da sua utilização.

Para VELLOSO (2000) a folha de controle da monitoração, mostrada na Figura 2.7, poderia substituir os tradicionais e valiosos diagramas de cravação que temos para as estacas cravadas. O autor ainda sugere o uso de critérios para a interpretação desta folha de controle, sobretudo, o relacionamento entre torque e avanço.

Realmente a utilização de dados da monitoração, como: torque, velocidade de penetração da hélice, velocidade de extração, velocidade de rotação do trado, pressão do concreto; correlacionados entre si e/ou com o tipo de solo, poderia tornar-se valioso parâmetro de controle executivo, e na etapa de projeto, parâmetro na previsão de comportamento carga x recalque e cálculo da capacidade de carga destas estacas, valendo-se das características executivas destas estacas para atingir máximo desempenho e qualidade.

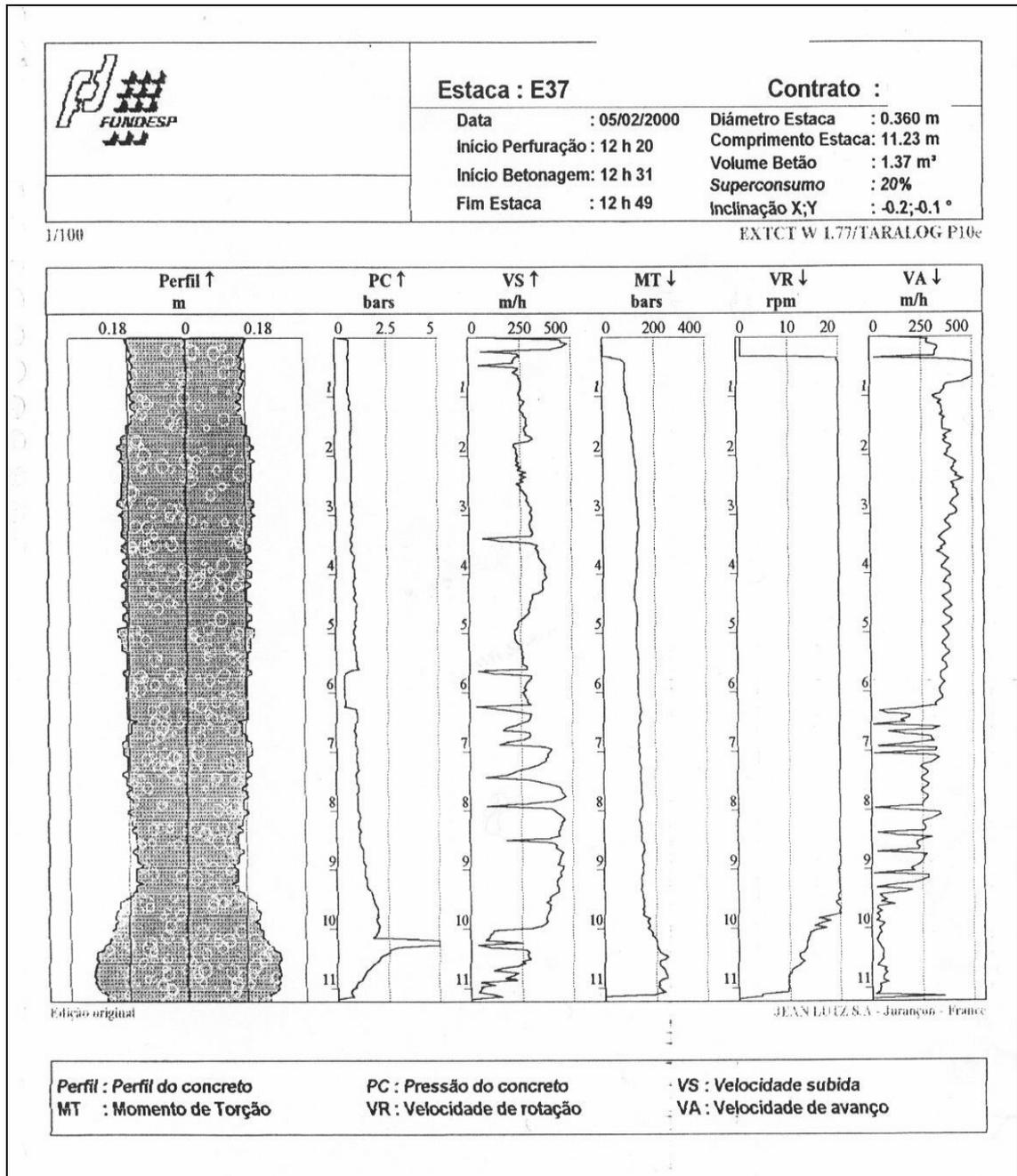


Figura 2.7 - Ficha de controle de uma estaca ômega empregada nas obras de fundação da Estação Vila das Belezas, da CPTM, Linha 5.

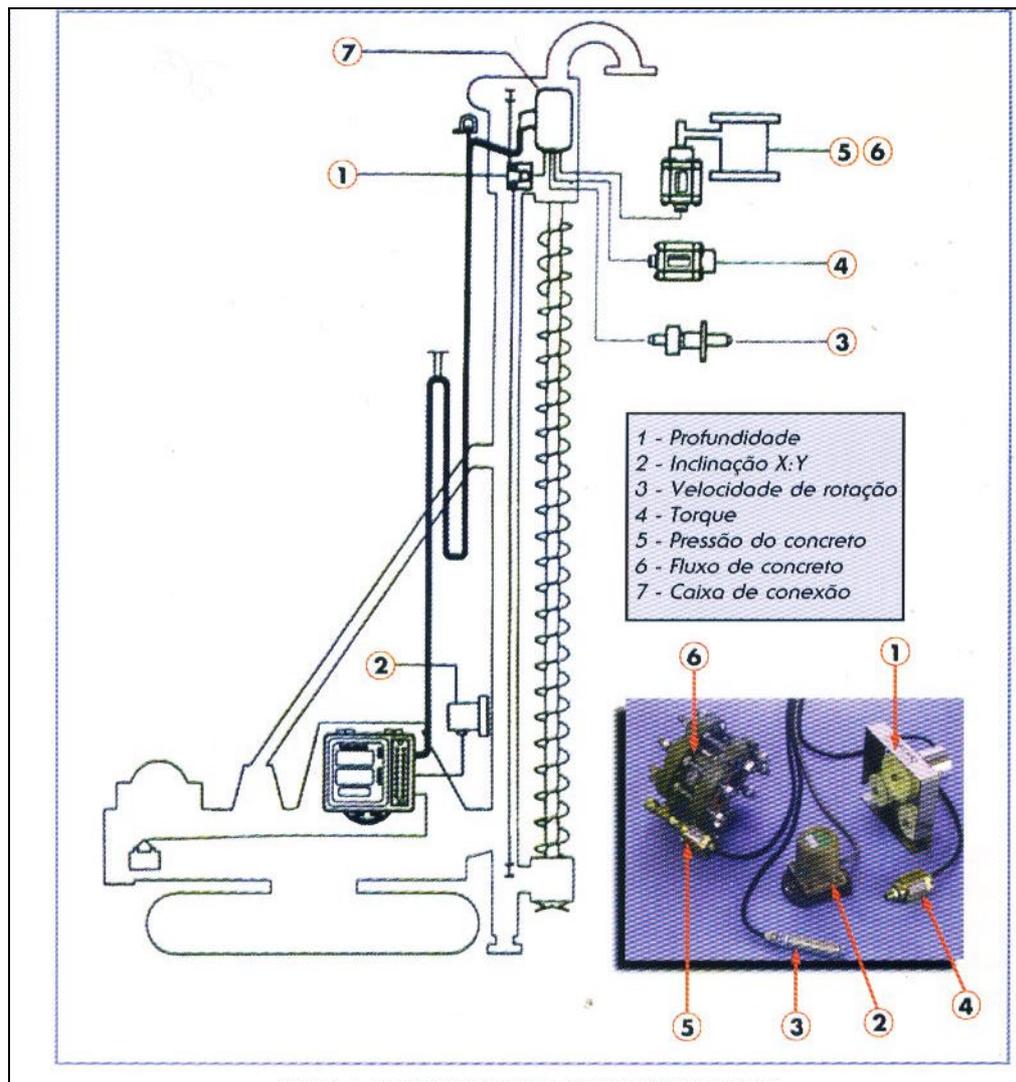


Figura 2.8 - Localização dos sensores na perfuradora de estaca hélice contínua (GEOFIX, 1998)

Apesar da monitoração nos fornecer o valor do sobreconsumo de concreto e a variação da seção ao longo da profundidade, a precisão e a confiabilidade destes pode ser discutida.

Imprecisões e erros nos dados fornecidos pela monitoração podem ocorrer, por diversos motivos. Entre eles, citamos: sistema de monitoração não calibrado de forma correta ou apresentando algum dano, danos nos sensores, bombas com muito uso ou sem manutenção (o que causa menor eficiência, conduzindo fatalmente a erros de medida de volume de concreto e por consequência de

pressão de injeção), medidores mal ou não calibrados e defeito nos cabos de transmissão de dados, entre outros.

A precisão no valor de sobreconsumo ou subconsumo de concreto depende da precisão do volume medido. O volume de concreto é fornecido por um transdutor de pressão que informa o volume de concreto por bombeada, ou seja, a cada pico de pressão (detalhe 5 da Figura 2.8). A medida correta do volume de concreto é muito importante, pois a partir dela, por meio de correlações, determina-se se o fuste da estaca está íntegro, ou se está havendo seccionamento do mesmo.

Um caso em que parece ter ocorrido deficiência no processo de obtenção do volume de concreto pela monitoração, é o relatado por KORMANN et. al. (2000). Os autores obtiveram, para solos da formação Guabirotuba, grandes valores de sobreconsumo de concreto (entre 47% e 59%) em duas estacas hélice contínua (uma com 7,0 metros de profundidade e a outra com 6,0 metros de profundidade, e ambas de 35cm de diâmetro), sendo que por meio de uma inspeção do fuste das estacas, até uma profundidade aproximada de 3,2m as estacas apresentaram uma seção real inferior em média 1,5cm ao diâmetro nominal (entre 3% e 6%). Como o diâmetro executado foi ligeiramente inferior ao nominal, os autores não identificaram uma razão para nesta situação ter ocorrido um sobreconsumo de concreto tão alto. Para os autores é improvável que abaixo dos trechos examinados ocorram alargamentos com volumes que justifiquem os dados fornecidos pela monitoração. A razão para tal sobreconsumo deve estar associada, provavelmente, a medição do concreto por picos de pressão, sistema não calibrado ou alguma outra falha no sistema de monitoração.

ALBUQUERQUE (2001) fez a extração de três estacas em seu trabalho, sendo uma hélice contínua e uma ômega, e o autor obteve um sobreconsumo de concreto maior para a estaca ômega, em relação à hélice contínua (respectivamente, 17% e 3%), que deve ter sido ocasionado pelo processo executivo da ômega, que compacta o solo, formando “nervuras” ao longo do

fuste da estaca. Estes valores de sobreconsumo são os reais, verificados a partir da medição das estacas extraídas, comparando-se com o volume teórico.

Quando relacionamos os valores de sobreconsumo fornecido pelo “Taracord”, tem-se um excesso de consumo, medido pelo equipamento em relação ao real, de 5% para as hélice contínua e 7% para a ômega. Estes valores podem ser considerados baixos e se devem, provavelmente, a execução cuidadosa destas estacas. Visto que, freqüentemente, no meio executivo tem-se atingido valores altos de sobreconsumo de concreto, principalmente para as estacas hélice contínua, em torno de 20% a 25%. Quando as estacas são mal executadas, podem ocorrer diferenças maiores entre o volume real e o do “Taracord”, devido principalmente, no caso das estacas hélice contínua, a subida de concreto pelas pás da hélice, pois este concreto, é medido pela monitoração mas não constitui a estaca.

Com relação ao sobreconsumo de concreto, para o seu cálculo, PEIFFER et. al. (1993) definiram uma equação que avalia o grau de deslocamento do solo, definido como OCC (sobreconsumo de concreto).

$$OCC = \frac{V_b - V_p}{V_p} \times 100\% \quad (2.1)$$

onde:

$V_p$  = volume teórico da estaca

$V_b$  = volume de concreto consumido

A monitoração durante a concretagem não fornece o valor exato da pressão que o concreto é injetado no fuste. A monitoração fornece a pressão no topo da hélice que é diferente da que sai na ponta da mesma. Há uma coluna de concreto dentro da hélice que aumenta a pressão, em valores da ordem de 0,3 bar. Esta diferença de pressão também ocorre em função da diferença de plasticidade do concreto, diâmetro da hélice, e eventuais problemas na tubulação de descida do concreto entre a ponta e o topo da hélice.

Finalmente, apesar de todas as etapas do processo executivo deste tipo de estaca poderem ser controladas por monitoramento eletrônico (fator importante para que a equipe possa tomar decisões rápidas durante a execução), não se pode esquecer que, como qualquer outro tipo de fundação, a experiência e o conhecimento da equipe envolvida são de fundamental importância (ALONSO, 1998b).

#### **2.4. ASPECTOS RELEVANTES DA EXECUÇÃO**

As estacas ômega e hélice contínua são estacas de alta tecnologia no processo de execução e possuem controle deste processo, por meio de monitoração eletrônica. Razão pela qual, induz-se a impressão de que a execução destas estaca é simples, não necessitando de acompanhamento técnico especializado. Este fato, têm sido prejudicial à execução destas estacas na medida que, abdica-se de acompanhamento de um engenheiro de fundações durante a execução destas estacas.

Empresas, principalmente de execução de estacas hélice contínua, mais utilizadas e conhecidas no mercado, por vezes empregam em sua execução, equipes que não conhecem devidamente o controle e aspectos relevantes da execução destas estacas.

Os principais aspectos executivos que influenciarão no desempenho final destas estacas, são descritos a seguir, a partir de constatações práticas e bibliográficas feita pelo autor e em entrevistas com executores e projetistas.

Entre outros diversos aspectos que influem na correta execução das estacas hélice contínua e ômega, pode-se destacar, os que seguem:

##### a) equipamento

O equipamento de execução destas estacas é constituído de um guindaste de esteiras, sendo nele montada a torre vertical de altura apropriada à profundidade da estaca, com guias por onde corre a mesa de rotação de acionamento hidráulico e em seguida a perfuratriz hélice contínua ou ômega.

O equipamento para execução da estaca deve possuir elevada capacidade de torque (para permitir atingir profundidades adequadas e desejadas em projeto, mesmo em solos resistentes) e elevada força de extração (para garantir a retirada do trado, com o solo nele contido, sem rotação). Normalmente a estaca ômega necessita de mais torque que a hélice contínua. Há algumas perfuratrizes hélice contínua que devido a mesa de limpeza das pás, necessitam de giro lento durante a extração da hélice. O giro, neste caso, é feito no mesmo sentido da perfuração.

ALONSO (1998b) recomenda para estacas hélice contínua os seguintes valores mínimos de torque em função do diâmetro, como mostra a Tabela 2.1 abaixo. A Tabela 2.2 mostra uma recomendação do mesmo autor para força de arranque da perfuratriz hélice contínua.

Tabela 2.1 - Torque em função do diâmetro (diâmetro em cm)

Diâmetro (cm)	Torque (kN.m)
D[ 70	> 80 kN.m
70[ D[ 100	>160 kN.m

Tabela 2.2 - Força de arranque em função do diâmetro (diâmetro em cm)

Diâmetro (cm)	Arranque (kN)
D[ 70	> 400 kN
70[ D[ 100	>700 kN

Para estacas hélice contínua, ainda quanto ao equipamento, o tipo e a forma do trado dependem do tipo de solo a ser penetrado. As características mais importantes são o tipo e a inclinação da lâmina de corte colocado na sua ponta,

o passo da hélice e inclinação da hélice em relação a vertical. Estas características vão influir na velocidade de perfuração que influenciará no número de giros das pás, na capacidade de atravessar camadas resistentes e na maior ou menor retirada de solo durante a perfuração da estaca. Para a estaca ômega, não há variações quanto à forma e inclinação das pás da hélice.



Figura 2.9 - equipamento de execução de estaca hélice contínua  
(FUNDESP, 2001)

Com o uso, principalmente em solos mais resistentes à penetração, a ponta e as pás das hélices ômega e contínua, sofrem um desgaste e perdem sua capacidade de perfuração. A ponta é recuperada com soldagem, que tem a finalidade de reconstituir a forma da ponta, recuperando sua capacidade de perfuração.

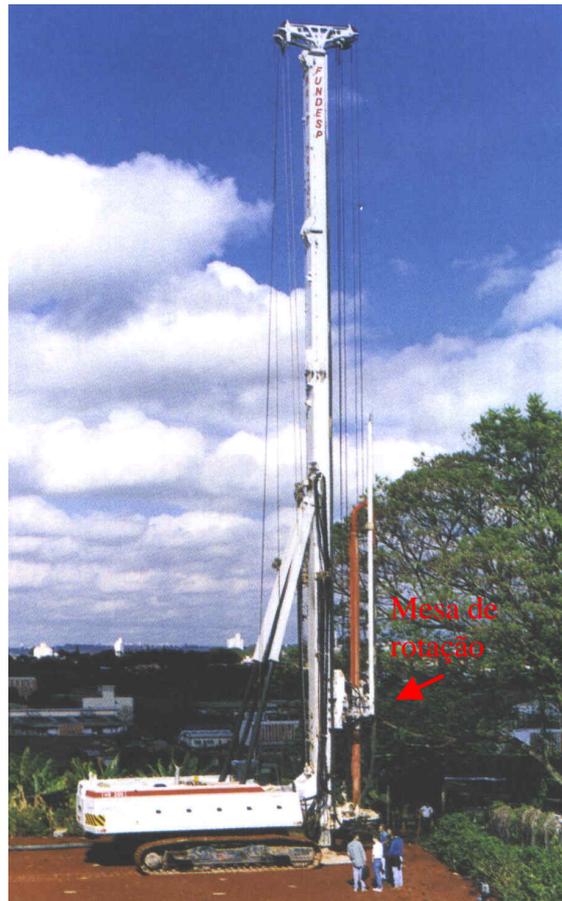


Figura 2.10 - equipamento de execução de estaca ômega  
(FUNDESP, 2001)

As Figuras 2.9 e 2.10 mostram, respectivamente, o equipamento de execução de estacas hélice contínua e ômega. Nota-se que o equipamento em si é idêntico, alterando somente, a ponta da hélice. A mesa de rotação em ambos os casos é localizada acima do último tubo de concretagem e corre pelas guias, conforme a profundidade da ponta da hélice.

#### b) procedimentos prévios à execução das estacas

Previamente ao início da execução das estacas existem alguns procedimentos importantes que cabe aqui relatar. Em função do tamanho e porte dos maquinários necessários para a execução destas estacas, há necessidade de avaliação de possíveis trajetos e itinerários para acesso ao local da obra e

instalações. Também, de acessibilidade e deslocamentos da perfuratriz dentro das instalações da própria obra.

A equipe executora das fundações, nesta etapa deve fazer uma avaliação da capacidade de carga do terreno superficial, com o objetivo de determinar se este comporta o peso da perfuratriz sobre esteiras, e também um planejamento da seqüência de execução das estacas.

A seqüência executiva da estaca deve ser efetuada de forma que não se execute no mesmo dia estacas com uma distância inferior a 5 (cinco) diâmetros da estaca para a hélice contínua. Para a ômega, tem se respeitado uma distância mínima de seis diâmetros. Isto porque, como a estaca é concretada sob pressão e com concreto de “slump” alto, pode ocorrer uma deformação do solo entre as estacas recém executadas, afetando as estacas próximas.

A programação de fornecimento do concreto deve ser previamente estudada, definida e concretizada de forma a evitar-se quaisquer atrasos e conseqüentes interrupções ou impedimentos à condução otimizada dos trabalhos.

Na etapa de acompanhamento de obras e conversas com executores foram observados, em algumas oportunidades, problemas na execução em razão de falta de planejamento prévio quanto à acessibilidade dos equipamentos e, principalmente, fornecimento de concreto.

A tomada destas medidas, de atenção e respeito às condições de suporte mínimo do terreno necessário para movimentação dos equipamentos, condições de transitabilidade pelos acessos, planificação e planejamento da seqüência executiva e o perfeito atendimento às programações de fornecimento de concreto são importantes condicionantes quanto à produtividade.

c) controle da concretagem:

Este talvez seja o item mais importante para a garantia de qualidade da estaca. Ao mesmo tempo é o fator que tem causado os maiores problemas em estacas hélice na prática, não só por dificuldades de se obter um concreto de qualidade devido ao processo executivo, mas também, em razão do concreto não ser de responsabilidade da empresa executora da estaca, e sim da concreteira (fornecedora de concreto), que é normalmente contratada pela construtora da obra, e não pela empresa executora das fundações.

A substituição do pedrisco por pó de pedra, por exemplo, pode causar perda de resistência da estaca e efeito bucha no concreto durante a concretagem ou até mesmo entupimento da mangueira.

Durante a concretagem objetiva-se alcançar um sobre-consumo de concreto reduzido e pressão positiva ou até mesmo zero. É importante lembrar que, o volume fornecido na monitoração não representa, necessariamente, o concreto que forma a estaca.

No caso da hélice contínua, é comum a subida de concreto pela pás da hélice. É de suma importância, que a equipe que está executando a estaca, fique atenta se há um grande volume de concreto subindo pelas hélices até a superfície. E também comparar o volume de concreto, que está sendo fornecido pelo caminhão da concreteira, com o fornecido pela monitoração.

Um outro aspecto que pode causar perda de desempenho em estacas hélice contínua e ômega é na etapa de início ou reinício da concretagem, ao término do concreto de um caminhão e início do bombeamento de concreto de um novo caminhão. Pode haver uma subida demasiadamente rápida da perfuratriz. A monitoração pode iludir o operador quanto ao concreto que está sendo injetado, recomenda-se que o operador faça o controle não só pela monitoração, mas também, pelo julgamento pessoal da pressão que o concreto exerce sobre a ponta da hélice ou do parafuso ômega.

#### d) pressão de injeção

A pressão de injeção do concreto influi na homogeneidade e integridade da estaca. A pressão normalmente utilizada é de 1 a 2 bar, sendo zero, para os casos de execução em camadas de argilas moles ou solos muito fracos.

Face o seu processo executivo, as estacas ômega normalmente necessitam de uma maior pressão na injeção do concreto. ALBUQUERQUE (2001), conforme verifica-se pela Tabela 2.3, obteve uma pressão de injeção do concreto de 74% a 134% maior para a estaca ômega, em comparação com a hélice contínua. Isto pode ser um fator limitante ao processo em solos resistentes e rochas brandas

Tabela 2.3 – Pressão média de injeção de concreto ALBUQUERQUE (2001)

Estaca	Pressão média (kPa)	Estaca	Pressão média (kPa)	
	0-12 m		0 - 6m	6 – 12m
Hélice Contínua 1	400	Ômega 1	900	1000
Hélice Contínua 2	600	Ômega 2	800	1000
Hélice Contínua 3	500	Ômega 3	900	1500
Média	500	Média	870	1170

A pressão de injeção do concreto, pode influir na capacidade de carga das estacas. No trabalho de KORMANN et. al. (2000), duas estacas hélice contínua, executadas próximas, e muito semelhantes, apresentaram um comportamento quanto à capacidade de carga muito distinto. Foram executadas duas estacas hélice contínua, a primeira estaca foi executada com pressão de injeção do concreto igual a 100 Kpa (1 bar), enquanto que a segunda com pressão de injeção do concreto maior que 200 Kpa (2 bar). A estaca executada com maior pressão de injeção de concreto, teve uma maior capacidade de carga em relação a outra, sendo que as provas de carga dinâmicas executadas nas estacas sugerem, que esta, tem um atrito lateral muito maior que a primeira. Para os autores, isto não deveria ser devido a presença de uma camada mais resistente em torno da segunda estaca ou na ponta e a hipótese de influência de pressão de injeção não pode ser descartada.

Possivelmente, maior pressão de injeção leva a um maior confinamento lateral no fuste da estaca e a um maior atrito lateral na mesma.

VAN IMPE et. al. (1998) realizaram estudos do comportamento de estacas ômega, instrumentando-as com “tell-tales” e modificando os parâmetros de execução, o que refletiu na forma da curva carga x recalque e na capacidade de carga. Apresenta-se na Tabela 2.4 as características das estacas e na Figura 2.11 os resultados das provas de carga.

Tabela 2.4 – características das estacas (VAN IMPE et al., 1998)

Estaca	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Abatimento (cm)	Observações
2	36	14,5	20	Concretada por gravidade
3	36	14,5	20	Concretada com 2 bar (200 kPa) de pressão na bomba
4*	36	11,0	12	Ponta alargada, concretada com mais de 10 bar (1000 kPa) de pressão na bomba
5*	36	11,0	12 (ponta) 20 (fuste)	Ponta e fuste alargados, concretada com mais de 10 bar de pressão na bomba

\* Estaca ômega plus

Pode-se observar, através da Figura 2.11, que o processo de concretagem da estaca, com o concreto sendo injetado sobre pressão, tem certa influência na capacidade de carga, aquela concretada a partir do bombeamento do concreto (ômega 3) apresenta maior valor de capacidade de carga que a outra (ômega 2). Outro fator que influenciou esta carga foi o alargamento da ponta (ômega 4) e situação de alargamento da ponta e fuste (ômega 5), nas duas situações, a carga de ruptura foi superior à das estacas 2 e 3.

A pressão de concreto tratada até aqui e os valores abordados tratam-se da pressão no topo da hélice dada por picos de pressão, dada por um transdutor de pressão. A pressão real aplicada no contato ponta da hélice-solo, não é este valor exato e será influenciada pela pressão do solo nos arredores da ponta da perfuratriz.

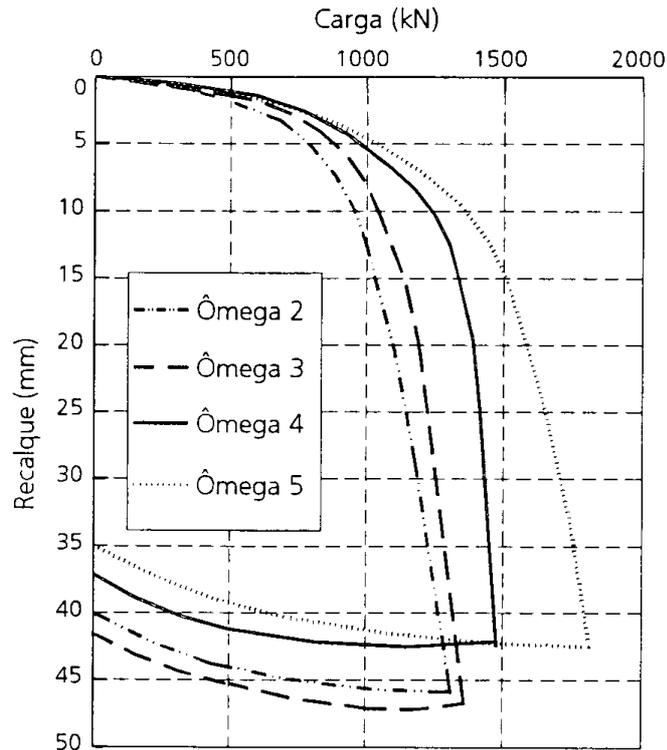


Figura 2.11 - Resultados das provas de carga (VAN IMPE et. al., 1998)

Segundo BRONS & KOOL (1988), para estacas hélice contínua, há uma frágil correlação entre a pressão medida no topo e a pressão aplicada na ponta da hélice. Estes valores podem apresentar uma grande dispersão, tanto para estacas hélice contínua como para ômega, pois esta dispersão de valores se dará em razão da diferença na plasticidade do concreto ao longo tubo de concretagem, rugosidade do tubo, diâmetro da estaca, velocidade de extração da perfuratriz, propriedades do concreto, fator água –cimento e outros.

Estes fatores somados serão responsáveis pela pressão na ponta da hélice contínua ou parafuso ômega. E, em muitos casos, a pressão na ponta da perfuratriz não será a soma da pressão aplicada no topo mais a coluna de concreto dentro do tubo de concretagem.

Verifica-se isto, através da Figura 2.12, donde constatamos que a maioria dos pontos se situam à direita da reta a  $45^{\circ}$  que parte da origem, o que representa que a pressão logo abaixo da ponta da hélice contínua, é maior que a pressão aplicada no topo e fornecida pela monitoração.

No entanto, está longe de ser a soma da pressão aplicada no topo mais a coluna de concreto, que neste caso está representada pela segunda linha que sai do ponto 4,0 bar para pressão logo abaixo da ponta da estaca e 0 bar de pressão no topo da hélice, e no desenho está indicada pela expressão “no friction”.

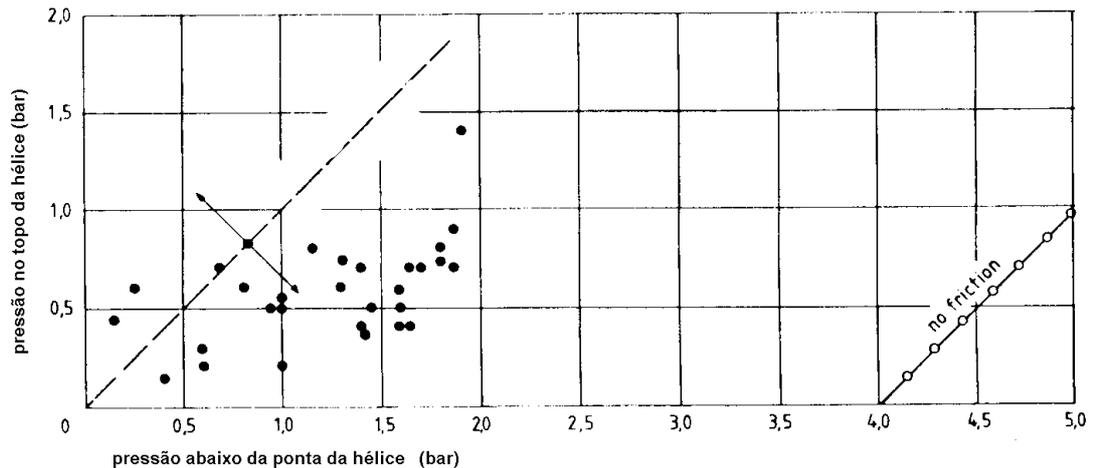


Figura 2.12 - pressão medida no topo da hélice em comparação com a pressão abaixo da ponta. (BRONS & KOOL, 1988).

#### e) sistema de injeção do concreto

Para que a estaca seja corretamente executada, e atinja requisitos de qualidade e desempenho, para a qual foi projetada, é importante que o sistema de injeção de concreto (bomba, mangueira, etc.), esteja em perfeito estado de funcionamento. Para isto é necessário que sejam aferidos alguns pontos que serão tratados adiante. Lembramos que, todos estes aspectos tratados aqui com relação ao sistema de injeção de concreto, são válidos para ambas as estacas, já que o sistema utilizado é o mesmo para estes dois tipos de estacas.

A bomba de injeção de concreto deve estar sempre em bom estado de conservação. As juntas que ligam a bomba ao trado devem ser estanques para que o concreto, durante a injeção, não perca água, pois, isto é uma das causas mais freqüentes de entupimento do sistema, principalmente em dias quentes. O sistema de bombeamento deve ter uma capacidade de bombeamento mínimo

de 20 m<sup>3</sup>/h para estacas com diâmetro máximo de 50 cm, e 40 m<sup>3</sup>/h para diâmetros maiores.

Quanto ao sistema de injeção, outro aspecto que merece consideração é a chamada “limpeza de rede” (limpeza do sistema de injeção de concreto). Como descrito por VELLOSO & ALONSO (2000), ao final de um dia de trabalho, o cocho é limpo com aplicação de óleo. Antes de se começar a primeira estaca do dia seguinte a rede precisa ser “lubrificada” para permitir uma fluência do concreto. Para esta lubrificação costuma-se misturar 2 sacos de cimento (de 50 Kg) em cerca de 200 litros de água (calda de lubrificação) dentro do cocho. Então, a calda é lançada por meio de bombeamento do concreto, como se a estaca estivesse sendo concretada. Quando toda a calda tiver sido lançada fora e se estiver garantido de que toda a rede já está com concreto, interrompe-se o lançamento do mesmo, tampa-se o trado e inicia-se a perfuração da estaca.

O não cumprimento de tal medida pode comprometer o desempenho da estaca. VELLOSO & ALONSO (2000), na mesma publicação, mostram o comportamento de duas estacas hélice contínua de pequeno diâmetro (25cm e 12m de comprimento), distantes entre si de 1,40 m e executadas, uma sem limpeza e a outra com limpeza de rede (Figura 2.13). A estaca executada com limpeza de rede teve, durante a prova de carga estática, um comportamento normal, enquanto que a executada sem limpeza, sofreu um recalque brusco ao atingir 350 KN, só retomando a carga após um recalque de 36,15 mm.

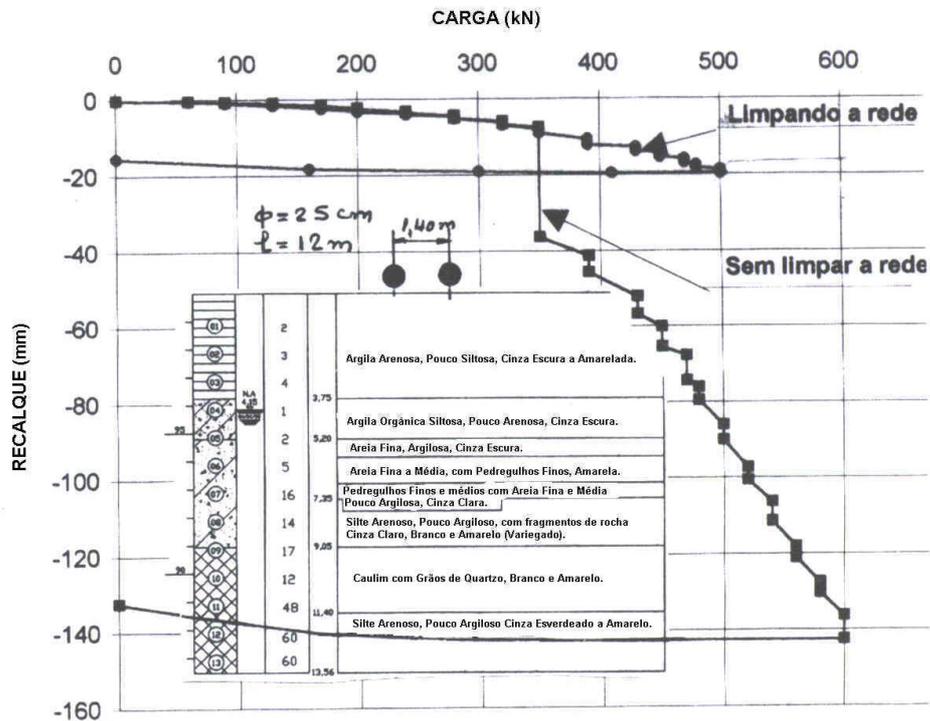


Figura 2.13 – comparação de desempenho de duas estacas hélice contínua, uma com limpeza da rede e a outra sem.(cargas em kN)  
(VELLOSO & ALONSO, 2000)

Apesar da prova de carga na estaca com limpeza de rede ter sido interrompida prematuramente, fica nítido a perda de desempenho da estaca sem limpeza da rede em relação à estaca com a limpeza. Este fenômeno também poderá ocorrer para uma estaca ômega em diferente proporção.

#### f) colocação da armadura:

Em função do processo executivo, a armadura destas estacas só é instalada após a concretagem (no caso da ômega, no Brasil, é feito somente desta forma), o que dificulta a instalação da armadura e limita o seu comprimento.

A norma brasileira NBR 6122/96 dispensa a armação em estacas submetidas apenas a esforços de compressão e com tensão máxima de 5,0 MPa. No entanto, por questões executivas, é usual e recomendado pela boa prática armar o trecho superior da estaca até cerca de 4,0 metros de profundidade.

Em casos que há necessidade de armadura com maiores comprimentos, é muito importante um concreto suficientemente plástico para permitir a colocação da armação (slump correto em torno de  $220 \pm 20$  mm), por meio de pilão ou vibrador para a instalação. O tempo entre o fim da concretagem e a colocação da armação deve ser o menor possível, praticamente imediatamente após o fim da concretagem a armadura deve ser colocada (na prática, executores recomendam que este intervalo não seja maior que 5 a 8 minutos).

Atendendo os requisitos acima citados, consegue-se a instalação “manual” da armadura, para comprimentos de até 12 metros. Para comprimentos maiores ou quando não se consegue instalar a armadura, a instalação é feita normalmente, no nosso país, por meio de pilão, sendo usado em outros países, vibradores. Segundo ALONSO (1998b) o uso de pilão, tem se mostrado mais eficiente do que os vibradores, apesar destes serem recomendados pela literatura internacional, em estacas hélice contínua.

BOTTIAU & MASSARCH (1991), relatam que têm encontrado maiores dificuldades na instalação de armaduras de comprimentos maiores que  $10 \phi_e$  (dez vezes o diâmetro da estaca hélice contínua). No Brasil, o maior comprimento de armadura instalada neste tipo de estaca, é em torno de 19,00m.

g) cota de arrasamento:

Recomenda-se que a cota de arrasamento coincida com a cota do terreno, o que geralmente não é possível. Sendo assim, em situações onde isso não é possível, quando o terreno superficial é estável e o nível d'água profundo, a cota de arrasamento poderá ficar abaixo da cota do terreno. Entretanto, recomenda-se que esta não fique mais que 4,0 (quatro) metros abaixo da cota do terreno. Quando a cota de arrasamento é abaixo do nível do terreno, e este pouco consistente ou de pouca compacidade e abaixo do nível d'água, corre-se

o risco de desmoronamento da camada superficial e, conseqüentemente, a contaminação do concreto, especialmente se a estaca for armada.

#### **2.4.1. ASPECTOS QUANTO AO TIPO DE TERRENO**

O trabalho abordará, apenas o que se tem verificado com maior freqüência na prática. Mostrando as maiores dificuldades que os executores têm comumente encontrado na execução destas estacas em diversos tipos de terrenos.

##### solos muito resistentes

A execução neste tipo de terreno merece do executor de estaca hélice contínua, um cuidado especial, pois com o intuito de se garantir o comprimento mínimo da estaca, é necessário algumas vezes, “aliviar” a perfuração, ou seja, girar o trado parado para quebrar o atrito e possibilitar o avanço. Tal procedimento, na medida em que transporta o solo, provoca desconfinamento do terreno e, assim, redução da capacidade de carga. Este alívio, também pode ser necessário, em algumas vezes na extração da hélice.

No caso da ômega, a maior dificuldade que este tipo de terreno apresenta à sua execução é a força necessária para a perfuração, já que esta estaca necessita de mais torque que a hélice, e em solos resistentes isto dificulta em muito a sua execução. Além de que para a ômega, não há o recurso de “aliviar” o solo para auxiliar na perfuração, como é feito para a hélice contínua.

##### solos porosos não saturados

Neste tipo de solo, têm-se verificado na prática dificuldades de penetração da hélice. Mesmo quando estes solos, pelo resultado de ensaio SPT, não se mostram muito resistentes (com valores de  $N_{SPT}$  em torno de 5 a 8, por exemplo), há dificuldade de penetração da hélice contínua, semelhante à encontrada em solos bem mais resistentes.

Segundo CINTRA (1998), a estrutura porosa associada à presença de um agente cimentante que, aliado a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo na condição parcialmente saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente” ou temporária. Em função desta resistência “aparente” (dada por uma coesão “aparente”), quebrar a estrutura deste solo e iniciar e/ou prosseguir com a perfuração é uma etapa difícil para as hélices contínuas.

Outro problema que este tipo de solo pode apresentar na execução de estacas hélice contínua é a subida de concreto pelas pás da hélice.

Estas dificuldades executivas e/ou comportamento foram verificadas para estacas hélice contínua. Para a estaca ômega, o autor não dispõe de um número suficiente de informações para caracterizar o seu comportamento e dificuldades executivas neste tipo de terreno.

#### Camada de argila mole confinada

A execução em camadas de argilas moles confinadas é problemática em relação a um elevado sobreconsumo de concreto e à ruptura do solo em razão da pressão do concreto.

Na concretagem, tem que haver um controle rigoroso da subida do trado, para garantir o sobreconsumo, e assim, a integridade da estaca. Como o solo é frágil e o concreto é injetado sob pressão, o sobreconsumo deverá ser grande, por ruptura do solo desta camada. Normalmente por estes motivos, concretase sob pressão nula nesta camada. Há registros, com sucesso, de obras em que a camada mole tinha 6,00 metros de espessura.

#### Camada de argila mole superficial

Neste caso, o maior problema pode ser o peso do equipamento que pode ser excessivo para a capacidade de suporte do terreno, como descrito no item

procedimentos prévios a execução das estacas. Em alguns casos, pode ser necessária a escavação da camada superficial até se atingir uma camada de maior capacidade de carga para suporte do equipamento de execução da estaca. Com relação à execução da estaca, a concretagem deve ser feita até se atingir a cota do terreno, pois, caso contrário, pode haver desmoronamento de solo que pode contaminar o concreto da cabeça da estaca.

Por falta de capacidade de suporte do solo, a concretagem não pode ser feita também com pressão, normalmente a pressão de concretagem para este tipo de solo é zero. Por isso, recomenda-se armar a estaca ao longo de toda camada mole.

Cita-se ainda a possibilidade, do trado hélice contínuo, puxar o equipamento de execução para baixo, com a hélice ficando instável ou até mesmo tombar antes da perfuração.

E, finalmente, deve-se tomar cuidado, para garantir que o topo do trado sempre esteja acima da cota superior da argila mole, evitando-se que a prolonga (região sem trado) atinja esta camada, e devido a ausência de trado sem solo, crie um alívio.

#### Camadas de areias puras na região da ponta

Em estacas hélice contínua, neste tipo de terreno, deve-se ter cuidado para garantir a resistência de ponta. Para isto, deve-se iniciar a concretagem com giro lento do trado, no sentido da introdução do trado, de modo a criar um componente ascendente e evitar a queda de grãos de areia. Esse giro deve ser lento para minimizar o efeito de transporte, evitando, assim, o desconfinamento do solo.

Em areias, pode ocorrer grande mobilização de tensões, o que implicará em elevado torque necessário para a execução de estacas hélice contínua (VAN IMPE, 1994).

Neste tipo de terreno, para a estaca ômega, não foi verificado até o momento, comportamento anômalo ou dificuldades extras à sua execução que sejam relacionadas ao terreno.

#### Camada de pedregulhos

Neste caso o que influencia na execução da estaca é o tamanho dos pedregulhos e a capacidade do equipamento (torque) em perfurá-los. O que esta camada de pedregulhos pode causar de mais prejudicial na execução da estaca, talvez seja, o desgaste que a mesma causa nos dentes do trado e no próprio trado, em estacas hélice contínua, obrigando o executor a um controle constante em seu diâmetro e ponta.

## **2.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ESTACAS ESTUDADAS**

Atualmente tem-se procurado, no meio técnico de engenharia de fundações, o uso de estacas que minimizem ou, se possível, eliminem as vibrações causadas durante a execução das estacas (no caso de estacas pré-moldadas), e também, a eliminação do problema de “levantamento” do solo e/ou de estacas próximas. No que diz respeito ao problema de levantamento de estacas próximas, as estacas hélice contínua e ômega podem substituir as estacas pré-moldadas por não serem tão susceptíveis a esse problema.

### **2.5.1. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**

Segundo ALONSO(1996a), dentro deste contexto as estacas hélice contínua monitoradas, vêm se juntar a outros tipos de fundação que já cumpriam essas funções. Como por exemplo, as estacas escavadas (com uso ou não de lama bentonítica na escavação), e as estacas injetadas (raiz e microestacas), porém,

atingindo uma gama de cargas mais ampla que as propiciadas pelas referidas fundações.

Estas estacas possuem entre as suas principais vantagens:

- Elevada produtividade;
- Não causam vibrações;
- Não causam ruídos durante a execução;
- Execução monitorada eletronicamente;
- Não causam danos em fundações vizinhas, já que não causam grandes descompressões no terreno;
- Não estão sujeitas ao fenômeno de densificação das areias fofas, como pode ocorrer em estacas de deslocamento;
- Perfuração sem necessidade de revestimento ou fluido estabilizante (lama bentonítica ou polímeros) para contenção do furo, pois o solo fica contido entre as pás da hélice;
- Presença de água raramente restringe o seu uso;
- Podem ser executadas em diversos tipos de solos, inclusive em solos bem resistentes e rochas brandas, e em areias compactas que normalmente oferecem dificuldades para estacas cravadas;
- Concreto injetado sob pressão, garantindo uma melhor aderência no contato estaca-solo.

E como desvantagens, podemos citar o seguinte:

- Dificuldade na instalação de armaduras mais profundas;
- Em solos fracos, pode ocorrer um alargamento do fuste ou estreitamento do mesmo;
- Sua qualidade na execução esta sujeita à sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz de execução da hélice;
- Dificuldade de controle da qualidade do concreto como em todas as estacas moldadas “in-loco”, e de obtenção de um concreto de boa qualidade;

- Dependência de fornecimento de concreto da concreteira, o que muitas vezes pode levar a uma interrupção da concretagem por atraso no fornecimento, ou o fornecimento de concreto de má qualidade;
- Produz material de descarte;
- Necessita de pá carregadeira ou outra máquina para a retirada do material escavado.

### **2.5.2. ESTACAS ÔMEGA**

Devido ao seu processo executivo e face sua pouca experiência no mercado, muito tem se discutido sobre as vantagens e desvantagens e aplicação das estacas ômega.

Entre as principais vantagens que o processo executivo da estaca imprime, podemos citar:

- Elevada produtividade;
- Não causam vibrações;
- Não causam ruídos durante a execução;
- Execução monitorada eletronicamente;
- Não causam danos em fundações vizinhas, já que não causam grandes descompressões no terreno;
- Não produzem material de descarte, sendo assim, não necessita da presença de máquinas, como pá carregadeira, para a retirada de terra;
- Teoricamente mobilizam mais carga lateral e de ponta que a hélice contínua, logo numa comparação entre as duas, podem ser mais curtas que a primeira para uma mesma carga e diâmetro;
- O problema de perda de capacidade de carga em areias submersas, causado pela retirada de solo verificado em estacas hélice contínua, é bem menor para esta estaca;
- Arrasar o concreto na cota prevista de projeto, e não na cota de terreno, como para a hélice contínua;

- Concreto injetado sob pressão garante uma melhor aderência no contato estaca-solo.

E como desvantagens, podemos citar o seguinte:

- Dificuldade na instalação de armaduras mais profundas, quando são instaladas após a concretagem;
- Necessita de máquinas com elevado torque, dificultando ou impedindo sua execução em solos resistentes e para grandes diâmetros;
- Sua qualidade na execução esta sujeita à sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz de execução da ômega;
- Dificuldade de controle da qualidade do concreto como em todas as estacas moldadas in loco e de obtenção de um concreto de boa qualidade;
- Dependência de fornecimento de concreto da concreteira, o que muitas vezes pode levar a uma interrupção da concretagem por atraso no fornecimento, ou o fornecimento de concreto de má qualidade;

## **2.6. DESEMPENHO E QUALIDADE DOS MATERIAIS**

Descrevem-se aqui os materiais constituintes das estacas hélice contínua e ômega, notadamente a armadura e o concreto. Apresentam-se ainda alguns cuidados necessários para sua aplicação, o que visa garantir a qualidade e bom desempenho da estaca.

### **2.6.1. A armadura**

Como já foi comentado a armadura utilizada é composta, geralmente, por barras de aço CA-50 ou CA-25, dependendo da bitola da barra, montadas em gaiola, de preferência com barras grossas e com estribos circulares soldados, para aumentar a rigidez da armação, evitando sua deformação durante a introdução no fuste da estaca. Para armaduras longas, recomenda-se o uso de

estribo espiral soldado. A Foto 2.4 mostra a armação de uma estaca hélice contínua executada na estação Luz.



Foto 2.4 - armação de estaca hélice contínua executada na estação Luz

O uso de espaçadores de roletes de argamassa, como rotineiramente é utilizado em estacas escavadas, não apresenta bons resultados, pois eles não giram ao se introduzir a armação no fuste da estaca, criando pontos de reação (Foto 2.4). O melhor é utilizar espaçadores fixos soldados à armação, como mostrado na Figura 2.14.

Uma sugestão de ALONSO(1998a), para bitolas mínimas das armaduras das estacas, é apresentada na Tabela 2.5. O autor, também, recomenda um recobrimento mínimo para as armaduras de 7cm no fuste e 15cm no pé da estaca, sendo de 10cm no pé para estacas com diâmetro entre 30 e 35cm, conforme se vê na Figura 2.14. O pé das armaduras (o último metro do comprimento da armadura), deve ser moldado com seção de forma tronco-cônica para facilitar sua introdução no concreto.

Tabela 2.5 – Diâmetro da ferragem em função do diâmetro da estaca  
(ALONSO, 1998a)

Diâmetro da estaca (cm)	Diâmetro mínimo da ferragem (mm)	
	Longitudinal	Transversal (mm)
30 a 40	12,5 a 16,0	6,3 passo 15 cm
50 a 70	16,0 a 20,0	6,3 passo 20 cm
80 a 100	20,0 a 22,0	6,3 passo 20 cm

No caso da instalação de armaduras de grandes comprimentos (maiores que 12 metros), deve-se armar a estaca com uma gaiola de armação de alta rigidez, de forma que isto e o seu peso próprio possibilitem a colocação da armadura com o uso de um pilão.

Quando a estaca estiver sujeita a esforços de tração, as emendas devem ser feitas por soldas, luvas rosqueadas ou prensadas. Quando se pode garantir que a estaca trabalhará, apenas, a compressão, as emendas podem ser feitas por transpasse com a devida fretagem.

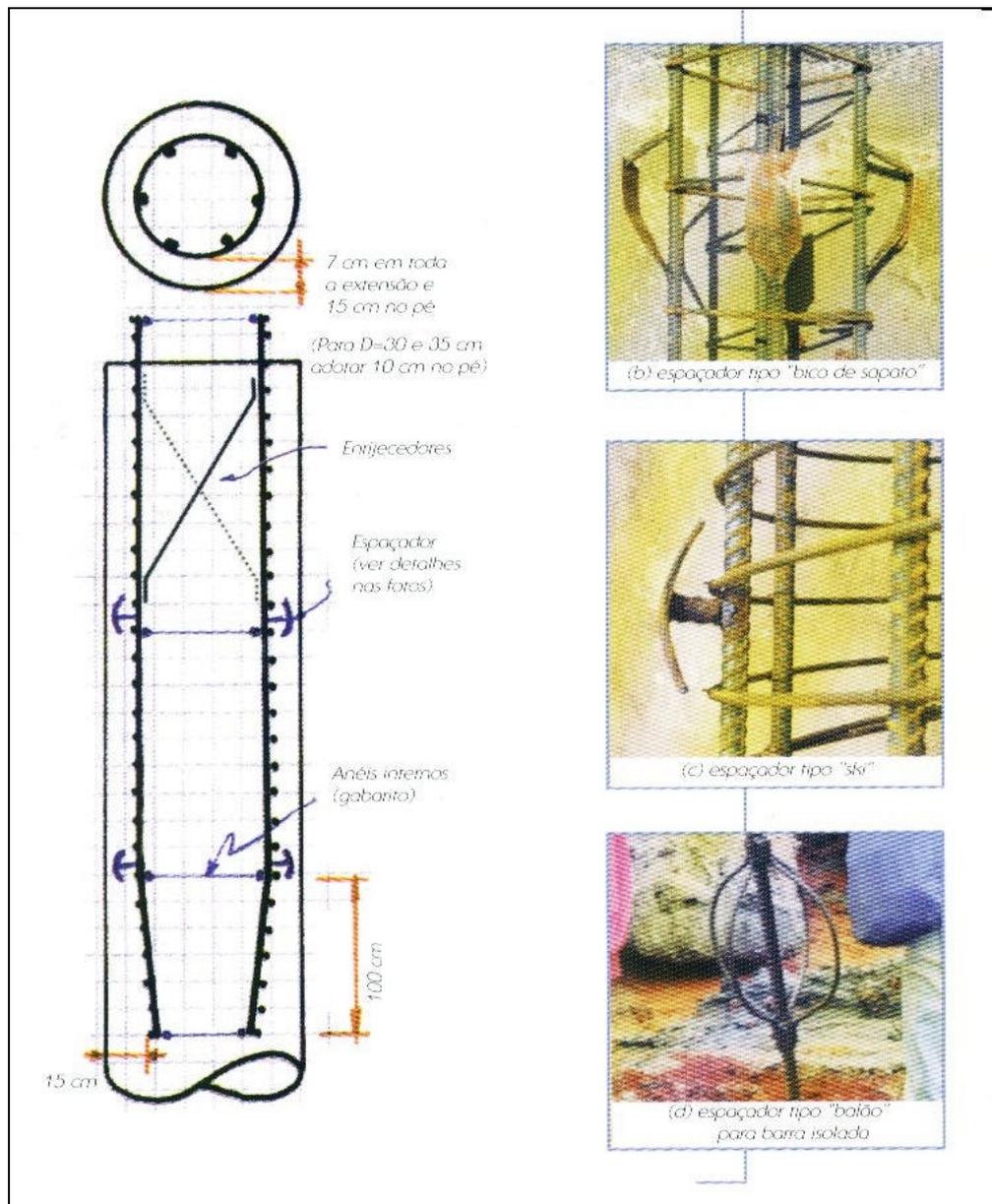


Figura 2.14 - Detalhes da armadura e espaçadores  
(GEOFIX, 1998)

### 2.6.2. Concreto

Para o concreto, o manual da ABEF (1999) estabelece consumo de finos (areia e cimento) mínimo de  $650 \text{ kg/m}^3$ , sendo  $400 \text{ kg/m}^3$  de cimento. Como já abordado no processo executivo, o concreto para estes dois tipos de estacas possui as mesmas características. Podemos resumir estas características na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Características do concreto (ABEF, 1999)

Característica	Especificação
$f_{ck}$	20 Mpa
Slump-test	22 6 2
Fator água-cimento	0,53 a 0,56
Consumo de cimento	/ 400 kg
Exsudação	[ 1,0%
Teor de ar incorporado	[ 1,5%
Início de pega	/ 3,0 horas

Estas características do concreto visam garantir uma massa de boa trabalhabilidade, não aderente ao tubo de concretagem e de suficiente plasticidade para permitir a colocação da armadura.

O concreto é um material composto de um aglomerante (cimento), agregados (areia e pedrisco) e água. Gradualmente, dependendo das condições ambientais e da espessura do elemento de concreto, quase toda a água livre no concreto será perdida deixando os poros vazios ou não saturados, aumentando a permeabilidade do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 1994). No caso de estacas hélice contínua e ômega ocorre a percolação desta água pelo solo, notadamente em solos porosos não saturados.

A água livre é responsável pela plasticidade da pasta de cimento, a sua evaporação ou percolação pelo solo resultará perda de plasticidade e fluidez da massa e, conseqüente, dificuldade à instalação da armadura

A fluidez está relacionada à permeabilidade do solo e influenciará na trabalhabilidade do concreto, para maior facilidade na execução e trabalhabilidade do concreto, almeja-se uma máxima fluidez do concreto durante e, imediatamente, após a concretagem. Isto é atingido garantindo alta velocidade do processo de concretagem e baixa permeabilidade do concreto.

Estas características são mais importantes em solos com alta permeabilidade e nível d'água baixo. Cabe lembrar que quanto menor for a permeabilidade do concreto por mais tempo o concreto permanecerá fluido.

Além das propriedades intrínsecas do concreto, a moldagem será influenciada pelo sobreconsumo e pela subpressão, ou seja, a pressão que o concreto exerce durante a concretagem sobre a perfuratriz hélice contínua ou ômega na tentativa de expulsá-la.

O principal fator de perda de desempenho e trabalhabilidade do concreto verificado na execução destas estacas é a exsudação. A exsudação é definida como um fenômeno cuja manifestação externa é o aparecimento de água na superfície após o concreto ter sido lançado e adensado, porém antes de ocorrer a sua pega (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Outro aspecto que influenciará na trabalhabilidade do concreto e desempenho para estas estacas é a temperatura da ponta da hélice durante a concretagem. Por atingir altos valores, poderá alterar as propriedades do concreto, de tal forma que dificulte a concretagem e colocação da armadura e, portanto podendo prejudicar o desempenho final da estaca.

## **2.7. EFEITOS DA INSTALAÇÃO DAS ESTACAS NO SISTEMA ESTACA-SOLO**

No processo de instalação de estacas no solo, quer seja uma estaca pré-moldada, quer seja escavada ou aparafusada, como a ômega, as propriedades do solo, e no caso de estacas moldadas "in-loco", também, as propriedades do concreto sofrem alterações. Estas alterações influenciarão decisivamente no desempenho final da estaca, entretanto, mensurar estas alterações é um processo complexo, mas importante.

Os principais fatores que influenciam na alteração das propriedades do solo, devido à instalação de uma estaca hélice contínua ou ômega, são:

- variação do estado inicial de tensões devido a perfuração;
- ação do concreto fresco no restabelecimento de tensões;
- demora na concretagem;

### **2.7.1. Alteração do estado de tensões do solo**

A perfuração do solo tanto para a hélice contínua como para a hélice parafuso ômega, causa uma alteração no estado inicial de tensões do solo. A hélice contínua desestrutura o solo e pode causar alívio de tensões de pequena ou grande magnitude, certamente influenciada pelo tipo de solo e pela qualidade da execução e do concreto, entre outros fatores. Já o parafuso da ômega por causar deslocamento do solo, compactando-o, tende a causar acréscimo de tensões, exceto em alguns casos que dependendo do tipo de solo, pode causar alívio de tensões, por exemplo, em camadas de argilas sensíveis, também influenciado pelos mesmos parâmetros da hélice contínua.

O tipo de solo influenciará na alteração do estado de tensão, da seguinte forma:

- solo coesivo ou granular;
- histórico de tensões;
- nível do lençol freático.

Em argilas sensíveis, a hélice ômega, ao invés de causar uma densificação do solo, diminuindo o seu índice de vazios e, por consequência, aumentando a sua resistência, pode causar perda de resistência por amolgamento do solo. Para a hélice contínua, em virtude do processo de perfuração e da forma da lâmina da hélice, a queda na resistência por amolgamento da argila, deverá ser menos significativa do que na ômega. Segundo GOTLIEB et. al. (2000), estacas hélice contínua não causam uma modificação sensível na resistência

das argilas, quer por acréscimos de pressão neutra quer por sensibilidade das mesmas.

Em solos arenosos, a maior dificuldade encontrada na execução de estacas hélice contínua é o problema de transporte de material. Se as pás da hélice retirarem material, além daquele do fuste que será substituído pelo concreto, gerará alívio de tensões nos arredores do fuste da estaca, podendo causar deslocamentos e recalques no entorno do fuste, dependendo da quantidade de material transportado.

O estudo da modificação das tensões iniciais do solo, durante e após a execução de estacas, é feito através de ensaios “in situ” antes, durante e após a instalação da estaca. O mais comum é a realização de ensaios CPT antes e após a execução das estacas (VAN IMPE (1988), VAN WEELE (1988) e BRONS & KOOL (1988)). VAN IMPE (1988), inclusive, recomenda a realização de ensaios CPT antes e após a execução de estacas hélice contínua, a uma distância máxima de  $1,4 \cdot \phi_{estaca}$  (1,4 vezes o diâmetro da estaca a ser estudada).

No entanto, segundo PEIFFER et. al. (1998), ensaios CPT não são sensíveis a pequenas alterações do estado de tensões do solo, e por esse motivo, não detectaram as mesmas variações antes e após a execução de estacas ômega, detectadas no ensaio dilatométrico para a mesma estaca. PEIFFER et. al. (1991) recomendam a realização de ensaios dilatométricos para tal finalidade.

Por meio de ensaio dilatométrico, VAN IMPE & PEIFFER (1997) estudaram a alteração de tensões horizontais no solo durante a instalação de uma estaca ômega. A lâmina do DMT foi instalada a 10,6 metros de profundidade e a 72cm (setenta e dois centímetros) de distância do eixo da estaca ômega, de 51cm de diâmetro e 25m de comprimento, em solo argiloso entre as profundidades de 9,60 a 23,60m, no campo experimental de Vorst, na Bélgica. Na Figura 2.15 é apresentado a variação da tensão horizontal total no fuste da estaca com o tempo ( $P_0$ ), na profundidade 10,6m. A profundidade em metros, indicada na

figura, representa a profundidade em que está localizada a ponta do parafuso ômega durante o processo de aparafusamento da estaca e depois na extração.

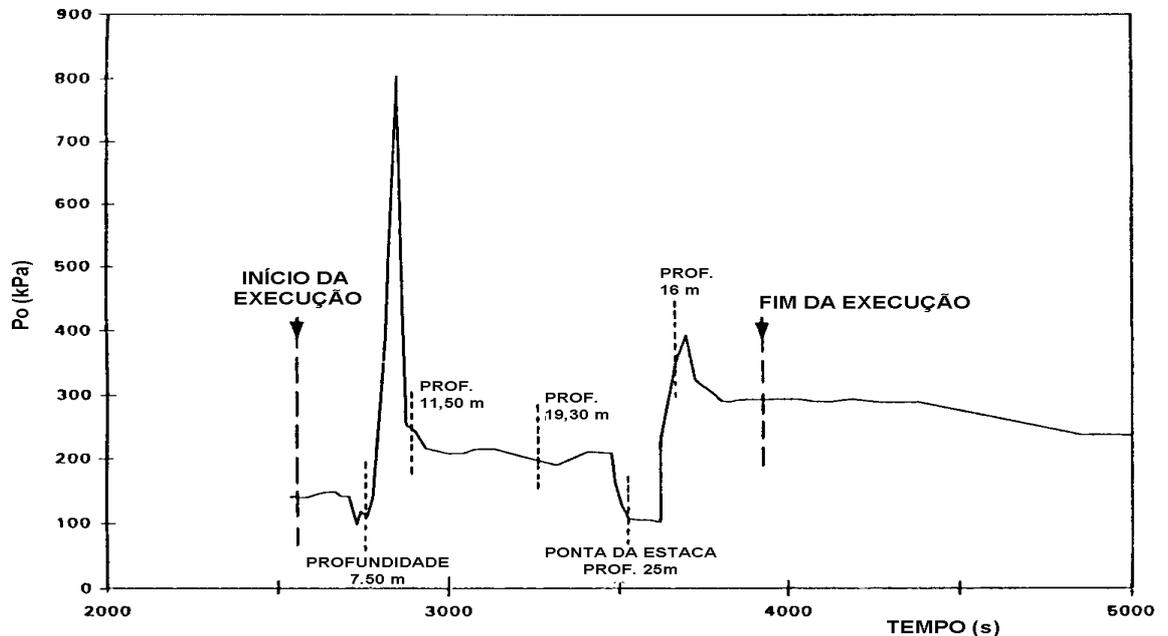


Figura 2.15 - resultado de ensaio DMT durante a execução de estaca ômega (VAN IMPE & PEIFFER, 1997)

Analisando a Figura 2.15, vemos que a pressão  $P_o$  atinge um primeiro pico durante a perfuração, no momento em que a ponta da estaca ômega atinge a profundidade em que está instalada a lâmina do DMT. Um segundo pico é atingido quando novamente a ponta da estaca ômega atinge esta cota, agora na extração da haste. Imediatamente, após atingir estes picos, há uma considerável queda na pressão horizontal total  $P_o$ .

Nota-se também, em termos qualitativos, o elevado acréscimo no valor da tensão horizontal após a execução da estaca que, para este caso, foi em torno de 100 kPa se comparado o valor antes a execução da estaca e no tempo 5000s, com o valor de  $P_o$  já estabilizado. Isto indica que o processo de instalação da estaca ômega provocou significativo ganho de pressão lateral, no solo adjacente, na profundidade que a lâmina DMT foi instalada (10,6 metros).

É interessante notar que o valor de  $P_o$  pouco antes da profundidade final da estaca (200 kPa) é pouco maior que  $P_o$  inicial (140 kPa), e menor um pouco que o valor final após a execução da estaca no tempo 5000s (240 kPa). Estas comparações indicam que o processo de penetração do parafuso obteve um ganho de tensões quase equivalente ao ganho devido à concretagem. A brusca queda de  $P_o$  logo após o parafuso atingir a profundidade 25m é um fenômeno não explicado pelos autores.

Contudo, em outro estudo muito similar, apresentado por PEIFFER et. al. (1998), não foi verificado acréscimo na tensão horizontal do solo (Figura 2.16). Neste caso foi realizado um ensaio DMT durante a execução de uma estaca ômega, executada no campo experimental de Feluy (Bélgica), em camada de argila arenosa sobreadensada.

O DMT foi instalado um dia antes da execução da estaca, na profundidade de 7 metros, com a finalidade de diminuir a influência da poro pressão gerada pela instalação da lâmina do mesmo, e a 1,5 metros de distância do eixo da estaca ômega n<sup>o</sup>2.

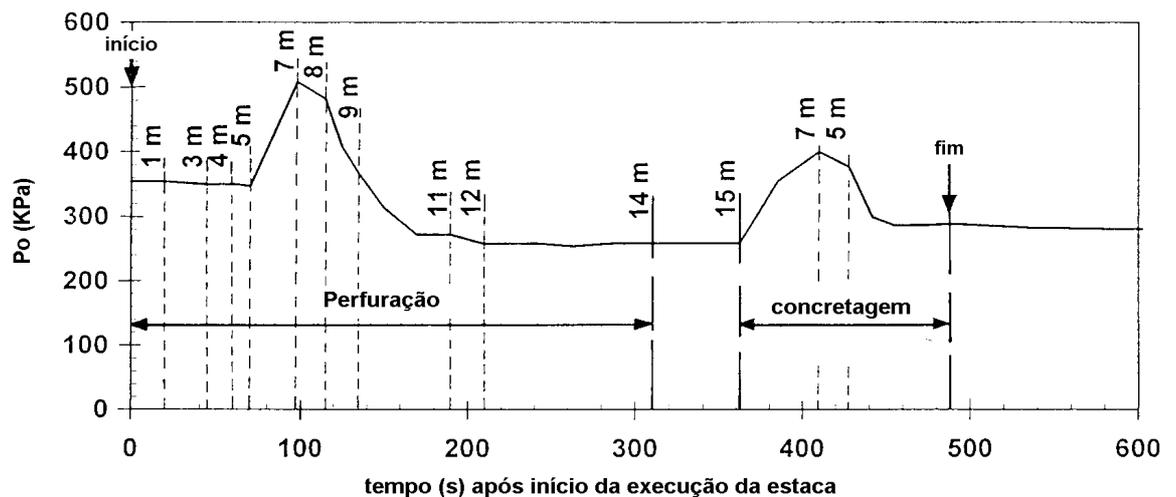


Figura 2.16 - DMT durante execução de estaca ômega n<sup>o</sup> 2 no campo experimental de Feluy ( PEIFFER et. al., 1998)

A estaca ômega nº2 estudada, foi instalada com 0 a 2 bar de pressão de injeção, com um tempo de execução de 8 minutos, e 15 metros de comprimento. No trabalho os autores não informaram o diâmetro da estaca. Na Figura 2.16 os valores em metros indicam a profundidade em que está a perfuratriz da ômega, durante perfuração e extração (concretagem).

Da figura 2.16, que apresenta o resultado do ensaio, constatamos que novamente a pressão horizontal total sofre picos, quando a ponta da hélice parafuso se aproxima da lâmina do DMT. Excetuando-se os picos de tensão na profundidade da lâmina, e comparando-se os valores de pressão horizontal  $P_o$ , no início (360 kPa) e fim da execução da estaca (280 kPa), notamos que há uma pequena queda.

Verifica-se, também, pela Figura 2.16, que no processo de perfuração do parafuso houve uma queda no valor de  $P_o$ , aproximadamente de 360 para 260 kPa, e a concretagem produziu um pequeno ganho no valor de  $P_o$ , aproximadamente de 260 para 280 kPa.

Para esta mesma estaca, foi executado um ensaio CPT, antes e após a execução da estaca. O ensaio CPT anterior à execução da estaca foi realizado no eixo da locação da estaca. Após a execução da estaca o ensaio foi realizado a 1,5 metros de distância do eixo da estaca. Na Figura 2.17, verificamos que o valor de  $q_c$ , entre 4 e 8 metros de profundidade, sofreu um decréscimo e, pouco abaixo de 8 m, há um salto muito grande. Em suma, o resultado do ensaio CPT, confirma uma tendência de pequeno alívio de tensões, resultante da instalação da estaca, conforme verificado no ensaio dilatométrico e em oposição ao resultado encontrado por VAN IMPE & PEIFFER (1997), para a estaca ômega de Vorst.

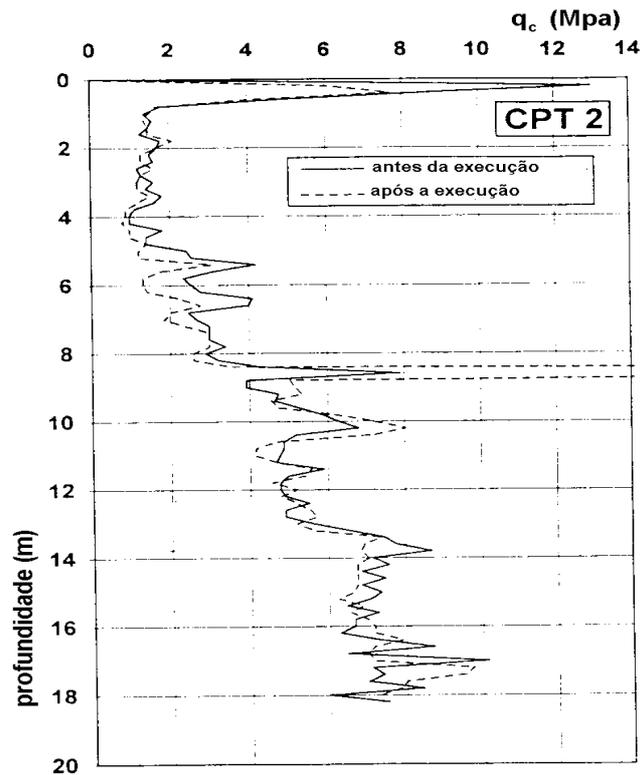


Figura 2.17 - Ensaio de CPT antes a após instalação da estaca ômega n<sup>o</sup>. 2  
(PEIFFER et. al., 1998)

Comparando estacas hélice contínua e ômega, podemos analisar os resultados de ALBUQUERQUE (2001), que realizou três ensaios de penetração estática com uso do cone elétrico, sendo um a 15cm de distância de uma estaca ômega (de 37cm de diâmetro e 12m de comprimento), outro a 45cm desta mesma estaca e um terceiro ensaio a 25cm de distância de uma estaca hélice contínua (de 40cm de diâmetro e 12m de comprimento). Além destes ensaios, foram realizados outros, afastados da área de influência das estacas, para obter limites máximo e mínimo de resistência lateral e ponta, usados como parâmetros na análise dos ensaios próximos às estacas.

Através da análise das Figuras 2.18 e 2.19 verifica-se que, em geral, os valores de  $q_c$  e  $f_s$  situaram-se no intervalo dos limites máximo e mínimo. Para o ensaio a 15 cm da estaca ômega, os valores excederam os limites máximo nos primeiros 6m.

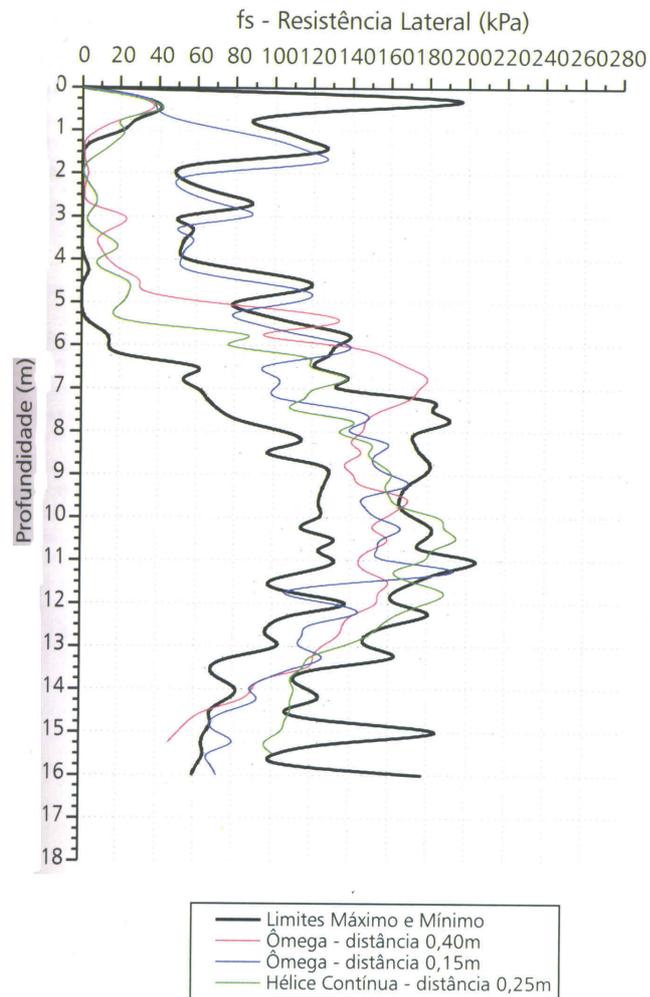


Figura 2.18 - Gráfico de resistência lateral ( $f_s$ ) (ALBUQUERQUE, 2001)

Para as curvas de  $f_s$  referentes às estacas hélice contínua a 25 cm e ômega a 40 cm, apresentaram-se dentro dos intervalos limites, indicando que a influência da execução das estacas não é significativa.

Portanto, nos 5m iniciais de profundidade, as resistências por atrito lateral lateral ( $f_s$ ) e de ponta ( $q_c$ ), determinadas a uma distância de 15 cm da estaca ômega, superaram os máximos valores obtidos para o solo no seu estado natural. Abaixo dos 5 m, as resistências situaram-se dentro do intervalo de variação para o solo em seu estado natural.

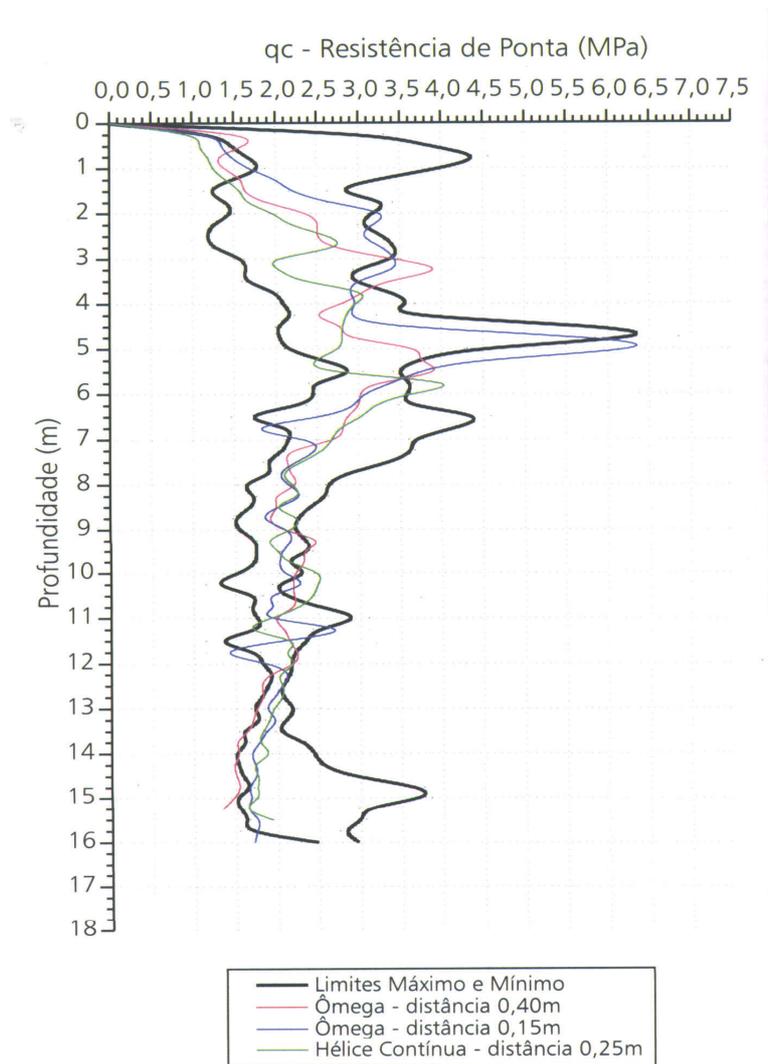


Figura 2.19 – Gráfico de resistência de ponta ( $q_c$ ) (ALBUQUERQUE, 2001)

Por meio de análises táctil-visual, ALBUQUERQUE (2001) notou que o solo de amostras retiradas a 5cm do fuste da estaca ômega, apresentava uma aparência mais compacta que aquela a 50cm. As amostras de solo foram ensaiadas em laboratório, onde se determinou peso específico natural, umidade, índice de vazios e porosidade. Os resultados constam na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - índices Físicos das amostras de solo, extraídos a 11m de profundidade

Distância do fuste	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	n (%)
Solo 1 – 5cm	17,53	31,1	1,23	55,1
Solo 2 – 50cm	16,10	33,5	1,48	59,7

De sua análise, enfatizando-se em particular o índice de vazios, pode-se concluir que o solo 1 apresentou uma característica mais compacta que o outro, ratificando a avaliação feita pela inspeção táctil-visual. Em suma, o autor obteve resultados claros, de melhoria das propriedades de resistência do solo (aumento do peso específico natural do solo, decréscimo do índice de vazios e da porosidade, e aumento de  $q_c$  e  $f_s$  ao longo da profundidade da estaca), próximo a estaca ômega, e nas proximidades da estaca hélice contínua não encontrou alteração significativa.

Em resumo, a alteração no estado de tensões do solo, estará severamente ligada ao tipo de solo que esta estaca está instalada, seu processo de execução e fundamentalmente, a sua correta execução. Estacas hélice contínua em areias e com baixa velocidade de penetração e conseqüentemente, elevado número de giros da pá, tendem a aliviar significativamente o solo, em razão do transporte do material, além do substituído pelo concreto.

Confirmando isto, VAN WEELE (1988), apresenta resultado de um ensaio CPT (Figura 2.20), antes e após a execução de uma estaca hélice contínua, bem próximo à execução desta estaca em solo arenoso. Esta estaca foi propositalmente executada em terreno arenoso, com baixa velocidade de penetração, ou seja, giros repetitivos na mesma profundidade e em elevado número no processo de perfuração, e alta velocidade de extração, onde se espera que seja mais significativo o alívio de tensões provocado pela desestruturação do solo devido ao elevado número de giros das pás da hélice e pelo transporte de material.

O transporte do solo causará alívio de tensões horizontais ao longo do fuste e de tensões verticais sob a ponta da estaca. Segundo LEZNICKI et. al. (1992) a retirada de material, além do material do fuste da estaca, pode causar excessivos deslocamentos na vizinhança, razão pela qual, levou os autores a sugerir o controle do material removido, como um método de controle de deslocamentos e recalques na região da estaca.

Na Figura 2.20 podemos constatar a grande diferença obtida pela resistência do cone antes e após a instalação da estaca, razão da desestruturação da areia causada pela ferramenta da hélice contínua ao penetrar o solo, e do alívio de tensões gerado pela baixa velocidade de penetração e conseqüente transporte de material entre as pás da hélice durante a perfuração. Verificamos acentuada queda de resistência de ponta nas camadas de areia pura.

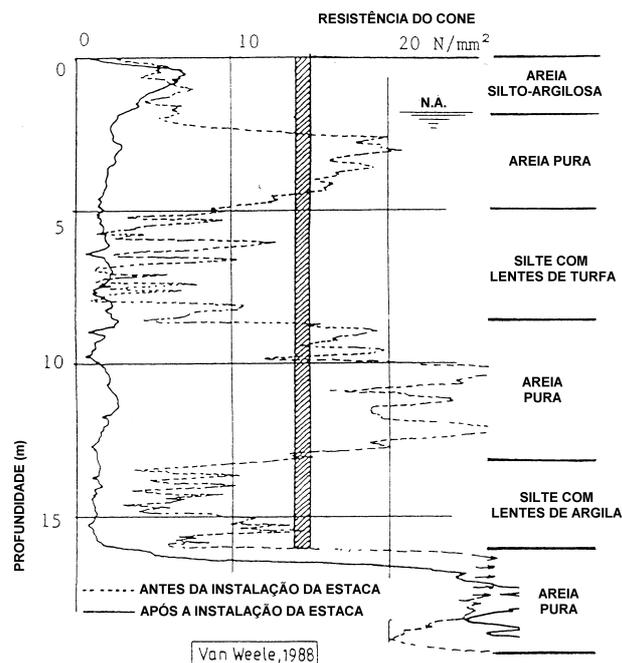


Figura 2.20 - resultado de ensaio CPT executado aproximadamente no mesmo local antes e após instalação de estaca hélice contínua (VAN WEELE, 1988).

A dificuldade de execução de estacas hélice contínua em areias e de obtenção de uma estaca com desempenho satisfatório neste tipo de solo, é uma questão pertinente. Como constatamos em entrevistas com executores e projetistas, muitos se abstêm de executar estacas hélice contínua neste tipo de solo, face às dificuldades de execução, e de obter-se um bom desempenho destas estacas, neste tipo de terreno.

Como se vê, há um número reduzido de estudos sobre a alteração do estado de tensões do solo em razão da execução de estacas hélice contínua e ômega, que possam nos levar a uma conclusão definitiva sobre os efeitos da instalação destas estacas no sistema estaca-solo.

Pelos dados obtidos na revisão bibliográfica, acima expostos, e entrevistas com executores e projetistas, podemos concluir que a generalização que se faz no mercado, de que a ômega compacta o solo e, assim, obtém ganho de resistência lateral e de ponta, nem sempre pode ser verdadeira, principalmente em argilas sensíveis. Mostra-se, portanto, que o desempenho e comportamento das estacas é primordialmente ditado pelo solo e pelo processo de execução.

É interessante notar que o valor de  $P_o$  final para os ensaios, realizados por VAN IMPE & PEIFFER (1997) e PEIFEER et. al. (1998), são muito próximos, respectivamente 240 e 280 kPa.

Em conclusão, comparando os resultados dos ensaios DMT de VAN IMPE & PEIFFER (1997), em camada de solo argiloso, com a argila arenosa sobreadensada de PEIFEER et. al. (1998), mais resistente que a primeira (com base no valor de  $P_o$  inicial de ambas, respectivamente 140 e 360 kPa) a estaca ômega para o caso de solo denso ou compacto pode causar alívio de tensões no solo, devido a uma desestruturação do solo resistente, não sendo capaz o processo de concretagem de restabelecer as tensões iniciais do solo, e em solos mais fracos, possivelmente, compacta este resultando acréscimo de tensões no solo.

Para as estacas hélice contínua, podemos concluir que, os efeitos da instalação desta estaca, mais até que a ômega, será primordialmente definido por sua correta execução, como no caso de areias, onde uma falha de execução, como a baixa velocidade de penetração da hélice, poderá causar alívio substancial de tensões no solo, nos arredores da estaca, conforme mostrado por WAN WEELE (1988).

### **2.7.2. Ação do concreto fresco**

As tensões que o concreto fresco impõem às paredes do fuste e à base da estaca, notoriamente influenciarão o desempenho da mesma em relação à capacidade de carga, por atrito lateral e ponta, e a recalques mobilizados.

Estas tensões geradas pelo concreto fresco serão, principalmente, determinadas pela pressão de injeção do concreto, velocidade de extração da hélice (tempo de concretagem), fator água-cimento, resistência do solo, e comprimento e diâmetro da estaca. Segundo PEIFFER et. al. (1998), o estado de tensões final em torno de uma estaca ômega, dependerá da consistência do concreto e da sobrepressão aplicada durante a concretagem. A verificação destas tensões não é uma questão de fácil solução. O diagrama real de tensões lateral e vertical do concreto fresco, no fuste da estaca, difere daquele esperado, considerando-se apenas o seu peso hidrostático.

Ademais há o fenômeno de migração da água livre do concreto (verificado em solos ávidos por água, como os solos porosos não saturados), que, também, pode influenciar no restabelecimento de tensões do solo em torno da estaca. O aumento do teor de umidade do solo adjacente à estaca tende a reduzir a resistência não drenada dos solos. Além disso, pode causar alteração nas propriedades do próprio concreto, que perde água para o solo. Este fenômeno foi verificado em uma das obras relatadas neste trabalho, conforme apresentado no capítulo 4, item 4.1.

Em conclusão, o peso do concreto pode não restabelecer plenamente o estado de tensões iniciais do solo, em razão de alterações nas propriedades do concreto, em contato com o tubo e mangueira de concretagem e, posteriormente, com o solo e a alterações no próprio solo. Conseqüentemente, o concreto, por si só, não determinará a magnitude das tensões aplicadas ao solo após a concretagem.

### **2.7.3. Demora na concretagem**

A demora na concretagem em estacas escavadas provoca, principalmente, aumento da expansão do solo adjacente, deflagrada pelo alívio de tensões devido à escavação.

No entanto, no caso de estacas hélice contínua e ômega, isto não ocorre. Estas estacas são executadas num curto espaço de tempo, e o furo está sempre suportado. No caso da hélice contínua, está suportado pelas pás e o material entre as pás, e no caso da ômega, o furo é suportado pela própria ponta parafuso.

Portanto, o problema de alívio de tensões devido à escavação somente deverá representar perda de qualidade e desempenho da estaca, quando houver interrupção no fornecimento de concreto por longo período de tempo.

Com relação ao problema de interrupção da concretagem, ALBUQUERQUE (2001), relata em seu trabalho, a execução de uma estaca hélice contínua, onde a sua concretagem, por problemas de fornecimento de concreto, ficou paralisada por 1h30min. Esta estaca, atingiu uma carga de ruptura muito mais baixa do que outras duas estacas hélice contínua, executadas em local próximo e com as mesmas características geométricas, e mesma cota do que a primeira. Segundo o autor, isto poderia estar associado à interrupção da concretagem desta estaca e a heterogeneidade do solo.

### **2.8. Análise da influência da geometria da ponta no desempenho**

A forma da ponta das estacas hélice contínua e ômega é notadamente determinada pelo formato da ponta das hélices, refletindo no desempenho da ponta destas estacas.



Foto 2.5 - detalhe da ponta da hélice contínua

Na Foto 2.6 apresenta-se a ponta das estacas ômega, hélice contínua e escavada, extraídas por ALBUQUERQUE(2001). Nota-se claramente que a ponta da estaca hélice contínua apresenta geometria semelhante à ponta dentada da perfuratriz hélice contínua (Foto 2.6).

As Fotos 2.7 e 2.8 apresentam em detalhe a ponta de uma estaca hélice contínua, executada em solo argiloso (conforme perfil da Figura 2.22), com 70 cm de diâmetro e 4,50 m de comprimento.

Neste caso a estaca foi escavada em uma das suas laterais, até uma cota pouco abaixo da ponta, para fins de estudo e teste pela equipe projetista. Os projetistas encontraram solo desestruturado e fofo na ponta da estaca, entorno de 15cm na direção da superfície para o centro da ponta e 10 cm da ponta para o topo, como esquematizado na Figura 2.21. Este material “solto” é prejudicial ao desempenho da ponta da estaca, pois este não resistirá a eventual carregamento na ponta. Em razão disto a seção da ponta em contato com terreno rígido, e que trabalhará é inferior ao projetado, para este caso, a estaca possui um diâmetro efetivo, de aproximadamente, 40 cm .



Foto 2.6 - aspecto da ponta das estacas, em primeiro plano ponta da hélice ômega, e em segundo, hélice contínua (ALBUQUERQUE, 2001)



Foto 2.7 - detalhe da ponta de uma estaca hélice contínua executada em solo argiloso (SOUZA, 2001).

Este material solto se deve provavelmente, a material desestruturado pelos dentes da hélice e que não é transportado até a superfície.



Foto 2.8 - visão superior do vazio no contato ponta-solo e do fuste da estaca  
(SOUZA, 2001)

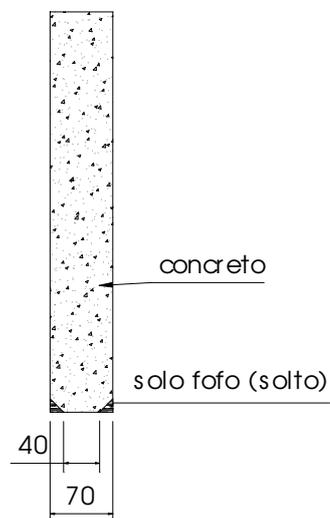


Figura 2.21 - esquema do solo desestruturado e fofo na ponta da estaca.

Isto colabora com a opinião de alguns autores e executores, de que em razão da metodologia executiva e do formato da ponta da hélice, a mobilização da resistência de ponta das estacas hélice contínua se dará a custa de grandes recalques.

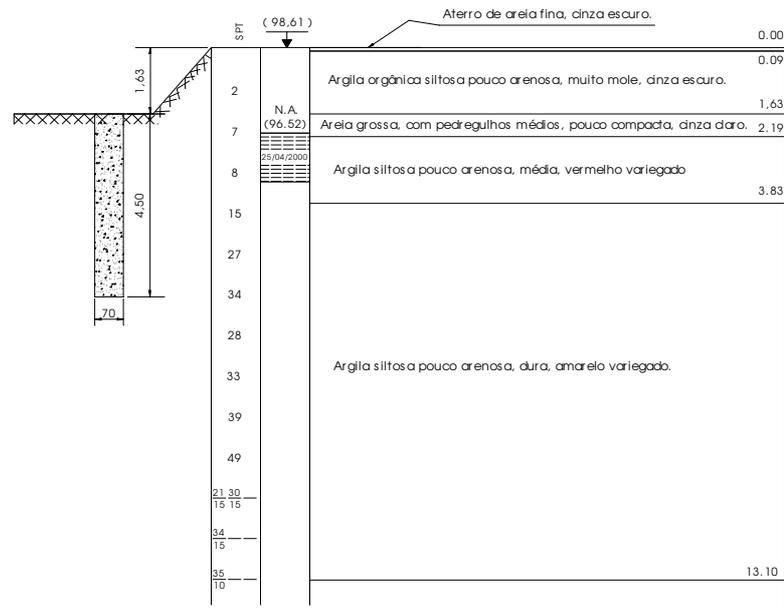


Figura 2.22 - perfil de sondagem em local próximo à estaca hélice contínua de 70cm de diâmetro e 4,50m de comprimento.

Confirmando isto, ANTUNES & CABRAL (1996), ressaltam que a resistência de ponta destas estacas deve ser considerada com cautela, uma vez que a metodologia executiva tradicional ainda diminui a resistência do solo na ponta.

SOUZA & COUSO JR.(1997) a partir do resultado de provas de carga estáticas, em estacas hélice contínua executadas na Grande São Paulo, em solos sedimentares (predominantemente argilas silto-arenosas) e residuais (siltes micáceos), constataram que a mobilização da resistência de ponta das estacas hélice contínua se dá com baixa rigidez, ou seja, recalques elevados, praticamente independente da compacidade do terreno de apoio.

Com base nestes dados e em entrevistas com executores e projetistas, recomendamos cuidado na hora de estimar a carga de ponta em estacas hélice contínua e a evitar projetos de estacas hélice contínua que trabalhem essencialmente por ponta.

Quanto a ômega, há pouca experiência e dados experimentais, mas nos parece com base, principalmente em pesquisas bibliográficas e em entrevistas

com projetistas e executores, que a ponta compacta o solo e adquire uma forma compacta e maciça integralmente em contato com solo rijo. Confirmando isto, têm-se a Foto 2.6, com detalhe da ponta de uma estaca ômega extraída por ALBUQUERQUE (2001) em seu trabalho.

Ressalta-se que para a hélice contínua e, principalmente para a ômega, há poucos dados e pesquisas que permitam chegar a conclusão definitiva, salienta-se que o tipo de solo será determinante.

## 3. Casos de Obras

### 3.1. Alteração das propriedades do concreto

Esta obra é um caso interessante, em que ocorreu um problema de alteração das propriedades reológicas do concreto (endurecimento muito rápido) da estaca recém executada, dificultando demasiadamente ou, até mesmo, inviabilizando a colocação da armadura. Em razão disto, o projeto, que inicialmente continha apenas estacas hélice contínua, foi executado também em estacas ômega, como uma solução alternativa ao problema apresentado.

O problema foi estudado, detectado e analisado, por uma empresa de controle tecnológico do concreto que, após estudos com o concreto in situ e em laboratório, elaborou um relatório e detectou este problema.

A obra em questão consiste nas fundações de um complexo industrial construído sobre um aterro, executado a aproximadamente 10 anos. O nível do lençol freático encontrava-se a, aproximadamente, 10 metros de profundidade. O projeto “apresentava” estacas hélice contínua de 40, 50 e 60 cm de diâmetros, comprimentos entre 19 e 26 m, e armadas até 12 m de profundidade. O perfil típico do local que apresentou tal problema é mostrado na Figura 3.1.

Durante a execução das primeiras estacas, encontrou-se dificuldades na colocação da armadura a partir de 9 metros de profundidade. O problema principal detectado pode ser descrito como a rápida perda das propriedades reológicas do concreto da estaca recém executada. Este problema impedia, após alguns minutos, a colocação da armadura das estacas. Adicionalmente, em muitas ocasiões, verificou-se rápido abaixamento da cota de topo do concreto da estaca recém executada, sendo este valor da ordem de 1 m em intervalos de tempo que variaram entre 15 a 25 minutos. Uma obra de

características semelhantes estava sendo executada em local muito próximo sem apresentar qualquer dos problemas aqui encontrados.

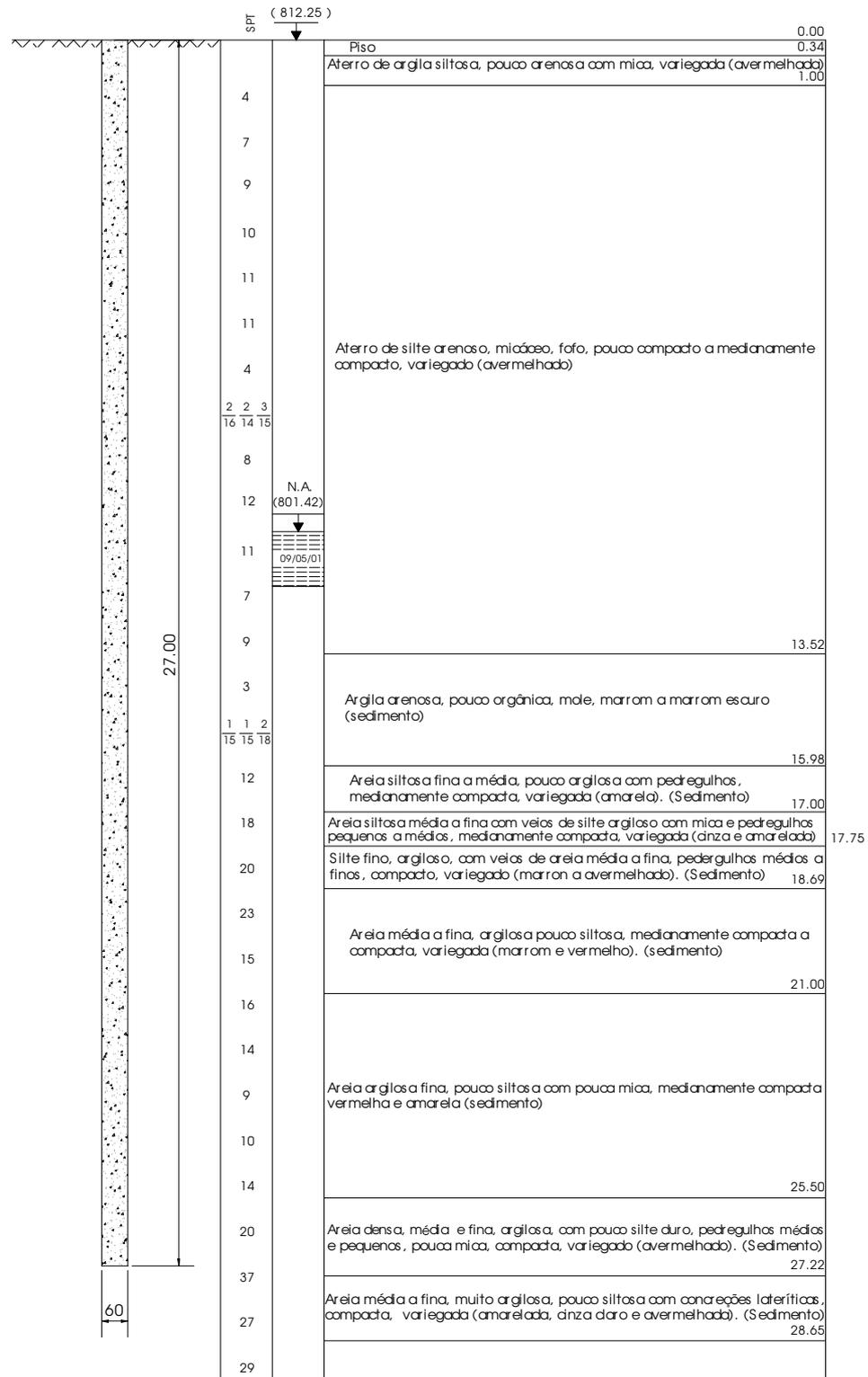


Figura 3.1 - Perfil de sondagem local

Diante do problema foi realizada uma investigação por meio de diversas tentativas de campo para entender tal fato. Esta investigação foi feita em duas etapas. Não foram realizadas investigações de caracterização físico-química do solo do local e do lençol freático.

A primeira etapa consistiu em se estudar soluções alterando a dosagem do concreto. Os traços foram alterados de modo a lhes conferir maior coesão e maior trabalhabilidade simultaneamente. A segunda etapa consistiu em soluções que passavam por modificação do processo executivo. Foram testadas as seguintes modificações do processo executivo: limitação da pressão de lançamento do concreto, diminuição da velocidade de lançamento do concreto, aumento da velocidade de lançamento do concreto, emprego de lama bentonítica e alteração do método construtivo para estacas tipo ômega.

Como inicialmente havia a convicção que a causa do problema estava diretamente associado a uma deficiência de reologia do concreto, os esforços iniciais se concentraram na modificação das propriedades de coesão e trabalhabilidade do concreto, e por conseqüência na modificação do traço do concreto.

No traço inicial verificou-se que o concreto perdia suas características reológicas em intervalos de tempo da ordem de 20 a 30 minutos, e havia dificuldade de instalação da armadura a partir da profundidade 9 metros, aproximadamente. Então em razão disto e como estava ocorrendo abaixamento da cota de topo do concreto da estaca, procurou-se melhorar as características do concreto. Foram selecionados agregados especiais para se alcançar uma granulometria contínua, empregou-se aditivos de elevada competência na redução da relação água-cimento, e incrementou-se o consumo de cimento para a faixa entre 470 a 495 kg/m<sup>3</sup> de concreto. Mesmo assim nas estacas recém executadas o problema da perda de reologia continuou.

No estágio final desta etapa o traço de concreto ficou com características de concreto subaquáticas, com manutenção de suas principais características reológicas independente do estágio de agitação do concreto.

Entretanto, o problema do concreto não estava resolvido por completo ainda, pois, em algumas regiões do terreno o problema voltou a ocorrer, apesar de que, algumas estacas foram executadas com sucesso somente com esta medida.

Assim sendo, a partir do traço melhorado (concreto com características subaquáticas), com o intuito de resolver o problema, foram feitos testes com modificações do processo executivo, cujos principais resultados foram os seguintes:

- a) **limitação da pressão de lançamento do concreto**, procedimento que não minimizou o problema;
- b) a **diminuição da velocidade de lançamento do concreto** agravou o problema, o que induziu a se tentar justamente o contrário;
- c) com o **aumento da velocidade de lançamento do concreto** o problema não se mostrou presente quando as estacas foram executadas em intervalo de tempo não superior a 10 a 15 minutos, com velocidade nas bombas de concreto entre 1800 a 2100 ciclos por minutos, e com pressões de trabalho sobre o concreto da ordem de 3 kgf/cm<sup>2</sup> medido no equipamento de perfuração da estaca;
- d) testes com o **emprego de lama bentonítica** confirmaram, que ao se isolar ou dificultar o contato entre o concreto recém lançado e o maciço o problema se minimizava de maneira significativa permitindo a inserção da armadura, e
- e) finalmente optou-se por alterar o método construtivo para **estacas tipo ômega**: Esta solução apresentou ótimos resultados, pois, devido ao processo executivo destas estacas, há um maior confinamento do material no contato estaca-solo, minimizando o problema de

alteração das propriedades reológicas do concreto, permitindo a inserção da armadura.

Portanto, como a lama bentonítica deixou claro que, isolando ou dificultando o contato solo-concreto, o problema minimizava de maneira significativa ou esgotava totalmente e o mesmo foi verificado quando executadas estacas ômega que, compacta o solo e diminui os seus vazios. Ficou evidente que ocorria um fenômeno de fluxo da água livre do concreto para o solo do aterro. Ou seja, o solo estava “chupando” água do concreto, alterando suas propriedades reológicas, acelerando o início de pega com endurecimento muito rápido do concreto, o que impedia a colocação da armadura da estaca.

A alteração das estacas hélice contínua para ômega, ocorreu nas regiões aonde apenas a alteração do traço do concreto não foi suficiente para solucionar o problema. Quando apenas esta alteração foi eficaz, as estacas hélice contínua previstas em projeto foram mantidas.

### **3.2. ESTAÇÃO VILA DAS BELEZAS**

Nesta obra foram executadas estacas ômega como elementos das fundações da estação Vila das Belezas. Devido ao atraso nos processos de desapropriação na região da estação, o prazo programado de execução das estacas tornou-se inviável por conta do cronograma de lançamento das vigas pré-moldadas da via elevada, pois, o equipamento de execução de estacas não poderia se posicionar sob as vigas lançadas por problemas de gabarito.

O projeto Básico especificava estacas tipo Franki para as fundações da estação, cuja produtividade é da ordem de 4 a 6 estacas por dia, sendo que, frente ao cronograma da obra seria necessário uma produtividade de 10 a 12 estacas/dia para não haver interrupção no lançamento das vigas pré-moldadas.

Cita-se, ainda, o problema de vibrações nas construções vizinhas que poderiam causar problemas patológicos nas mesmas. Sendo assim, escolher-

se-ia uma estaca que o seu processo executivo não causasse grandes vibrações e tivesse alta produtividade.



Foto 3.1 – execução de uma estaca no local e ao fundo a via elevada.

Assim sendo, a executora pesquisou entre os diversos tipos de estacas as que melhor se ajustavam à necessidade da obra, e encontrou como melhores alternativas, estacas hélice contínua ou estacas ômega. Então, foi escolhida a estaca ômega, por esta não gerar material de descarte, anulando o custo com bota-fora.

Feita a escolha do tipo de fundação, realizou-se um estudo quanto a acessibilidade do equipamento de execução até o local, trânsito deste, no local e de suporte do terreno ao elevado peso do equipamento de execução. E então, por falta de capacidade de carga do terreno, foi feita substituição da camada de argila mole superficial. Na Figura 3.2 temos um perfil típico de sondagem do local.

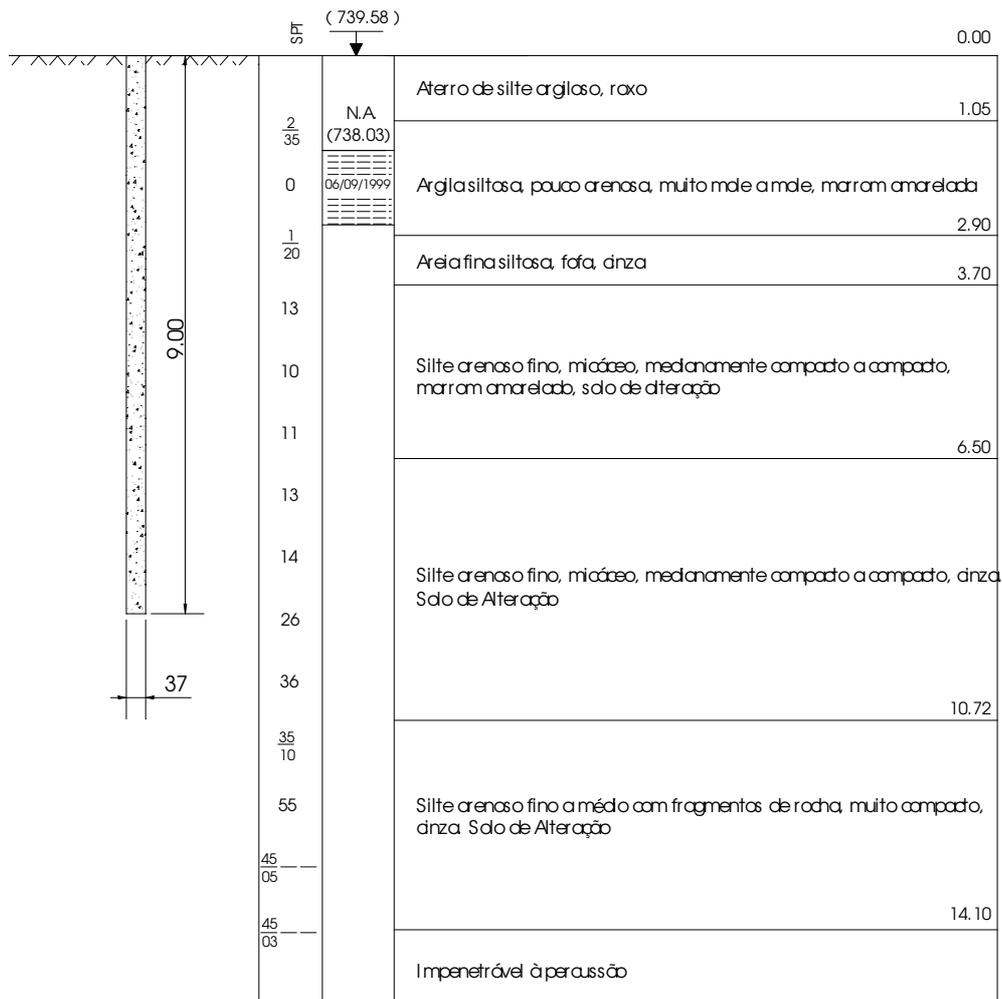


Figura 3.2 - Perfil típico de sondagem na estação Vila das Belezas

Para a substituição do solo escavou-se, aproximadamente, de 1,50 a 2,00 metros da camada superficial de argila mole, substituindo-a por uma camada composta de rachão e o próprio solo escavado, sendo esta forrada com bica corrida.

O equipamento utilizado foi uma perfuratriz de 70 toneladas de peso total com trado de 15 metros de comprimento e 37 centímetros de diâmetro. Foram executadas pouco mais de 2000 (dois mil) metros lineares de estaca com uma produtividade média diária de 13 estacas por dia. A solução em estaca ômega, neste caso, alcançou as expectativas de prazo e custos, da empreiteira e produtividade acima da esperada.

### 3.3. ESTAÇÃO LUZ

Nas obras do Projeto Integração Centro, na Estação Luz, foram utilizadas estacas Hélice Contínua atirantadas, como elemento de contenção na interligação subterrânea das estações Luz de trem e metrô. Neste projeto, foi escolhida a solução por estacas Hélice Contínua em razão da velocidade de execução destas estacas. O uso de estacões ou estacas raiz não cumpririam os requisitos de produtividade da obra. O emprego de estacas pré-moldadas foi descartado devido a problemas de vibrações e interferências na estrutura que estas poderiam causar nos prédios vizinhos.

Foram executadas 169 estacas Hélice Contínua, de 80 cm de diâmetro e até 23,00 metros de profundidade, armadas com gaiolas de 15,15m, 15,60m e 17,60m. Em razão do comprimento muito elevado das gaiolas na colocação destas, foi utilizado pilão, que se mostrou muito eficiente na obra em questão. O pilão era utilizado a partir de 12 a 13 metros de profundidade.

Na Figura 3.3, tem-se um detalhe do projeto de armação das estacas de 19,35m de comprimento. A gaiola de armação destas têm 17,60 m de comprimento, sendo a gaiola de maior comprimento executado nesta obra. Na Foto 3.2, apresenta-se a montagem da gaiola na obra e na Foto 3.3 o pilão utilizado na colocação da armadura.

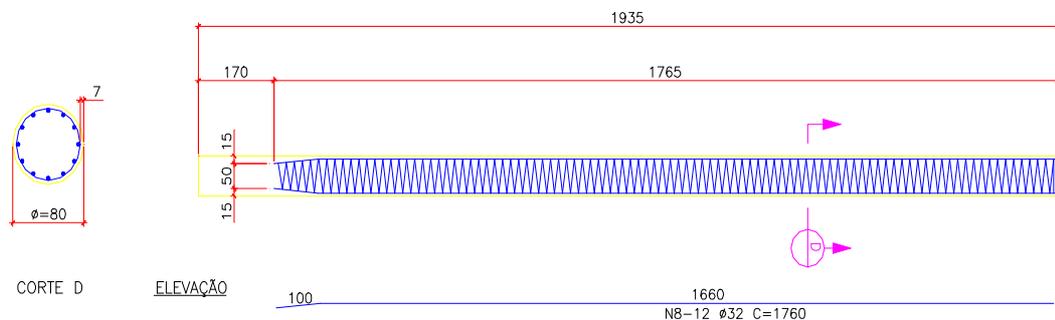


Figura 3.3 - detalhe da gaiola de armadura com 17,60m de comprimento das estacas de 19,35m de comprimento (CPTM, 2002).



Foto 3.2 – montagem das armaduras



Foto 3.3 – cravação da armadura com auxílio de pilão.

A contenção da interligação subterrânea, entre as estações Luz de trem e metrô, foi projetada em estacas hélice contínua atirantadas, com estacas tangentes e estacas distantes entre si de 1,655m a 2,20m, ou seja, de  $2,07 \cdot \phi_e$  a  $2,75 \cdot \phi_e$ . Estas estacas forma executas de forma alternada, respeitando uma distância de  $5 \cdot \phi_e$ .

Uma obra deste porte é um projeto interessante visto as dificuldades de execução que o local impõem. Em seu entorno, há prédios antigos próximos e importantes, já que são prédios tombados como patrimônio histórico da cidade. A proximidade destes prédios dificultou a execução e exigiu uma criteriosa programação de execução das estacas. As Fotos 3.4, 3.5 e 3.6 mostram a proximidade destes prédios às máquinas e equipamentos durante a execução, dificultando a movimentação da perfuratriz e do guincho utilizado para içar a armadura e socar o pilão.



Foto 3.4 - proximidade dos equipamentos e da armadura na sua colocação com os prédios antigos da Rua Mauá.

Devido à proximidade de prédios antigos na Rua Mauá, da rede elétrica, do próprio prédio da estação e ao grande porte do equipamento de execução das estacas, encontrou-se grande dificuldade de trânsito dentro da obra, tanto do equipamento de execução da estaca quanto do guincho usado para movimentar o pilão de soquete e içar a armadura. Isto ocasionou perda de produtividade. A produtividade diária média foi de apenas 8 estacas por dia, valor maior que de outros tipos de estacas, mas, inferior à média destas estacas para este diâmetro.

O trânsito destas máquinas, além de difícil, gerou uma grande preocupação e cuidado por parte da equipe executora, no sentido de evitar que estas máquinas causassem problemas de patologia nos edifícios circundantes. A produção de material de descarte também gerou dificuldades à execução e perda de produção. O descarte foi removido com retro-escavadeira até fora da área de execução dos serviços e depois com caminhões.

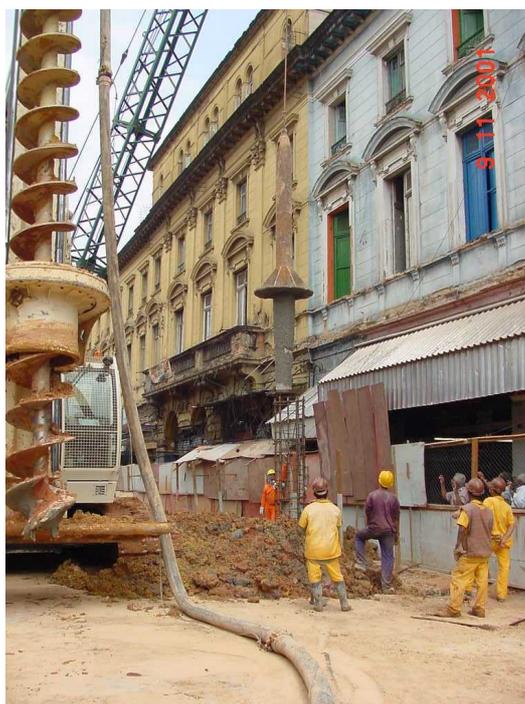


Foto 3.5 - proximidade do pilão com os prédios da Rua Mauá na etapa de colocação da armadura.

Nota-se, nas Fotos 3.3 a 3.6 que, as estacas estavam muito próximas do prédio da estação Luz e dos prédios antigos existentes na Rua Mauá, revelando a impossibilidade de cravação de estaca ou outro tipo de fundação que causasse vibrações ou recalques significativos nas fundações destes prédios.

A Estação Luz possui fundações por sapatas de argamassa de cimento (de dimensões: 3 x 3 x 3 metros), executadas por volta do ano 1900. Estas sapatas de fundação direta, da gare da Estação Luz, foram subfundadas, antes do início das escavações.

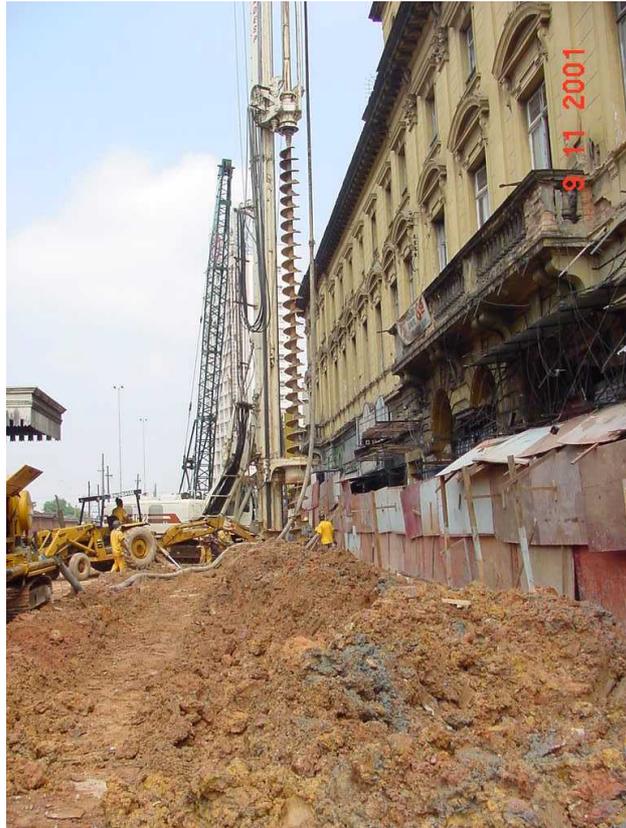


Foto 3.6 - proximidade da hélice contínua e mangueira de bombeamento de concreto, durante concretagem, junto aos prédios da Rua Mauá.

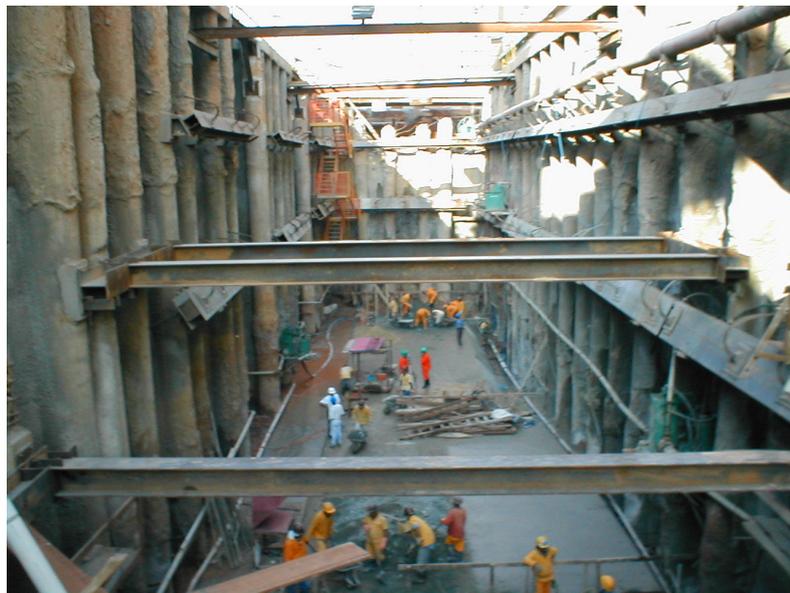


Foto 3.7 – vala já escavada e estroçada.

Quanto ao subsolo local, na Figura 3.4, apresenta-se um perfil típico de sondagem do local, com valores de SPT médio ao longo do fuste das estacas e

elevados a partir de 17 a 18 metros de profundidade. Verifica-se que o perfil é bastante heterogêneo com camadas intercaladas de areia e argila, o que causou dificuldade no controle do sobreconsumo de concreto.

Foi verificado, após escavada a vala, que entre as profundidades de 4 a 6 metros, aproximadamente, houve um severo abaulamento do fuste das estacas. Isto pode ser explicado pela alternância de camada de solo, entre as profundidades de 6 e 7 metros, de uma camada de areia fina para uma argila siltosa, o que deve ter ocasionado dificuldade no controle do sobreconsumo de concreto para o operador. As estacas também apresentaram um excessivo desaprumo, novamente a heterogeneidade do solo pode ter contribuído para isto.

Como o processo executivo das estacas hélice contínua possui elevada produtividade, ausência de vibrações e ruídos durante a execução e não causa grande alívio de tensões em terrenos adjacentes e conseqüentes recalques nas fundações vizinhas: A utilização destas estacas como elemento de contenção na interligação subterrânea entre as estações Luz de trem e metrô, ao lado de prédios muito antigos e tombados como patrimônio histórico da cidade de São Paulo, foi feita com sucesso e sem danos a estes prédios.

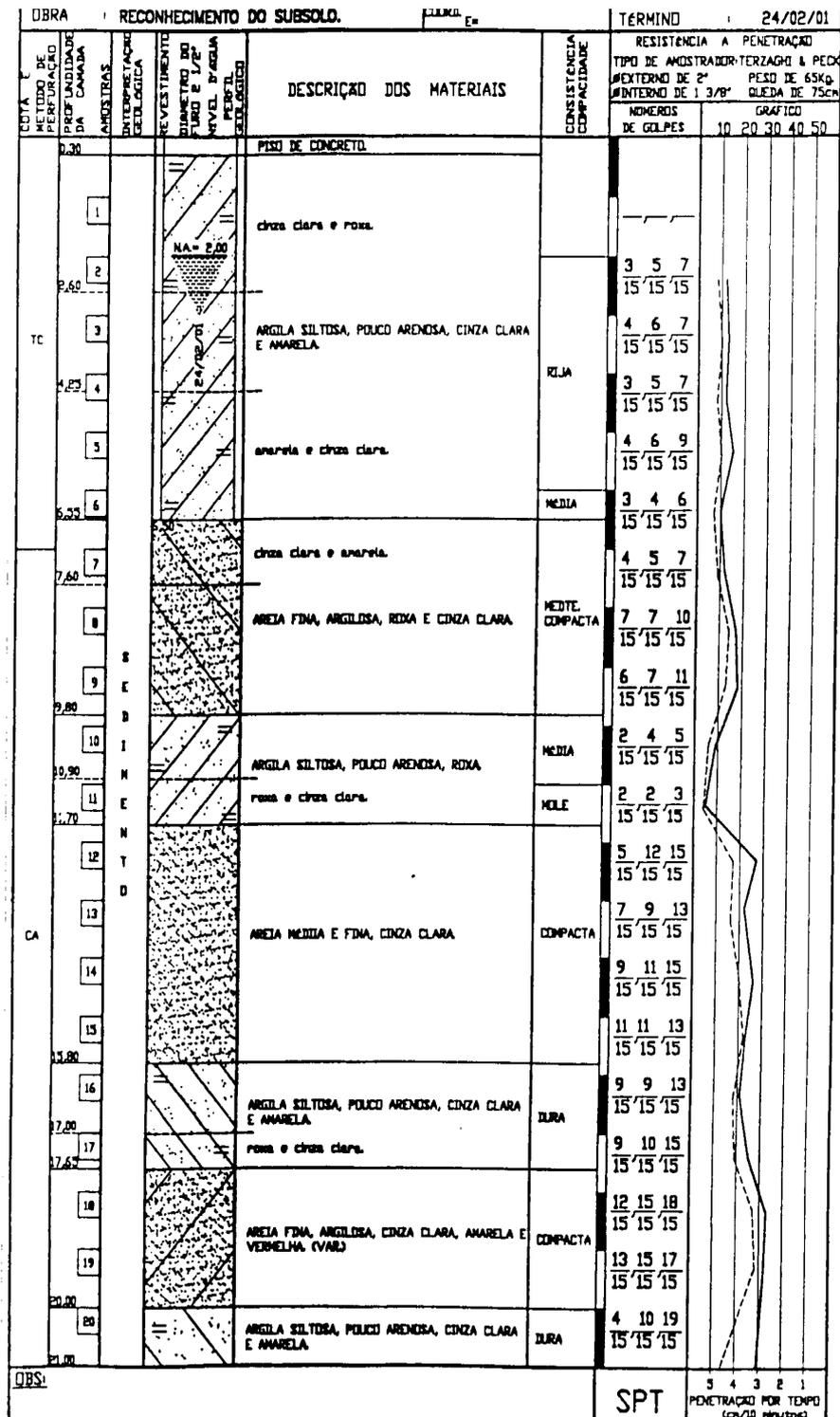


Figura 3.4 - perfil típico de sondagem na Rua Mauá

#### 4. ANÁLISE DO DESEMPENHO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA POR MEIO DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA

Apresenta-se, neste item, uma análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega por meio de resultados de provas de carga e interpretação destes resultados por métodos de extrapolação da curva carga x recalque e separação das parcelas de atrito lateral e ponta. Primeiramente, faz-se uma análise comparativa de desempenho de estacas hélice contínua e ômega executadas próximas uma em relação à outra. Posteriormente, analisa-se o desempenho de ponta de uma estaca ômega com o auxílio do parâmetro R de Cambefort.

##### 4.1. Comparação de estacas hélice contínua versus estacas ômega

Apresenta-se uma comparação entre estacas hélice contínua e ômega, por meio de resultado de provas de carga e interpretação destas. São analisados três casos distintos. Sendo em cada caso, uma estaca hélice contínua executada em local próximo a uma estaca ômega.

As análises serão efetuadas para os seguintes casos:

Caso a:

Estaca	tipo	D (cm)	L (m)	Qnom. (kN)	Qmáx (kN)	Fonte
E.H.C. 2	hélice contínua	40	10,8	600	1800	FUNDESP (2000)
ômega 1	ômega	37	8,75	600	1800	

Caso b:

Estaca	tipo	D (cm)	L (m)	Qnom. (kN)	Qmáx (kN)	Fonte
E.H.C. 4	hélice contínua	40	17,5	600	1750	FUNDESP (2000)
ômega 3	ômega	37	15,0	600	1550	

Caso c:

Estaca	tipo	D (cm)	L (m)	Qnom. (kN)	Qmáx (kN)	Fonte
E.H.C. 6	hélice contínua	40	12,0	600	1920	FUNDESP (2001)
ômega 6	ômega	37	12,0	600	1920	

Nas Tabelas 4.1 a 4.4, apresenta-se a previsão da carga de ruptura das estacas analisadas pelos tradicionais métodos DÉCOURT & QUARESMA (1978) e AOKI & VELLOSO (1975), alterados, quando necessário para aplicação a estas estacas e pelos métodos de cálculo de capacidade de carga de estacas hélice contínua e de estacas ômega, conforme verifica-se no anexo A.

Os resultados dos métodos de KAREZ & ROCHA (2000) e VORCARO & VELLOSO (2000), por tratarem de métodos muito simplistas e que obtiveram valores elevados em relação aos outros de capacidade de carga, em média, serão desprezados.

No anexo D é apresentada a aplicação dos métodos de extrapolação da curva carga x recalque, e no anexo E a aplicação para as estacas estudadas dos métodos de separação das parcelas de ponta e atrito lateral.

Tabela 4.1 - previsão da capacidade de carga das estacas hélice contínua pelos métodos tradicionais.

ESTACA	Aoki – Velloso (1975)			D & Q (apud Décourt, 1996)		
	Alr	Qpr	Qu	Alr	Qpr	Qu
EHC 2	1056	875	1931	1220	169	1389
EHC 4	411	1152	1563	652	264	916
EHC 6	277	924	1201	352	252	604

Legenda: D&Q (apud Décourt, 1996) = DÉCOURT & QUARESMA (1978) apud DÉCOURT (1996). (unidades: kN)

Tabela 4.2 - previsão da capacidade de carga das estacas hélice  
contínua pelos métodos específicos.

ESTACA	Alonso (1996, 2000)			Antunes & Cabral (1996)			Karez & Rocha (2000)			V&V(2000)
	Alr	Qpr	Qu	Alr	Qpr	Qu	Alr	Qpr	Qu	Qu
EHC 2	1270	602	1872	870	503	1373	1622	1194	2816	2796
EHC 4	929	762	1691	597	503	1100	967	1571	2538	1869
EHC 6	431	591	1022	98	503	601	357	1539	1896	886

Legenda: V&V(2000) = método de VORCARO & VELLOSO (2000). (unidades: kN)

Tabela 4.3 - previsão da capacidade de carga das estacas ômega pelos  
métodos tradicionais.

ESTACA	Aoki & Velloso (1975)			D & Q (apud Décourt, 1996)		
	Alr	Qpr	Qu	Alr	Qpr	Qu
ÔMEGA 1	821	1183	2004	610	1255	1865
ÔMEGA 3	334	520	854	407	726	1133
ÔMEGA 6	616	995	1611	488	1282	1770

Legenda: D & Q (apud Décourt, 1996) = DÉCOURT & QUARESMA (1978), apud DÉCOURT (1996). (unidade: kN).

Tabela 4.4 - previsão da capacidade de carga das estacas ômega pelos  
métodos específicos

ESTACA	Bustamante & Gianceselli (1998)			Cabral et. al. (2001)		
	Alr	Qpr	Qu	Alr	Qpr	Qu
OMEGA 1	1055	948	2003	988	538	1525
OMEGA 3	237	346	583	315	538	853
OMEGA 6	277	915	1072	477	538	1015

(unidade: kN)

### Caso a

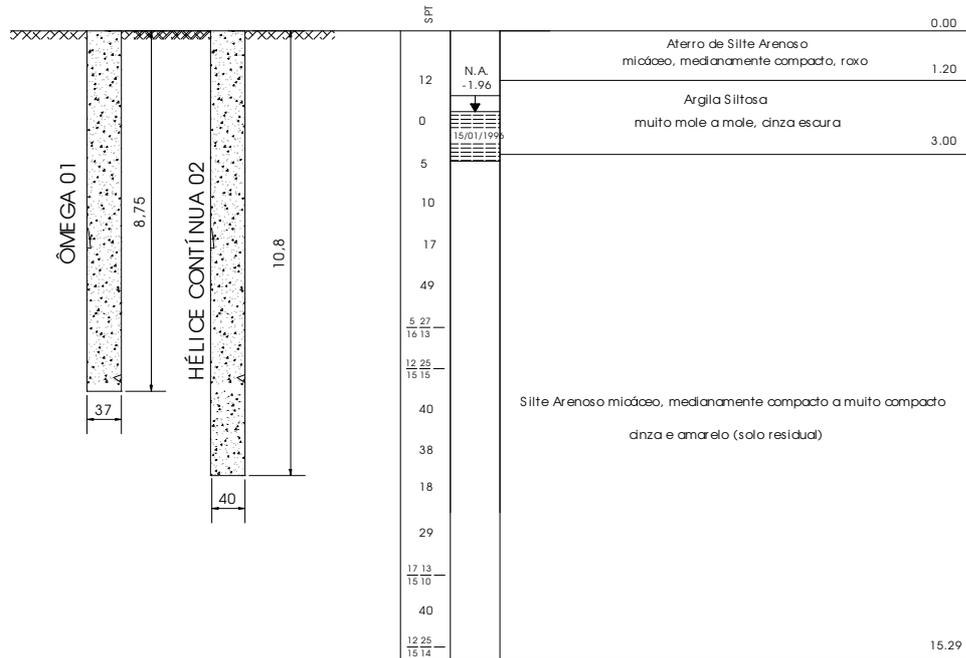


Figura 4.1 - Perfil de sondagem mais próximo das estacas – caso a

A Figura 4.1 apresenta o perfil de sondagem mais próximo das estacas. As estacas foram executadas a uma distância de 1,80 metros (Figura 4.3) de centro a centro. Como se vê, a estaca hélice contínua 02 possui parte do fuste e a ponta em solo resistente ( $SPT_{fuste} = 27,1$  e  $SPT_{ponta} = 38$ ) e a estaca ômega 01 possui o seu último metro de comprimento e a ponta em solo resistente ( $SPT_{fuste} = 24,1$  e  $SPT_{ponta} = 50$ ). Na Figura 4.2, temos o resultado das provas de carga executadas nas estacas EHC 02 e ômega 01, executadas com dois carregamentos cada uma.

Verifica-se pela Figura 4.2, que para uma mesma carga, a estaca hélice contínua sofreu maiores recalques que a ômega. As provas de carga foram interrompidas prematuramente, não sendo mobilizada resistência de ponta significativa, o que impossibilitou melhores análises.

Na Tabela 4.1 e 4.2, apresenta-se os resultados comparativos de previsão de capacidade de carga e na Tabela 4.3, os resultados de aplicação dos métodos

de extrapolação da carga de ruptura e separação das parcelas de ponta e atrito lateral.

Através das Tabelas 4.1 e 4.2, verifica-se que a previsão da carga de ruptura para a estaca hélice contínua 02 pelos métodos de DÉCOURT & QUARESMA (1978) e ANTUNES & CABRAL (1996) mostrou-se conservadora com base na prova de carga (Figura 4.2). Os métodos de AOKI & VELLOSO (1975) e ALONSO (1996, 2000) apresentaram resultados mais satisfatórios se adotarmos a carga de ruptura extrapolada pelo método de VAN DER VEEN (1953), como a carga de ruptura da estaca.

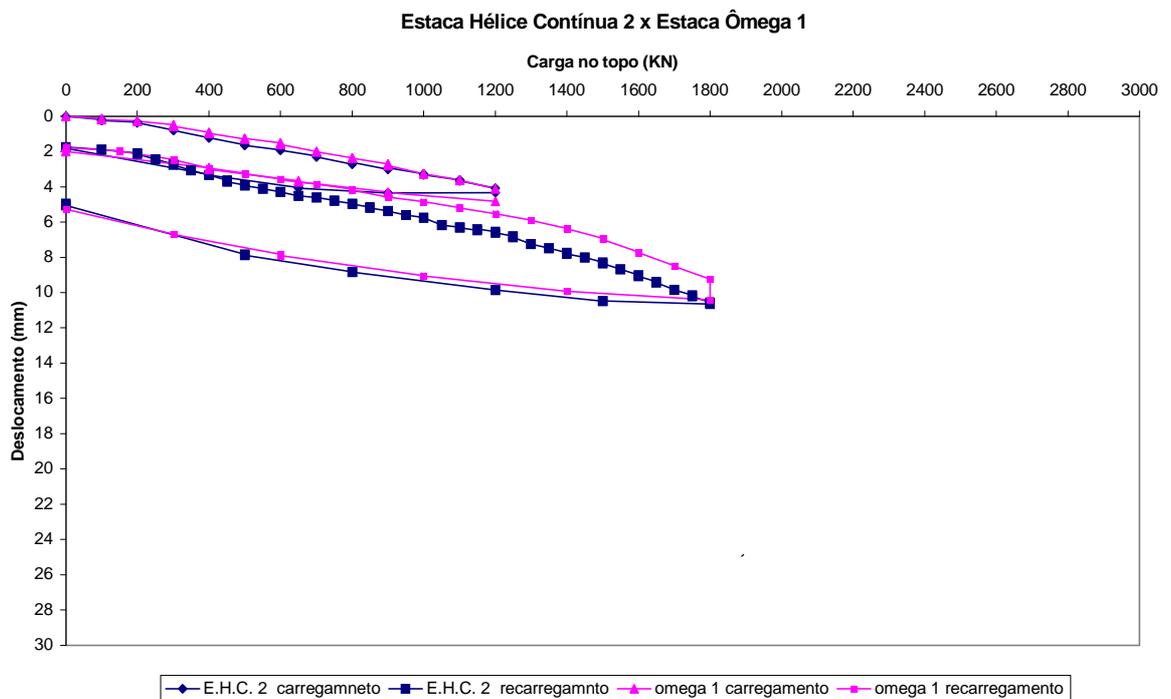


Figura 4.2 - Curva carga x recalque da estaca ômega 01 x hélice contínua 02

Para a estaca ômega 01 a previsão apresenta resultados próximos da EHC 02, sem esquecer que a segunda tem diâmetros e comprimentos maiores. Isto em razão, fundamentalmente, dos métodos de previsão para estacas ômega atingirem valores de carga de ponta na ruptura elevados com relação aos métodos para hélice contínua.

Os métodos de AOKI & VELLOSO (1975) e BUSTAMENTE & GIANESELLI (1998) apresentam para a estaca ômega 01, valores iguais (2003 e 2004 kN, respectivamente) para carga de ruptura e próximos à carga extrapolada por Van der Veen (2180 kN).

Tabela 4.5 – Interpretação das provas de carga - caso a

ESTACAS	D (cm)	L (m)	Qmax (kN)	Métodos de Extrapolação		Separação das parcelas	
				NBR 6122	V. Veen	Duas Retas	Décourt
OMEGA 1	37	8,75	1200	*	2180	*	*
EHC 2	40	10,8	1800	*	2380	*	*

\* não foi possível aplicar o método.

A aplicação do método de extrapolação recomendado pela norma e a separação das parcelas de ponta e atrito pelos métodos adotados não foi possível em razão da interrupção prematura das provas de carga. A extrapolação pelo método de Van der Veen obteve valores próximos para as duas estacas, respectivamente 2180 kN e 2380 kN, para a estaca ômega 01 e hélice contínua 02. Salienta-se que a estaca ômega tem comprimento e diâmetros menores e valores de carga de ruptura extrapolados próximo.

A interrupção prematura das provas de carga impediu análises mais confiáveis para estas estacas, entretanto, se considerarmos que a estaca ômega 01 possui comprimento e diâmetros inferiores à hélice contínua 02, as estacas atingiram desempenho muito próximo nesse perfil de solo (Figura 4.1) pouco resistente nas camadas de aterro e argila siltosa e medianamente resistente a resistente na camada de silte arenoso. A diferença no processo executivo destas estacas parece não ter implicado num desempenho significativamente melhor de uma estaca em relação à outra até o nível de solicitação que foi aplicado às estacas.

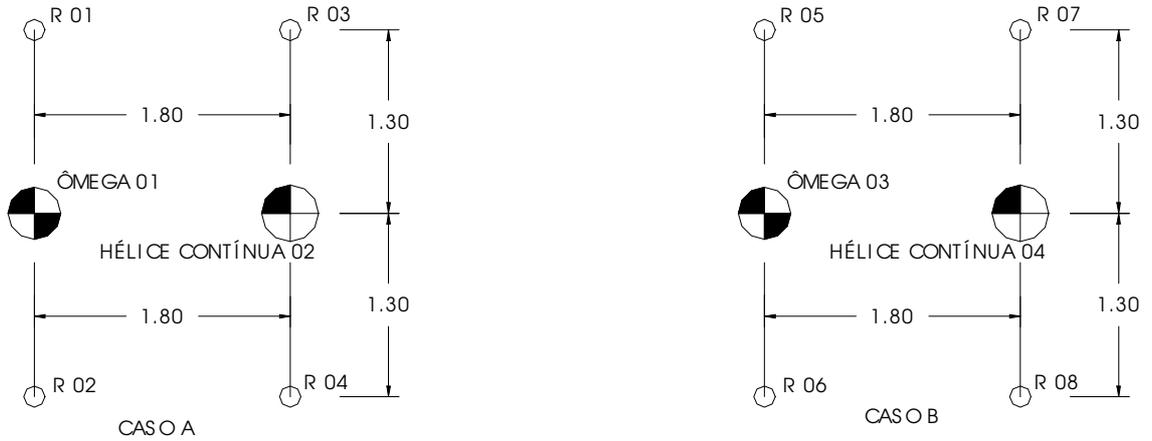


Figura 4.3 - locação das estacas – caso a e caso b

**Caso b**

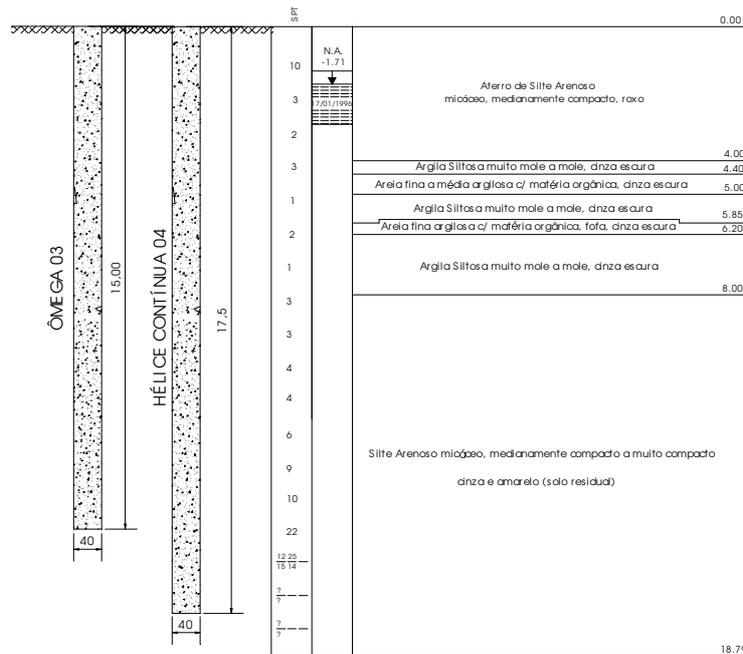


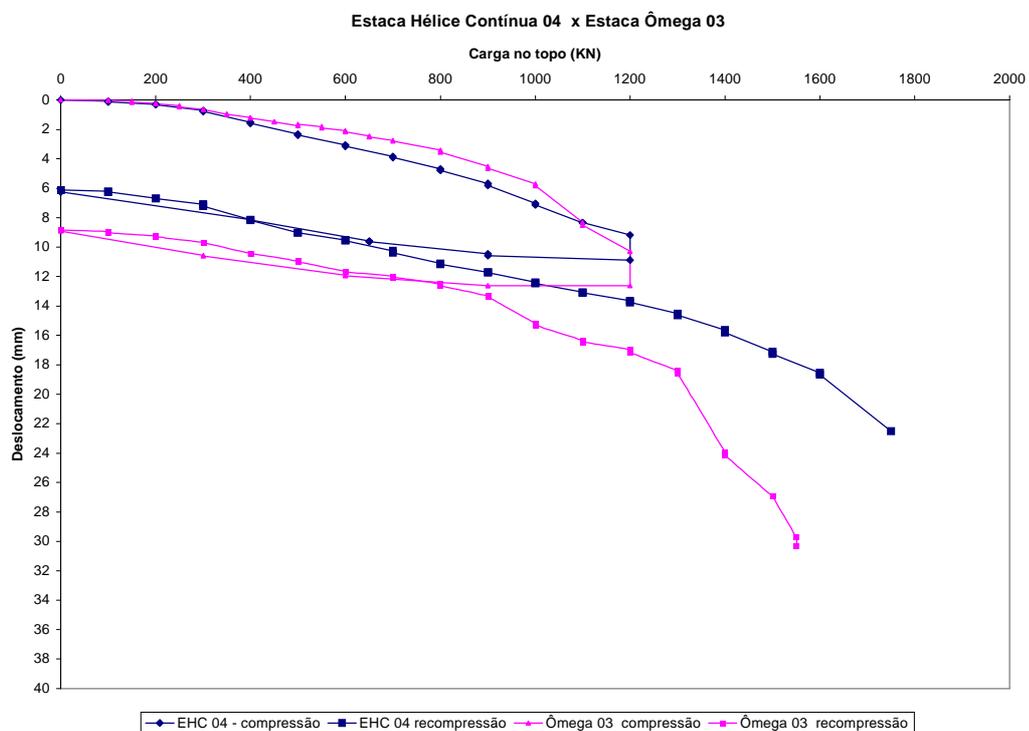
Figura 4.4 - Perfil de sondagem mais próximo das estacas – caso b

Apresenta-se, na Figura 4.4, o perfil de sondagem mais próximo das estacas. As estacas foram executadas a uma distância de 1,80 metros (Figura 4.3). As estacas de um modo geral, têm o fuste em solo pouco resistente, com baixos valores de  $N_{SPT}$ . A ponta da estaca hélice contínua 04, atravessa camada mais resistente de solo a partir de 15,0 m de profundidade e têm sua ponta instalada

nesta camada com  $SPT=50$ , enquanto que para a ômega 03 a ponta está apoiada no início da camada de solo resistente, com  $SPT_{(ponta)}=22$ . Na figura 4.5 temos o resultado das provas de carga executadas nas estacas EHC 04 e Ômega 03.

Verifica-se pela Figura 4.5 que, a partir de 1200 kN de carga, para uma mesma carga, a estaca ômega sofreu maiores recalques que a hélice contínua. As provas de carga foram interrompidas por falta de capacidade de carga do sistema de reação e como se tratavam de estacas teste para fins de estudo por parte da executora, também não foi feito o descarregamento no segundo carregamento. A estaca Ômega 03 sofreu ruptura brusca do concreto ao atingir carga de 1550 kN.

Nas Tabelas 4.3 e 4.4, apresentam-se os resultados de previsão de capacidade de carga e nas Tabela 4.6 e 4.7, de extrapolação da carga de ruptura e separação das parcelas de ponta e atrito lateral. Figura 4.5 - Curva carga x recalque da estaca ômega 03 x hélice contínua 04.



A carga de ruptura obtida para a estaca hélice contínua 04 pela extrapolação da curva carga x recalque por Van der Veen (2280 kN), foi superior à carga de ruptura obtida por todos os métodos de previsão e quando comparados aos resultados de DÉCOURT & QUARESMA (1978) e ANTUNES & CABRAL (1996), foi cerca de duas vezes superior.

A estaca ômega 03 ficou com a ponta apoiada em cota inferior à hélice contínua 04 (15,00m e 17,50m respectivamente), não alcançando, assim, as camadas com alto valor de SPT a partir de 15,00 m de profundidade (Figura 4.3). Principalmente, por esta razão, esta estaca apresentou desempenho quanto à capacidade de carga, inferior à hélice contínua.

A estaca ômega 03 sofreu ruptura brusca do concreto com 1550 kN de carga. Esta carga é 166% superior à previsão mais conservadora, de 583 kN, por BUSTAMENTE & GIANESELLI (1998) e 37% superior à previsão mais otimista, de 1133 kN, feita por DÉCOURT & QUARESMA (1978) (Tabelas 4.3 e 4.4).

Tabela 4.6 – Resultados da extrapolação da curva carga x recalque - caso b

ESTACAS	D (cm)	L (m)	Qmax (kN)	Métodos de Extrapolação	
				NBR 6122	V. Veen
OMEGA 3	37	15,0	1550	1320	1520
EHC 4	40	17,5	1750	-	2280

Tabela 4.7 – Resultados da aplicação dos métodos de separação das parcelas de ponta e atrito lateral - caso b

Estaca	Duas Retas				Décourt			
	Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)	Q <sub>máx.</sub> (kN)	Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)	Q <sub>máx.</sub> (kN)
Ômega 03	1000	550	1550	---	760	790	1550	---
EHC 4	800	≥ 950	---	1750	*	*	*	*

Legenda:

\* não foi possível aplicar o método

Tabela 4.8 – Valores do atrito lateral unitário máximo ( $f_u$ )  
obtidos pelo método das duas retas - caso b

Estaca	$f_u$
Ômega 03	57,4 (4,4)
EHC 4	36,4 (8,3)

Legenda:

$f_u$  = atrito lateral unitário máximo em Kpa; e

( ) = os números entre parênteses são os valores médios de SPT ao longo do fuste.

A estaca ômega 03 obteve atrito lateral na ruptura 25% superior à hélice contínua 04, com base no método das duas retas. Não foi possível aplicar o método de DÉCOURT (1993, 1995) de separação das parcelas de atrito e ponta à estaca hélice contínua 04.

Vê-se que o atrito lateral unitário máximo ( $f_u$ ) da estaca ômega é aproximadamente 58% superior ao da hélice contínua, mesmo possuindo valor de  $N_{SPT}$  médio ao longo do fuste 89% inferior à hélice contínua. Pelo método DÉCOURT & QUARESMA (Apud DÉCOURT, 1996), para um mesmo N de 8,3, teria-se para a ômega 03:  $f_u = [(1+8,3/3) / (1+4,4/3)] \times 57,4 = 87,7$  kPa, portanto, 140% superior ao  $f_u$  da hélice contínua 04, para um mesmo valor de SPT médio ao longo do fuste.

Concluindo, podemos dizer, que o método executivo da estaca ômega compactou o solo pouco resistente presente ao longo do fuste, resultando num melhor desempenho por atrito lateral desta estaca em comparação com a hélice contínua. No entanto, a hélice contínua apresentou melhor desempenho final face a sua resistência de ponta, muito superior à ômega, e aos 2,5 metros finais do fuste desta estaca em solo resistente, com valores de SPT superiores a 50.

### Caso c

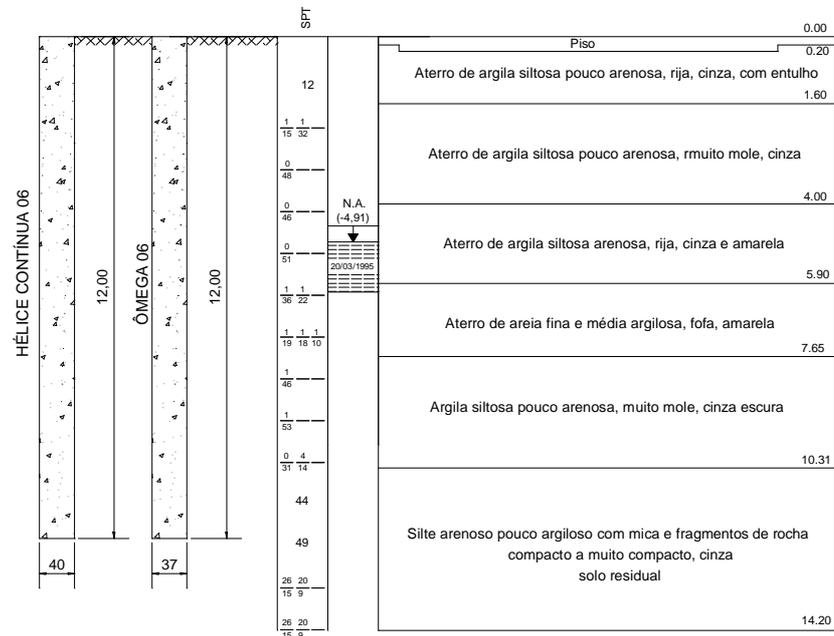


Figura 4.6 - Perfil de sondagem mais próximo das estacas – caso c

Apresenta-se, na Figura 4.6, o perfil de sondagem mais próximo das estacas. As estacas foram executadas a 3,0 metros de distância, de centro a centro (Figura 5.7). Como se vê, as estacas possuem mesmo comprimento e encontram-se em camadas de solo pouco resistente ao longo do fuste e, o último metro de comprimento e a ponta, em camada resistente. Na figura 4.8 temos o resultado das provas de carga executadas nas estacas EHC 06 e ômega 06.

Verifica-se pela Figura 4.8, que para uma mesma carga, a estaca hélice contínua sofreu maiores recalques que a ômega. As provas de carga foram interrompidas prematuramente, não sendo mobilizada resistência de ponta significativa para a estaca ômega.

Nas Tabelas 4.1 a 4.4 apresenta-se os resultados da previsão de capacidade de carga e Tabela 4.9, os resultados de extrapolação da curva carga x recalque. A separação das parcelas de ponta e atrito lateral para a hélice contínua e para a estaca ômega, pelos dois métodos aplicados, não foi

possível em razão da interrupção prematura das provas de carga (Tabela 4.10).

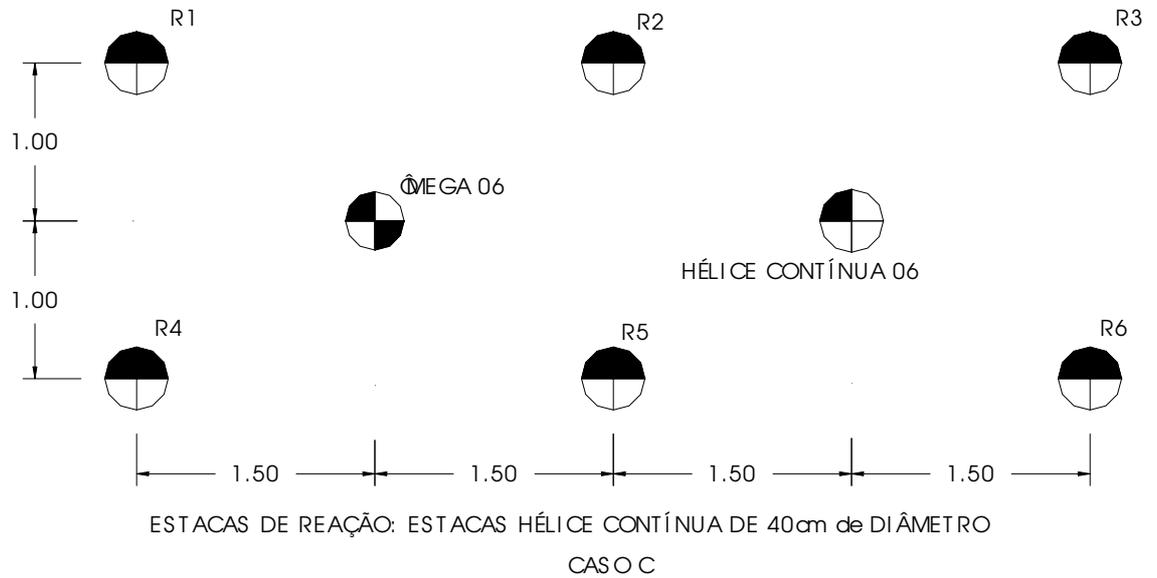


Figura 4.7 - Localização das estacas – caso c

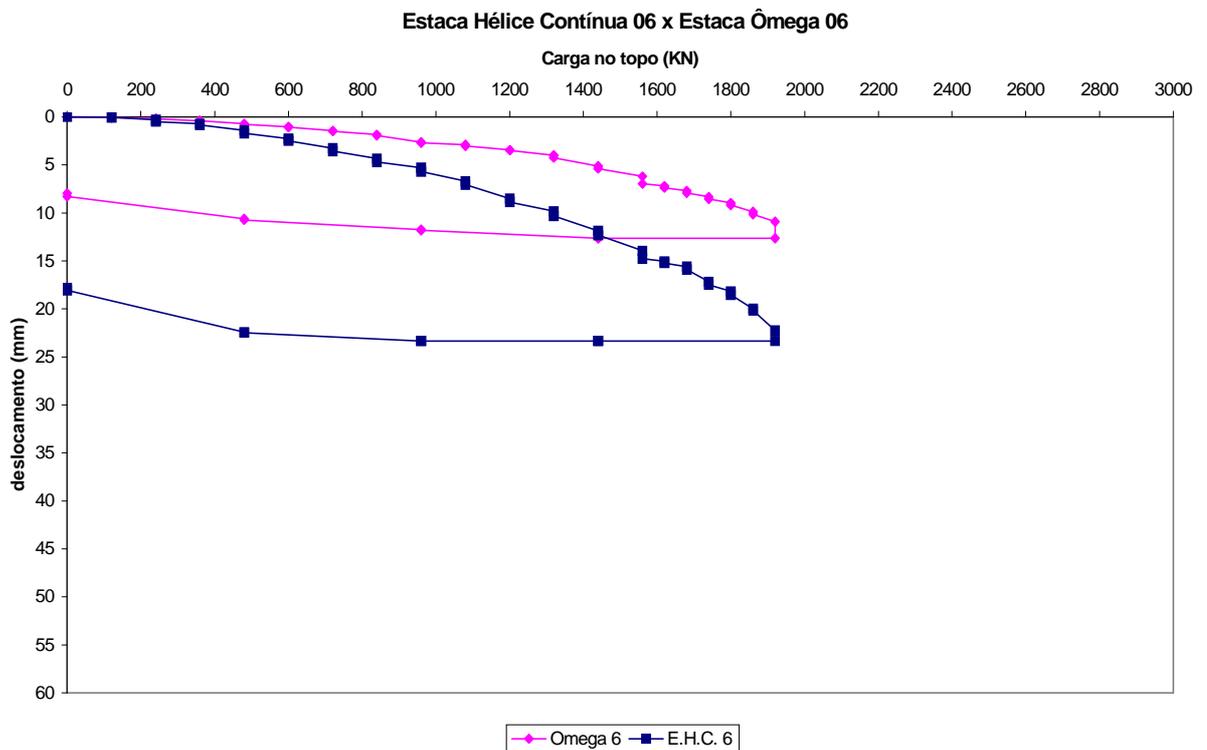


Figura 4.8 - Curva Carga x Recalque da estaca ômega 06 x hélice contínua 06

Tabela 4.9 – Resultados da extrapolação da curva carga x recalque - caso c

ESTACAS	D (cm)	L (m)	Qmax (Kn)	Métodos de Extrapolação	
				NBR 6122	V. Vein
OMEGA 6	37	12,0	1920	*	2070
EHC 6	40	12,0	1920	1900	2255

\* não foi possível aplicar o método.

Tabela 4.10 – Resultados da aplicação dos métodos de separação das parcelas de ponta e atrito lateral - caso c

Estaca	Duas Retas				Décout			
	Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)	Q <sub>máx.</sub> (kN)	Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)	Q <sub>máx.</sub> (kN)
Ômega 03	*	*	*	*	*	*	*	*
EHC 4	1300	≥ 620	---	1920	*	*	*	*

\* não foi possível aplicar o método

Com base na curva carga x recalque das estacas e nos resultados encontrados pela interpretação, verifica-se, uma tendência de um melhor desempenho da estaca ômega 06 comparado com a hélice contínua 06, tanto com relação a carga de ruptura total, como atrito lateral e carga de ponta na ruptura. Esta tendência de diferença no desempenho destas estacas é, provavelmente, devido a influência do método executivo destas estacas.

#### 4.2. Análise do desempenho de uma estaca ômega com a ponta em solo rijo, por meio do parâmetro R de Cambefort

Apresenta-se, neste item, uma análise do desempenho da estaca ômega 5 (OM-5), por meio de interpretação de prova de carga na estaca e comparação do parâmetro R de Cambefort obtido para esta estaca com o obtido por outros autores para estacas Strauss, Escavada, Apilada, Hélice Contínua e Estacões.

A estaca ômega 5 em questão possui 32 cm de diâmetro, 8 m de comprimento e foi executada no subsolo mostrado pela sondagem da Figura 4.9, abaixo.

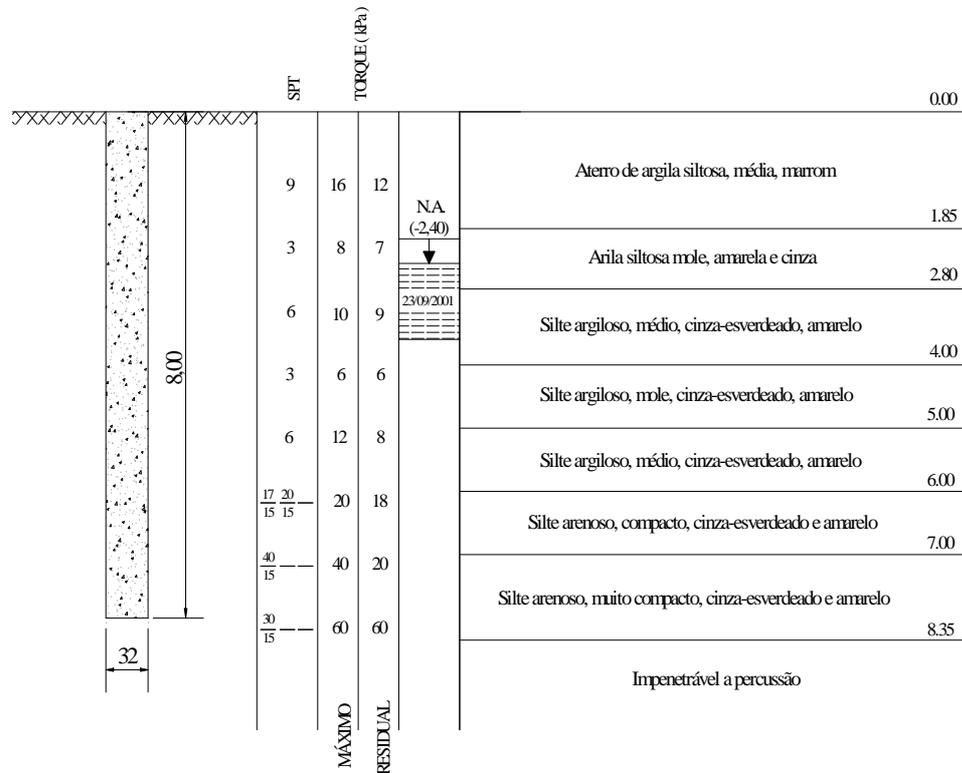


Figura 4.9 – Perfil de Sondagem para a estaca Ômega 5

A estaca foi submetida a prova de carga com dois carregamentos, sendo o primeiro lento e o segundo carregamento rápido, como se vê na Figura 4.10. O primeiro carregamento foi levado até 1,5 vezes a carga de trabalho da estaca, que era de 370 kN e recalque de 36,66 mm (11,5%. $\phi$ ). Para o segundo, a carga máxima aplicada foi de 620 kN e recalque de 59,58 mm (18,6%. $\phi$ ).

O formato da curva carga-recalque, para o carregamento lento, apresentou-se semelhante à curva característica de estacas escavadas. Fato que causou surpresa ao autor e levou este a pesquisar maiores detalhes da estaca por meio de interpretação da prova de carga e obtenção do maior número possível de parâmetros da estaca para fins de comparação com outros tipos de estacas.

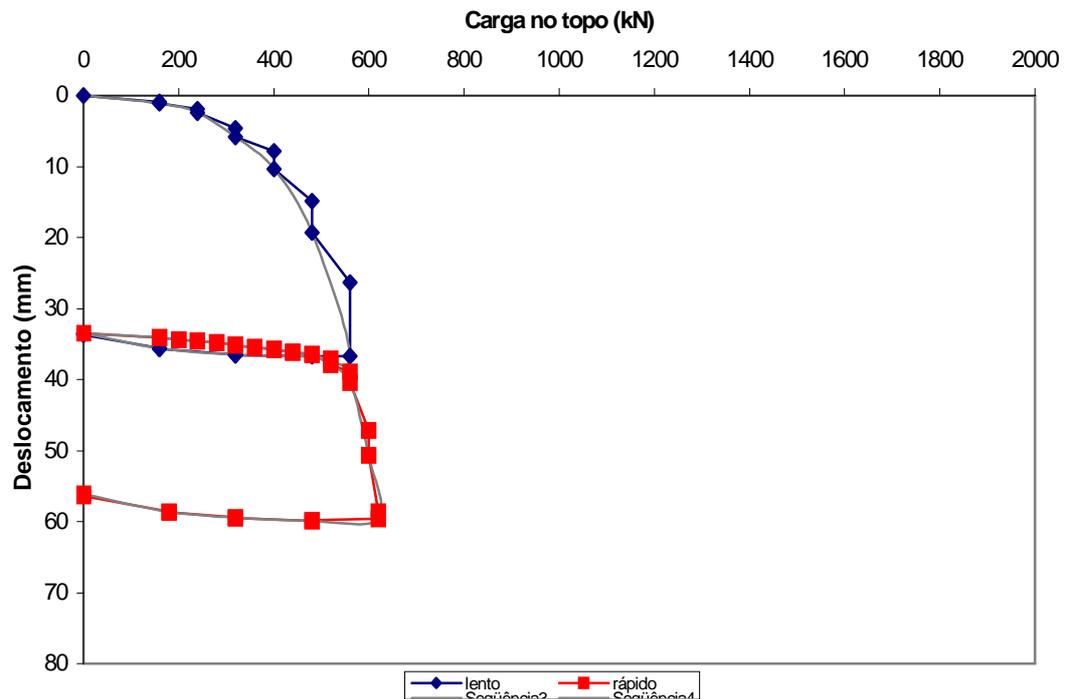


Figura 4.10 – Curva carga x recalque da estaca ômega 5

Para previsão da carga de ruptura da estaca, foram aplicados os métodos específicos de cálculo de estacas ômega, BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998) e CABRAL et. al. (2000), e os tradicionais métodos AOKI & VELLOSO (1975) e DÉCOURT & QUARESMA (1978).

Os métodos tradicionais não possuem coeficientes de correção que levem em consideração o processo executivo da estaca ômega. Para possibilitar a aplicação destes, adotamos para o método de AOKI & VELLOSO (1975) recomendação de MONTEIRO (2000), conforme anexo A.7, e para o método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) adotou-se o método em sua proposta inicial, para estacas de deslocamento.

Tabela 4.11 - Previsão da Carga de ruptura para estaca Ômega 5 pelos métodos específicos

Bustamante & Gianceselli (1998)			Cabral et. al. (2001)		
Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)	Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)
487	764	1251	516	402	918

Tabela 4.12 - Previsão da Carga de ruptura para estaca Ômega 5 pelos métodos tradicionais modificados\*

* Aoki & Velloso (1975)			* Décourt & Quaresma (1978)		
Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)	Alr (kN)	Qpr (kN)	Qu (kN)
466	885	1351	429	1005	1434

\* ver anexo A

Os métodos de AOKI-VELLOSO (1975) e BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998) previram valores próximos de carga de ruptura, 1351 kN e 1251 kN respectivamente, principalmente quanto a parcela de atrito lateral na ruptura 466 kN e 487 kN, respectivamente.

O método de CABRAL et. al. (2001) previu uma carga de ruptura inferior em razão do limite a carga de ponta na ruptura imposta pelo método. O contrário, é verificado para DÉCOURT & QUARESMA (1978) que, como foram adotados os mesmos coeficientes de estacas pré-moldadas, previu-se valores elevados de carga de ruptura em razão da parcela de ponta na ruptura.

Tabela 4.13 - Carga de ruptura extrapolada para a estaca Ômega 5.

Qu (kN)	
Van der Veen	NBR 6122
665	420

Na Tabela 4.13, apresenta-se a carga de ruptura obtida pelos métodos de Van der Veen e da norma. A carga de ruptura obtida por extrapolação pelo método da norma mostrou-se conservadora, enquanto que por Van der Veen atingiu um valor coerente com a curva carga x recalque (Figura 4.9).

Tabela 4.14 - Método das Duas Retas e Método Décourt para separação das parcelas de atrito lateral na ruptura e ponta para a estaca ômega 5

Duas Retas			Décourt		
Alr (kN)	Qpr (kN)	Q <sub>máx.</sub> (kN)	Alr (kN)	Qpr (kN)	Q <sub>máx.</sub> (kN)
450	≥170	620	220	≥400	620

Para as análises futuras adotar-se-á os resultados do método das duas retas. O método de Décourt, para separação das parcelas de ponta e atrito lateral, foi aplicado com intuito comparativo com o método das duas retas e seus valores serão desprezados, pois, para a aplicação do método, admitiu-se comportamento de estaca de deslocamento para a ômega.

Como se comprovará mais adiante, neste caso, a estaca ômega, principalmente, quanto a mobilização da resistência de ponta, não desenvolveu um comportamento característico de estaca de deslocamento. Para as análises futuras, a carga de ponta na ruptura será adotada, arbitrariamente e principalmente, em razão do recalque elevado para este estágio de carregamento (59,58 mm), como sendo a carga de 170 kN. Sendo assim, temos o valor de 620 kN, como carga de ruptura total da estaca. Na verdade, este valor deve ser superior.

Os valores de atrito lateral na ruptura obtidos pela previsão por AOKI & VELLOSO (1975) e pelo método das duas retas, respectivamente 466 kN e 450 kN, são muito próximos. Entretanto, se comparadas as resistências de ponta na ruptura, temos grande variação, respectivamente 850 kN e 170 kN.

A diferença de resistência de ponta na ruptura entre a previsão e o método das duas retas, somados ao baixo valor da carga de ponta na ruptura pelo método das duas retas (170 kN), valor da carga de ruptura total da estaca (620 kN), formato da curva carga x recalque para o primeiro carregamento (Figura 4.9) e valores do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca maiores que 50 já a partir de 6,0 metros de profundidade (Figura 4.8), colaboram para a dedução do autor de que esta estaca apresentou um sério problema de execução ou pode ter sido executada com um comprimento menor.

Estudando esta possibilidade, calculou-se o parâmetro R de Cambefort por duas formas diferentes para comparação. Primeiramente pelo método das Duas Retas, ou seja, partindo de dados da prova de carga. Posteriormente, partindo do valor do SPT na ponta da estaca, calculou-se o parâmetro R, por meio de correlação entre R e o módulo de deformabilidade do solo sob a ponta da estaca ( $E_p$ ), proposta por CASSAN (1978). No que seria uma previsão para o parâmetro R de Cambefort.

As correlações de CASSAN (1978) para a obtenção de R e para a obtenção de  $E_p$  em função do  $N_{SPT}$  são apresentadas no anexo C (item C.1.1).

Tabela 4.15 – Parâmetro R de Cambefort obtido pelo método das Duas Retas e pela correlação de CASSAN (1978).

R (Mpa/m)	
Duas Retas	CASSAN (1978)
40	450

Verifica-se pela Tabela 4.15 que o parâmetro R obtido pelo método das Duas Retas é, demasiadamente inferior, ao obtido pela correlação de CASSAN (1978), este segundo é 11,25 vezes superior ao primeiro. Mesmo sendo discutível a confiabilidade das correlações utilizadas, é patente a perda de resistência sofrida pelo solo sob a ponta da estaca, após a execução desta.

Analisando-se a Tabela 4.16 e a Figura 4.11, vemos que numa comparação entre a estaca ômega 5 e as estacas pesquisadas por FOTI (2001), apenas as estacas Strauss E-60 e E-61 têm ponta em solo com igual valor de SPT à ômega.

Para a estaca E-60, FOTI (2001) obteve para o parâmetro R valor 235% superior ao obtido para a estaca ômega 5 (134 e 40 MPa/m respectivamente), e para a estaca E-61, 280% superior (152 e 40 MPa/m respectivamente). Uma pequena parcela da superioridade do valor de R, se deve, provavelmente, pelo diâmetro superior destas estacas em relação à ômega. Entretanto, não explicam as acentuadas diferenças apontadas acima.

A estaca Strauss E-54 atingiu para o parâmetro R, valor igual ao obtido para a ômega 5, entretanto esta, possui baixo valor de SPT na ponta (9) e diâmetro e comprimento superiores.

Tabela 4.16 – Valores do Parâmetro R de Cambefort para a estaca Ômega 5 e para as estacas pesquisados por FOTI (2001).

Estaca	Tipo	L (m)	D (cm)	N <sub>p</sub>	R (Mpa/m)	Fonte
STR-1	Strauss	7,5	32	34	124	Foti (2001)
E-54		13,0	38	9	40	
E-35		10,8	32	22,7	193	
E-3		10,5	25	22,7	85	
E-60		10,0	38	50	134	
E-61		10,0	38	50	152	
E-5		9,0	32	9	28	
E-3	Escavada	6,0	25	4	8	
E-1	Apilada	6,0	20	4	30	
HLC-4	Hélice Contínua	7,5	35	31	51	
OM-5	Omega	8,0	32	50	40	---

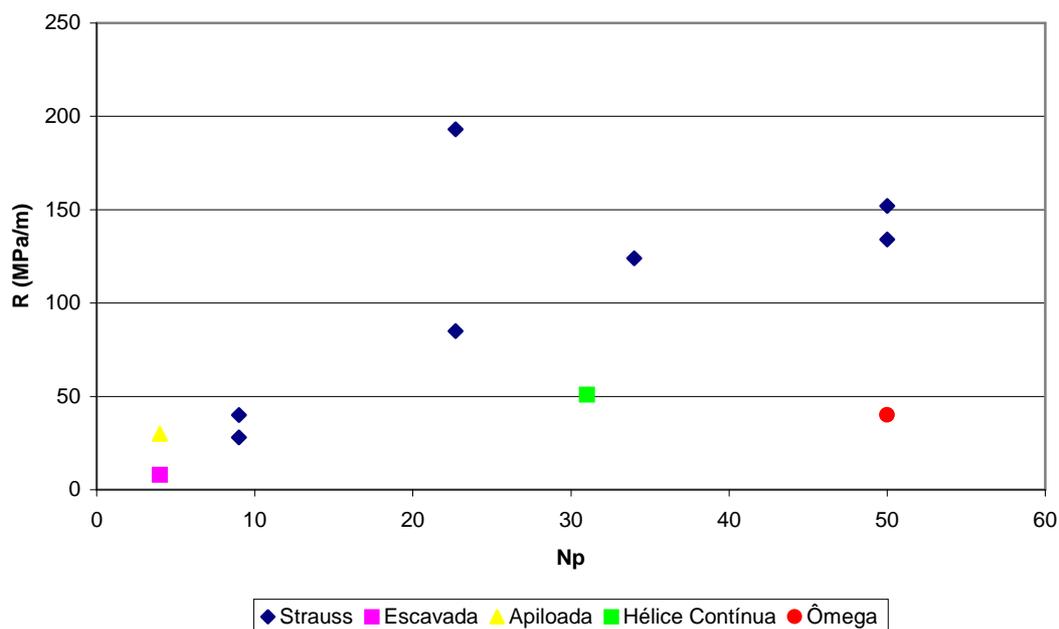


Figura 4.11 – Valores do parâmetro R de Cambefort, em função da média de valores do SPT na ponta da estaca (FOTI, 2001 x Ômega 5).

Tabela 4.17 – Valores do Parâmetro R de Cambefort para a estaca Ômega 5 e para as estacas pesquisados por SOUZA (1996).

Estaca	Tipo	L (m)	D (cm)	N <sub>p</sub>	R (Mpa/m)	Fonte
PC1	Escavada	22,27	70	32	170,0	Souza (1996)
PC2		12,72	70	43	94,4	
PC3		26,70	120	23	180,0	
PC4		22,70	120	52	145,6	
PC5		15,70	120	76	70,8	
PC6		6,00	120	78	85,0	
PC13		7,00	40 x 165	45	44,0	
PC14		21,00	150	65	89,0	
PC15		12,00	60	18	10,5	
PC16		12,00	60	18	29,0	
PC17		8,00	60	13	20,3	
OM-5	Ômega	8,00	32	50	40	---

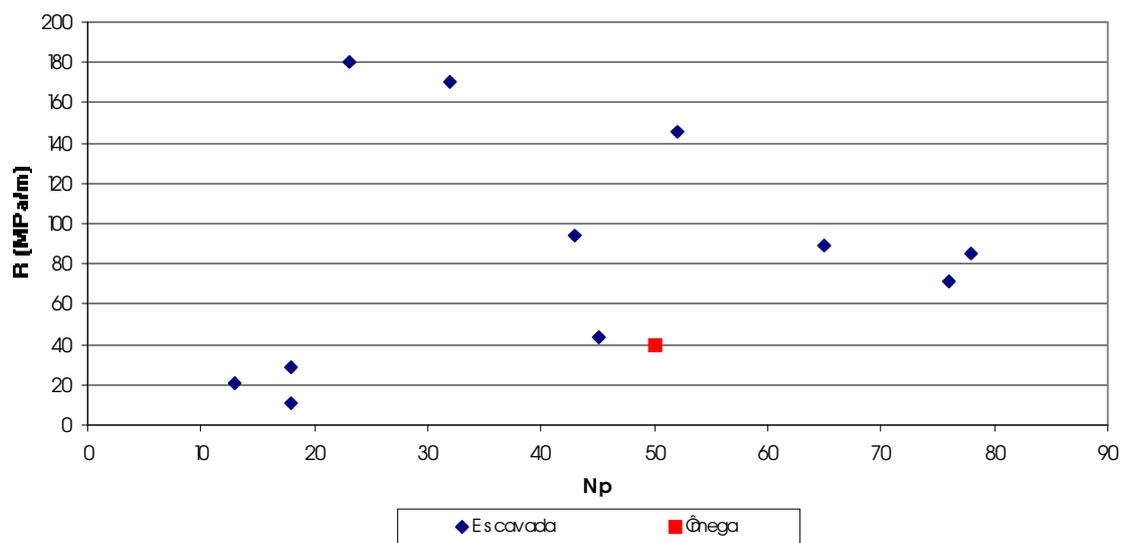


Figura 4.12 – Valores do parâmetro R de Cambefort, em função dos valores do SPT na ponta da estaca (SOUZA, 1996 x Ômega 5).

Comparando os resultados do parâmetro R da estaca ômega 5 e as estacas escavadas de grande diâmetro (estacões) pesquisados por SOUZA (1996), apresentados na Tabela 4.17 e na Figura 4.12, têm-se, em geral, um valor do parâmetro R para a estaca ômega 5 inferior aos obtidos para os estacões.

Lembramos que, apesar do processo executivo destas estacas desestruturarem, em muito, o solo na ponta da estaca, algumas delas atingiram valores elevados de R, influenciadas fundamentalmente pelo grande diâmetro.

Ressaltamos que, os valores do parâmetro R comparados com o SPT da ponta para os estacões variaram muito, não sendo possível obter uma correlação entre os parâmetros, visto que o processo de execução desestrutura em muito o solo, alterando demasiadamente o SPT do solo intacto e, assim, o valor do parâmetro R. Por exemplo, a estaca PC4 possui menor valor para o parâmetro R, do que a estaca PC3 mesmo com valor de SPT na ponta do solo intacto muito superior à primeira.

Reportando à Tabela 4.16 e a Figura 4.11, FOTI (2001) pesquisou uma estaca hélice contínua, e curiosamente obteve para esta, um valor de R próximo ao obtido para a ômega 5.

As estacas possuem diâmetros e comprimentos próximos, respectivamente 35 cm e 7,5 m, e 32 cm e 8,00 m, para a hélice contínua e ômega. Além disto, estas estacas podem ser classificadas como estacas de mesma “família”, estacas aparafusadas, sendo a ômega, uma estaca da última geração desta família.

A diferença preponderante entre as estacas em questão, se dá no valor do SPT na ponta, que é de 31 para a hélice contínua e 50 para a ômega. É interessante notar que, caso a estaca ômega tivesse sua ponta na profundidade de 6,00m, esta teria um valor de SPT na ponta próximo da hélice contínua.

Comparando-se diretamente as estaca HLC-4 e OM-5, nota-se através das Figuras 4.10 e 4.13 que, as curvas carga x recalque das estacas são semelhantes, diferindo basicamente o primeiro carregamento, onde para a estaca ômega 5 (Figura 4.10), o primeiro carregamento foi levado até a carga 560 kN e 36,66mm de recalque e para a hélice contínua HLC-4, até a carga de 480 kN e cerca de 14,00mm. De maneira geral, as estacas possuem um desempenho quanto à carga de ruptura, atrito lateral e ponta muito parecido.

Com base nesses dados, podemos concluir que a estaca ômega 5, apresentou algum problema de execução que prejudicou o desempenho da ponta. Por exemplo, execução com um comprimento menor que o previsto de 8,00 metros, em razão da dificuldade de se penetrar o parafuso ômega a partir de 6,00 metros de profundidade, quando o perfil de subsolo apresenta valores de  $N_{SPT}$  superiores a 50, e também devido ao baixo valor do parâmetro R e da parcela de ponta na ruptura.

Caso a estaca tenha sido executada até a profundidade correta de 8,00 metros, além de um, possível, problema na execução, estes dados também permitem concluir que, a estaca ômega, para este solo muito resistente na ponta, quebrou a estrutura do solo natural de tal forma, que diminuiu em elevada grandeza a resistência do solo na ponta, como se vê pela interpretação da prova de carga e comparação por meio do parâmetro R de Cambefort com outras estacas.

N. A. Est.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição de Solo	S.P.T
	0,80	Mole	Argila Silto Arenosa Amarela Escura	5
	1,76	Pouco Compacta	Silte Arenoso com Nódulos de Argila Mole, Marrom e Roxo	6
		Mediana-mente Compacta, a Muito Compacta	Silte Arenoso Micáceo Roxo (solo residual)	10 15 16 24 25 34 33 32 43 25 50 26 37
14,90	15,00			

FIGURA 25 - A: PERFIL DE SUBSOLO – S3

Estaca: HLC-4 (Tipo Hélice Contínua)
Local: Cidade Universitária/ SP
Diâmetro: 35cm      Comprimento: 7,50m
Volume de concreto: 0,72m <sup>3</sup> Kr: 320kN/mm

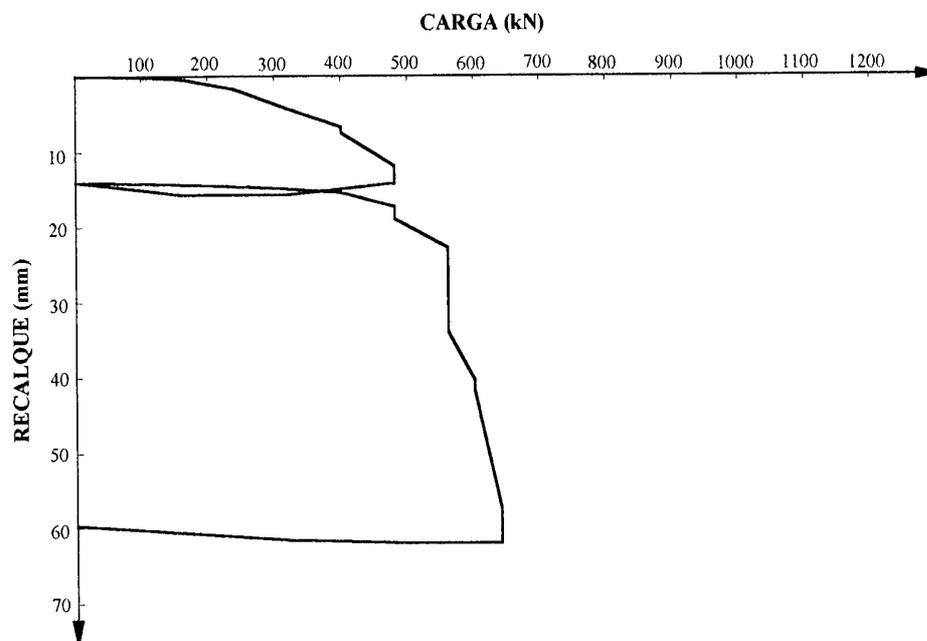


Figura 4.13 – perfil de subsolo e curva carga x recalque da estaca Hélice Contínua HLC-4 (FOTI, 2001)

## **5. CONCLUSÕES**

A revisão bibliográfica associada às análises de desempenho das estacas, permitiram conclusões interessantes a respeito do desempenho destas estacas em função do processo executivo. A seguir, apresentam-se as principais conclusões obtidas com a pesquisa.

### **5.1 Processo de execução e aspectos executivos**

O desempenho destas estacas, primordialmente da hélice contínua, será severamente influenciado pela perícia e experiência do operador do equipamento de execução da estaca.

Na prática têm-se verificado maiores problemas em relação ao controle e garantia de um concreto de características tais, que permita a colocação da armadura, e alcance o desempenho previsto para a estaca. O problema de exsudação é freqüente nestes tipos de estacas.

Quanto maior a pressão de injeção do concreto, maior deverá ser a capacidade de carga da estaca. Os resultados encontrados por VAN IMPE et. al. (1998) e KORMANN et. al. (2000), indicam isto como uma hipótese aceitável.

Como o processo executivo das estacas hélice contínua, possui elevada produtividade, com ausência de vibrações e ruídos durante a execução, e não causa grande alívio de tensões em terrenos adjacentes, conseqüentemente os recalques nas fundações vizinhas são reduzidos: A utilização destas estacas como elemento de contenção na interligação subterrânea entre as estações Luz de trem e metrô, ao lado de prédios muito antigos e tombados como patrimônio histórico da cidade de São Paulo, foi feita com sucesso e sem danos a estes prédios.

## **5.2. Monitoração da execução**

A monitoração é uma ferramenta valiosa de controle do processo de execução, porém não é perfeita, e está sujeita a imprecisões de medidas, devido a correlações utilizadas para medições de pressão de injeção, por exemplo, e a erros devidos a danos no sistema de monitoração, calibração não adequada do sistema, danos nos sensores, bombas com muito uso ou sem manutenção (o que causa menor eficiência, conduzindo, fatalmente, a erros de medida de volume de concreto e por consequência de pressão de injeção), defeitos nos cabos de transmissão de dados, entre outros. Portanto, não deve ser desprezado um controle rigoroso da execução, por parte um engenheiro de fundações que conheça muito bem os aspectos relacionados ao processo executivo destas estacas.

A folha de controle obtida na monitoração eletrônica destas estacas pode tornar-se uma importante ferramenta de controle dos parâmetros de projeto, desde que, pesquisas futuras permitam correlacionar estes com os dados fornecidos pela monitoração.

## **5.3. Efeitos da instalação das estacas no sistema estaca-solo**

Comparando os resultados dos ensaios DMT, antes e após a execução das estacas, de VAN IMPE & PEIFFER (1997), em camada de solo argiloso, com a argila arenosa sobreadensada de PEIFFER et. al. (1998), mais resistente que a primeira (com base no valor de  $P_o$  inicial, respectivamente 140 e 360 kPa), conclui-se que: a estaca ômega para o caso de solo denso ou compacto pode causar alívio de tensões no solo, devido a uma desestruturação do solo resistente, não sendo capaz o processo de concretagem de restabelecer as tensões iniciais do solo, e em solos mais fracos, pode, compactar este resultando em acréscimo de tensões no solo.

Para as estacas hélice contínua, podemos concluir que, os efeitos da instalação desta estaca, mais até que a ômega, será primordialmente definido

por sua correta execução, como no caso de areias, onde uma falha de execução, como a baixa velocidade de penetração da hélice, poderá causar alívio substancial de tensões no solo, nos arredores da estaca, conforme mostrado por VAN WEELE (1988).

#### **5.4. Influência da forma da hélice contínua e do parafuso ômega no desempenho das estacas**

A forma da hélice contínua, pode levar a desestruturação do solo intacto sob a ponta da estaca e o transporte de material, além do que será substituído por concreto, quando mal executada. Fatores que poderão causar alívio de tensões de pequena ou grande magnitude, certamente influenciada pelo tipo de solo e pela qualidade da execução e do concreto

Recomendamos cuidado na hora de estimar a carga de ponta em estacas hélice contínua, e evitar projetos de estacas hélice contínua que trabalhem essencialmente por ponta.

Já o parafuso ômega por causar deslocamento do solo, compactando-o, tende a causar acréscimo de tensões, exceto em alguns casos que, dependendo do tipo de solo, pode causar alívio de tensões. Por exemplo, em camadas de argilas sensíveis, a penetração do parafuso ômega pode causar amolgamento do solo e conseqüente alívio de tensões laterais e na ponta, também influenciado pelos mesmos parâmetros da hélice contínua. Entretanto, a densificação causada pela penetração do parafuso ômega, pode ocasionar melhoria significativa das propriedades do solo, como a redução da porosidade do solo.

Podemos concluir que a generalização que se faz no mercado, de que a ômega compacta o solo e, assim, obtém ganho de resistência lateral e de ponta, nem sempre pode ser verdadeira, principalmente em argilas sensíveis. Conclui-se que, o desempenho destas estacas será, primordialmente, ditado

pelo solo e suas propriedades (formação, estrutura, histórico de tensões, permeabilidade, densidade, etc), e pela adequada execução das estacas.

### **5.5. Resultados da comparação entre estacas hélice contínua e ômega**

Para a previsão da capacidade de carga das estacas hélice contínua, os métodos de AOKI & VELLOSO (1975) e ALONSO (1996, 2000) tiveram relativa proximidade nos resultados, enquanto que, os métodos de DÉCOURT & QUARESMA (Apud DÉCOURT, 1996) e ANTUNES & CABRAL (1996) previram carga de ruptura próximas entre si, mas, inferiores aos dois primeiros métodos supra citados, devido á limitação da resistência por ponta imposta por estes dois últimos métodos. Os métodos de KAREZ & ROCHA (2000) e VORVARO & VELLOSO (2000) obtiveram resultados quanto à carga de ruptura elevados quando comparados aos demais métodos.

Quanto aos métodos de previsão da capacidade de carga aplicados as estacas ômega, o método de DÉCOURT & QUARESMA (Apud DÉCOURT, 1996), foi utilizado em sua proposição inicial, ou seja, para estacas de deslocamento, e por esta razão, previu elevada carga de ponta na ruptura, comparado com os outros métodos, para os três casos analisados. O método de CABRAL et. al. (2001) limita severamente a parcela de ponta na ruptura para estacas com a ponta em camada de solo resistente. Por este motivo, para os três casos pesquisados, obteve-se o mesmo valor. De um modo geral os métodos apresentaram grandes variações, e merecem maiores estudos.

Em relação ao desempenho comparativo entre as estacas, foram analisados apenas três casos, em razão da existência de pouquíssimas provas de carga em estacas ômega e ainda, próximas a estacas hélice contínua, que possibilitassem uma análise comparativa entre estas estacas. O baixo número de provas de carga em estacas ômega se deve, a pouca utilização desta estaca até o momento, principalmente por falta de conhecimento de seu desempenho e processo executivo, e por apenas uma empresa executá-la comercialmente em nosso país.

Para o primeiro caso analisado (caso a), a interrupção prematura das provas de carga impediu análises mais confiáveis, entretanto, se considerarmos que a estaca ômega 01 possui comprimento e diâmetros inferiores à hélice contínua 02, as estacas atingiram desempenho muito próximo nesse perfil de solo (Figura 4.1) pouco resistente nas camadas de aterro e argila siltosa e medianamente resistente a resistente na camada de silte arenoso. A diferença no processo executivo destas estacas parece não ter implicado num desempenho significativamente melhor de uma estaca em relação à outra até o nível de solicitação que foi aplicado às estacas.

No segundo caso (caso b), a estaca ômega 03 ficou com a ponta apoiada em cota inferior à hélice contínua 04 (15,00m e 17,50m respectivamente), não alcançando, assim, as camadas com alto valor de SPT a partir de 15,00 m de profundidade (Figura 4.3). Principalmente por esta razão, esta estaca apresentou desempenho quanto à capacidade de carga, inferior à hélice contínua.

O atrito lateral unitário máximo ( $f_u$ ) da estaca ômega 03 é aproximadamente 58% superior ao da hélice contínua 04 (57,4 e 36,4 kPa respectivamente), mesmo possuindo valor de  $N_{SPT}$  médio ao longo do fuste 89% inferior à hélice contínua (4,4 e 8,3 respectivamente). Pelo método DÉCOURT & QUARESMA (Apud DÉCOURT, 1996), para um mesmo N de 8,3, teria-se para a ômega 03:  $f_u = [(1+8,3/3) / (1+4,4/3)] \times 57,4 = 87,7$  kPa, portanto, 140% superior ao  $f_u$  da hélice contínua 04, para um mesmo valor de SPT médio ao longo do fuste.

Podemos dizer que, neste caso, o método executivo da estaca ômega compactou o solo pouco resistente presente ao longo do fuste, resultando num melhor desempenho por atrito lateral desta estaca em comparação com a hélice contínua. No entanto, a hélice contínua apresentou melhor desempenho final face à sua resistência de ponta, muito superior à ômega, e aos 2,5 metros finais do fuste desta estaca em solo resistente, com valores de SPT superiores a 50.

O terceiro e último caso analisado, a prova de carga foi interrompida prematuramente, impossibilitando análises mais completas como no caso b, entretanto, com base na curva carga x recalque das estacas e nos resultados encontrados pela interpretação, verifica-se, uma tendência de um melhor desempenho da estaca ômega 06 comparado com a hélice contínua 06, tanto com relação a carga de ruptura total, como atrito lateral e carga de ponta na ruptura. Esta tendência de diferença no desempenho destas estacas é, provavelmente, devido a influência do método executivo destas estacas.

#### **5.6. Resultados da análise do desempenho de uma estaca ômega com a ponta em solo rijo, por meio do parâmetro R de Cambefort**

Neste caso, a estaca ômega, principalmente, quanto à mobilização da resistência de ponta, não desenvolveu um comportamento característico de estaca de deslocamento.

Para esta estaca o parâmetro R obtido pelo método das Duas Retas foi demasiadamente inferior ao obtido pela correlação de CASSAN (1978), este segundo é 11,25 vezes superior ao primeiro (respectivamente 40 e 450 Mpa/m), resultado este não esperado.

Com base na diferença de resistência de ponta na ruptura, entre a previsão pelo método de AOKI & VELLOSO (1975) e o método das duas retas (850 e 170 kN, respectivamente), somados ao baixo valor da carga de ponta na ruptura pelo método das duas retas (170 kN), valor da carga de ruptura total da estaca (620 kN), formato da curva carga x recalque para o primeiro carregamento (Figura 4.9), valores do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca maiores que 50 já a partir de 6,0 metros de profundidade (Figura 4.8) e no valor do parâmetro R de Cambefort obtido pelo método das Duas Retas, conclui-se que:

- a) A estaca ômega em questão apresentou um sério problema de execução ou pode ter sido executada com um comprimento menor; e

- b) Caso a estaca tenha sido executada até a profundidade correta de 8,00 metros, além de um problema de execução, estes dados também permitem concluir que a estaca ômega, para este solo muito resistente na ponta, quebrou a estrutura do solo natural de tal forma, que diminuiu em elevada grandeza a resistência do solo na ponta.

### **5.7. Considerações finais**

Com este trabalho, espera-se ter mostrado que, o desempenho destas estacas, primordialmente da hélice contínua, será severamente influenciado pela perícia e experiência do operador do equipamento de execução da estaca, e pela correta execução destas estacas, que possuem diversos aspectos relevantes na execução mostrados neste trabalho, que também influenciarão o desempenho das estacas hélice contínua e ômega.

E devido ao processo executivo e à forma do parafuso ômega, a estaca ômega, nos casos estudados e analisados neste trabalho, de um modo geral, em solos pouco resistentes a medianamente resistentes, compacta o solo em torno do fuste da estaca e na ponta, resultando num melhor desempenho por atrito lateral e de ponta em relação à hélice contínua. Mas, em solos moles ou muito rígidos pode causar alívio de tensões no solo por, respectivamente, amolgamento e desestruturação do solo, resultando em uma estaca com baixo desempenho e, possivelmente, inferior à hélice contínua.

### **5.8 Sugestões para pesquisas futuras**

Como sugestão para pesquisas futuras, seria interessante, a realização de provas de carga em estacas hélice contínua e ômega, próximas e com mesma geometria, alterando características do processo de execução, como, por exemplo, estacas executadas com diferentes pressões de injeção de concreto, velocidade de avanço, de retirada do trado e diferentes valores de torque aplicado, para se mensurar o efeito destes parâmetros no desempenho destas estacas e permitir correlacionar estes parâmetros com parâmetros de projeto.

## ANEXO A

### MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Apresenta-se neste item os métodos específicos de cálculo da capacidade de carga para as estacas hélice contínua e ômega e os tradicionais métodos de AOKI-VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978) alterado por DÉCOURT (1996), que assim como os métodos específicos serão utilizados no trabalho.

#### A.1. Método de ALONSO (1996, 2000)

Trata-se de um método semi-empírico para a previsão da capacidade de carga à ruptura de estacas hélice contínua, utilizando os resultados de ensaios SPT-T. O método foi inicialmente proposto em 1996 para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, e reavaliado em 2000 para duas novas regiões geotécnicas, formação Guabirotuba e para os solos da cidade de Serra/ES.

Para obtenção do atrito lateral na ruptura, ALONSO (1996) correlaciona o atrito lateral  $f_s$  e a carga de ponta com os valores de  $T_{máx.}$  e  $T_{min.}$ , obtidos no ensaio SPT-T. A carga de ruptura total é obtida através da seguinte expressão:

$$Q_u = Q_{pr} + A_{lr} \quad (A.1)$$

♣ Carga de Atrito Lateral na Ruptura:

$$A_{lr} = \Sigma(U.L.r_l) \quad (A.2)$$

onde:  $U$  = perímetro da estaca (m)

$L$  = comprimento da estaca (m)

$r_l = \alpha.f_s$  (adesão média na ruptura ao longo do fuste da estaca)

$\alpha$  = coeficiente de correção de  $f_s$  obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da ruptura.

Tabela A.1 - Limites de  $r_l$  e valores  $\alpha$  para estacas hélice contínua

Região	Limite re $r_l$	$\alpha$
Bacia Sedimentar de São Paulo	$\leq 200\text{kPa}$	0,65
Formação Guabirota	$\leq 80\text{kPa}$	0,65
Cidade de Serra/ES	$\leq 200\text{kPa}$	0,76

Para a obtenção do atrito lateral  $f_s$ , medido com o torque, adota-se a expressão:

$$f_s = \frac{100.T_{\text{máx.}}}{0,41.h_{\text{SPT-T}} - 0,032} \quad (\text{A.3})$$

onde:  $f_s$  = atrito lateral (kPa)

$T_{\text{máx.}}$  = torque máximo (kgf.m)

$h_{\text{SPT-T}}$  = penetração total do amostrador (cm)

A expressão acima pode ser reescrita :

$$f_s = \frac{T_{\text{máx.}}}{K_{\text{SPT-T}}} \quad (\text{A.4})$$

sendo :

$$K_{\text{SPT-T}} = \frac{100}{0,41.h_{\text{SPT-T}} - 0,032} \quad (\text{A.5})$$

no caso de não haver dados de ensaio SPT-T, o autor sugere as seguintes correlações entre o tradicional SPT e o SPT-T, para o cálculo do atrito lateral e da parcela de ponta, a partir do  $N_{\text{SPT}}$  :

$$T_{\text{máx.}} = 1,2.N_{\text{SPT}} \quad \text{e} \quad T_{\text{min.}} = 1,0.N_{\text{SPT}}$$

Para a formação Guabirota as equações são:

$$T_{\text{máx.}} = 1,13.N_{\text{SPT}} \quad \text{e} \quad T_{\text{min.}} = 0,98.N_{\text{SPT}}$$

Caso houver valores de  $N_{SPT}$  superiores a 40, deverá ser adotado 40.

♣ Carga de Ponta na Ruptura:

$$Q_{pr} = r_p \cdot A_p \quad (A.6)$$

com:

$$r_p = \beta \frac{T_{min}^1 + T_{min}^2}{2} \quad (A.7)$$

onde:

$T_{min}^1$  = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho  $8\phi$  acima da ponta da estaca.

$T_{min}^2$  = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho  $3\phi$  abaixo da ponta da estaca.

Sendo que, em casos de valores acima de 40 kgf.m, adotar este valor.

Para a Região da Bacia Sedimentar de São Paulo deve-se adotar: areais ( $\beta=200$  kPa/kgf.m), para os siltes ( $\beta=150$  kPa/kgf.m) e para as argilas ( $\beta=100$  kPa/kgf.m). Para argilas da formação Guabirota o autor sugere  $\beta=80$  kPa/kgf.m.

Para o solo da cidade de Serra/ES o autor sugere adotar valores 30% superiores aqueles recomendados para a Bacia Sedimentar de São Paulo, sendo : areais ( $\beta=260$  kPa/kgf.m), para os siltes ( $\beta=195$  kPa/kgf.m) e para as argilas ( $\beta=130$  kPa/kgf.m).

## A.2. Método de ANTUNES & CABRAL (1996)

Os autores propõem um método de previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua, utilizando dados de  $N_{SPT}$ , com base em informações obtidas em nove provas de carga. A carga de ruptura total é obtida através da equação A.1:

- ♣ Carga de atrito lateral na ruptura

$$A_{lr} = \pi \cdot \phi \cdot \Sigma(N_z) \cdot B_1 \cdot \Delta_z \quad (A.8)$$

Onde:

$\phi$  = diâmetro da estaca (cm)

$\Delta_z$  = comprimento da estaca embutida na camada (cm)

$N_z$  = número de golpes de SPT

$B_1$  = coeficiente de atrito lateral (Tabela 3.4)

- ♣ Carga de ponta na ruptura

$$Q_{pr} = N_p \cdot A_p \cdot B_2 \quad (A.9)$$

Onde:

$N_p$  = número de golpes do SPT na ponta da estaca

$A_p$  = área da ponta da estaca (cm<sup>2</sup>)

$B_2$  = coeficiente de carga de ponta (Tabela 3.4)

Obs.:  $N_p \cdot B_2 \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$

Tabela A.2 - coeficientes de ANTUNES &amp; CABRAL (1996)

Solo	B <sub>1</sub> %	B <sub>2</sub>
Areia	4,0 → 5,0	2,0 → 2,5
Silte	2,5 → 3,5	1,0 → 2,0
Argila	2,0 → 3,5	1,0 → 1,5

### A.3. Método de BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)

Com base nos resultados de ensaios de CPT, SPT e pressiômetro de Ménard, os autores apresentaram uma formulação para determinar a carga de ruptura de ponta e atrito lateral de estacas ômega.

Independentemente dos ensaios de campo, é possível apresentar um equacionamento para a determinação das parcelas de ponta e atrito lateral

- ♣ Carga de ruptura na ponta

$$Q_{pr} = A_p \cdot K_{BG} \cdot \alpha_{BG} \quad (A.10)$$

Onde:

$K_{BG}$  = coeficiente adimensional, depende do ensaio de campo executado, e pode ser particularizado em  $K_p$  (Pressiômetro de Ménard),  $K_c$  (CPT),  $K_N$  (SPT) (Tabela 3.5)

$A_p$  = área da ponta da estaca

$\alpha_{BG}$  = valor da resistência do solo na região da ponta da estaca que pode ser tomado igual ao  $p_1$  do pressiômetro de Ménard; ou  $q_c$  do CPT; ou ainda igual a  $N$  do SPT. Estes parâmetros são transformados em valores correspondentes devido à maneira da sua obtenção. A Tabela A.3 indica os valores de  $K_{BG}$  em função do tipo de solo.

Tabela A.3 - Valores de  $K_p$ ,  $K_c$  e  $K_N$ 

Solo	$K_p$	$K_c$	$K_N$
Argila	1,6 – 1,8	0,55 – 0,65	0,9 – 1,2
Areia	3,6 – 4,2	0,50 – 0,75	1,8 – 2,1
Pedregulho	$\geq 3,6$	$\geq 0,5$	Não determinado

♣ Obtenção de  $\alpha_{BG}$

a) Pressiômetro de Ménard (PMT)

O valor de  $\alpha_{BG}$  equivale a pressão equivalente  $p_{le}$ , que é obtida utilizando a expressão abaixo:

$$p_{le} = \sqrt[3]{pl_1 * pl_2 * pl_3} \text{ (MPa)} \quad (\text{A.11})$$

o valor de  $pl$  deve ser obtido num trecho 0,5m acima e abaixo da ponta da estaca.

b) Sondagem de Penetração Estática (CPT)

O valor de  $\alpha_{BG}$  equivale ao valor  $q_{ce}$  que é a média aritmética da resistência de cone  $q_c$  no trecho de dimensão  $a$ , acima e abaixo da ponta da estaca, com  $a = 1,5.\phi$ .

Para as situações que se tem somente o valor de  $q_c$ , obtido dos ensaios CPT elétrico deve-se fazer as seguintes correções:

$$q_{c(\text{mecânico})} = \beta_{BG} * q_{c(\text{eletrônico})} \quad (\text{A.12})$$

onde:

$$\beta_{BG} = 1,4 \text{ a } 1,7 \text{ (solos coesivos)}$$

$$\beta_{BG} = 1,3 \text{ (areias saturadas)}$$

c) Sondagem à Percussão (SPT)

O valor de  $\alpha_{BG}$  equivale ao valor de  $N_e$  e é obtido pela seguinte expressão :

$$N_e = \sqrt[3]{N_{SPT(i-0,5M)} * N_{SPT(i)} * N_{SPT(i+0,5m)}} \quad (A.13)$$

o valor  $N_e$  é a média geométrica dos valores de  $N_{SPT}$  no trecho 0,5m acima e abaixo da ponta da estaca. Onde  $i$  é a cota de apoio da estaca.

♣ Carga de Atrito Lateral na ruptura

$$A_{lr} = f_s * A_l \quad (A.14)$$

onde:  $A_l$  = área lateral da estaca

$f_s$  = atrito lateral, depende do tipo de estaca e do solo; para obtê-lo os autores propõem a utilização da Figura A.1 em conjunto com a Tabela 3.6.

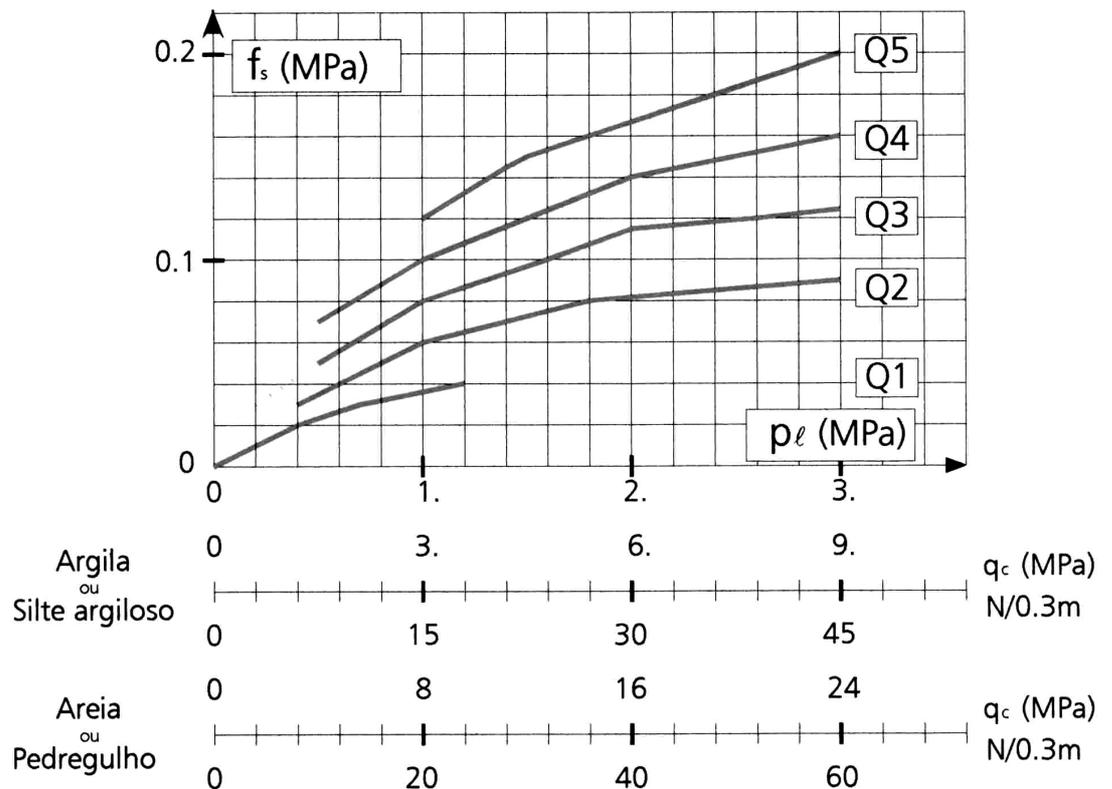


Figura A.1 - esquema gráfico usado para determinação de  $f_s$  em função do tipo de solo

Tabela A.4 - Escolha das curvas a serem utilizadas na Figura A.1

Solo	curvas		P <sub>l</sub> (Mpa)	f <sub>s</sub> (Mpa)
	C <sup>(1)</sup>	M <sup>(2)</sup>		
Argila ou Silte Argiloso ou Argila Siltosa	Q1 Q3 Q4	Q1 Q2 Q2	<0,3 >0,5 < 1,0	<1,0 >1,5 < 3,0
Areia ou Pedregulho	Q1 Q4 Q5	Q1 Q2 Q2	<0,3 >0,5 < 1,2	<1,0 >3,5 >8,0

(1) C – Estaca perfurada in-loco      (2) M – Estaca perfurada com revestimento

#### C.4. Método de CABRAL et. al. (2000) apud ALBUQUERQUE (2001)

Este método foi apresentado na tese de ALBUQUERQUE (2001). Com base em ensaios SPT, os autores desenvolveram um método simplista para determinação da carga de ruptura de estacas ômega. A carga de ruptura total é obtida através da aplicação da equação A.1.

- ♣ Carga de atrito lateral na ruptura

$$A_{lr} = \beta_1 * N_{SPT} * \pi * \phi * L \quad (A.15)$$

Onde :  $\beta_1$  = coeficiente para determinação da carga lateral (Tabela A.5)

$N_{SPT}$  = média do número de golpes do SPT ao longo do fuste da estaca.

$\phi$  = diâmetro da estaca

L = comprimento da estaca (m)

- ♣ Carga de Ponta na Ruptura

$$Q_{pr} = \beta_2 * N_{SPT} * A_p \quad (A.16)$$

Onde :  $\beta_2$  = coeficiente para determinação da carga de ponta (Tabela A.5)

$N_{SPT}$  = número de golpes do SPT na ponta da estaca

$A_p$  = área da ponta da estaca ( $m^2$ )

Condição:  $\beta_2 * N_{SPT} < 50 \text{ KN}/m^2$

Tabela A.5 - Coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$

Solo	$\beta_1$	$\beta_2$
Areia	5,4	3,20
Areia siltosa	5,0	2,60
Areia argilosa	4,7	2,80
Silte	3,0	1,20
Silte arenoso	4,2	2,50
Silte argiloso	3,2	1,80
Argila	3,0	1,56
Argila arenosa	3,9	1,75
Argila siltosa	2,5	1,20

#### A.5. Método de KAREZ & ROCHA (2000)

Este método foi proposto para o cálculo da carga de ruptura de estacas hélice contínua e é baseado no resultado de ensaios SPT. O método foi desenvolvido a partir do resultado de 38 provas de carga realizadas nas regiões Sul e Sudeste do país.

A carga de ruptura total é obtida pela equação A.1 .

- Carga de atrito lateral na ruptura

$$A_{lr} = 4,9 \cdot \pi \cdot \phi \cdot L \cdot \sum N_{SPT} \quad (\text{A.17})$$

onde:

$\phi$  = diâmetro da estaca (m)

L = comprimento da estaca (m)

$\sum N_{SPT}$  = soma dos golpes de SPT ao longo do fuste da estaca

- Carga de Ponta na Ruptura

$$Q_{pr} = K_{kr} \cdot N_{SPT} \cdot A_p \quad (A.18)$$

onde:

$K_{kr} = 210$  (argila), 250 (silte) e 290 (areia)

$N_{SPT}$  = número de golpes do SPT na ponta da estaca

$A_p$  = área da ponta da estaca ( $m^2$ )

#### A.6. Método de VORCARO & VELLOSO (2000)

Partindo do resultado de diversas provas de carga os autores estabeleceram, probabilisticamente, formulação que permite prever a carga última em estacas hélice contínua. Tendo por base os princípios da Regressão Linear Múltipla.

Para o cálculo da carga de ruptura, há uma limitação de valores de  $N_{SPT}$  inferiores a 50 golpes para o fuste e  $N_{SPT}$  inferiores a 75 golpes para a ponta.

Os autores apresentaram a seguinte expressão para a determinação da carga de ruptura total:

$$Q_u = e^{(1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p \ln x_l + 1,36 \ln x_l \pm 0,29)} \quad (A.19)$$

sendo que:

$$X_p = A_p \cdot N_{SPT(ponta)} \quad e \quad x_l = U \cdot \sum N_{SPT(fuste)}$$

onde:

$A_p$  = área da ponta ( $m^2$ )

$U$  = perímetro da estaca (m)

### A.7. Método de AOKI & VELLOSO (1975)

Os autores apresentaram um método para o cálculo da carga de ruptura de estacas, baseado em dados fornecidos por resultados de ensaios CPT, e apresentam correlações com o ensaio SPT, para permitir o cálculo a partir de resultados de ensaios SPT, que são os mais utilizados em nosso país.

O método leva em consideração o tipo de solo e o tipo de estaca. A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de atrito e ponta.

- carga de atrito lateral na ruptura

$$A_{lr} = U \cdot \sum_{i=1}^n f_{ui} \cdot \Delta\lambda \quad (\text{A.20})$$

onde:

U = perímetro da estaca

$f_{ui}$  = tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura  $\Delta\lambda$

$\Delta\lambda$  = espessura da camada

o valor de  $f_{ui}$  pode ser calculado a partir da resistência de atrito lateral ( $f_c$ ) medido em ensaios de penetração estática CPT :

$$f_{ui} = f_c / F_2 \quad (\text{A.21})$$

$F_2$  é fator de carga lateral em função do tipo de estaca, e que relaciona os comportamentos do modelo (cone) e do protótipo (estaca). Quando não se dispõe de medida direta, a resistência lateral local ( $f_c$ ) pode ser estimada a partir da resistência de cone, utilizando a relação de atrito ( $\alpha$ ), que é uma constante para cada tipo de solo.

$$f_c = \alpha \cdot q_c \quad (\text{A.22})$$

e

$$f_u = \alpha \cdot q_c / F_2 \quad (\text{A.23})$$

Segundo os autores, é possível estimar a resistência de cone ( $q_c$ ), utilizando correlações empíricas com o valor da resistência à penetração ( $N$ ).

$$q_c = K \cdot N_l \quad (\text{A.24})$$

e logo, temos:

$$f_u = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F_2} \quad (\text{A.25})$$

portanto a capacidade de carga por atrito lateral de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula :

$$A_{lr} = \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \cdot N_{li} \cdot \Delta \lambda \quad (\text{A.26})$$

Os valores de  $\alpha$  e  $K$  são apresentados na Tabela A.7 e os valores de  $F_2$  na Tabela A.6.

- Carga de ruptura de ponta

A carga de ruptura da ponta é obtida pela expressão A.8 :

$$Q_{pr} = r_p \cdot A_p \quad (\text{A.27})$$

Onde  $r_p$  é a capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação, e é obtida através da resistência do cone ( $q_c$ ).

$$r_p = q_c / F_1 \quad (\text{A.28})$$

sendo que o coeficiente  $F_1$  é obtido da Tabela A.1 e depende do tipo de estaca

e usando as correlações com o ensaio SPT:

$$r_p = K.N_p/F_1 \quad (\text{A.29})$$

Portanto a resistência de ponta, é expressa pela equação A.11 :

$$Q_{pr} = \frac{K.N_p}{F_1} . A_p \quad (\text{A.30})$$

Tabela A.6 – Valores de  $F_1$  e  $F_2$  propostos por AOKI & VELLOSO (1975)

TIPO DE ESTACA		F1	F2
Franki	Fuste apilado*	2,30	3,00
	Fuste Vibrado*	2,30	3,20
Metálica		1,75	3,50
**Pré-moldada de Concreto	Cravada*	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
Escavada	Pequeno diâmetro*	3,00	6,00
	Grande diâmetro*	3,50	7,00
	c/ lama bentonítica*	3,50	4,50
Raíz*		2,20	2,40
Strauss*		4,20	3,90
Hélice Contínua*		3,00	3,80
Ômega***		2,50	3,20

\* Coeficientes propostos por MONTEIRO (2000)

\*\* AOKI (1985) fez nova proposta para o coeficiente  $F_1$  para estacas pré-moldadas de concreto:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (\text{D em metros}) \quad (\text{A.31})$$

\*\*\* Coeficientes propostos por MONTEIRO (2000) para a estaca Ômegafranki e que serão adotados pelo autor para a Ômega.

Tabela A.7 – valores de  $\alpha$  e K propostos por AOKI-VELLOSO (1975)

	TIPO DE SOLO	k (kPa)	$\alpha$ (%)
AREIA	Pura	1000	1,4
	Siltosa	800	2,0
	silto-argilosa	700	2,4
	Agilosa	600	3,0
	argilo-siltosa	500	2,8
SILTE	Puro	400	3,0
	Arenoso	550	2,2
	areno-argiloso	450	2,8
	Argiloso	230	3,4
	argilo-arenoso	250	3,0
ARGILA	Pura	200	6,0
	Arenosa	350	2,4
	areno-siltosa	300	2,8
	Siltosa	220	4,0
	silto-arenosa	330	3,0

Portanto a carga de ruptura total será:

$$Q_u = \frac{K.N_p}{F_1} . A_p + \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^{n} \alpha_i . K_i . N_{ii} . \Delta \lambda \quad (A.32)$$

### A.8. Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978)

DÉCOURT & QUARESMA (1978) apresentaram um método de previsão da carga de ruptura de estacas com base nos valores N do SPT. O método foi desenvolvido inicialmente para estacas de deslocamento sendo posteriormente objeto de algumas extensões para outros tipos de estacas. E mais recentemente também foi adequado aos resultados do ensaio SPT-T.

Para este trabalho serão adotados para a hélice contínua, valores dos coeficientes de correção, sugeridos por DÉCOURT (1996) para esta estaca e

para ômega, será aplicado o método original desenvolvido para estacas de deslocamento.

A determinação da carga de ruptura é feita pela soma das duas parcelas: atrito lateral e carga de ponta na ruptura, conforme a expressão:

$$Q_u = A_{lr} + Q_{pr} \quad (\text{A.33})$$

Carga de ponta na ruptura

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (\text{A.34})$$

onde :  $A_p$  = área da ponta ( $\text{m}^2$ )

$q_p = K_{DQ} \cdot N_p$  (tensão de ruptura na ponta)

$K_{DQ}$  = coeficiente em função do tipo de solo, valores obtidos na Tabela A.3

$N_p$  = média do número de golpes do ensaio SPT na ponta, entre 3 valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo desta.

Atrito Lateral na Ruptura

$$A_{lr} = U \cdot L \cdot f_s \quad (\text{A.35})$$

onde :  $U$  = perímetro da estaca (m)

$L$  = comprimento da estaca (m)

$f_s$  = atrito lateral unitário

sendo que o atrito lateral unitário ( $f_s$ ) é dado por:

$$f_s = 10 \cdot \left( \frac{N_{\lambda}}{3} + 1 \right) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{A.36})$$

No cálculo de  $f_s$  adotam-se os limites  $3 [ N_\lambda [ 50$  e não se consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

O método foi desenvolvido para uma estaca padrão, de deslocamento, para estender os cálculos efetuados para a estaca padrão para outros tipos de estacas, DÉCOURT(1996) introduziu os coeficientes  $\alpha_{DQ}$  e  $\beta_{DQ}$  respectivamente para a reação de ponta ( $q_c$ ) e para o atrito lateral unitário ( $f_s$ ).

Portanto para o método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) ter-se-ia:

$$Q_u = \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot N_p \cdot A_p + 10 \cdot \beta_{DQ} \cdot \left( \frac{N_\lambda}{3} + 1 \right) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{A.37})$$

os valores de  $\alpha_{DQ}$  e  $\beta_{DQ}$  para os diversos tipos de Estacas são apresentados nas Tabelas A.9 e A.10.

Tabela A.8 – Valores do coeficiente  $K_{DQ}$  em função do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Silte argiloso (solo residual)	200	120
Silte arenoso (solo residual)	250	140
Areia	400	200

Tabela A.9 – Valores do coeficiente  $\alpha_{DQ}$

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada C/ lama	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
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  
(DÉCOURT, 1996)

Tabela A.10 – Valores do coeficiente  $\beta_{DQ}$ 

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada c/ lama	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
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  
(DÉCOURT, 1996)

## ANEXO B

### MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA x RECALQUE

#### B.1. Método da norma NBR 6122/96

A norma recomenda determinar a carga de ruptura por meio de métodos consagrados na mecânica dos solos. Entre estes métodos, está citada no texto da norma a determinação da carga de ruptura como sendo a carga correspondente, na curva carga x recalque, ao recalque expresso pela fórmula:

$$\rho_r = \frac{Q_r \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{30} \quad (\text{B.1})$$

onde :  $\rho_r$  = recalque de ruptura convencional (mm)

$Q_r$  = carga de ruptura convencional

$L$  = comprimento da estaca

$A$  = área da seção transversal da estaca

$E$  = módulo de elasticidade do material da estaca

$D$  = diâmetro da seção transversal da estaca

Este critério pode ser enquadrado no grupo de métodos baseados no recalque limite. Interessante, que o método, além de levar em conta as características da edificação através do seu recalque admissível, considera também as dimensões e a deformação elástica das fundações. A ruptura corresponde a um recalque igual a 1/30 do diâmetro da estaca, a menos do encurtamento elástico do seu fuste.

## B.2. Método de VAN DER VEEN (1953)

Neste método, o autor definiu como carga de ruptura de uma estaca à carga que após um incremento infinitesimal produz um recalque infinitamente grande. Nesse momento a curva carga x recalque atinge um ponto onde cai verticalmente.

O método representa a curva carga x recalque por meio da expressão matemática:

$$Q_o = Q_u \cdot (1 - e^{-a\rho_o}) \quad (\text{B.2})$$

onde,  $Q_o$  é a carga no topo da estaca, correspondente ao recalque  $\rho_o$ , também do topo da estaca;  $Q_u$  é carga de ruptura da estaca, e  $a$  um coeficiente que define a forma da curva.

Esta curva é assintótica a reta vertical que caracteriza a ruptura. Assim o método é também um critério de ruptura.

Reescrevendo a equação (B.2), temos:

$$a \cdot \rho_o = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right) \quad (\text{B.3})$$

esta equação (B.3) quando plotada em um gráfico em escala semi-logarítmica fornece uma reta passando pela origem. O coeficiente  $a$  representa o coeficiente angular dessa reta.

Como, em geral, o trecho inicial da curva pode ser desprezado, na análise de capacidade de carga, AOKI (1976) observa que a não obrigatoriedade em passar pela origem do sistema de coordenadas pode melhorar a regressão e, assim, propõe a extensão da expressão de Van der Veen para:

$$Q_o = Q_u \cdot [1 - e^{-(a \cdot \rho_o + b)}] \quad (\text{B.4})$$

em que b representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semi-logarítmica.

A aplicação do método de VAN DER VEEN (1953) é feita por tentativas, parte-se de um valor de  $Q_u$  qualquer (adotado), calculam-se os valores correspondentes de " $\ln(1-Q/Q_u)$ ". Estes valores são plotados em um gráfico em função do recalque. Novas tentativas são feitas, sendo que  $Q_u$  será o valor que corresponde a uma melhor regressão linear pelos pontos [ $\rho$ ;  $\ln(1-Q/Q_u)$ ].

MASSAD (1986) apresenta uma forma alternativa de se obter a carga de ruptura de Van der Veen. Na curva carga x recalque, considera-se uma série de n valores de recalques igualmente espaçados, tal que:

$$\rho_n = n \cdot \Delta\rho \quad (\text{B.5})$$

em que  $\Delta\rho$  é uma constante arbitrariamente adota e, em seguida, encontram-se os correspondentes valores de  $Q_n$ , associados aos valores  $\rho_n$  (ver figura B.2).

com os valores encontrados, plota-se um gráfico  $Q_n$  versus  $Q_{n+1}$ , ajusta-se então uma reta de equação:

$$Q_{n+1} = a' + b' \cdot Q_n \quad (\text{B.6})$$

onde o ponto de interseção com uma reta a  $45^\circ$  define a carga de ruptura, porque na ruptura  $Q_n \rightarrow Q_{n+1}$ . Portanto na ruptura:

$$Q_n = Q_{n+1} = Q_u \quad (\text{B.7})$$

Substituindo esta equação em (B.6), temos:

$$Q_u = \frac{a'}{1-b'} \quad (\text{B.8})$$

Nesta pesquisa será utilizada o procedimento de MASSAD (1986), levando em conta a proposição de AOKI (1976). O parâmetro  $a$  será determinado, conforme MASSAD (1986), através da equação:

$$a = \frac{\ln(b')}{\Delta\rho} \quad (\text{B.9})$$

Enquanto que o coeficiente  $b$  será determinado por tentativas, procurando-se o melhor ajuste para a curva  $Q_o \times \rho_o$ . É interessante notar que  $Q_u$  não depende de  $b$ .

O trabalho de MASSAD (1986), tem o grande mérito de mostrar que os métodos de Van der Veen e Mazurkiewics são equivalentes. A partir daí, deixou de ter sentido utilizar os dois métodos e, muito menos, fazer comparações entre eles.

Quanto ao método de Van der Veen, DÉCOURT e NIYAMA (1994) afirmam que este é totalmente inaplicável a estacas escavadas, pois subestimaria a carga de ruptura. Entretanto, será utilizado este método nas estacas hélice contínua, neste trabalho, com enfoque crítico.

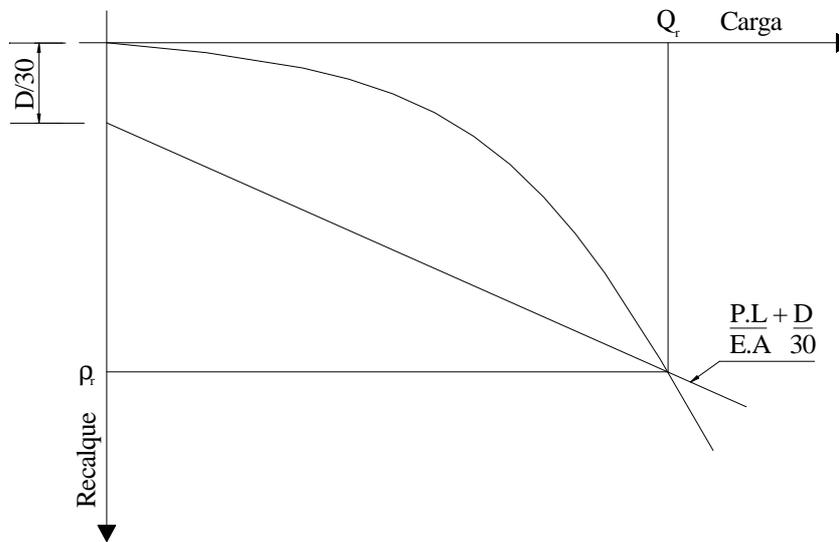


Figura B.1 - Método da Norma NBR 6122/96

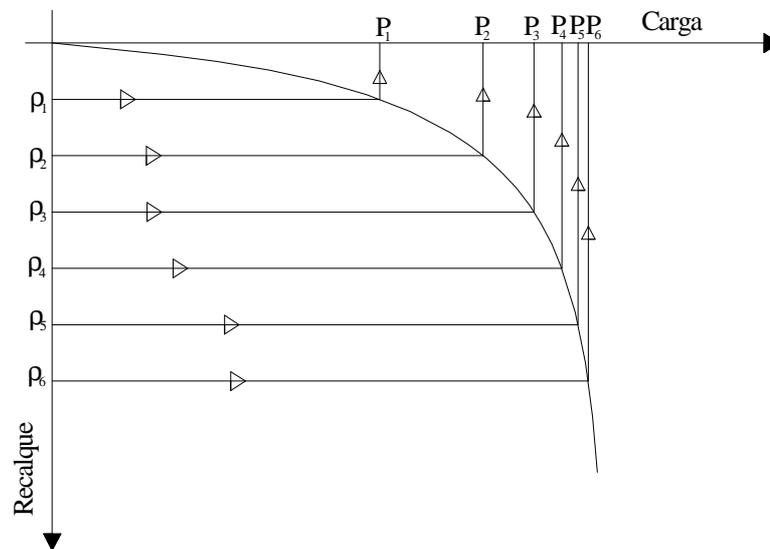


Figura B.2 - recalques igualmente espaçados e as cargas correspondentes

## ANEXO C

### MÉTODOS PARA SEPARAR AS CARGAS DE ATRITO E PONTA EM PROVAS DE CARGA

#### C.1. MÉTODO BASEADO NAS RELAÇÕES DE CAMBEFORT – MÉTODO DAS DUAS RETAS

Este método foi desenvolvido por MASSAD (1992; 1993 e 1995), que adota como funções de transferência de carga as Leis ou Relações de CAMBEFORT (1964), considera as estacas como compressíveis e incorpora as cargas residuais na ponta.

Surge uma carga residual na ponta da estaca após a sua cravação ou ao final do primeiro carregamento de estacas escavadas (DÉCOURT, 1989; e MASSAD, 1992). Isto porque, a estaca fica “aprisionada” pelo terreno, donde a existência de um atrito de cima para baixo (negativo) ao longo do fuste, que equilibra a carga residual. Ao se aplicar uma carga no topo, a ponta reage concomitantemente ao atrito lateral, tornando-o aos poucos positivos, isto é, revertendo-o. A carga residual acaba influenciando o formato da curva carga-recalque no topo (VÉSIC, 1977; e MASSAD, 1992).

Denotando por  $A_{lr}$  a força de atrito lateral, na ruptura, a inclusão da carga residual ( $P_h$ ) é feita através do fator  $\mu$ , definido por MASSAD (1992) pela primeira das seguintes equações:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} = 1 - \frac{f_{res.}}{f_{máx.}} \quad (C.1)$$

Como  $\mu \cdot A_{lr} = A_{lr} + P_h$ , tudo se passa como se a carga residual fizesse parte do atrito lateral, por conta da reversão do atrito negativo no fuste. Assim,  $\mu$  é um

fator majorador do atrito lateral na ruptura ( $A_{lr}$ ) (MASSAD, 1992 e 1995) e deve satisfazer à condição:

$$1 \leq \mu \leq \min \left[ 2; \left( \frac{1 + Q_p \cdot A}{A_{lr}} \right) \right] \quad (\text{C.2})$$

As Leis de Cambefort foram modificadas por MASSAD (1992) para incorporar a carga residual na ponta (Figura C.1)

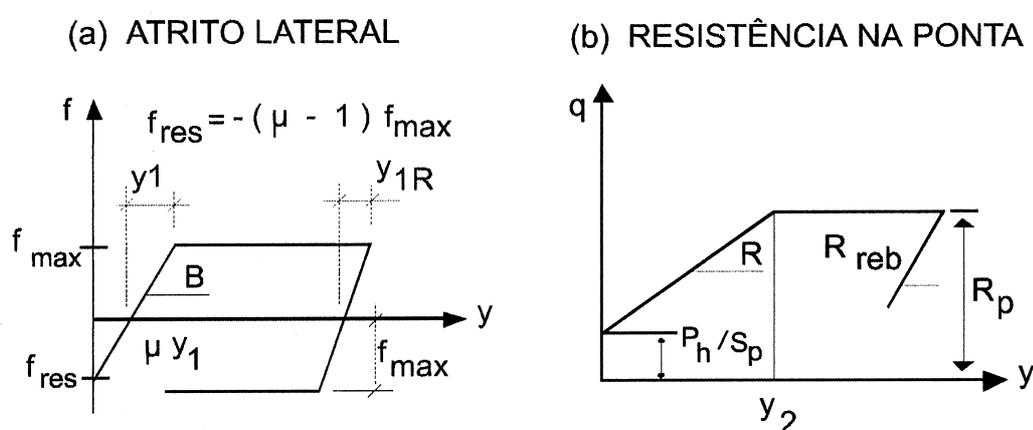


Figura C.1: Leis ou Relações de Cambefort modificadas por Massad (1992)

Note-se que o ponto de partida é um atrito lateral unitário negativo ( $f_{res.}$ ) e uma carga residual na ponta ( $P_h$ ), que se equilibram.

Antes de apresentar as equações que descrevem a curva carga-recalque, convém introduzir o coeficiente de rigidez relativa solo-estaca ( $k$ ), definido por MASSAD (1992) pela equação:

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r \cdot y_1} = \frac{L}{D^2} \frac{B \cdot D}{E} \quad (\text{C.3})$$

onde  $y_1$  é o deslocamento necessário para esgotar o atrito lateral unitário; e  $K_r$  é a rigidez da estaca como peça estrutural, dada por:

$$K_r = \frac{E.A}{L} \quad (C.4)$$

Sendo E, A e L, respectivamente, o módulo de elasticidade do solo, a área da seção transversal e a altura da estaca. Se D for o diâmetro da estaca e B a rigidez do solo do fuste (Figura C.1-a), chega-se a segunda das equações da expressão (C.3), que justifica o nome dado ao coeficiente k.

Para  $k \geq 8$  a estaca precisa se deformar muito até que o atrito lateral se esgote em toda a sua profundidade, isto é, a estaca é “longa” ou “compressível”. Desenvolve-se um acentuado trecho curvo (3-4, na Figura C.2-a), que pode ser aproximado a uma parábola. Donde a possibilidade de se aplicar o método da parábola nestes casos (MASSAD 1992 e 2995).

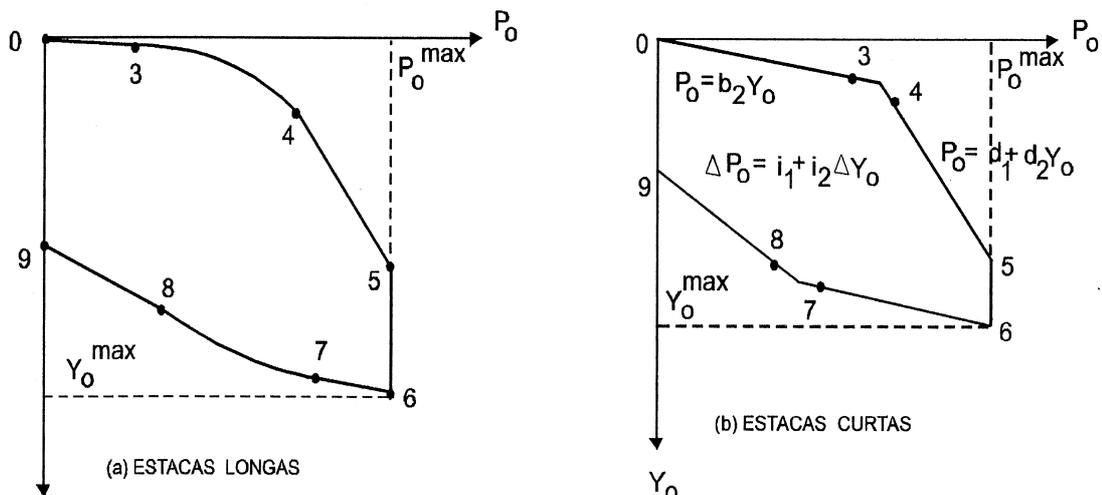


Figura C.2 – Curvas teóricas de carga x recalque no topo

Contrariamente, quando  $k \ll 2$ , o atrito lateral quase que instantaneamente se esgota, isto é, a estaca é “curta” ou “rígida”. O trecho curvo (3-4) praticamente não se desenvolve. O formato da curva carga-recalque ( $P_0$ ,  $Y_0$ ), no carregamento, aproxima-se de duas retas que se cruzam (Figura C.2-b)



As estacas ômega são perfuradas por deslocamento de solo, sem retirada de material, entretanto, o concreto não é pré-moldado, e sim é feita a concretagem da estaca no momento que se extrai o parafuso (item 2.2.2).

É interessante notar que para o caso desta estaca, há dúvida sobre qual é o valor do fator  $\mu$ , já que a estaca alia características de estaca escavada e de deslocamento.

Logo, assim que a ponta da hélice lança este concreto, o mesmo como é injetado sobre pressão, aplica uma força sobre o solo na ponta da estaca que está se formando, e este reage imediatamente, num processo similar à reação do solo durante a cravação de uma estaca pré-moldada.

No entanto, à medida que a ponta da hélice sobe se distanciando do solo da ponta da estaca, a pressão do concreto sobre a ponta da estaca vai diminuindo, e como o concreto está em seu estado fresco, este aplica cada vez menos força ao solo na ponta da estaca, até que esta força de reação do solo na ponta da estaca se dissipa integralmente e em certo momento da execução da estaca, esta passa a não existir mais.

De tal sorte então, que esta estaca possuirá um valor para o fator  $\mu = 1$  no primeiro carregamento, igual a estacas escavadas.

#### **C.1.1. Relações de CAMBEFORT (1964) simplificadas - Cálculo do parâmetro R**

MASSAD (1991) apresenta um método simples de estimativa da curva carga x recalque de estacas escavadas, baseado em resultados de ensaios SPT e que leva em conta a interação estaca-solo e a compressibilidade da estaca. Tal método adota como funções de transferência de carga, as Relações de CAMBEFORT (1964) simplificadas por CASSAN (1978), do tipo elastoplástico, apresentadas na Figura C.4.

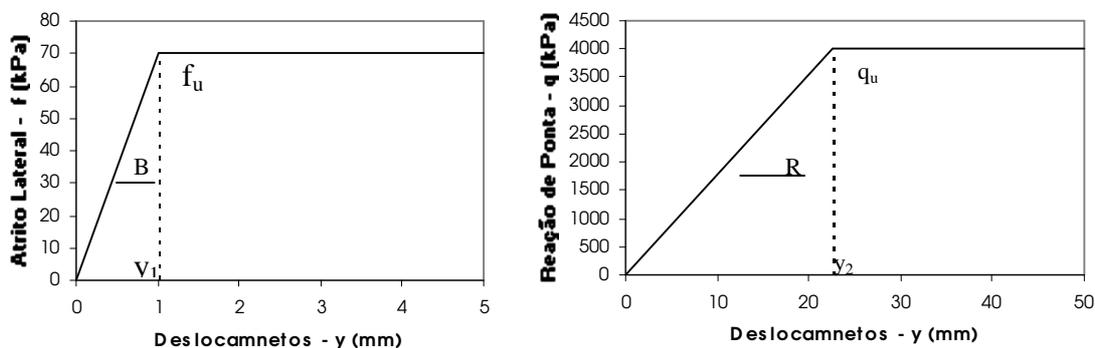


Figura C.4 – Relações de Cambefort simplificadas por CASSAN (1978).

As relações de CAMBEFORT (1964) simplificadas resultam:

$$f = B \cdot y , \quad \text{quando } y < y_1 \quad (\text{C.5})$$

$$f = f_{\text{máx.}} = f_u = B \cdot y_1 , \quad \text{quando } y \geq y_1 \quad (\text{C.6})$$

$$q = R \cdot y , \quad \text{quando } y < y_2 \quad (\text{C.7})$$

$$q = q_{\text{máx.}} = q_u = R \cdot y_2 , \quad \text{quando } y \geq y_2 \quad (\text{C.8})$$

sendo:

$f$  = atrito lateral unitário mobilizado;

$f_u$  = atrito lateral unitário máximo;

$q$  = reação de ponta unitária mobilizada;

$B$  = tangente da reta que corresponde á mobilização pseudo-elástica do atrito lateral unitário;

$R$  = tangente da reta que corresponde à mobilização pseudo-elástica da resistência de ponta unitária;

$q_u$  = resistência de ponta;

$$y_1 = \frac{f_u}{B} \quad (\text{C.9})$$

$y_1$  = deslocamento necessário para esgotar a resistência por atrito lateral;

$$y_2 = \frac{R_p}{R} \quad (\text{C.10})$$

$y_2$  = deslocamento necessário para esgotar a resistência de ponta.

Para estimativa dos parâmetros de CAMBEFORT (1964), MASSAD (1991) apresenta o seguinte procedimento:

- a) para  $f_u$  e  $q_u$  usar o Método de AOKI & VELLOSO (1975) ou de DÉCOURT & QUARESMA (1978); e
- b) os parâmetros B e R, são estimados através de uma adaptação da proposta de CASSAN (1978):

$$B = 2.E_f \quad (\text{C.11})$$

$$R = 4.E_p \quad (\text{C.12})$$

Onde:

$E_f$  = módulo de deformabilidade do solo ao longo do fuste da estaca,

$E_p$  = módulo de deformabilidade sob solo sob a ponta da estaca.

A estimativa dos módulos de deformabilidade do solo é feita através de correlação com o índice  $N_{SPT}$ , proposta por Teixeira, citado por KOCHEN (1989):

$$E_f = b.k. N_{SPT (fuste)} \quad (\text{Kgf/cm}^2) \quad (\text{C.13})$$

$$E_p = b.k. N_{SPT (ponta)} \quad (\text{Kgf/cm}^2) \quad (\text{C.14})$$

Sendo:

$N_{SPT (fuste)}$  e  $N_{SPT (ponta)}$  valores do SPT médio ao longo do fuste e na ponta da estaca, e b e k dados pela Tabela C.1.

Tabela C.1 - Valores de b e k para estimativa de  $E_f$  e  $E_p$  (TEIXEIRA, apud KOCHEN, 1989)

Solo	b	K
Argila Siltosa	7	2,0
Argila Arenosa	7	3,5
Silte Argiloso	5	2,5
Silte Arenoso	5	4,5
Areia Argilosa	3	5,5
Areia Arenosa	3	7,0

## C.2. MÉTODO de DÉCOURT, L. (1993,1995)

Décourt desenvolveu este método para tal finalidade à partir da introdução dos conceitos de desenvolvimento de “atrito puro” (ausência total de reação de ponta) e de “ponta pura” (ausência total de atrito lateral).

As retas que traduzem as relações carga-recalque para essas situações idealizadas, foram denominadas, respectivamente, Linha de Atrito Lateral Puro (PFL - Pure Friction Line) e Linha de Ponta Pura (PPL – Pure Point Line).

Segundo essa linha de pensamento, o desenvolvimento da tensão  $q_s$  com a deformação seria função da rigidez relativa da estaca, do solo ao longo do fuste e do solo sob sua ponta.

O conhecimento, mesmo aproximado, das curvas carga-recalque das fundações é fundamental tanto para a correta interpretação dos dados de provas de carga quanto para o seu correto dimensionamento.

Dois casos serão considerados

Caso 1 – estacas de deslocamento em qualquer solo e estacas escavadas em argilas.

A ruptura convencional é definida como a carga correspondente ao recalque do topo (ou da ponta) da estaca de 10% do seu diâmetro.

Caso 2 – estacas escavadas em solos granulares.

A ruptura convencional é definida como a carga correspondente ao recalque do topo (ou da ponta) da estaca de 30% do seu diâmetro.

Com base nessas definições é proposto modelo simplificado para representação da curva carga-recalque para estacas escavadas e de deslocamento (Figuras C.5 e C.6).

Nas Figuras C.5 e C.6 o processo de obtenção das curvas esquemáticas é mostrado.

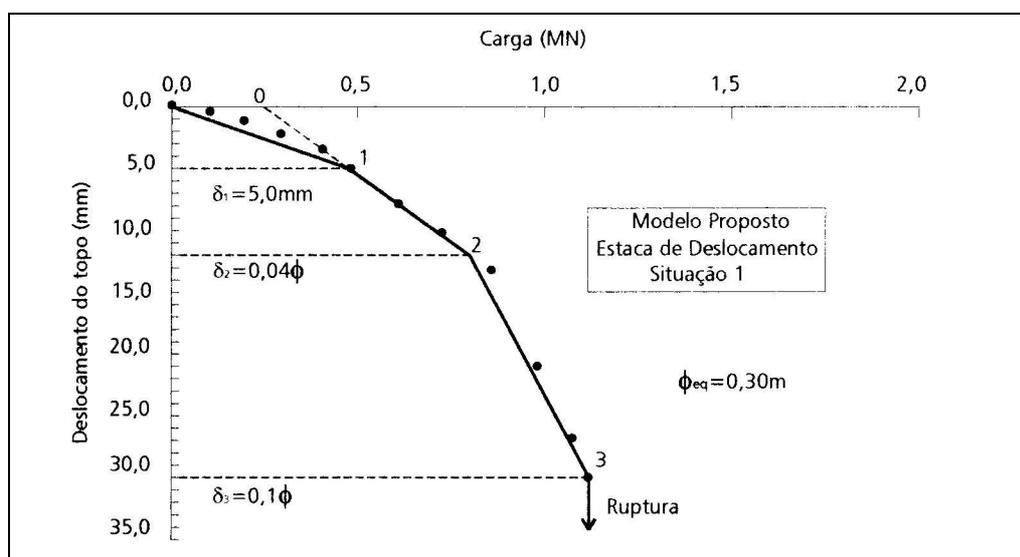


Figura C.5 – Modelo proposto para representação da curva carga x recalque de estacas de deslocamento.

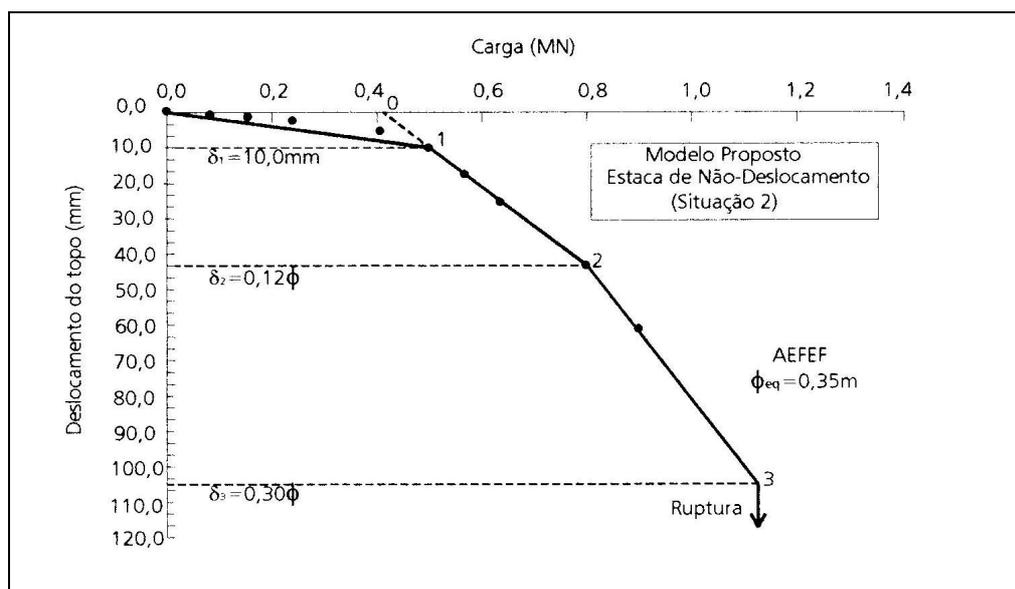


Figura C.6 – Modelo proposto para representação da curva carga x recalque de estacas de não-deslocamento.

Onde se tem os seguintes deslocamentos para os pontos 1, 2 e 3:

Para estacas de deslocamento:

Ponto 1 :  $\delta_1 = 5mm$

Ponto 2 :  $\delta_2 = 0,04.D$

Ponto 3 :  $\delta_3 = 0,10.D$

Para estacas escavadas:

Ponto 1 :  $\delta_1 = 10mm$

Ponto 2 :  $\delta_2 = 0,12.D$

Ponto 3 :  $\delta_3 = 0,30.D$

Para permitir comparações com casos reais, estão também indicados nessas figuras os dados de provas de carga em uma estaca pré-moldada da região do rio Tietê (ponta em argila dura, cinza) e em uma estaca Strauss do campo experimental ABEF/EPUSP.

A reta passando pelos pontos 1 e 2 é a PPL. Para sua definição deve-se considerar que o ponto 1 apresenta deformação normalizada pelo diâmetro da estaca entre 0,5 e 2% para argilas e entre 1 e 3% para areias.

O ponto 2 corresponde a valor de  $s/D$  de 40% do correspondente à ruptura convencional e portanto de 4% de “D” no caso da Figura C.5 e de 12% de “D” no caso da Figura C.6. O índice de desenvolvimento da ponta pode ser avaliado pelos ângulos  $\alpha$  e  $2\alpha$ , definidos nas figuras.

Havendo dados de provas de carga, são conhecidos os pares de pontos  $Q$  e  $s$  e deseja-se conhecer, além da carga de ruptura extrapolada, a separação entre carga de atrito lateral  $A_{lr}$  e a carga de ponta  $Q_{pr}$ .

A carga de ruptura extrapolada pode ser avaliada por diversos processos, sendo no Brasil muito difundidos os de VAN DER VEEN (1953), MAZURKIEWICS (1972) e MASSAD (1986).

O primeiro passo é determinar a PPL, ou seja, a reta definida pelos pontos 1 e 2. Como se disse, o ponto 2 é dado pela deformação correspondente a 40% da deformação correspondente a ruptura convencional.

O ponto 1 é definido pelas deformações já estabelecidas. Assim, a PPL deve ser definida estabelecendo-se uma regressão linear entre os pares de pontos acima de 1 e até 2.

A equação obtida será do tipo:

$$Q = X.s \tag{C.15}$$

onde  $X$  é o índice de crescimento da carga com a deformação.

Para  $s = 0$ , temos  $Q = Q_1$

A carga de ruptura é obtida por:

caso 1:

$$Q_U = A_{lr} + X_1 \cdot 0,04 \cdot d_{eq} + X_2 \cdot 0,06 \cdot d_{eq} \quad (\text{C.16})$$

caso 2:

$$Q_U = A_{lr} + X_1 \cdot 0,12 \cdot d_{eq} + X_2 \cdot 0,018 \cdot d_{eq} \quad (\text{C.17})$$

Não havendo definição prática de  $X_2$ , que é a situação usual, admite-se  $X_2 = 0,5 \cdot X_1$  e daí se conclui que:

caso 1:

$$Q_U = A_{lr} + 0,07 \cdot X_1 \cdot d_{eq} \quad (\text{C.18})$$

caso 2:

$$Q_U = A_{lr} + 0,21 \cdot X_1 \cdot d_{eq} \quad (\text{C.19})$$

Inicialmente estima-se a carga de ruptura através de algum dos métodos já descritos anteriormente.

O coeficiente  $X_1$  é obtido por:

caso 1:

$$X_1 = \frac{Q_{pr}}{0,07 \cdot d_{eq}} \quad (\text{C.20})$$

caso 2:

$$X_2 = \frac{Q_{pr}}{0,21 \cdot d_{eq}} \quad (\text{C.21})$$

Obtém-se também o valor do atrito lateral na ruptura,  $A_{lr}$ , por algum dos métodos já citados. Segundo DÉCOURT (1993,1995) “Esse método é particularmente útil para estacas escavadas, onde as deformações envolvidas são muito grandes”.

Para a obtenção das curvas carga-recalque procede-se da seguinte maneira:

- a) marca-se o valor de  $Q_l$  no eixo das cargas, definindo-se o ponto 0;
- b) conhecido  $X_1$ , traça-se a PPL, pontos 0 e 2 e fazendo-se  $X_2 = 0,5$ .  $X_1$ , obtém-se o ponto 3, de ruptura; e
- c) traça-se uma reta partindo da origem até encontrar a PPL no ponto correspondente ao recalque de 5,0mm, caso 1 e 10,0mm, caso 2.

## ANEXO D

### D.1 – EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA x RECALQUE – MÉTODO DA NBR 6122/96

A aplicação do Método da NBR 6122/96 foi feita conforme item B.1 do anexo B.

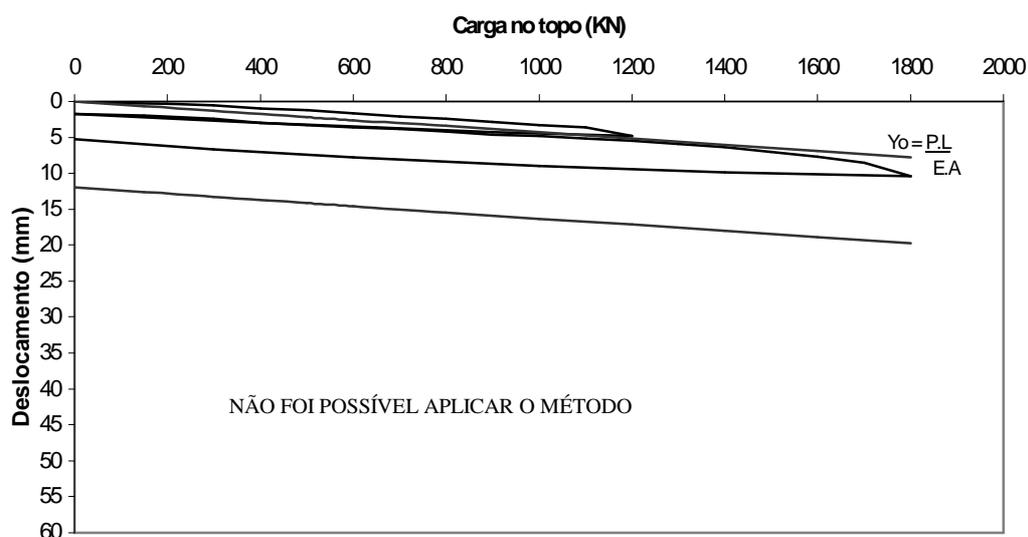


Figura D.1 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca ômega 01

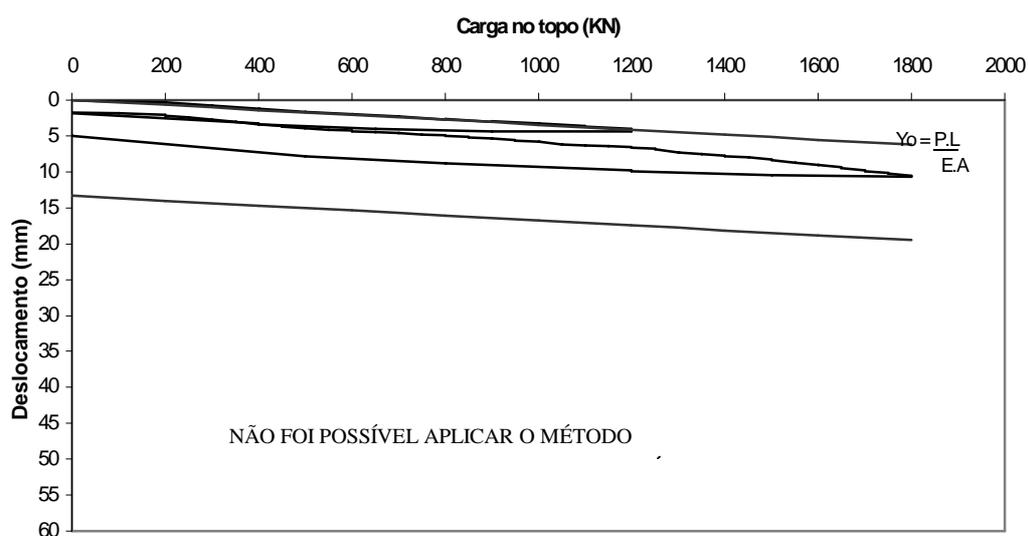


Figura D.2 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca EHC 02

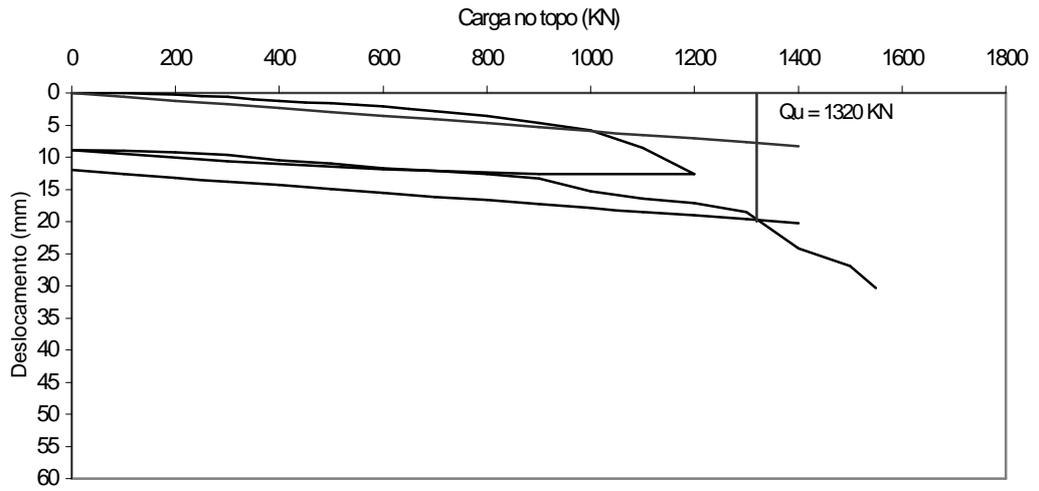


Figura D.3 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca ômega 03

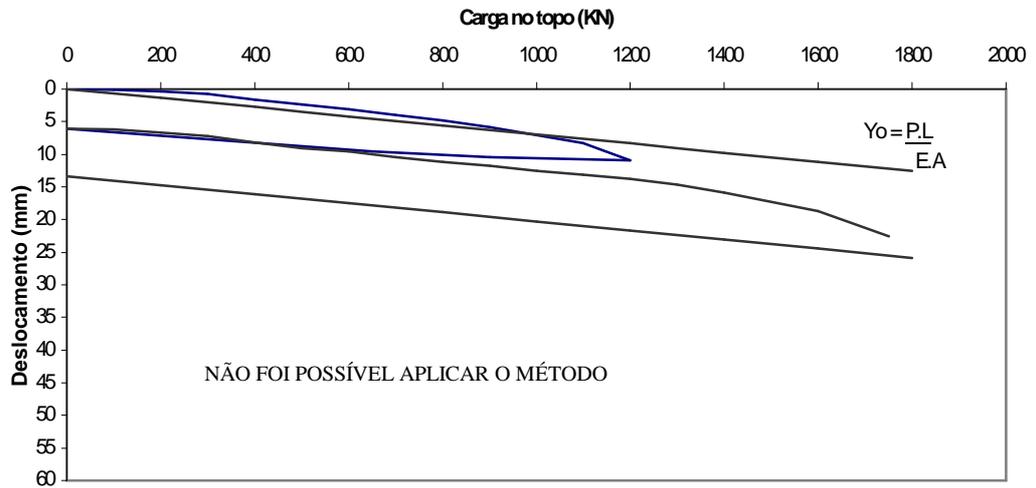


Figura D.4 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca EHC 04

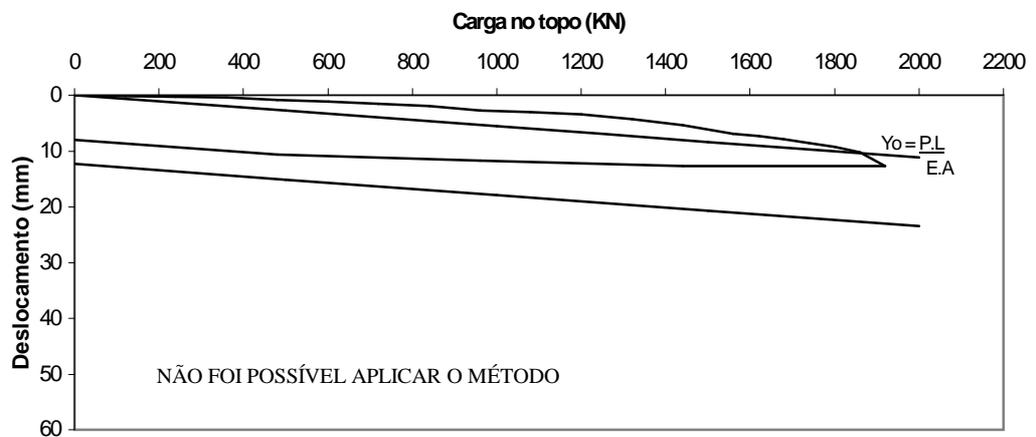


Figura D.5 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca ômega 06

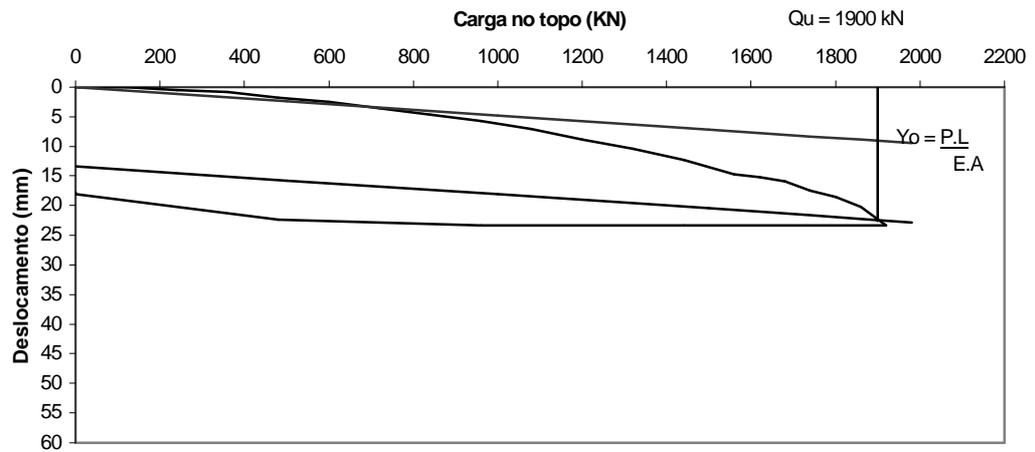


Figura D.6 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca EHC 06

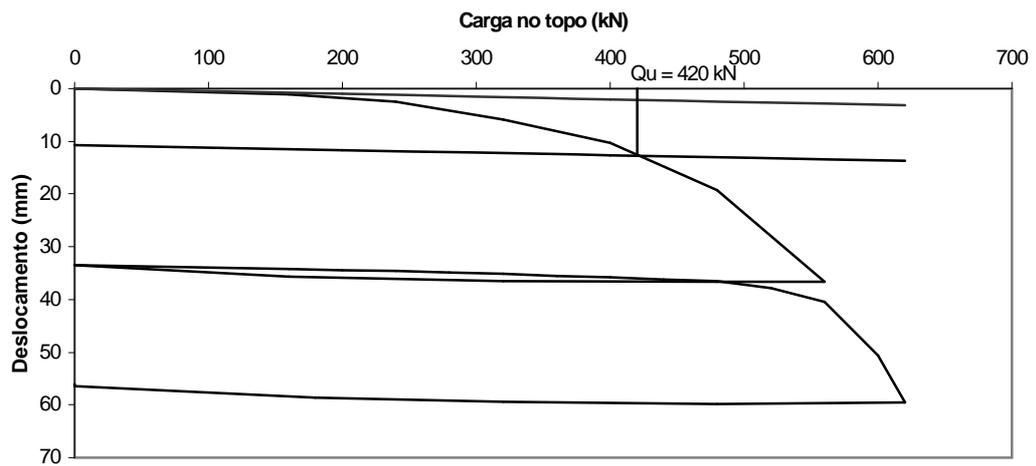


Figura D.7 – Aplicação do Método da NBR 6122/96 para a estaca ômega 05

## D.2 – EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA x RECALQUE – MÉTODO DE VAN DER VEEN

A aplicação do Método de Van der Veen foi feita conforme o item B.2, anexo B.

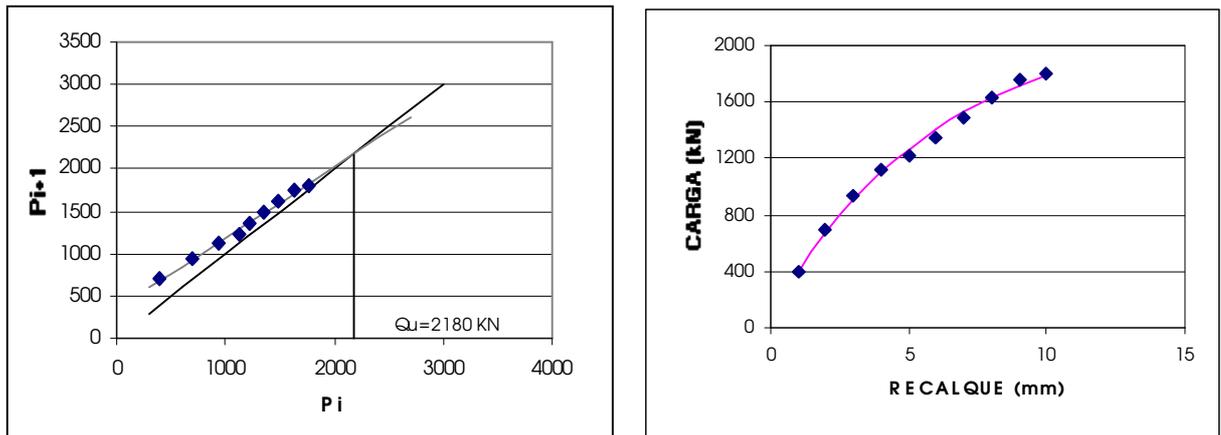


Figura D.8 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca ômega 01

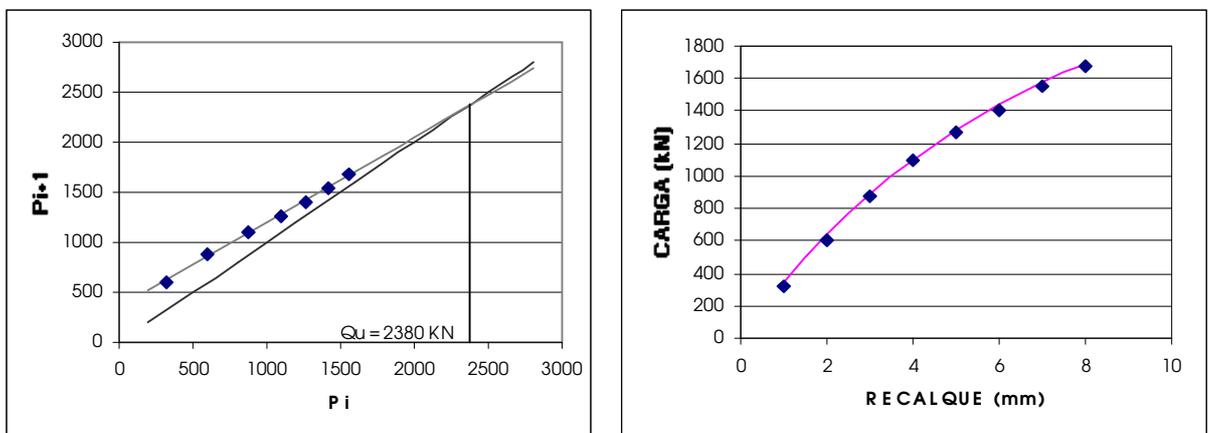


Figura D.9 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca EHC 02

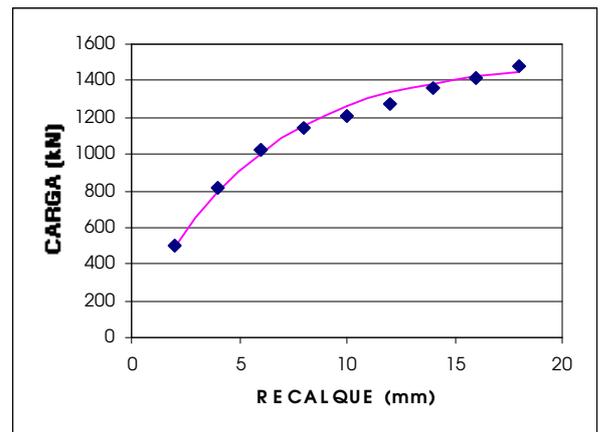
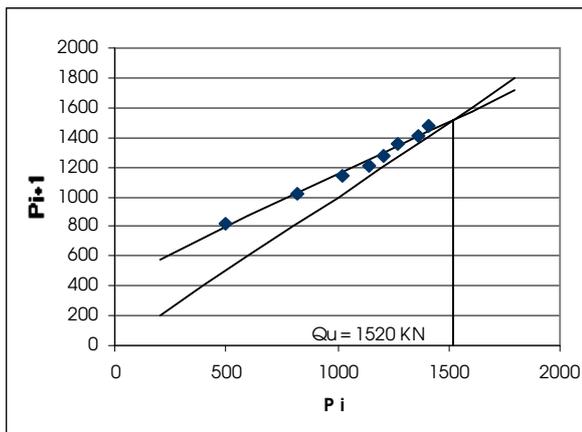


Figura D.10 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca ômega 03

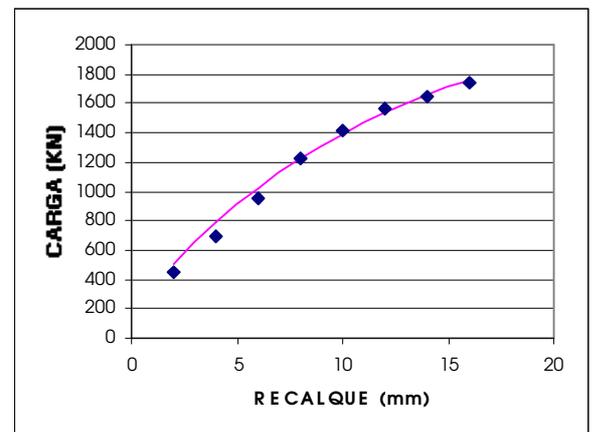
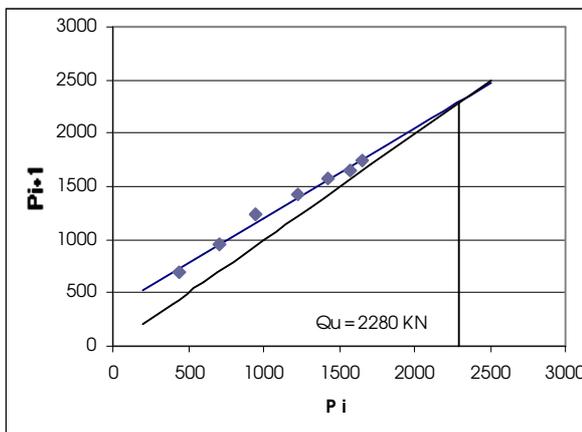


Figura D.11 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca EHC 04

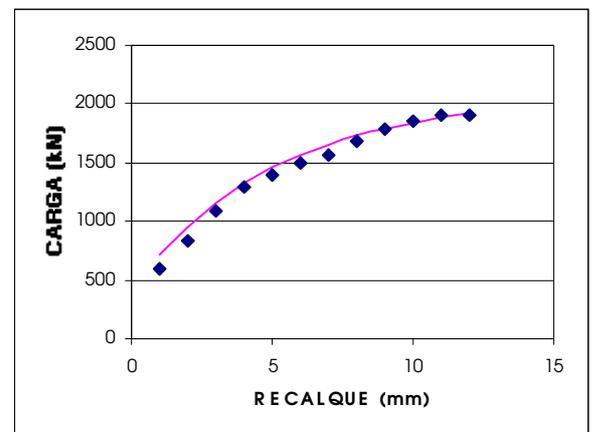
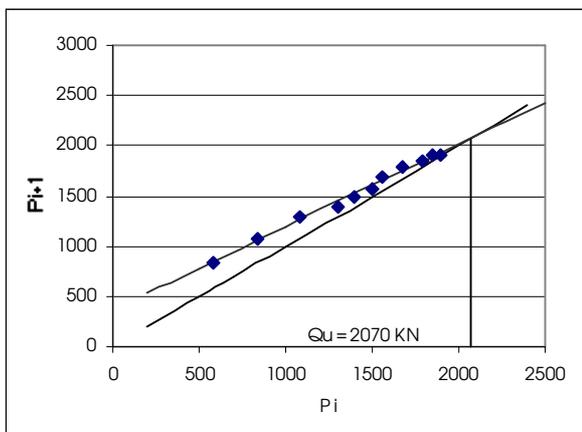


Figura D.12 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca ômega 06

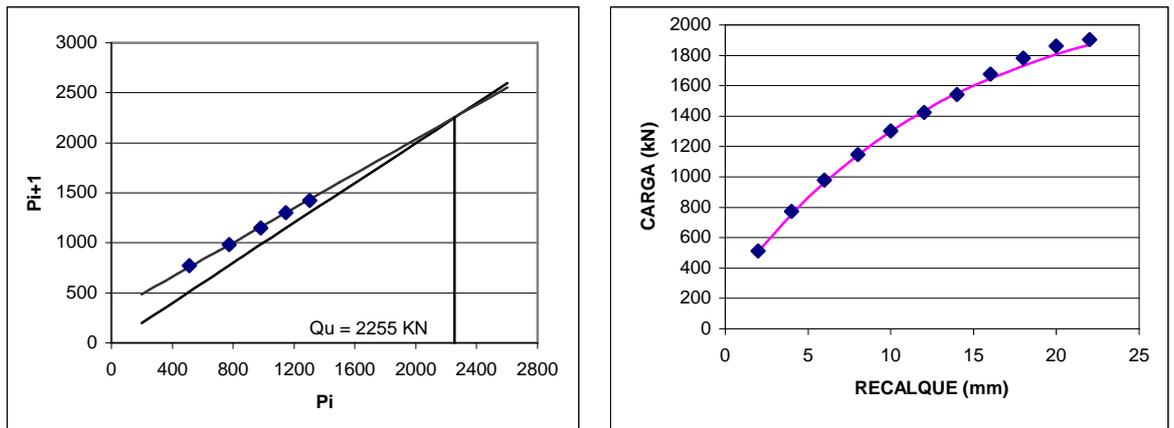


Figura D.13 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca EHC 06

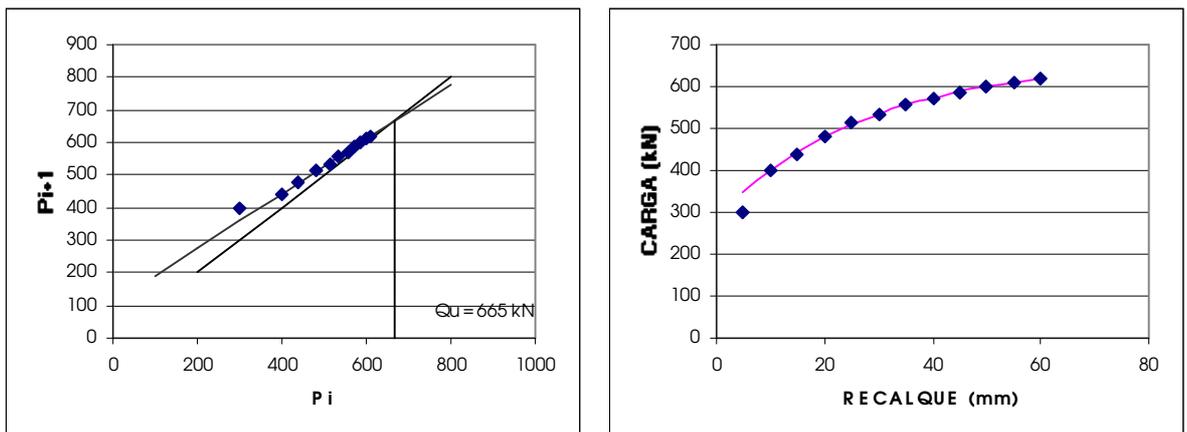


Figura D.14 – Carga de ruptura extrapolada por Van der Veen e curva carga x recalque ajustada para a estaca ômega 05

## ANEXO E

### E.1 – SEPARAÇÃO DAS PARCELAS DE PONTA E ATRITO – MÉTODO DAS DUAS RETAS

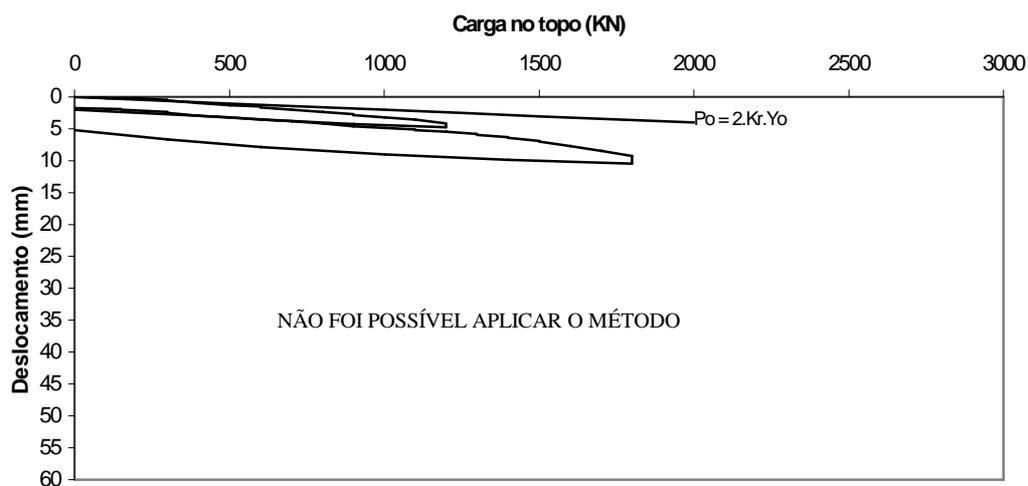


Figura E.1 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 01

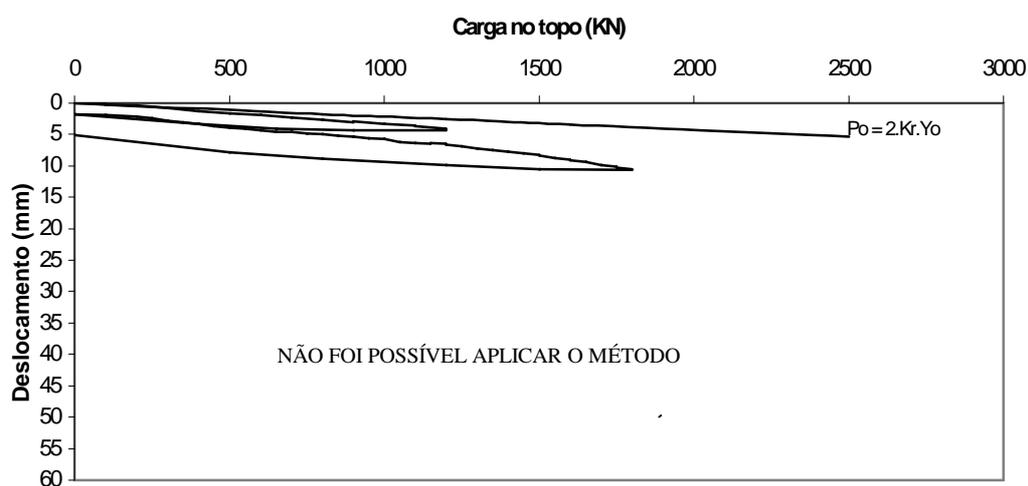


Figura E.2 – Aplicação do método das duas retas para a estaca EHC 02

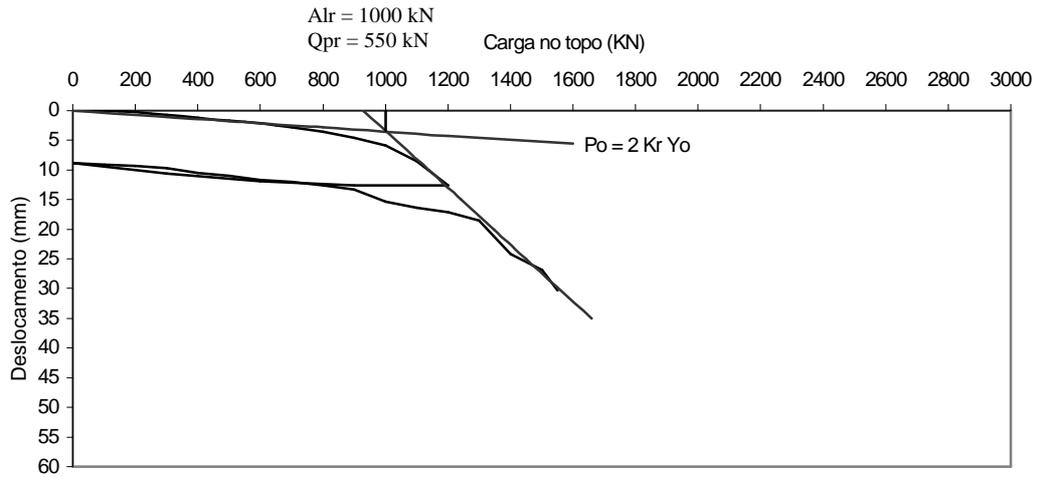


Figura E.3 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 03

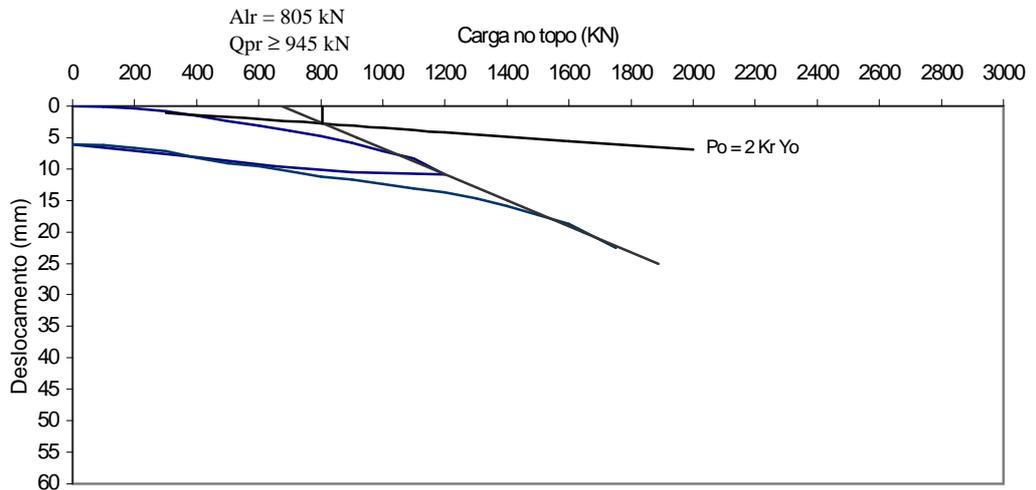


Figura E.4 – Aplicação do método das duas retas para a estaca EHC 04

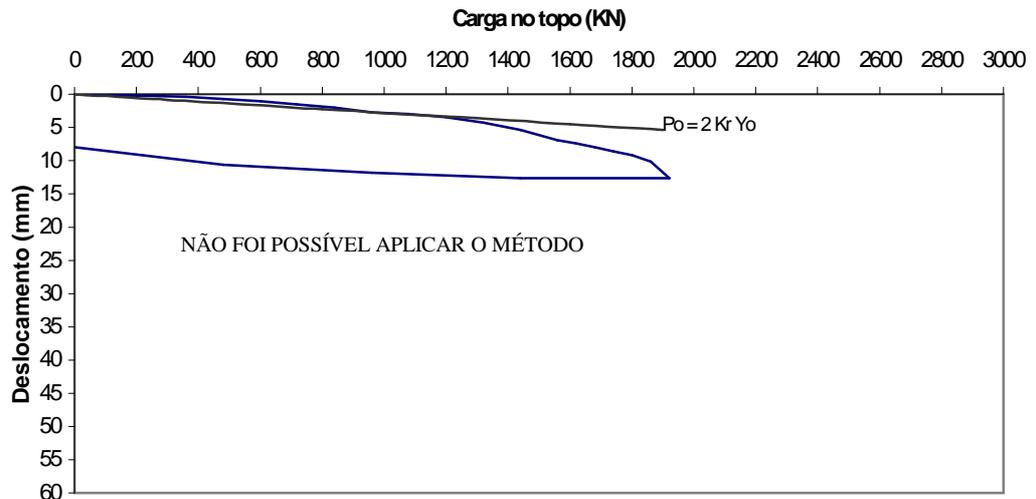


Figura E.5 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 06

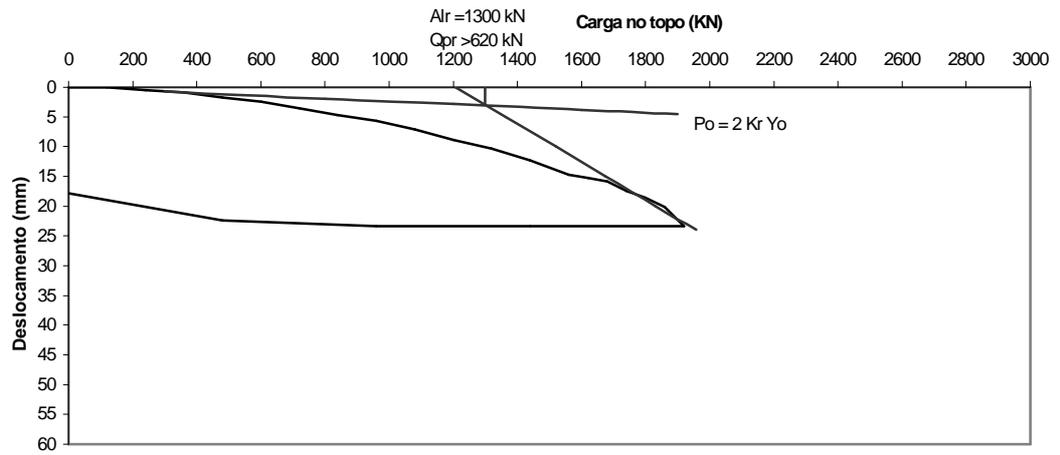


Figura E.6 – Aplicação do método das duas retas para a estaca EHC 06

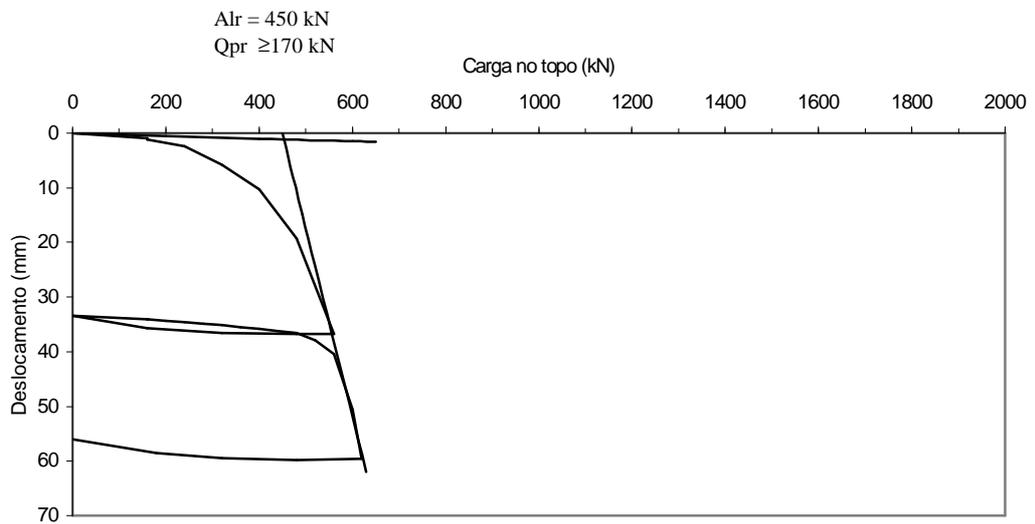


Figura E.7 – Aplicação do método das duas retas para a estaca ômega 05

## E.2 – SEPARAÇÃO DAS PARCELAS DE PONTA E ATRITO – MÉTODO de DÉCOURT (1993, 1995)

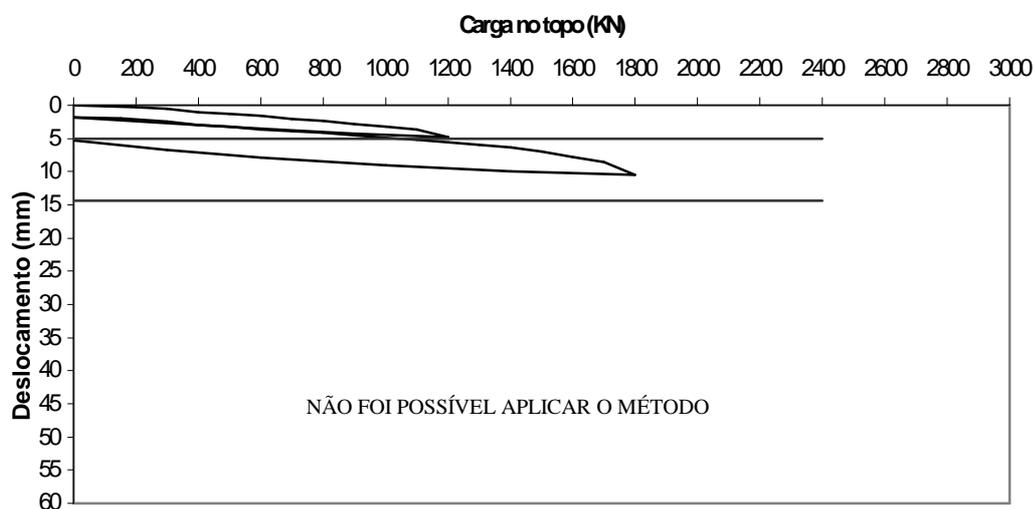


Figura E.8 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca ômega 01

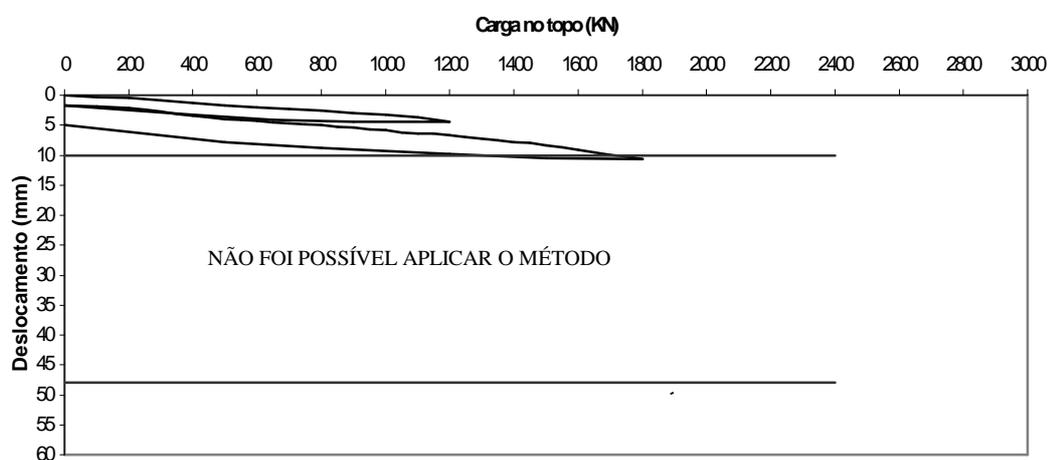


Figura E.9 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca EHC 02

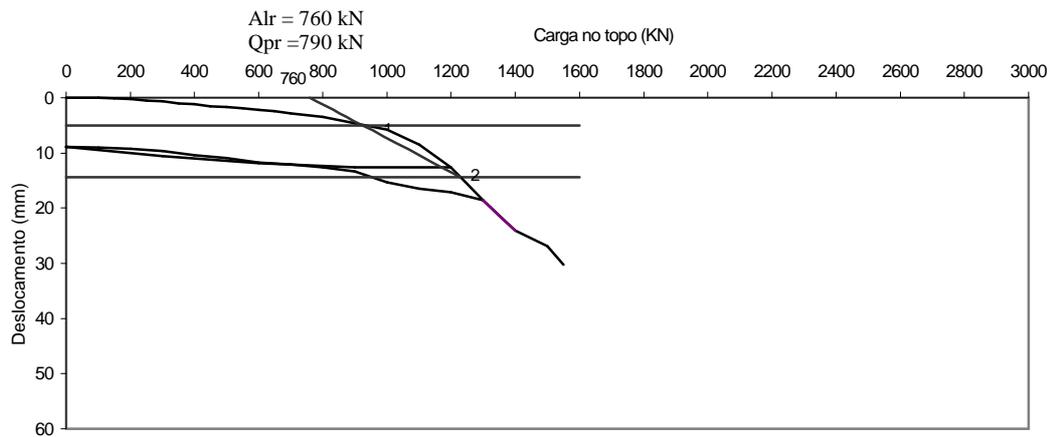


Figura E.10 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca  
ômega 03

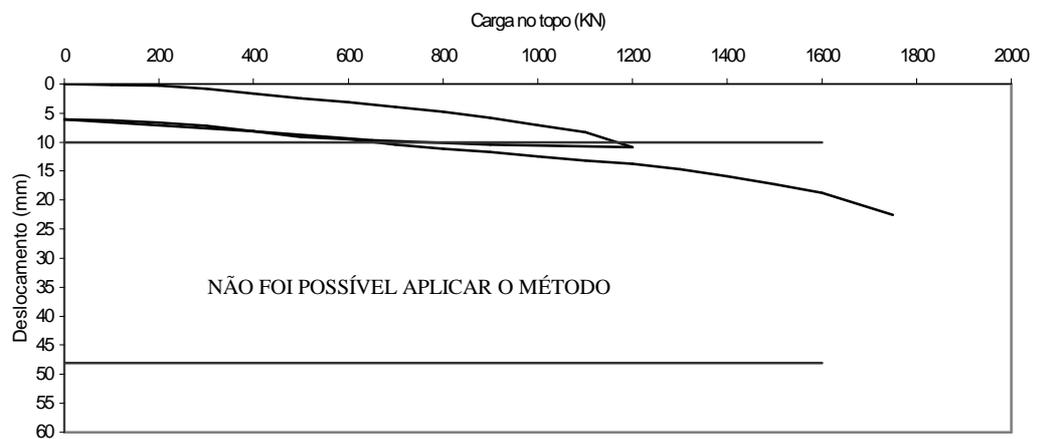


Figura E.11 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca  
EHC 04

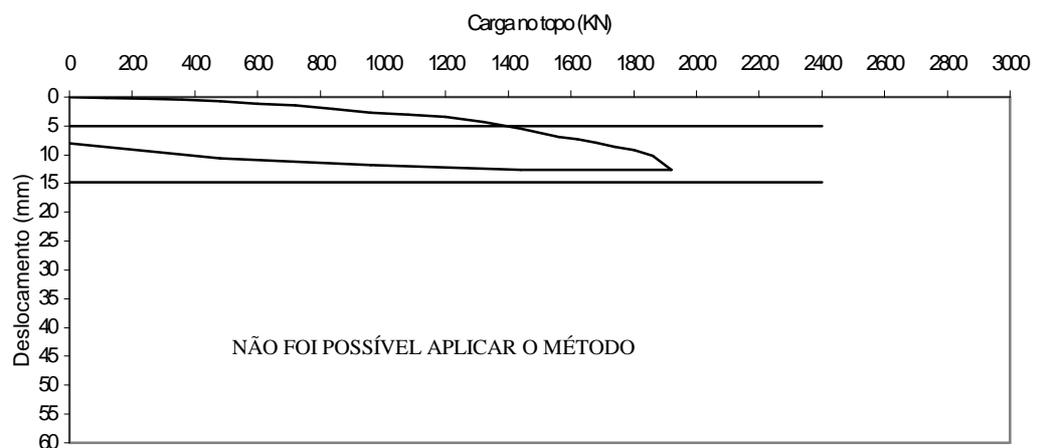


Figura E.12 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca  
ômega 06

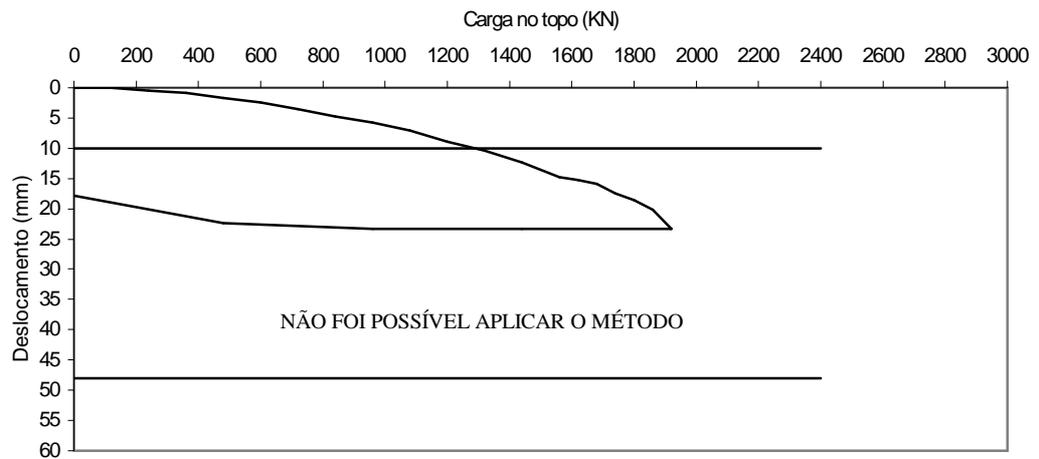


Figura E.13 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca EHC 06

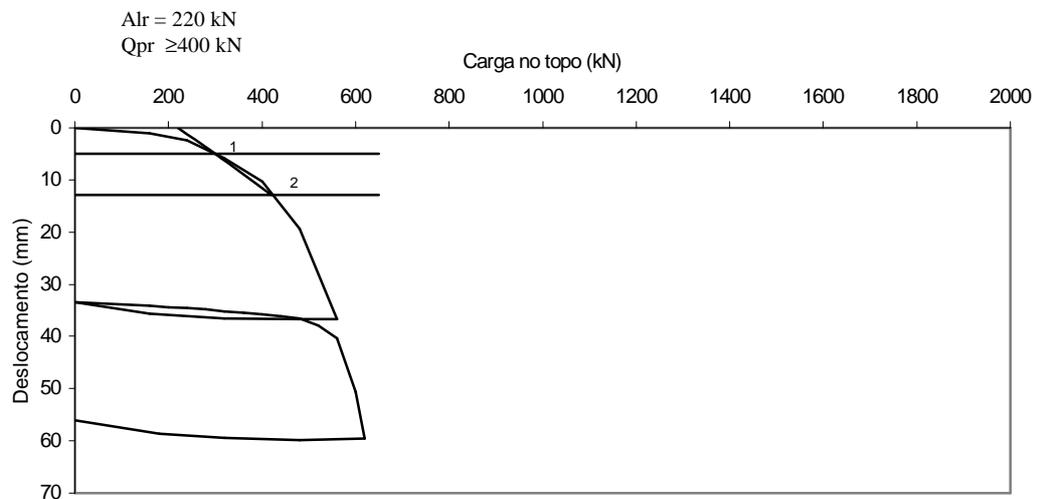


Figura E.14 – Aplicação do método de DÉCOURT (1993,1995) para a estaca ômega 05

## ANEXO F - ENSAIOS CPTu

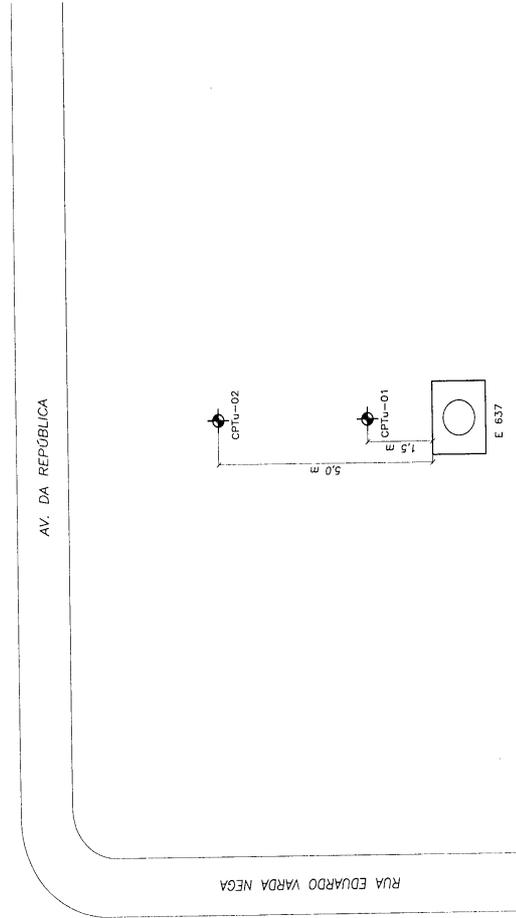


Figura F.1 - Locação dos ensaios CPTu próximos a estaca ômega 5

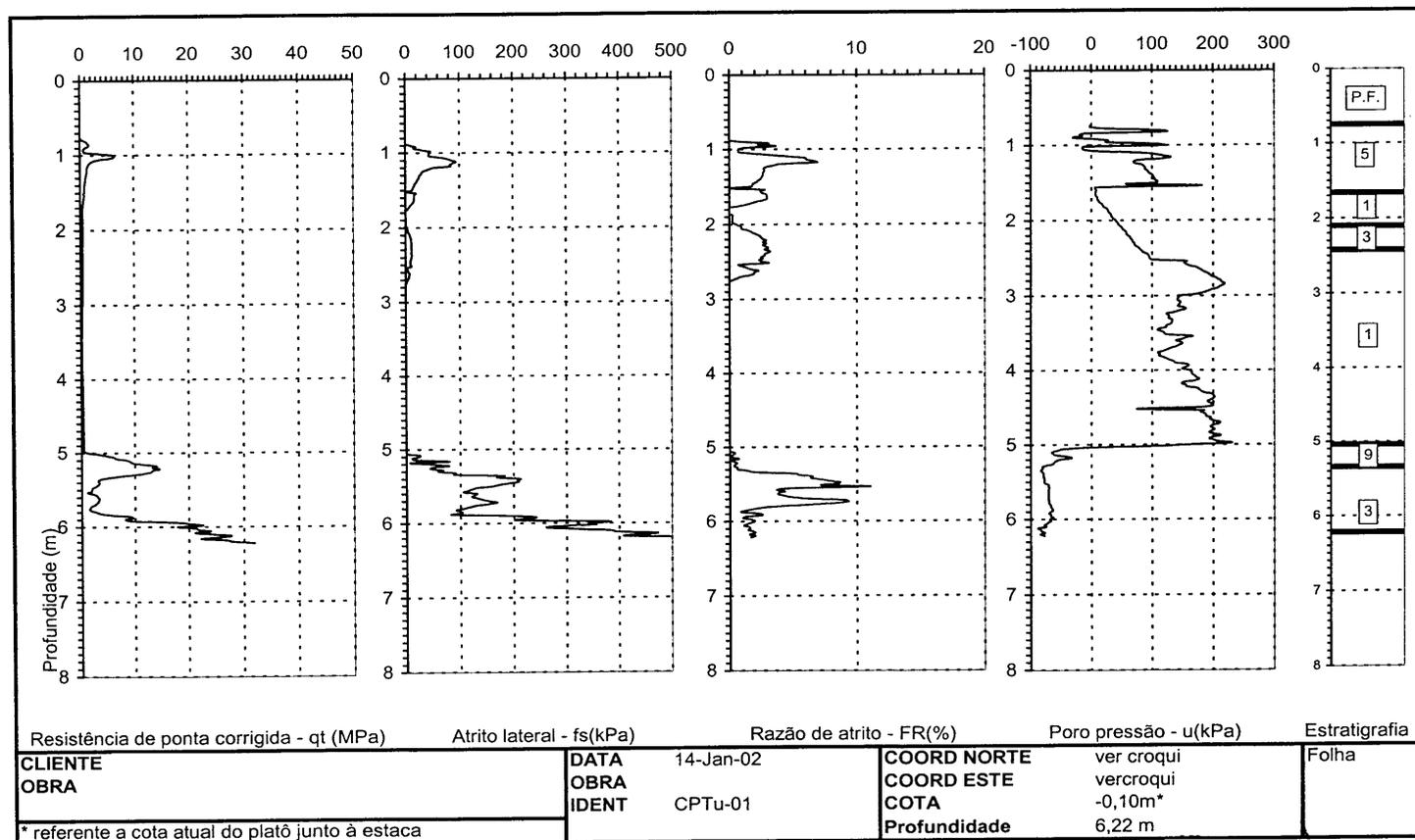


Figura F.2 – ensaio CPTu-01 próximo à estaca ômega 5

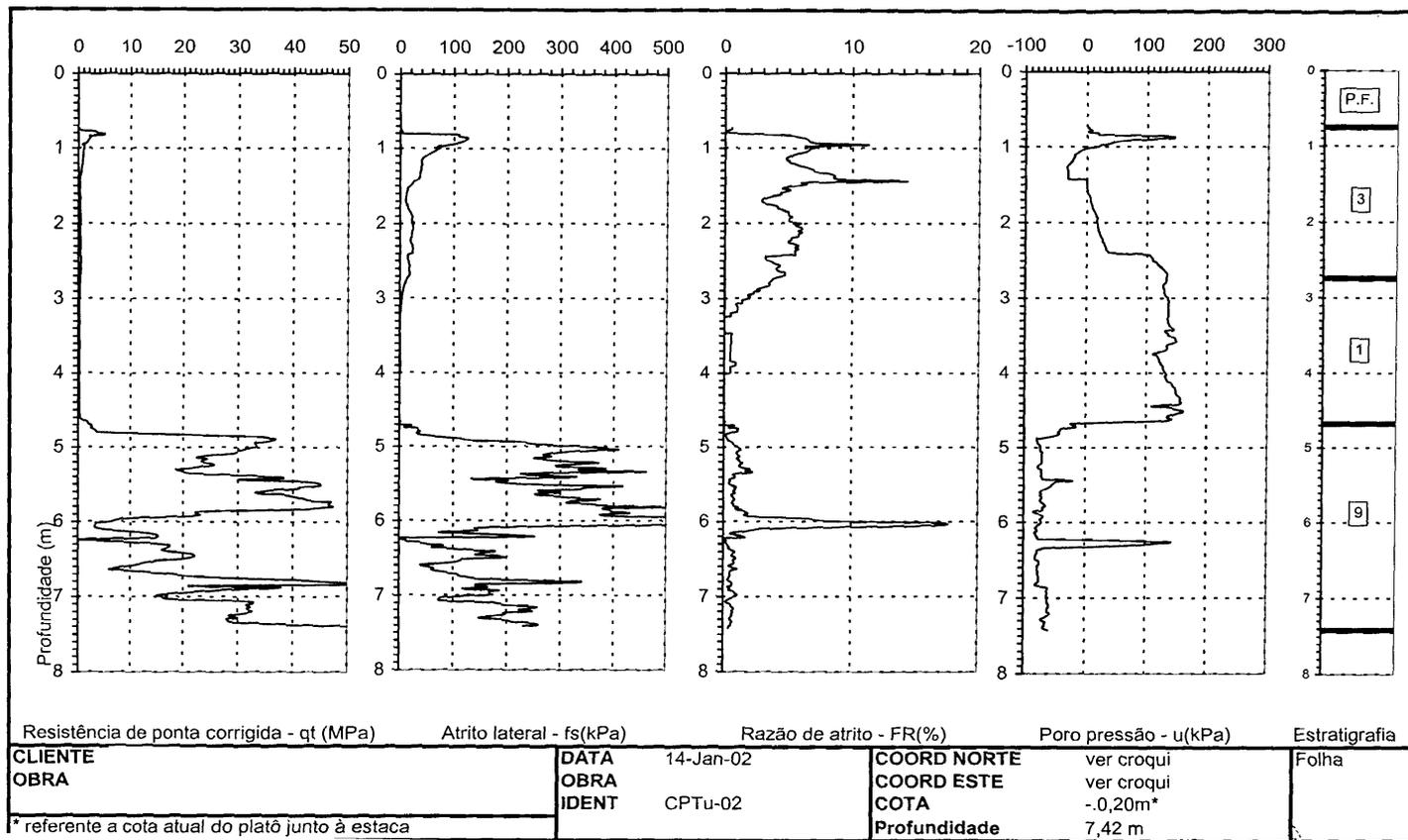


Figura F.3 – ensaio CPTu-02 próximo à estaca ômega 5

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P.J.R. (2001) **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade.** 260p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

ALONSO, U.R. (1996a). Interpretação de provas de carga axial em estacas hélice contínua monitoradas na execução. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.19, n.3, p.233-242.

\_\_\_\_\_, (1996b). Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica – previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE III, 3º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.2, p.141-151.

\_\_\_\_\_, (1998a). Prova de carga horizontal em estaca hélice contínua. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.21, n.1, p.51-57.

\_\_\_\_\_, (1998b) Estacas hélice contínua monitoradas – a experiência nos últimos dois anos. **Revista Engenharia**, São Paulo, n. 528, pp.34-41.

\_\_\_\_\_, (2000). Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.2, p.425-429.

ANTUNES, W.R.; CABRAL, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE III, 3º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.2, p.105-110.

ANTUNES, W.R.; TAROZZO, H. (1996). Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W.; et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo : Ed. PINI. Cap. 9, p. 345-348.

AOKI, N.; VELLOSO, D. (1975). Um método aproximado para cálculo da capacidade de carga de estacas. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5<sup>th</sup>, Buenos Aires, **Proceedings**, v.1, p. 367-376.

AOKI, N. (1976). **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Curso de extensão universitária em engenharia de fundações. Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA – ABEF (1999). **Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF**. 2ª edição. São Paulo: Abef.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1996). **Projeto e execução de fundações - NBR 6122/96**. Rio de Janeiro.

BOTTIAU, M.; MASSARCH, K.R. (1991). Quality aspects of reinforced augercast piles. In: PILING AND DEEP FOUNDATIONS. 4<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE. Stresa, Italy. **Proceedings**. Italy: A. A. Balkema, v.1. p. 41-49.

BOTTIAU, M.; CORTDVRINDT, G. (1994). Recent experience with the omega-pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE AND EXHIBITION ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, 5<sup>th</sup>, Bruges. **Proceedings**. Bruges: DFI, p. 3.11.1 – 3.11.7.

BOTTIAU, M.; MEYUS, I.A.; VAN IMPE, P.O.; RUSSO, G. (1998). Load testing at feluy test site: introducing the Omega B<sup>+</sup> pile. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3<sup>rd</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema, p. 187-199.

BRONS, K.F.; KOOL, A.F. (1988). Methods to improve the quality of auger piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1<sup>st</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 269-272.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. (1998). Installation parameters and capacity of screwed piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3<sup>rd</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p.95 -108.

CAMBEFORT, M. (1964). **Essai sui le comportement en terrain homogéne des pieux isolées et des groupes de pieux. Annales de L'Institut du batiment et des Travaux Public**, n. 204, Décembre.

CAPUTO, A.N.; TAROZZO, H.; ALONSO, U.R.; ANTUNES, W.R. (1997). **Estacas hélice contínua: projeto, execução e controle**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Núcleo Regional de São Paulo. 59p.

CASSAN, M. (1978). **Les essais in situ en Mécanique des Sols**, tomme 2. Applications et méthodes de calcul, Paris: Eyrolles.

CINTRA, J.C.A. (1998). Solos colapsíveis. In: CINTRA J.C.A. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: Serviço gráfico da EESC/USP. Cap. 1. p. 7-14.

CPTM (2002). **Comunicação pessoal**.

DÉCOURT, L. ; QUARESMA, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6º, Rio de Janeiro. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS. v.1, p. 45-53.

DÉCOURT, L. (1989). **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: ABMS. p.45-48.

\_\_\_\_\_ (1993, 1995). On the load-settlement behavior of displacement piles in residual soils. III Conferência Odair Grillo, proferida em 1993 e publicada em 1995 na **Revista Solos e Rochas**, São Paulo. v.18, n.2, p. 93-112.

\_\_\_\_\_ (1996). Análise e projeto de fundações profundas – estacas. In: HACHICH, W.; et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo : PINI. Cap. 8, p. 265-301.

DÉCOURT, L; NIYAMA, S. (1994). Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. In: XIII ICSMFE . **Proceedings**. New Delhi, India: A. A. Balkema. v.2, p. 477-486.

FOTI, A. (2001). **Confiabilidade de estacas tipo strauss e sua viabilidade técnica em pequenas e médias obras**. 123p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

FUNDESP (2001). **Catálogo técnico**. São Paulo : Fundesp.

\_\_\_\_\_ (2002). **Comunicação pessoal**

GEOFIX (1998). **Hélice contínua monitorada**. Catálogo técnico. São Paulo: Geofix.

GOTLIEB, M.; PENNA, A.S.D.; ROMANO JR., R.; RODRIGUES, L.H.B. (2000). Um método simples para a avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.1, p.312-319.

HARTIKAINEM, J.; GAMBIN, M.P. (1991). Deep foundations with soil excavation: bored piles, root piles, CFA piles, slurry trench walls. In: PILING AND DEEP FOUNDATIONS. 4<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE. Stresa. Italy. **Proceedings**. Italy: A. A. Balkema. v.2, p. 693-710.

KAREZ, M.B.; ROCHA, E.A.C. (2000). Estacas hélice contínua – previsão da capacidade de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.1, p.274-278.

KOCHEN, R. (1989). **Contribuição ao dimensionamento do pré-revestimento de túneis rasos em solos**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

KORMANN, A.C.M.; CHAMECKI, P.R.; RUSSO NETO, L.; ANTONIUTTI NETO, L.; BERNARDES, G.P.(2000). Estacas hélice contínua em argila sobreadensada: comportamento em provas de carga estáticas e dinâmicas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.1, p.58-70.

LEZNICKI, J.K.; ESRIG, M.I.; GAIBROIS, R.G. (1992). Loss of ground during CFA pile installation in inner urban areas. **Jornal of Geotechnical Engineering**. v. 118, n.6, p. 947-950, jun.1992.

MASSAD, F. (1986). Notes of the interpretation of failure load from routine pile load tests. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo. v.9, n.1, p.33-36.

\_\_\_\_\_ (1991). Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando a estimativa de recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE II, 2º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.1, p.255-264.

\_\_\_\_\_ (1992). 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.

\_\_\_\_\_ (1993). 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**, São Paulo. v.16, n.2, p.93-112.

\_\_\_\_\_ (1995). Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10<sup>th</sup>, Guadalajara, México. **Proceedings**. v.2, p.1199-1210.

MASSAD, F. ; LAZO, G. (1998). Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, X, Brasília. **Anais**. Brasília : ABMS, 1998. v.3, p.1407-1414.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, J.M. (1994). **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo : PINI. 573p.

PEIFFER, H.; VAN IMPE, W.F.; CORTVRINDT, G.; VAN DEN BROECK, M. (1991) Analysis of CFA-pile-behaviour with DMT-results at Geel test site. In: PILING AND DEEP FOUNDATIONS. 4<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE. Stresa. Italy. **Proceedings**. Italy : A. A. Balkema, v.1. p. 101-105.

PEIFFER, H.; VAN IMPE, W.F.; CORTVRINDT, G.; BOTTIAU, M.(1993). Evaluation of the influence of pile execution parameters on the soil condition around the pile shaft of a PCS-pile. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2<sup>nd</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 217-220.

PEIFFER, H.; VAN IMPE, W.F.; VAN IMPE, P.O.; HAEGEMAN, W. (1998). Soil parameters relevant to screw pile research testing at Feluy test site. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3<sup>th</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 411-415.

PENNA, A.S.D.; CAPUTO, A.N., MAIA, C.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S.C.; ALONSO, U.R. (1999). **A estaca hélice contínua – a experiência atual**. 1<sup>a</sup> ed. São Paulo: FALCONI, F. F. & MARZIONNA, J. D. (Ed.). ABMS/ABEF/IE. 162p.

SOUZA, R. N. (1996). **Estudo do comportamento de estacas escavadas de grandes diâmetros: Estações e Barretes**. 262p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

SOUZA, R. N. ; COUSO Jr. (1997) Considerações sobre o comportamento de estacas hélice contínua. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.20, n.2, p.99-105.

SOUZA, R. N. (2000). **Comunicação pessoal**.

VEEN, C.V. DER (1953). The bearing capacity of piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 3<sup>o</sup>, Amsterdam, Holland. **Proceedings**. Session 5/15, p. 84-90.

VAN IMPE, W.F. (1988). Considerations on the auger pile design. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON

BORED AND AUGER PILES, 1<sup>st</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 193-218.

\_\_\_\_\_ (1994). Influence of screw pile installation parameters on the overall behaviour. **Workshop “Piled foundations: full scale investigations, analysis and design”**. Napels, dez. 1994.

VAN IMPE, W.F. ; PEIFFER, H. (1997). Influence of screw pile installation on the stress state in the soil. In: ERTC 3 SEMINAR, Brussels-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 3-19

VAN IMPE, W.F.; VAN IMPE, P.O.; VIGGIANI, C.; RUSSO, G.; BOTTIAU, M. (1998). Load settlement behaviour versus distinctive Û-pile execution parameters. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3<sup>rd</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 355-366.

VAN WEELE, A.F. (1988). Cast in situ piles – Installation methods, soil disturbance and resulting pile behaviour. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1<sup>st</sup>, Ghent-Belgium. **Proceedings**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 219-226.

VELLOSO, D.A. (2000). Fundações: projetos, execução, patologia e reforço. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4<sup>o</sup>, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.2, p.1-10.

VELLOSO, D.A. ; ALONSO, U.R. (2000). Previsão, controle e desempenho de fundações. In: NEGRO Jr. et. al. **previsão de desempenho x comportamento real**. São Paulo: ABMS/NRSP. p. 95-139, nov. 2000.

VÉSIC, A.S. (1977). On the significance of residual load response of piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, IX, Stockholm. **Proceedings**. v. 3, p. 373-379.

VORCARO, M.C.; VELLOSO, D.A. (2000). Avaliação de carga última em estacas hélice contínua por regressão linear múltipla. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4º, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABMS. v.2, pp.315-330.