

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS COM A  
UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS DE CONE EM SOLOS RESIDUAIS**

Mário Ricardo Monteiro Goulart  
Engenheiro Civil

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, como parte dos requisitos para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

Área de concentração: **Geotecnia**

Porto Alegre  
2001

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA** e aprovada em sua forma final pelo orientador e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.

Orientador: \_\_\_\_\_

Prof. Fernando Schnaid, Ph. D., Oxford University, Reino Unido

Banca Examinadora:

Prof. Nelson Aoki, Dr., Escola de Engenharia - EESC/USP.

Prof. J. Milititsky, Ph. D., Surrey, Reino Unido.

Prof. N. C. Consoli, Ph. D., Concordia University, Canadá.

\_\_\_\_\_  
Prof. Francisco P. S. L. Gastal, Ph. D., North Carolina State University, USA.

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Porto Alegre, outubro de 2001

*Aos meus pais, Álvaro e Léa, a quem  
devo tudo na vida.*

*À minha esposa, Keli.*

*À memória dos meus avós.*

## AGRADECIMENTOS

Quero expressar meu agradecimento às seguintes pessoas e instituições:

Aos meus pais, *Álvaro* e *Léa*, pelo carinho, confiança, e apoio incondicionais que sempre me ofertaram durante toda a minha vida e a minha irmã *Elena Beatriz*.

Ao meu orientador e amigo, Prof. *Fernando Schnaid*, por ter acreditado em mim desde o meu tempo da graduação e pela brilhante orientação neste trabalho. Sem sombra de dúvida, sua contribuição ao desenvolvimento desta dissertação me acrescentou muito profissionalmente.

A *Geyer Estaqueamento Ltda*, em especial ao diretor Eng. Carlos Geyer Rodrigues e o projetista Eng. Hiparcus Raupp, pelo banco de dados disponibilizado neste trabalho e pelos quatro anos que lá desenvolvi minhas atividades profissionais fazendo engenharia de fundações.

À minha esposa, Prof<sup>a</sup> Geóloga *Keli Cristiane Rodrigues Corrêa* MSc., pela ajuda, paciência, carinho e compreensão durante esta empreitada (e outras que virão).

À família da minha esposa, meu sogro *Lauro*, minha sogra *Cleusa*, meus cunhados *Grace* e *Thales*, pelo constante estímulo durante a realização deste trabalho.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - PPGEC/UFRGS, pela oportunidade de realizar este Curso de Mestrado.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da área de Geotecnia, pela paciência e conhecimentos transmitidos, em especial aos Professores Luiz Antônio *Bressani*, Adriano Virgílio Damiani *Bica*, Anna Laura Lopes da Silva Nunes e Nilo C. Consoli.

Aos meus queridos colegas da 1<sup>a</sup> turma do Curso de Mestrado Profissional em Geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS): *Marlova Grazziotin Johnston*, *Darcy Nunes dos Santos*, *Elizeu Benetti*, *Cristiane Schmitt Vieira*, *Hariane Machado Marmitt*, *Michéle Dal Toe Casagrande*, *Hélio da Costa e Silva*, *Ana Paula Pestana Cardoso*, *Antônio Nerto de Souza*, *Carlos Alberto Simões Pires Wayhs*, *Ivan Battastini*, *Renato Albino Settenfus*, pela amizade e companheirismo.

Aos meus amigos de infância e Colégio Militar, Eng. Gustavo Emiliano *Falcão Ferreira*, Dr. Carlos *Lins* Salgado e Cap. Marcelo Pinto *Specht*, pela força.

Aos meus velhos amigos de Santo Antônio da Patrulha, em especial a família *Caetano*.

À *Goulart Consultoria & Engenharia Geotécnica Ltda* pelo apoio financeiro que possibilitou a realização deste trabalho.

A todos que, de uma maneira ou outra, colaboraram com este trabalho.

**Muito obrigado e, rumo ao Doutorado!!!!!!**

## RESUMO

Na prática Brasileira os projetos de fundações são elaborados freqüentemente com base em resultados de ensaios de SPT. Desde a década de 1960, novos ensaios de investigação de subsolo tem sido incorporados à prática geotécnica, complementando as informações obtidas no SPT, e fornecendo uma descrição mais detalhada das características do subsolo. Este trabalho tem como objetivo principal a análise do desempenho da metodologia corrente de previsão de capacidade de carga de estacas escavadas, a partir dos resultados de ensaios de Conepenetrometria (CPT), realizados em solos residuais. A experiência acumulada do ensaio de Cone a nível internacional é restrita a depósitos de solos sedimentares, havendo a necessidade de ampliação do banco de dados de provas de carga em solos de origem residual.

Com o objetivo de relacionar resultados de ensaios de Cone (CPT) com o dimensionamento de estacas escavadas em solos residuais, foram utilizadas as metodologias propostas por Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986), comparando cargas de ruptura medidas e estimadas. As análises são aplicadas tanto à estimativa da resistência de atrito lateral (Pl) como da carga de ponta (Pp) das estacas.

O banco de dados utilizado neste estudo é composto de 22 estacas escavadas com diâmetro entre 400 e 700 mm e comprimento entre 7,5 e 25,0 m, bem como 31 sondagens CPT com profundidades variando de 5,0 a 25,0 m. São utilizados resultados de Provas de carga no Estado do Rio Grande do Sul, sendo posteriormente ampliado para outros casos publicados da prática brasileira. Todas as 22 estacas escavadas analisadas foram ensaiadas através de Prova de carga do tipo SML, sendo o Método de Van der Veen (1953) utilizado como referência para obtenção da carga de ruptura.

Conclui-se a partir do estudo dos casos que nenhum dos três métodos analisados, propostos por Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986), apresentou desempenho satisfatório para o conjunto de dados analisados. Em geral as cargas previstas foram superiores às cargas medidas, o que caracteriza uma condição contrária à segurança. Entre os métodos analisados, o proposto por Aoki & Velloso (1975) produziu a melhor relação entre cargas medidas com cargas estimadas, porém sugere-se a ampliação deste banco de dados previamente ao uso generalizado deste método na prática de engenharia sempre que as estimativas forem realizadas com base em resultados de ensaios CPT.

## ABSTRACT

In the Brazilian practice, foundation projects are frequently carried out on the basis of SPT test results. In the last decade, new site investigation techniques have been incorporated to the geotechnical practice, adding to the information obtained in the SPT a more detailed description of the soil profile. This work aims at analyzing the current methodologies adopted to predict the load capacity of bored piles from Cone Penetration Tests (CPT) in residual soil sites. International experience using CPT tests is restricted to sedimentary ground deposits, with a clear need of expanding the database to residual soils.

With the objective of relating Cone Tests (CPT) with bored piles in residual grounds, a number of methodologies have been proposed, three of which were selected in the present study: Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) and Philipponnat (1986). Analyses are applied to estimate side friction resistance (P<sub>f</sub>) and pile tip resistance (P<sub>p</sub>), several studies being reported with comparison between measured and estimated failure loads.

The data base used in this work comprises 22 bored piles with diameters ranging from 400 to 700 mm e lengths from 7.5 to 25.0 m, as well as 31 CPR tests. Load tests carried out in Rio Grande do Sul State and from other published cases around Brazil are investigated. All 22 analyzed piles were performed using the SML Load Test Procedure, being the Van der Veen Method (1953) used as reference to obtain the ultimate load.

It is concluded from this case study that none of the three analyzed methods (Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) and Philipponnat (1986)) produced an average satisfactory prediction of failure loads. In general, predicted loads were higher than measured loads, a trend that is against safety. The method proposed by Aoki & Velloso (1975) is the one that predicts measured loads with greater accuracy. It is suggest that an extension to the existing database is needed before a recommendation is made to adopt methods of estimating ultimate loads from CPT test results to be adopted in current engineering practice in residual soil sites.

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

$A$  : área da projeção da ponta da estaca

$A$  : área da seção transversal da estaca - NBR 6122/96

$A_b$  : área da base da estaca - Método de Bustamante & Ganeselli (1982)

$A_s$  : área lateral da estaca - Método de Philipponnat (1986)

$A_{si}$  : área lateral da estaca - Método de Bustamante & Ganeselli (1982)

$A_{si}$  : perímetro da seção transversal do fuste da estaca

AV : Método de Aoki & Velloso (1975)

$a$  : variável do Método de Bustamante & Ganeselli (1982)

$a$  : coeficiente que depende da estaca e natureza do solo - Método de Van der Veen (1953)

$a_p$  : área de ponta da estaca - Método de Aoki & Velloso (1975)

$B_d$  : diâmetro da base

BG : Método de Bustamante & Ganeselli (1982)

$b$  : ponto de interseção da reta procurada - Método de Van der Veen (1953)

$C_h$  : coeficiente de adensamento horizontal

$c_v$  : coeficiente de consolidação

$c_b$  : fator de conversão de  $q_c$  para resistência de ponta - Método de Bustamante & Ganeselli (1982)

$c_b$  : fator de conversão

$c_{si}$  : fator de conversão do  $q_c$  para utilização em termos de resistência lateral

$c_{si}$  : fator de conversão de  $q_c$  para resistência de atrito para a camada  $i$  - Método de Bustamante & Ganeselli (1982)

$D$  : comprimento embutido da estaca em solo uniforme

$D$  : diâmetro da estaca

$D_c$  : profundidade crítica - Método de Meyerhof (1983)

$D_r$  : densidade relativa

$E$  : módulo de deformabilidade

$E$  : módulo de elasticidade do material da estaca

$E_u$  : módulo de deformabilidade não-drenado

FS : fator de segurança



- F1 : coeficiente de correção da resistência de ponta - Método de Aoki & Velloso (1975)
- F2 : coeficiente de correção da resistência de atrito lateral - Método de Aoki & Velloso (1975)
- $f_s$  : resistência (atrito) lateral
- $f_s$  : atrito lateral do ensaio de cone
- G : módulo de cisalhamento do solo
- $G_o$  : módulo de cisalhamento a pequenas deformações
- $I_r$  : índice de rigidez
- K : fator de conversão - Método de Aoki & Velloso (1975)
- $K_o$  : coeficiente de repuxo em repouso
- k : coeficiente de permeabilidade
- L : comprimento da estaca - NBR 6122/96
- $m_v$  : módulo restritivo
- $N_{kt}$  : fator da capacidade de carga
- $N_s$  : pressão limite de cavidade
- $N_{SPT}$  : número de golpes do ensaio SPT
- OCR : razão de sobre-adensamento
- P : perímetro da estaca - Método de Aoki & Velloso (1975)
- P : carga de ruptura convencional - NBR 6122/96
- Phi : Método de Philipponnat (1986)
- $P_1$  : parcela de carga por atrito lateral ao longo do fuste da estaca
- $P_p$  : parcela de carga devido à ponta da estaca
- Pr : tensão de ajuste - Método de Van der Veen (1953)
- Pr : recalque de ruptura convencional - NBR 6122/96
- $Q_{adm}$  : carga admissível do solo que dá suporte à estaca
- $Q_b$  : parcela de carga devido à ponta da estaca
- $Q_{rup}$  : carga de ruptura do solo que dá suporte à estaca
- $Q_s$  : parcela de carga por atrito lateral ao longo do fuste da estaca
- $q'_{ac}$  : variável do Método de Bustamante & Ganeselli (1982)
- $q_b$  : tensão de ruptura da ponta da estaca - Método de Bustamante & Ganeselli (1982)
- $q_b$  : variável que é função do método de previsão de capacidade de carga adotado.
- $q_c$  : resistência de ponta
- $q_c$  : resistência de ponta do ensaio de cone

$q_c$  : representa a resistência de ponta da estaca - Método de Bustamante & Gianeselli (1982)  
 $q_{ci}$  : representa a resistência de ponta da estaca para a camada  $i$  - Método de Bustamante & Gianeselli (1982)  
 $q_p$  : tensão de ruptura de ponta - Método de Aoki & Velloso (1975)  
 $q_p$  : tensão de ruptura da ponta da estaca - Método de Philipponnat (1986)  
 $q_s$  : tensão de ruptura por atrito lateral - Método de Aoki & Velloso (1975)  
 $q_s$  : atrito lateral unitário - Método de Philipponnat (1986)  
 $q_{si}$  : variável que é função do método de previsão de capacidade de carga adotado.  
 $q_{si}$  : atrito lateral unitário - Método de Bustamante & Gianeselli (1982)  
 $q_t$  : resistência total  
 $R$  : raio do piezocone  
 $R$  : razão de atrito  
 $R^2$  : coeficiente de ajuste - Método de Van der Veen (1953)  
 $R_d$  : densidade  
 $r$  : recalque  
 $r_1$  : variável que é função do método de previsão de capacidade de carga adotado  
 $r_p$  : variável que é função do método de previsão de capacidade de carga adotado  
 $S_u$  : resistência ao cisalhamento não-drenada  
 $T^*$  : fator tempo  
 $t$  : tempo de dissipação  
 $U$  : perímetro da seção transversal do fuste da estaca  
 $u$  : poro-pressões  
 $u_2$  : poro-pressões  
 $\alpha$  : fator de conversão - Método de Aoki & Velloso (1975)  
 $\alpha_f$  : fator de adesão na face do cone  
 $\alpha_f$  : coeficiente função do tipo de estaca - Método de Philipponnat (1986)  
 $\alpha_p$  : coeficiente função do tipo de solo - Método de Philipponnat (1986)  
 $\alpha_s$  : fator de adesão no fuste do cone  
 $\alpha_s$  : coeficiente função do tipo de solo - Método de Philipponnat (1986)  
 $\alpha_2$  : variável do Método de Bustamante & Gianeselli (1982)  
 $\Delta L$  : espessura de cada camada de solo onde se admite  $r_1$  constante - Método de Aoki & Velloso (1975)  
 $\sigma_h$  : tensão horizontal

- $\sigma_{vo}$  : tensões verticais totais
- $\sigma'_h$  : tensões horizontais efetivas
- $\sigma'_v$  : tensões verticais efetivas
- $\sigma'_{vm}$  : pressão de pré-adensamento
- $\sigma'_{vo}$  : tensões verticais efetivas
- $\phi'$  : ângulo de atrito interno efetivo do solo

Observação: Não foram incluídos nesta lista símbolos que aparecem com pouca frequência no texto e cujo significado está apresentado no local da citação.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Equipamento para ensaios de cone.....	7
Figura 2.2 – Ponteira elétrica - CPT.....	8
Figura 2.3 – Sondagem típica CPT – Equipamento mecânico.....	10
Figura 2.4 – Sondagem típica CPTU – Equipamento elétrico.....	11
Figura 2.5 – Abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976).....	17
Figura 2.6 – Previsão da densidade relativa através de $q_c$ segundo Lancellotta (1985).....	19
Figura 2.7 – Relação entre $q_c$ , $\sigma'_{vo}$ e $D_r$ segundo Robertson & Campanella (1983).....	19
Figura 3.1 – Mecanismo de transmissão de carga em estacas escavadas (Burland e Cooke, 1974).....	29
Figura 3.2 – Mecanismos de ruptura em estacas (Vesic, 1967).....	30
Figura 3.3 – Cálculo da resistência média equivalente $q_{ac}$ do Método de Bustamante & Gianeselli (1982).....	35
Figura 3.4 – Extrapolação do Método de Van der Veen (1953).....	41
Figura 3.5 – Ajuste do Método de Van der Veen (1953).....	41
Figura 3.6 – Apresentação dos recalques nos locais estudados.....	44
Figura 4.1 – Sítio Experimental de Fundações - ABEF/EPUSP.....	48
Figura 4.2 – Sítio Experimental de Fundações - ABEF/EPUSP.....	48
Figura 4.3 – Relatório típico de CPT ( $q_c$ ) do local - ABEF/EPUSP.....	49
Figura 4.4 – Relatório típico de SPT do local - ABEF/EPUSP.....	50
Figura 4.5 – Croquis de uma prova de carga típica - ABEF/EPUSP.....	51
Figura 4.6 – Relatório típico de CPT ( $q_c$ ) do local - COPESUL.....	53
Figura 4.7 – Relatório típico de SPT do local - COPESUL.....	54
Figura 4.8 – Solo característico do local - COPESUL.....	55
Figura 4.9 – Croquis da prova de carga típica - COPESUL.....	55
Figura 4.10 – Solo característico da região - Ipiranga Petroquímica.....	57
Figura 4.11 – Vista geral da obra de ampliação da planta petroquímica - Ipiranga Petroquímica.....	58
Figura 4.12 – Croquis da prova de carga típica - Ipiranga Petroquímica.....	58
Figura 4.13 – Relatório típico de CPT do local - Ipiranga Petroquímica.....	59
Figura 4.14 – Relatório típico de SPT do local - Ipiranga Petroquímica.....	60
Figura 4.15 - Relatório típico de CPT do local - COOPERCEF.....	62
Figura 4.16 - Relatório típico de SPT do local - COOPERCEF.....	63

Figura 4.17 – Croquis da prova de carga típica - COOPERCEF.....	64
Figura 4.18 – Solo característico da região - Fuste da estaca de 700 mm -COOPERCEF.....	65
Figura 5.1 – Reta de ajuste – HLC4 - 350 mm.....	69
Figura 5.2 – Reta de ajuste – HLC6 - 425 mm.....	69
Figura 5.3 – Reta de ajuste – E2 700 mm.....	69
Figura 5.4 – Reta de ajuste – E138 400 mm.....	70
Figura 5.5 – Reta de ajuste – E63 500 mm.....	71
Figura 5.6 – Reta de ajuste – E111 600 mm.....	71
Figura 5.7 – Reta de ajuste – B 400 mm.....	72
Figura 5.8 – Reta de ajuste – D 400 mm.....	72
Figura 5.9 – Reta de ajuste – E 400 mm.....	72
Figura 5.10 – Reta de ajuste – F 400 mm.....	73
Figura 5.11 – Reta de ajuste – G 400 mm.....	73
Figura 5.12 – Reta de ajuste – H 400 mm.....	73
Figura 5.13 – Reta de ajuste – M 400 mm.....	74
Figura 5.14 – Reta de ajuste – O 400 mm.....	74
Figura 5.15 – Reta de ajuste – E27 600 mm.....	74
Figura 5.16 – Reta de ajuste – E56 600 mm.....	75
Figura 5.17 – Reta de ajuste – E86 600 mm.....	75
Figura 5.18 – Reta de ajuste – A 600 mm.....	75
Figura 5.19 – Reta de ajuste – C 600 mm.....	76
Figura 5.20 – Reta de ajuste – L 600 mm.....	76
Figura 5.21 – Reta de ajuste – N 600 mm.....	76
Figura 5.22 – Reta de ajuste – E711 700 mm.....	77
Figura 5.23 – Carga de ruptura - HLC4 350 mm.....	78
Figura 5.24 – Carga de ruptura - HLC6 425 mm.....	78
Figura 5.25 – Carga de ruptura - E2 700 mm.....	79
Figura 5.26 – Carga de ruptura – E138 400 mm.....	79
Figura 5.27 – Carga de ruptura – E63 500 mm.....	80
Figura 5.28 – Carga de ruptura – E111 600 mm.....	80
Figura 5.29 – Carga de ruptura – B 400 mm.....	81
Figura 5.30 – Carga de ruptura – D 400 mm.....	81
Figura 5.31 – Carga de ruptura – E 400 mm.....	82
Figura 5.32 – Carga de ruptura – F 400 mm.....	82

Figura 5.33 – Carga de ruptura – G 400 mm.....	82
Figura 5.34 – Carga de ruptura – H 400 mm.....	83
Figura 5.35 – Carga de ruptura – M 400 mm.....	83
Figura 5.36 – Carga de ruptura – O 400 mm.....	83
Figura 5.37 – Carga de ruptura – E27 600 mm.....	84
Figura 5.38 – Carga de ruptura – E56 600 mm.....	84
Figura 5.39 – Carga de ruptura – E86 600 mm.....	84
Figura 5.40 – Carga de ruptura – A 600 mm.....	85
Figura 5.41 – Carga de ruptura – C 600 mm.....	85
Figura 5.42 – Carga de ruptura – L 600 mm.....	85
Figura 5.43 – Carga de ruptura – N 600 mm.....	86
Figura 5.44 – Carga de ruptura – E711 700 mm.....	86
Figura 5.45 – Carga medida X Carga estimada – HLC4 350 mm – ABEF/EPUSP.....	97
Figura 5.46 – Carga medida X Carga estimada – HLC6 425 mm – ABEF/EPUSP.....	98
Figura 5.47 – Carga medida X Carga estimada – E2 700 mm – ABEF/EPUSP.....	98
Figura 5.48 – Carga medida X Carga estimada – E138 400 mm – COPESUL.....	99
Figura 5.49 – Carga medida X Carga estimada – E63 500 mm – COPESUL.....	99
Figura 5.50 – Carga medida X Carga estimada – E111 600 mm – COPESUL.....	100
Figura 5.51 – Carga medida X Carga estimada – Método de Aoki & Velloso (1975) 400 mm.....	101
Figura 5.52 – Carga medida X Carga estimada – Método de Aoki & Velloso (1975) 600 mm.....	102
Figura 5.53 – Carga medida X Carga estimada – Método de Bustamante & Gianceselli (1982) 400 mm.....	102
Figura 5.54 – Carga medida X Carga estimada – Método de Bustamante & Gianceselli (1982) 600 mm.....	103
Figura 5.55 – Carga medida X Carga estimada – Método de Philipponnat (1986) 400 mm.....	103
Figura 5.56 – Carga medida X Carga estimada – Método de Philipponnat (1986) 600 mm.....	104
Figura 5.57 – Carga medida X Carga estimada – E711 700 mm.....	105
Figura 5.58 – Carga estimada X Carga medida – HLC4 350 mm.....	106
Figura 5.59 – Carga estimada X Carga medida – HLC6 425 mm.....	107
Figura 5.60 – Carga estimada X Carga medida – E2 700 mm.....	107

Figura 5.61 – Carga estimada X Carga medida – E138 400 mm.....	108
Figura 5.62 – Carga estimada X Carga medida – E63 500 mm.....	108
Figura 5.63 – Carga estimada X Carga medida – E111 600 mm.....	109
Figura 5.64 – Carga estimada X Carga medida – Estacas de 400 mm.....	110
Figura 5.65 – Carga estimada X Carga medida – Estacas de 600 mm.....	110
Figura 5.66 – Carga estimada X Carga medida – E711 700 mm.....	111
Figura 5.67 – Recalques – ABEF/EPUSP.....	113
Figura 5.68 – Recalques – COPESUL.....	114
Figura 5.69 – Recalques – Ipiranga Petroquímica – Estacas de 400 mm.....	115
Figura 5.70 – Recalques – Ipiranga Petroquímica – Estacas de 600 mm.....	115
Figura 5.71 – Recalques – COOPERCEF.....	116
Figura 5.72 – Método de Aoki & Velloso (1975).....	118
Figura 5.73 – Método de Bustamante & Ganeselli (1982).....	118
Figura 5.74 – Método de Philipponnat (1986).....	114
Figura 5.75 – Método de Aoki & Velloso (1975) – Atrito lateral.....	119
Figura 5.76 – Método de Bustamante & Ganeselli (1982) – Atrito lateral.....	120
Figura 5.77 – Método de Philipponnat (1986) – Atrito lateral.....	120
Figura A.1. - Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S1.....	134
Figura A.2. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S1.....	134
Figura A.3. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S2.....	135
Figura A.4. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S2.....	135
Figura A.5. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S3.....	136
Figura A.6. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S3.....	136
Figura A.7. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S1.....	137
Figura A.8. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S1.....	137
Figura A.9. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S2.....	138
Figura A.10. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S2.....	138
Figura A.11. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S3.....	139
Figura A.12. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S3.....	139
Figura A.13. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S4.....	140
Figura A.14. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S4.....	140
Figura A.15. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S1.....	141
Figura A.16. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S2.....	142
Figura A.17. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S3.....	143

Figura A.18. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S4.....	144
Figura A.19. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S5.....	145
Figura A.20. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S6.....	146
Figura A.21. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S7.....	147
Figura A.22. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S8.....	148
Figura A.23. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S9.....	149
Figura A.24. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S10.....	150
Figura A.25. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S11.....	151
Figura A.26. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S12.....	152
Figura A.27. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S13.....	153
Figura A.28. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S14.....	154
Figura A.29. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S15.....	155
Figura A.30. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S16.....	156
Figura A.31. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S1.....	157
Figura A.32. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S2.....	158
Figura A.33. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S3.....	159
Figura A.34. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S4.....	160
Figura A.35. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S5.....	161
Figura A.36. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S6.....	162
Figura A.37. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S7.....	163
Figura A.38. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) do S8.....	164
Figura A.39. – Prova de Carga SML – HLC4 - 350 mm.....	165
Figura A.40. – Prova de Carga SML – HLC6 - 425 mm.....	165
Figura A.41. – Prova de Carga SML – E2 - 700 mm.....	166
Figura A.42. – Prova de Carga SML – E138 - 400 mm.....	166
Figura A.43. – Prova de Carga SML – E63 - 500 mm.....	167
Figura A.44. – Prova de Carga SML – E111 - 600 mm.....	167
Figura A.45. – Prova de Carga SML – B - 400 mm.....	168
Figura A.46. – Prova de Carga SML – D - 400 mm.....	168
Figura A.47. – Prova de Carga SML – E - 400 mm.....	169
Figura A.48. – Prova de Carga SML – F - 400 mm.....	169
Figura A.49. – Prova de Carga SML – G - 400 mm.....	170
Figura A.50. – Prova de Carga SML – H - 400 mm.....	170
Figura A.51. – Prova de Carga SML – M - 400 mm.....	171



Figura A.52. – Prova de Carga SML – O - 400 mm.....	171
Figura A.53. – Prova de Carga SML – E27 - 600 mm.....	172
Figura A.54. – Prova de Carga SML – E56 - 600 mm.....	172
Figura A.55. – Prova de Carga SML – E86 - 600 mm.....	173
Figura A.56. – Prova de Carga SML – A - 600 mm.....	173
Figura A.57. – Prova de Carga SML – C - 600 mm.....	174
Figura A.58. – Prova de Carga SML – L - 600 mm.....	174
Figura A.59. – Prova de Carga SML – N - 600 mm.....	175
Figura A.60. – Prova de Carga SML – E711 - 700 mm.....	175

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fator tempo $T^*$ segundo Houlsby & Teh (1988).....	18
Tabela 2.2 – Parâmetros do solo – Aplicabilidade do CPT/CPTU.....	21
Tabela 2.3 – Valores de $c_b$ conforme Jamiolkowski & Lancellotta (1978).....	22
Tabela 2.4 – Fator $c_{fs}$ para determinação de $q_s$ - Método de Schmertmann (1978).....	23
Tabela 2.5 – Valores de $F1$ , $F2$ e $\alpha$ - Método de Lopes & Laprovitera (1988).....	25
Tabela 3.1 – Valores dos coeficientes $K$ e $\alpha$ para correlação CPT/SPT.....	34
Tabela 3.2 – Valores de $F1$ e $F2$ .....	34
Tabela 3.3 – Valores de capacidade de carga $c_b$ .....	37
Tabela 3.4 – Coeficiente de atrito $\alpha_2$ .....	37
Tabela 3.5 – Valores de $\alpha_p$ em função do tipo de solo.....	38
Tabela 3.6 – Valores de $\alpha_s$ em função do tipo de solo.....	39
Tabela 3.7 – Valores de $\alpha_f$ em função do tipo de estaca.....	39
Tabela 3.8 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido - ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	43
Tabela 3.9 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido - COPESUL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	43
Tabela 3.10 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido - Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	43
Tabela 3.11 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido - COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	44
Tabela 4.1 – Resultados obtidos - ABEF/EPUSP.....	52
Tabela 4.2 – Resultados obtidos - COPESUL.....	56
Tabela 4.3 – Resultados obtidos - Ipiranga Petroquímica.....	57
Tabela 4.4 – Resultados obtidos - COOPERCEF.....	61
Tabela 5.1 – Capacidade de carga – 350 mm - ABEF/EPUSP.....	88
Tabela 5.2 – Capacidade de carga – 425 mm - ABEF/EPUSP.....	88
Tabela 5.3 – Capacidade de carga – 700 mm - ABEF/EPUSP.....	88
Tabela 5.4 – Capacidade de carga – 400 mm - COPESUL.....	89
Tabela 5.5 – Capacidade de carga – 500 mm - COPESUL.....	89
Tabela 5.6 – Capacidade de carga –600 mm - COPESUL.....	89

Tabela 5.7 – Capacidade de carga – estacas de 400 mm - Ipiranga Petroquímica.....	90
Tabela 5.8 – Capacidade de carga – estacas de 600 mm - Ipiranga Petroquímica.....	91
Tabela 5.9 – Capacidade de carga – estacas de 700 mm - COOPERCEF.....	92
Tabela 5.10 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga - ABEF/EPUSP.....	93
Tabela 5.11 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga - COPESUL.....	94
Tabela 5.12 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga - 400 mm Ipiranga Petroquímica.....	95
Tabela 5.13 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga - 600 mm – Ipiranga Petroquímica.....	95
Tabela 5.14 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga – COOPERCEF. ....	96
Tabela 5.15 – Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - ABEF/EPUSP.....	97
Tabela 5.16 – Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - COPESUL. ....	99
Tabela 5.17 – Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - Ipiranga Petroquímica.....	101
Tabela 5.18 – Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - COOPERCEF. ....	104
Tabela 5.19 – Comparação entre Atrito lateral estimado X Atrito lateral medido ABEF/EPUSP.....	106
Tabela 5.20 – Comparação entre Atrito lateral estimado X Atrito lateral medido COPESUL.....	108
Tabela 5.21 – Comparação entre Atrito lateral estimado X Atrito lateral medido Ipiranga Petroquímica.....	109
Tabela 5.22 – Comparação entre Atrito lateral estimado X medido COOPERCEF. ....	111
Tabela 6.1 – Carga de ruptura das estacas.....	122
Tabela 6.2 – Comparação entre cargas de ruptura por atrito lateral estimadas X medidas (Provas de Carga).....	123
Tabela 6.3 – Comparação entre cargas de ruptura estimadas X medidas (Método de Van der Veen (1953)).....	124
Tabela 6.4 – Comparação entre deformações atingidas (Prova de Carga) X deformações para ruptura (NBR 6122/96 e Norma Inglesa).....	125

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	
1.1 INTRODUÇÃO.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	1
1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	2
1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
<b>2. O ENSAIO DE CONEPENETROMETRIA (CONE PENETRATION TEST - CPT)</b>	
2.1 INTRODUÇÃO.....	5
2.2 ORIGEM E DESENVOLVIMENTO DO ENSAIO DE CONE.....	6
2.3 O EQUIPAMENTO E A EXECUÇÃO DO ENSAIO DE CONE.....	6
2.4 FATORES INTERVENIENTES NOS RESULTADOS DE ENSAIO DE CONE.....	12
<b>2.4.1 Desvios da vertical.....</b>	<b>12</b>
<b>2.4.2 Ingresso de solo nas ranhuras do cone (ponteira).....</b>	<b>12</b>
<b>2.4.3 Compressibilidade, cimentação e tamanho das partículas.....</b>	<b>13</b>
<b>2.4.4 Outros.....</b>	<b>13</b>
2.5 POTENCIALIDADES E APLICABILIDADE DO ENSAIO DE CONE - MÉTODOS INDIRETOS.....	13
<b>2.5.1 Parâmetros geotécnicos em argilas.....</b>	<b>14</b>
2.5.1.1 Resistência ao cisalhamento não-drenada ( $S_u$ ).....	15
2.5.1.2 Historia de tensões.....	16
2.5.1.3 Estado de tensões.....	16
2.5.1.4 Módulo de deformabilidade não-drenado ( $E_u$ ).....	17
2.5.1.5 Coeficiente de adensamento horizontal ( $C_h$ ).....	17
<b>2.5.2 Parâmetros geotécnicos em areias.....</b>	<b>18</b>
2.5.2.1 Resistência ao cisalhamento.....	18
2.5.2.2 Módulo de deformabilidade ( $E$ ).....	20
2.6. MÉTODOS DIRETOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS BASEADOS EM ENSAIOS DE CONE.....	21
<b>2.6.1 O Método Jamiolkowski &amp; Lancellotta (1978).....</b>	<b>22</b>
2.6.1.1. Características do método.....	22
<b>2.6.2. Método de Schmertmann (1978) .....</b>	<b>23</b>

2.6.2.1. Características do método.....	23
<b>2.6.3. Método de De Ruyter &amp; Beringen (1979) .....</b>	<b>23</b>
2.6.3.1. Características do método.....	23
<b>2.6.4. Método de Price &amp; Wardle (1982) .....</b>	<b>24</b>
2.6.4.1. Características do método.....	24
<b>2.6.5. Método de Meyerhof (1983) .....</b>	<b>24</b>
2.6.5.1. Características do método.....	24
<b>2.6.6. Método de Lopes &amp; Laprovitera (1988) .....</b>	<b>25</b>
2.6.6.1. Características do método.....	25
2.7 CONCLUSÕES.....	26
<b>3. ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS A PARTIR DE VALORES DE CPT</b>	
3.1 INTRODUÇÃO.....	27
3.2 ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	28
3.3 O MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975).....	32
<b>3.3.1 Características do método.....</b>	<b>32</b>
<b>3.3.2 Formulário do método.....</b>	<b>33</b>
3.4 O METODO DE BUSTAMANTE & GIANESELLI (1982).....	35
<b>3.4.1 Características do método.....</b>	<b>35</b>
<b>3.4.2 Formulário do método.....</b>	<b>35</b>
3.5 O MÉTODO DE PHILIPPONNAT (1986).....	38
<b>3.5.1 Características do método.....</b>	<b>38</b>
<b>3.5.2 Formulário do método.....</b>	<b>38</b>
3.6 DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS.....	39
<b>3.6.1 Método de Van der Veen (1953).....</b>	<b>40</b>
<b>3.6.2 Norma Brasileira – NBR 6122/96 .....</b>	<b>41</b>
3.7 IDENTIFICAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA – OUTRAS METODOLOGIAS.....	44
<b>4. APRESENTAÇÃO DOS CASOS</b>	
4.1 INTRODUÇÃO.....	46
4.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CPT E PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS (SML).....	47

<b>4.2.1 Caso 1: ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)</b> .....	47
<b>4.2.2 Caso 2: COPEL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS)</b> .....	52
<b>4.2.3 Caso 3: Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)</b> .....	56
<b>4.2.4 Caso 4: COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)</b> .....	61
<b>5. ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA NAS ESTACAS</b>	
5.1 INTRODUÇÃO.....	66
5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA.....	67
<b>5.2.1 Retas de ajuste do Método de Van der Veen (1953)</b> .....	67
5.2.1.1 ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	68
5.2.1.2 COPEL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	70
5.2.1.3 Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	71
5.2.1.4 COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	77
<b>5.2.2 Carga de ruptura pelo Método de Van der Veen (1953)</b> .....	77
5.2.2.1 ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	78
5.2.2.2 COPEL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	79
5.2.2.3 Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	80
5.2.2.4 COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	86
<b>5.2.3 Capacidade de carga das estacas</b> .....	86
5.2.3.1 ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	87
5.2.3.2 COPEL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	88
5.2.3.3 Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	90
5.2.3.4 COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	91
<b>5.2.4 Atrito lateral medido através das Provas de Carga</b> .....	92
5.2.4.1 ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	93
5.2.4.2 COPEL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	94
5.2.4.3 Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	94
5.2.4.4 COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	95

<b>5.2.5 Comparação entre Carga de ruptura medida (Método de Van der Veen) X Carga de ruptura estimada (Métodos propostos).....</b>	<b>96</b>
5.2.5.1 ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	97
5.2.5.2 COPE SUL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	98
5.2.5.3 Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	100
5.2.5.4 COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	104
<b>5.2.6 Comparação entre Atrito lateral Medido X Estimado.....</b>	<b>105</b>
5.2.6.1 ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	105
5.2.6.2 COPE SUL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	107
5.2.6.3 Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	109
5.2.6.4 COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	110
<b>5.2.7 Análise dos recalques.....</b>	<b>111</b>
5.2.7.1 ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP).....	112
5.2.7.2 COPE SUL (Pólo Petroquímico -Triunfo/RS).....	113
5.2.7.3 Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS).....	114
5.2.7.4 COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).....	116
<b>5.2.8 Carga de ruptura - Análise global dos dados.....</b>	<b>116</b>
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	
6.1 CONCLUSÕES.....	121
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	126
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	127
ANEXO.....	134

# **Capítulo 1**

## **1.1 Introdução**

O presente trabalho tem por objetivo apresentar um estudo inédito, utilizando ensaios de cone (CPT) em solos residuais e aplicando seus resultados na previsão de comportamento com os dados de provas de carga em estacas do tipo escavada. Estas estacas foram executadas nos seguintes locais: ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP), COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS), Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS) e COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF).

Uma análise comparativa dos resultados é apresentada com base em três metodologias, utilizadas para previsão de capacidade de carga em estacas, conforme propostos por Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986). Valores previstos de capacidade de carga são comparados às cargas de ruptura medidas a partir das provas de carga.

O principal objetivo consiste em verificar a adequabilidade destes métodos diretos de CPT para o dimensionamento de estacas escavadas em solos residuais, de forma a se obter subsídios preliminares para projetos de fundações utilizando-se deste ensaio de campo.

## **1.2 Justificativa da pesquisa**

Na prática brasileira os projetos de fundações, são elaborados frequentemente com base em resultados de ensaios de Penetração Standard (SPT). Estes ensaios são empregados na estimativa de parâmetros geotécnicos através de correlações empíricas e por aplicação "direta", via métodos empíricos, na estimativa da capacidade de carga das fundações. Entretanto poucos dados relacionando-se aos dados de CPT são disponíveis na literatura em solos residuais, que ocorrem em várias regiões do país, em horizontes muito homogêneos e espessos.



A previsão de capacidade de carga de fundações profundas assentes nestes solos residuais via ensaios avançados de campo tipo CPT, tem sido uma preocupação dos especialistas geotécnicos. Diversas pesquisas vêm sendo desenvolvidas em Programas de Pós-graduação em várias universidades, e em particular, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS/PPGEC). O objetivo consiste em conhecer a precisão e a confiabilidade das metodologias para projetos de fundações profundas (capacidade de carga e recalques) assentes neste tipo de solo. Diversos métodos têm sido propostos com base no ensaio de CPT, visto que o mesmo tem a vantagem da sua maior semelhança com a estaca em relação aos demais ensaios de campo, aliado a facilidade, rapidez e continuidade dos resultados ao longo da profundidade.

Em resumo, este trabalho, apresenta valores da previsão de capacidade de carga em solos residuais obtidos por sondagem Conepenetrométrica (CPT). Estas estimativas de capacidade de carga foram relacionadas com os valores medidos nas provas de carga executadas nas estacas. O estudo permitiu o estabelecimento de conclusões quanto ao interesse prático e aplicabilidade para projetos de fundações em estacas escavadas, além de contribuir para a construção de um banco de dados disponível para pesquisas futuras. Destaca-se, entretanto que as conclusões são preliminares em função do reduzido número de provas de carga existentes no Brasil em solos residuais.

### **1.3 Objetivos da Pesquisa**

O objetivo do trabalho consiste em apresentar à comunidade geotécnica um estudo completo e crítico das metodologias correntes adotadas em escritórios de projetos, utilizadas na previsão de capacidade de carga em estacas escavadas, com dados de ensaios de CPT em solos residuais.

Dentro deste objetivo principal do estudo estabeleceram-se alguns objetivos específicos:

- Compilar os resultados de ensaios de cone (CPT) e provas de carga executados nos locais em estudo, bem como apresentar e interpretar estes resultados em uma análise global, através da metodologia proposta, visando a estimativa da capacidade de carga das estacas.
- Estimar a carga de ruptura das estacas em função dos dados obtidos no ensaio de Cone (CPT).

- Interpretar a curva carga x recalque das estacas para a determinação da carga de ruptura das estacas.
- Comparar as cargas de ruptura estimadas, através dos métodos propostos, com os valores medidos nas provas de carga.
- Apresentar uma análise comparativa das deformações (recalques) atingidas nas provas de carga com vistas a verificação de confiabilidade dos métodos.
- Recomendações na utilização de coeficientes de segurança à luz dos resultados analisados.

#### **1.4 Organização da Dissertação**

O presente trabalho está dividido em seis Capítulos e um Anexo. No Capítulo 1 faz-se uma referência geral do trabalho e objetivos. No Capítulo 2, apresenta-se o ensaio de Conepenetrometria (CPT), com alusão ao equipamento e execução, suas potencialidades e aplicabilidade, fatores intervenientes, parâmetros derivados e métodos diretos de previsão de capacidade de carga em estacas baseado neste ensaio.

No Capítulo 3 é feita uma descrição detalhada das metodologias utilizadas na previsão de capacidade de carga das estacas através de CPT, sendo utilizados neste trabalho os Métodos de Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986). A partir dos dados das provas de carga, foi utilizado o Método de Van der Veen (1953) e NBR 6122/96 para determinação de carga de ruptura. Também é apresentado, de uma forma sucinta, um estudo da interação solo-estrutura e outras metodologias para identificação da carga de ruptura em estacas.

No Capítulo 4 são apresentados todos os dados pertinentes aos casos estudados: ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP), COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS), Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS) e COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF). Ênfase é dada as características das estacas executadas, geologia local, sondagens de CPT e SPT características do local, croquis das provas de carga e tabela resumo dos dados analisados.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos das análises dos ensaios de CPT e provas de carga, no que tange as previsões de capacidade de carga. Em uma primeira instância são apresentadas as análises das provas de carga através do Método de Van der Veen (1953), com relação à reta de ajuste e cargas obtidas nas extrapolações. A seguir são

apresentados os resultados das estimativas de previsão de capacidade de carga na ruptura e atrito lateral. Ênfase é dada as comparações entre cargas estimadas e medidas. É também apresentada uma análise das deformações (recalques) e recomendações dos coeficientes de segurança a serem adotados.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões, bem como as sugestões para trabalhos futuros. Finalmente, no Anexo, é apresentado o banco de dados contendo as sondagens CPT e provas de carga utilizadas no trabalho.

## **Capítulo 2**

### **2.1. Introdução**

O ensaio de cone é conhecido no meio técnico pelos nomes de Ensaio Holandês de Penetração, "Diepsondering", "Deepsonding", Ensaio de Penetração Contínua, Ensaio de Penetração Estática, Cone Penetration Test e Ensaio de Penetração do Cone. Tem sido ao longo das últimas décadas objeto de grande utilização e estudos a nível mundial e nacional, face as suas aplicações no ramo da geotecnia e à qualidade de suas informações, mais especificamente no que tange às investigações geotécnicas de subsolo.

Neste capítulo serão apresentados e discutidos, de forma sucinta, alguns tópicos de relevância para o conhecimento do ensaio, como sua origem e desenvolvimento, potencialidade e aplicabilidade, equipamento para execução e fatores de influência no ensaio. Estas informações são importantes à compreensão de aspectos fundamentais do ensaio cujo entendimento é necessário para a interpretação dos resultados das provas de carga, segundo os procedimentos discutidos neste trabalho.

Inúmeras correlações foram desenvolvidas nas últimas décadas entre resultados de ensaio de cone e parâmetros de comportamento do solo ou de previsão de capacidade de carga de estacas. Cada relação reflete uma prática de engenharia local. Sua extrapolação a condições diferentes do universo no qual o método foi desenvolvido merece sempre uma análise criteriosa.

Nesta tese serão apresentados as características básicas do ensaio e os métodos de obtenção de parâmetros geotécnicos. Os métodos de análise utilizados na obtenção da capacidade de carga de estacas, bem como as correlações utilizadas em cada método, serão discutidas nos capítulos seguintes, visando sua aplicação as provas de carga analisadas no presente trabalho. Uma comparação dos valores obtidos de capacidade de carga da cada método utilizado será apresentada, salientando-se o método que forneceu uma resposta mais satisfatória, via análise estatística, dos dados analisados.

## **2.2. Origem e desenvolvimento do ensaio de cone**

Conforme Schnaid (2000), as primeiras referências com relação ao ensaio de cone reportam à década de 1930 na Holanda (Barentsen, 1936), tendo sua consolidação em meados de 1950 (e.g. Begemann, 1963; 1965, Sanglerat, 1972). Análises mais detalhadas do estado do conhecimento podem ser encontrados em Meigh (1987) e Lunne e outros (1997), além de conferências específicas relacionadas ao tema: ESOPT I e II – Conferências Européias de Ensaio de Penetração; ISOPT I – Conferência Internacional de Ensaio de Penetração; CPT'95 – Conferência em Ensaio de Cone Penetrometria; ISC'98 – Simpósio Internacional de Caracterização do Subsolo.

No Brasil, o ensaio é utilizado desde a década de 1950 principalmente em projetos de plataformas marítimas para prospecção de petróleo. A partir de 1990 o ensaio de cone obteve um crescimento na área comercial, impulsionada principalmente por pesquisas desenvolvidas em universidades brasileiras, conforme relatado por Rocha Filho e Schnaid (1995), Quaresma e outros (1996) e Nunes (1992). A prática brasileira tem recebido constantes contribuições de pesquisas, destacando-se os trabalhos de Rocha Filho e Alencar, (1985); Soares e outros, (1986); Danzinger e outros, (1989); Rocha Filho e Sales, (1994); Almeida, (1996); Brugger e outros, (1997); Coutinho e Oliveira, (1997); Danzinger e outros, (1997); Schnaid e outros, (1997); Soares e outros, (1997). Como literatura internacional destaca-se o trabalho de Lunne, Robertson & Powell (1997).

O ensaio é realizado segundo um padrão internacional conforme a *American Society for Testing Materials (ASTM)*, que resultou na norma americana *D3441-75T – Tentative Method for Deep Quasi-static, Cone and Friction Cone Penetration Tests in Soils, 1975*. A partir desta norma americana, foi desenvolvida a norma brasileira da *Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)*, *NBR 12069 – Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT) – Método de Ensaio, 1991*.

## **2.3. O equipamento e a execução de ensaios de cone**

Os equipamentos para ensaios de cone podem ser classificados em três categorias: (a) o cone mecânico, caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica ( $qc$ ) e o atrito lateral ( $fs$ ); (b) o cone elétrico, cujas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de  $qc$  e  $fs$  diretamente da ponteira; e (c) o piezocone, que além das medidas elétricas de  $qc$  e  $fs$ ,

permite contínua monitoração das pressões neutras ( $u$ ) geradas durante o processo de cravação. Os equipamentos utilizados no trabalho foram o cone elétrico e o cone mecânico convencional (Figura 2.1) e consta basicamente de uma estrutura metálica na qual trabalha um macaco de cremalheira, que atua por intermédio de uma câmara hidráulica. Fixando-se esta estrutura metálica ao solo, no local do ensaio, faz-se penetrar, contínua e estaticamente, através do macaco, uma haste especial, tendo na sua extremidade inferior uma ponteira convencional ou elétrica (Fig. 2.2), que se constitui de um cone cuja base tem  $10 \text{ cm}^2$  de área e cuja geratriz forma um ângulo de  $60^\circ$  com a mesma. Posicionado junto ao cone tem-se a luva de atrito cujo diâmetro deve ser maior ou igual que o diâmetro do cone (sem exceder a  $0,35 \text{ mm}$ ) e rugosidade menor que  $0,001 \text{ mm}$ .

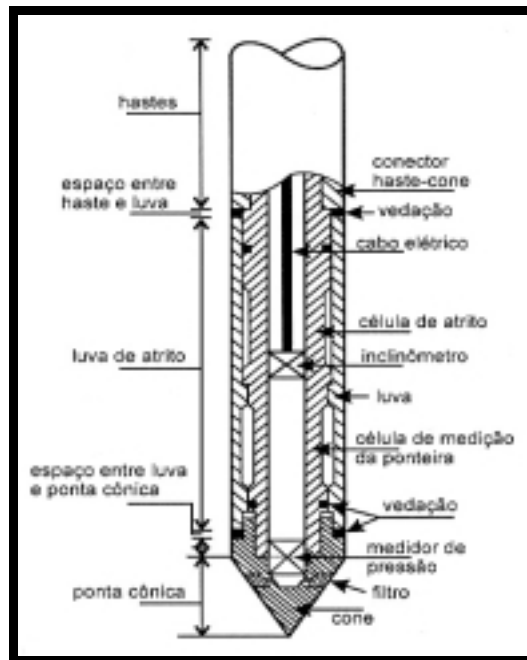
Como o macaco de cremalheira está ligado à câmara hidráulica, a qual por sua vez estão ligados dois manômetros, pode-se a qualquer instante do ensaio conhecer a pressão de penetração. A haste especial, a qual nos referimos anteriormente, tem no seu interior uma outra haste de menor diâmetro (bengala), que corre livremente sem atrito.

Quando se faz penetrar o conjunto (haste + bengala), se obtém a medida da resistência total à penetração ( $q_t$ ). Quando se movimenta apenas a bengala, força-se a penetração da ponteira no solo, medindo-se então o que se denomina de resistência de ponta ( $q_c$ ). Os equipamentos mais modernos permitem obter diretamente a resistência lateral ( $f_s$ ). Existem normalmente em utilização no Brasil equipamentos mecânicos para cargas máximas de  $20 \text{ kN}$ ,  $100 \text{ kN}$  e  $175 \text{ kN}$  para uso terrestre. A cravação é realizada por meio de descida controlada das hastes com velocidade constante de  $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$ .

Aliado à rapidez, o ensaio apresenta a vantagem de fornecer as características do solo “*in situ*”, não ocorrendo efeitos de amolgamento que freqüentemente ocorrem na extração de amostras.



**Figura 2.1 – Equipamento para ensaios de cone**



**Figura 2.2 – Ponteira elétrica - CPT**

O cone mecânico-hidráulico convencional evoluiu para o cone elétrico, capaz de medir “*in situ*” resistências ao cisalhamento de solos profundos, nos quais as dificuldades de amostragem conduziam a incertezas de projeto.

O equipamento elétrico, inclusive aquele para uso offshore, utiliza um sistema de medidas através “*strain gauges*” e transdutores de pressão que transmitem à superfície, a plataforma ou embarcação de apoio, as resistências de ponta ( $q_c$ ), de atrito lateral ( $f_s$ ) e a poro-pressão ( $u$ ). Os equipamentos elétricos para uso terrestre são em geral montados sobre chassis de caminhão ou reboque e tem sistema hidráulico de execução, reagindo contra o peso do veículo.

Os equipamentos elétricos mais sofisticados são em geral acoplados a um sistema de computação e “*ploter*”, que em tempo real fornece os gráficos de variação de resistência de ponta ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e poro-pressão ( $u$ ) com a profundidade. Os equipamentos elétricos são compostos de célula de carga, transdutor de pressão neutra, ponteira, fonte de excitação, sistema de registro de sinal e sistema de cravação e reação.

Com relação ao processo executivo, o sistema de cravação deve ser fixado no local do ensaio, de modo a reagir contra o esforço máximo aplicado durante o processo de cravação. Isto se consegue com a utilização de quatro trados especiais os quais, cravados no terreno e solidarizados a máquina, proporcionam a fixação desejada. Embora o cone elétrico tenha hoje uma aceitação crescente no mercado brasileiro, é ainda usual a utilização de cones mecânicos em diversas empresas no território nacional.

A velocidade de cravação deve ser constante e da ordem de 20 mm/s  $\pm$  5 mm/s. O ensaio convencional utilizando o cone mecânico é iniciado, penetrando-se 200 mm do conjunto (haste + ponta), medindo-se a resistência total e registrando-se a leitura no manômetro. Para esta operação usa-se, entre a extremidade superior da haste e o macaco, a peça denominada de cachimbo. Retira-se em seguida o cachimbo, aplicando-se carga à haste interna e faz-se penetrar, apenas a ponta, registrando-se a leitura máxima no manômetro como resistência de ponta ( $q_c$ ).

Recoloca-se o cachimbo, descendo o tubo externo até encostar-se à ponta, reiniciando-se, assim, a penetração e a medida da resistência total ( $q_t$ ), prosseguindo-se o ensaio conforme descrito. Assim procedendo, tem-se a cada 200 mm a medida da resistência total ( $q_t$ ) e de ponta ( $q_c$ ). Os dados registrados são pressões no êmbolo do macaco que deverão ser corrigidos para se obter os valores correspondentes de resistência.

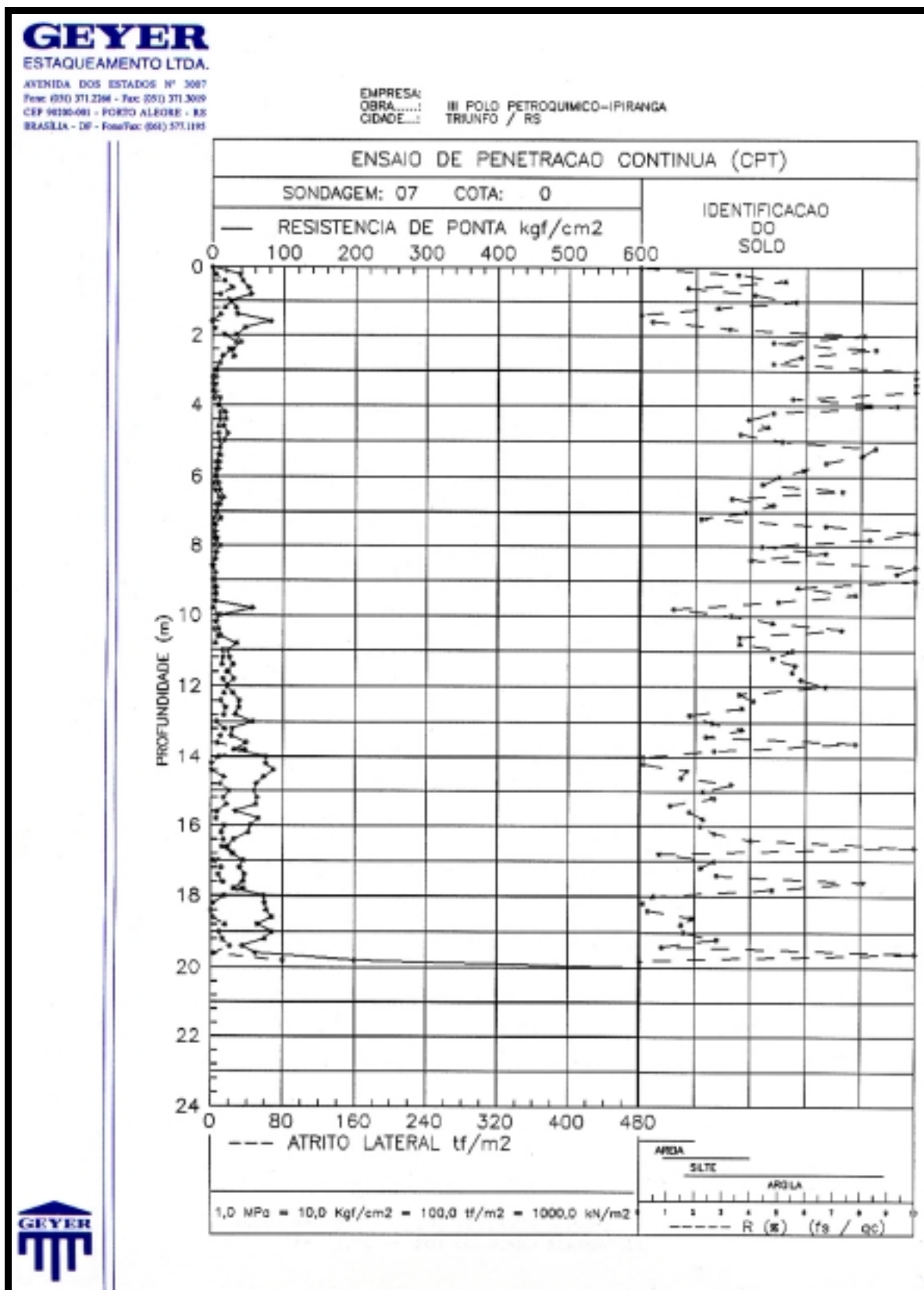
O ensaio, sendo contínuo, prossegue, como especificado até que:

- se atinja uma profundidade previamente estabelecida para se definir o problema de fundações;
- se atinja uma resistência (de ponta ou total) previamente estabelecida;
- se atinja o limite de carga do equipamento.

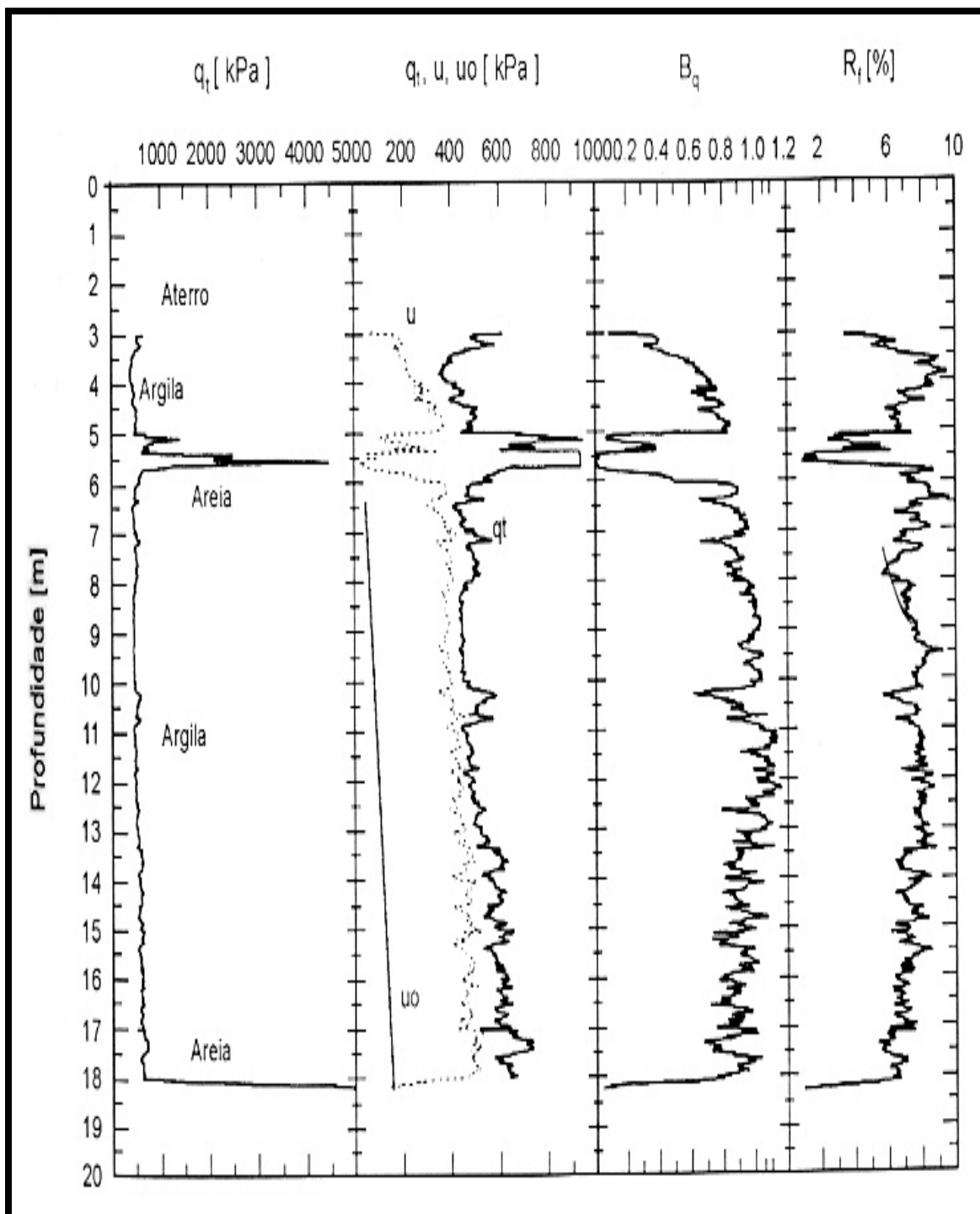
Nos equipamentos mecânicos, os elementos obtidos no campo são anotados em uma folha onde se registra, para cada trecho de 200 mm, as pressões lidas no manômetro, representativas da resistência total ( $q_t$ ) e de ponta ( $q_c$ ).

A resistência de ponta ( $q_c$ ) é geralmente expressa em termos de pressão. Entretanto, a pressão lida no manômetro dos equipamentos mecânicos, deve ser corrigida, pois nem sempre a área de êmbolo do macaco é igual à área de ponta. Deve-se, então, multiplicar as pressões lidas pela área do êmbolo e dividir pela área da ponta. A resistência total ( $q_t$ ) é geralmente expressa em kgf, sendo calculada multiplicando-se a pressão lida no manômetro em  $\text{kgf/cm}^2$  pela área do êmbolo ( $\text{cm}^2$ ). Os resultados do ensaio são traduzidos graficamente através de duas curvas que mostram, respectivamente, o registro das resistências total ( $q_t$ ) e de ponta ( $q_c$ ) com a profundidade. Nas Figuras 2.3 e 2.4 apresentam-se, respectivamente, um relatório de cone mecânico e um relatório de cone elétrico nos quais apresenta-se a variação da resistência de ponta ( $q_c$ ), a razão de atrito  $R$  e a resistência lateral ( $f_s$ ) contra a profundidade. É conveniente salientar que a Norma Brasileira que preconiza os procedimentos e métodos utilizados nas sondagens CPT é a *NBR – 12069/1991 – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio*.





**Figura 2.3 – Sondagem típica CPT – Equipamento mecânico**



**Figura 2.4 – Sondagem típica CPTU – Equipamento elétrico**

As principais normas e recomendações existentes, incluindo as já citadas anteriormente, sobre ensaios de cone e piezocone são:

☞ ISSMFE (1989), “*Internacional reference test procedure for cone penetration test (CPT)*”;

☞ SGF (1993), “ *Recommended standard for cone penetration test*”. Relatório da Sociedade Sueca de Geotecnia;

☞ NGF (1994), “ *Guidelines for cone penetration test*”. Relatório da Sociedade Norueguesa de Geotecnia;

☞ NEN5140 (1996), “ *Determination of the cone resistance and sleeve friction of soil*”. Norma Holandesa de ensaio.

## **2.4. Fatores intervenientes nos resultados de ensaio de cone**

È importante abordar as possíveis causas que acarretam erros de execução e interpretação nos ensaios de cone. Não é do escopo deste trabalho discutir mais profundamente tais questões. Informações mais detalhadas podem ser obtidas em Campanella (1995).

### **2.4.1. Desvios na vertical**

Sérios erros podem resultar se a composição da haste se desviar da vertical durante o ensaio, conforme De Ruiter (1971). O autor acredita que a maior fonte de erros, principalmente em ensaios profundos, advém deste desaprumo. Lembra também que, exceto nos casos onde o desvio tenha sido excessivamente grande, as hastes são capazes de fletir sem apresentarem deformação plástica. Dessa forma, o desvio não é detectado durante ou após a realização do ensaio.

Como causa mais comuns de desvios, De Ruiter (1971) destaca obstruções como pequenas pedras e uso de hastes não perfeitamente retilíneas, sobretudo próximas ao cone. A sucessão de camadas moles (ou fofas) e duras (ou compactas) também pode provocar desvios que, uma vez iniciados, tendem a aumentar. O correto posicionamento inicial do cone, a utilização de hastes perfeitamente retilíneas e o uso de inclinômetros melhora sensivelmente a qualidade da execução do ensaio.

### **2.4.2. Ingresso de solo nas ranhuras do cone (ponteira)**

Em função das tensões geradas pela cravação, há uma tendência do solo ser forçado para o interior das ranhuras existentes, entre o cone e a luva de atrito e entre esta e a parte superior do corpo do penetrômetro (Schaap e Zuidberg, 1982). Para evitar este tipo de

problema, os autores citados, sugerem o emprego de selos para solos, geralmente constituídos de anéis de borracha.

### **2.4.3. Compressibilidade, cimentação e tamanho das partículas**

Conforme Campanella (1995), a compressibilidade das areias pode influir significativamente nos valores de  $q_c$  e  $f_s$ . Areias carbonáticas com altos índices de compressibilidade têm a tendência de ter baixos valores de  $q_c$  e altos valores de ângulo de atrito. Algumas areias carbonáticas possuem razão de atrito maior que 3%, enquanto que areias quartzosas possuem razão de atrito na ordem de 0,5%. A compressibilidade das areias é significativamente alterada pela acomodação dos grãos. A variação da compressibilidade nas areias tem também uma significativa influência nas correlações com densidade relativa mas, pequena influência nas correlações com ângulo de atrito.

A cimentação entre partículas reduz a compressibilidade, desse modo diminuindo os valores de  $q_c$ . Quando o tamanho das partículas do solo penetrado torna-se uma parcela apreciável em relação ao diâmetro do cone, então  $q_c$  pode aumentar abruptamente devido a diminuição da compressibilidade ocasionada pelo rearranjo das partículas. Este efeito produz picos de resistência de  $q_c$  como, por exemplo, em perfis com presença de pedregulhos. Para diminuir este efeito é utilizado um redutor de atrito.

### **2.4.4. Outros**

Conforme relato de Campanella (1995) existem outros fatores que afetam a execução e interpretação nos ensaios de CPT. Pode-se salientar, portanto, o tipo de equipamento, as tensões "in situ", a estratigrafia do subsolo, a razão de penetração das hastes no subsolo, os efeitos de temperatura, a precisão do equipamento e medidas de atrito negativo nas hastes. Certamente estes aspectos devem ser observados e minimizados, para que suas conseqüências na interpretação e execução dos ensaios de CPT sejam diminuídas.

## **2.5. Potencialidades e aplicabilidade do ensaio de cone - Métodos indiretos**

Os ensaios de cone vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser

utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações. Os principais atrativos do ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundações, e eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio ( $q_c, f_s, u$ ).

A razão de atrito  $R (= f_s/q_c)$  é o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para classificação dos solos. À medida que o ensaio vai prosseguindo, medidas contínuas destes valores vão sendo plotados ao longo da profundidade.

Para uma análise de resultados com o objetivo de elaboração de projetos geotécnicos, podem ser realizadas segundo duas abordagens distintas: (a) Métodos Diretos e (b) Métodos Indiretos. Os Métodos Diretos são de natureza empírica, tem fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são relacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. O SPT e o CPT constituem-se nas mais conhecidas ferramentas de abordagem diretas de previsão, tanto aplicado à estimativa de recalques quanto à capacidade de carga de fundações. Nos Métodos Indiretos os resultados dos ensaios são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos como abordagem de projeto.

A escolha da abordagem, direta ou indireta, depende da técnica de ensaio utilizada e do tipo de solo investigado, normas específicas e códigos, bem como da experiência local. No presente trabalho serão utilizados os Métodos Diretos de previsão de capacidade de carga em estacas, que serão alvo de maiores detalhes no Capítulo 3.

A seguir apresentam-se algumas das correlações utilizadas nas abordagens indiretas, na prática de engenharia, de forma a ilustrar os parâmetros resultantes dos ensaios e nortear o leitor quanto às potencialidades do ensaio CPT.

### **2.5.1. Parâmetros geotécnicos em argilas**

Correlações utilizadas no dia a dia de engenharia geotécnica para interpretação de ensaios de cone são apresentadas a seguir. Ênfase é dada a considerações quanto à estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada, história de tensões, módulo de deformabilidade e coeficiente de adensamento.

### 2.5.1.1. Resistência ao cisalhamento não-drenada ( $S_u$ )

O ensaio de cone mede a resistência à penetração no terreno e os resultados podem ser utilizados na estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos. Para depósitos argilosos, a estimativa do valor de  $N_{kt}$  (ou  $N_k$ , fatores de capacidade de carga) pode ser obtida através da simples aplicação das teorias de equilíbrio limite ou através do método de trajetória de deformações. No caso mais simples, relaciona-se a medida de resistência de ponta do cone  $q_c$ , para obtenção de  $N_k$ , ou  $q_t$ , para obtenção de  $N_{kt}$ , com a resistência não-drenada  $S_u$  medida através do ensaio de Palheta, possibilitando a determinação direta dos fatores do cone.

$$N_k = (q_c - \sigma_{vo}) / S_u \quad [2.1] \quad \text{ou} \quad N_{kt} = (q_t - \sigma_{vo}) / S_u \quad [2.2]$$

A previsão da resistência ao cisalhamento não-drenada passou do empirismo à racionalidade a partir dos trabalhos de Baligh (1986), aumentando o grau de confiabilidade atribuído à determinação de  $S_u$ . Esta abordagem permite a determinação de  $N_{kt}$  segundo a expressão (Houlsby & Teh, 1988):

$$N_{kt} = N_s (1,25 + I_r/2000) + 2,4\alpha_f - \alpha_s - 1,8\Delta \quad [2.3]$$

sendo:

$N_s = 4/3 [1 + \ln(I_r)]$  = pressão limite de cavidade

$I_r = G/S_u$  = índice de rigidez

$\alpha_f = (3/2)^{1/2} (\tau_f / S_u)$  = fator de adesão na face do cone ( $0 < \alpha_f < 1$ )

$\alpha_s$  = fator de adesão no fuste do cone ( $0 < \alpha_s < 1$ )

$\Delta = (\sigma_{vo} - \sigma_{ho})/2S_u$

O cálculo requer a estimativa do índice de rigidez  $I_r$ , que para depósitos naturais de argila pode variar de 50 a 500, decrescendo com o aumento de OCR e, para o mesmo OCR, aumentando com a redução do índice de plasticidade. Como exemplo regional, podemos citar o depósito da CEASA/RS, na região metropolitana de Porto Alegre, com  $I_r \sim 120$  (Schnaid e outros, 1997).

As previsões baseadas nas abordagens empírica e racional apontam para valores médios de  $N_{kt} = 12$  como representativo dos depósitos da região de Porto Alegre, RS. A boa prática de engenharia aponta sempre que possível, calcular localmente os valores de  $N_{kt}$  visando uma maior precisão na obtenção de  $S_u$ .

### 2.5.1.2. História de tensões

O conhecimento da magnitude da pressão de pré-adensamento  $\sigma'_{vm}$  do solo constitui-se em fator fundamental à análise de comportamento de depósitos de argilas moles. Em geral, se o material for carregado abaixo de  $\sigma'_{vm}$  as deformações serão pequenas e em grande parte reversíveis, enquanto que para acréscimos de tensões maiores que  $\sigma'_{vm}$  as deformações serão plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável.

Entre as muitas proposições existentes na literatura para estimativa da história de tensões recomenda-se segundo Schnaid (2000), a abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), baseada em mais de 1200 resultados de piezocone, aplicada à determinação da pressão de pré-adensamento, ou diretamente da razão de pré-adensamento OCR ( $\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo}$ ):

$$OCR = 0,35 (q_t - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo} \quad [2.4] \quad \text{ou} \quad OCR = 0,53 (q_t - u_2)/\sigma'_{vo} \quad [2.5]$$

### 2.5.1.3. Estado de tensões

O conhecimento do estado de tensões a que o solo está submetido é normalmente expresso através do coeficiente de empuxo em repouso,  $K_o$ , definido pela razão entre as tensões afetivas principais:

$$K_o = \sigma'_h/\sigma'_v \quad [2.6]$$

O valor de  $K_o$  pode ser inicialmente estimado a partir de abordagens empíricas. Para depósitos normalmente adensados utiliza-se a expressão proposta por Jaky (1944).

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad [2.7]$$

sendo  $\phi'$  o ângulo de atrito interno efetivo do solo. Para condições de pré-adensamento,  $K_o$  assume a forma geral proposta por Mayne & Kulhawy (1982):

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi')OCR^{\text{sen } \phi'} \quad [2.8]$$

#### 2.5.1.4. Módulo de deformabilidade não-drenado ( $E_u$ )

O módulo de deformabilidade não-drenado  $E_u$  é sensível a fatores como história de tensões, nível de deformações cisalhantes, entre outros (e. g. Ladd e outros, 1977). Na medida em que a penetração do cone é insensível a estes fatores, relações entre resistência de ponta e módulo de deformabilidade devem ser tratadas com prudência.

Conforme Campanella (1995) e Schnaid (2000), e a abordagem recomendada para uma estimativa de módulo consiste em prever o valor de  $S_u$  através dos valores medidos de  $q_c$  e estimar  $E_u$  com base em correlações do tipo  $E = n S_u$ , onde  $n$  é a constante que depende do nível de tensões, OCR, sensibilidade da argila e outros fatores (Ladd et al, 1977).

A abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976), pode ser utilizada como referência (Figura 2.5). O conhecimento da história de tensões e do índice de plasticidade do solo são requisitos indispensáveis à obtenção de valores representativos de módulo.

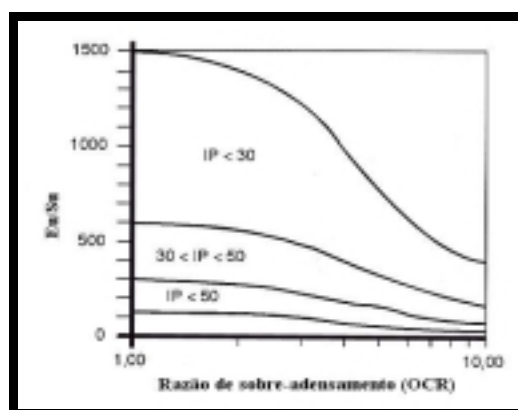


Figura 2.5 – Abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976)

#### 2.5.1.5. Coeficiente de adensamento horizontal ( $C_h$ )

Ensaio de dissipação do excesso de pressões neutras geradas durante a cravação do piezocone podem ser interpretados para obtenção do coeficiente de adensamento horizontal  $C_h$ . O campo de tensões e poro-pressões mobilizados ao redor do piezocone pode ser avaliado a partir do método de trajetória das deformações, segundo abordagens propostas por Baligh (1986), Baligh & Lavadoux (1986), Houlsby & Teh (1988), Teh & Houlsby (1991).

A solução é concebida em duas etapas: primeiro calcula-se a distribuição de pressões neutras geradas pela penetração de um elemento cônico em um meio elasto-plástico homogêneo e isotrópico; em segundo lugar assume estas poro-pressões com os valores iniciais da teoria de adensamento de Terzaghi, calculando a dissipação ao redor de um cone



estacionário. Este processo assim definido pode ser expresso através de um fator de tempo adimensional:

$$T^* = (C_{ht})/R^2(I_r)^{1/2} \quad [2.9]$$

$R$  = raio do piezocone

$t$  = tempo de dissipação (normalmente  $t_{50\%}$ )

$I_r$  = índice de rigidez (=G/S<sub>u</sub>)

$G$  = módulo de cisalhamento do solo

A tabela abaixo (Tabela 2.1) apresenta os valores do fator tempo  $T^*$  em função da porcentagem de dissipação ( $1-u$ ), segundo Houlsby & Teh (1988), onde se pode notar que a solução é função da posição do elemento poroso na face, base ou fuste do cone.

**Tabela 2.1 – Fator tempo  $T^*$  segundo Houlsby & Teh (1988)**

Fator tempo $T^*$ - Posição do filtro					
(1-u) (%)	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,345	0,463	0,804	2,430	3,240
80	0,829	1,040	1,600	4,100	5,240

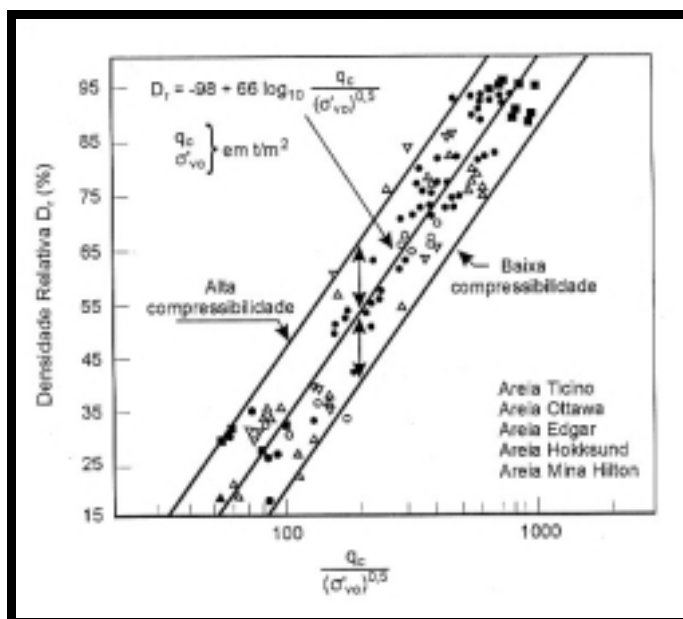
**2.5.2. Parâmetros geotécnicos em areias**

**2.5.2.1. Resistência ao cisalhamento**

Para solos não-coesivos, a medida de resistência de ponta do cone  $q_c$  pode ser utilizada na previsão da densidade relativa  $D_r$  ou do ângulo de atrito interno  $\phi'$ . A contribuição de pesquisas em câmaras de calibração foi determinante para o desenvolvimento de correlações, gradativamente incorporadas à prática de engenharia (Robertson & Campanella, 1983; Jamiolkowski e outros, 1985; Baldi e outros, 1986).

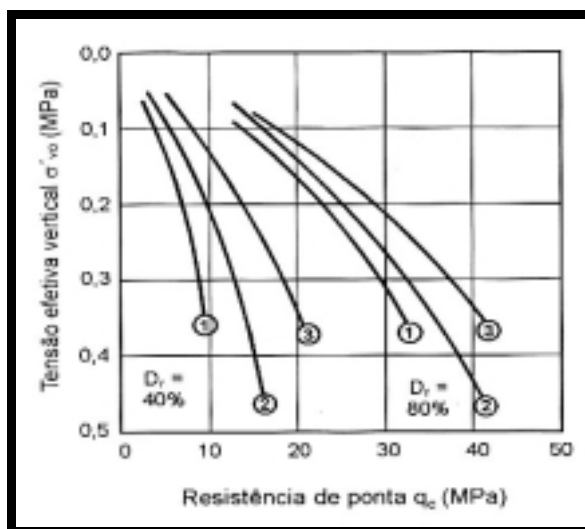
Em projetos geotécnicos são empregadas com frequência, correlações como apresentado nas Figuras 2.6 e 2.7. O valor de  $D_r$  pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$D_r = -98 + 66 \log_{10}(q_c / (\sigma'_{vo})^{0,5}) \quad [2.10]$$



**Figura 2.6 – Previsão da densidade relativa através de  $q_c$  segundo Lancellotta (1985)**

sendo  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$  expressos em  $t/m^2$ . Em geral as correlações são aceitáveis para solos NA, enquanto que para depósitos SA o valor de  $\sigma'_{vo}$  deve ser substituído pela tensão efetiva horizontal  $\sigma'_{ho}$ , na equação anterior.



**Figura 2.7 – Relação entre  $q_c$ ,  $\sigma'_{vo}$  e  $D_r$  segundo Robertson & Campanella (1983)**

### 2.5.2.2. Módulo de deformabilidade ( $E$ )

Sabendo-se que o módulo de deformabilidade  $E$ , é função da história de tensões e deformações, nível de deformações cisalhantes e trajetória de tensões (Jamiolkowski e outros, 1985), é improvável que o cone possa oferecer medidas precisas de deformabilidade. Portanto existem restrições quanto à estimativa do módulo de deformabilidade, através de ensaios de penetração.

No entanto, inúmeras correlações entre o módulo de deformabilidade e a resistência à penetração  $q_c$  tem sido propostas na literatura. Para uma primeira abordagem para estimativa de  $E_{25}$  (para 25% da tensão desviadora máxima) para fundações superficiais em solos arenosos brasileiros, a expressão (Baldi e outros, 1981) pode ser utilizada:

$$E_{25} = 1,5 q_c \quad [2.11]$$

Maiores recomendações são apresentadas por Schmertmann (1970), Simons & Menzies (1977), Robertson & Campanella (1983), Meigh (1987).

Em resumo, pode-se obter uma gama variada de informações a partir do ensaio de CPT, conforme ilustrado na Tabela 2.2. Os parâmetros discutidos na tabela são:

$u$ : poro-pressão in situ;

$\phi'$ : ângulo de atrito efetivo;

$S_u$ : resistência ao cisalhamento não-drenada;

$R_d$ : densidade;

$m_v$ : módulo restritivo;

$c_v$ : coeficiente de consolidação;

$k$ : coeficiente de permeabilidade;

$G_o$ : módulo de cisalhamento a pequenas deformações;

$\sigma_h$ : tensão horizontal;

OCR: razão de pré-adensamento.

**Tabela 2.2 – Parâmetros do solo – Aplicabilidade do CPT/CPTU**

Ensaio	Tipo de solo	Perfil	$u$	$\phi'$	$S_u$	$R_d$	$m_v$	$c_v$	$k$	$G_o$	$\sigma_h$	OCR	Relação tensão x deformação
CPT	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C

Sendo a aplicabilidade:

A: alta;

B: moderada;

C: baixa.

**2.6. Métodos diretos de previsão de capacidade de carga em estacas baseados em ensaios de cone**

Serão apresentados os métodos de previsão de capacidade de carga em estacas, através de ensaios de cone, baseados na literatura internacional (apud Bandini & Salgado, 1998). É importante salientar ao leitor que os métodos apresentados nesta seção não serão utilizados neste trabalho. As três metodologias utilizadas (Método de Aoki & Velloso (1975), Método de Bustamante & Ganeselli (1982) e Método de Philipponnat (1986)) e o mecanismo da transmissão da carga de uma estaca ao solo serão alvo de uma discussão mais detalhada nos próximos capítulos.

O comportamento da estaca é analisado através da seguinte fórmula, que busca caracterizar as contribuições das cargas de ponta e fuste da estaca:

$$Q_{rup} = Q_b + Q_s = A_b \cdot q_b + \Sigma (q_{si} \cdot A_{si}) \quad [2.12]$$

onde:

$Q_{rup}$ : carga de ruptura do solo que dá suporte à estaca;

$Q_s = \Sigma (q_{si} \cdot A_{si})$ : sendo  $Q_s$  a parcela de carga por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;

$Q_b = A_b \cdot q_b$  : sendo  $P_p$  a parcela de carga devido à ponta da estaca;

$A_{si}$ : perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

$A$ : área da projeção da ponta da estaca;

$q_b$  e  $q_{si}$ : variáveis que são função do método de previsão de capacidade de carga adotado.

$$q_b = c_b \cdot q_c \quad [2.13]$$

$$q_{si} = \sum c_{si} \cdot q_{ci} \quad [2.14]$$

onde:

$c_b$  : fator de conversão;

$c_{si}$  : fator de conversão do  $q_c$  para utilização em termos de resistência lateral.

### 2.6.1 O Método Jamiolkowski & Lancellotta (1978)

#### 2.6.1.1. Características do método

Utilizado em estacas escavadas executadas em solos arenosos denso e muito denso, os autores propõem os valores para  $c_b$  apresentados na Tabela 2.3, com  $s/B = 0,05$  e um embutimento mínimo da estaca de  $D/B_d > 8$  ( $D$  é o comprimento embutido da estaca em solo uniforme e  $B_d$  o diâmetro da base). Franke (1989) sugere a adoção de  $c_b = 0,2$  para  $s/B = 0,10$  em estacas escavadas em geral.

Tabela 2.3 – Valores de  $c_b$  conforme Jamiolkowski & Lancellotta (1978)

$B/B_R$	$c_b$
0 - 0,60	0,20
0,80	0,17
1,00	0,14
1,25	0,12
1,50	0,11
1,75	0,09
2,00	0,08
2,25	0,07

## **2.6.2. Método de Schmertmann (1978)**

### **2.6.2.1. Características do método**

O Método de Schmertmann (1978) adota  $q_b$  com  $c_b = 1$  e o valor de  $q_c$  é dado como uma zona de influência de  $8 B$  acima e  $0,7$  a  $4 B$  abaixo da cota de assentamento da estaca. Quando se utiliza o cone mecânico em argilas, deve-se tomar  $c_b = 0,60$ . O autor recomenda a adoção de um limite superior nos valores de  $q_b$  de  $150 \text{ kN/m}^2$  em areias e de  $100 \text{ kN/m}^2$  em areias siltsas. O valor de  $c_s$  para areias varia de acordo com o tipo de estaca;  $0,008$  para estacas metálicas,  $0,012$  para estacas pré-moldadas e  $0,018$  em estacas moldadas "in locu". Em ambos os fatores  $q_s$  e  $q_b$ , um limite superior para  $q_c$  de  $300 \text{ kN/m}^2$  é recomendado. Em solos coesivos,  $q_s$  é estimado em função de  $f_s$ . Os valores de  $c_{fs}$  são apresentados na Tabela 2.4. Neste caso,  $f_s$  é dado como a resistência não-drenada nas argilas.

**Tabela 2.4 – Fator  $c_{fs}$  para determinação de  $q_s$  - Método de Schmertmann (1978)**

fs/Pa	cfs	
	Estacas metálicas	Estacas de concreto
0,25	0,97	0,97
0,50	0,70	0,76
0,75	0,48	0,58
0,88	0,40	0,52
1,00	0,36	0,47
1,50	0,27	0,43
2,00	0,20	0,40

## **2.6.3. Método de De Ruiter & Beringen (1979)**

### **2.6.3.1. Características do método**

De acordo com De Ruiter & Beringen (1979),  $c_s = 1/300$  para solicitações de compressão e  $c_s = 1/400$  para solicitações de tração em estacas em areia. No cálculo de  $q_b$  em areias,  $c_b = 1$  e  $q_c$  é a média proposta pelo Método de Schmertmann (1978). Em areias com  $\text{OCR} = 2-4$ ,  $c_b = 0,68$ , em areais com finos  $\text{OCR} = 6-10$ ,  $c_b = 0,50$ . Em ambos os casos é sugerido um valor limite superior de  $150 \text{ kN/m}^2$ . Para as argilas é utilizada a expressão  $c_s = \alpha_3 / Nk$ , sendo o valor de  $Nk$  na faixa  $10-20$  e  $\alpha_3$  tomado como  $0,5$  em argilas pré-adensadas e  $1,0$  em argilas normalmente adensadas. Em argilas  $c_b = 9/Nk$ . De acordo com o método, o

valor de  $q_s$  será o menor valor obtido dos três seguintes; o valor local do  $f_s$ , o  $q_s$  estimado utilizando  $q_c$  ou o valor limite superior de  $1,2 \text{ kN/m}^2$ . Similarmente, o valor a ser adotado de  $q_b$ ; o valor de  $q_c$ , o valor corrigido de acordo com o OCR ou o limite superior de  $150 \text{ kN/m}^2$ .

#### **2.6.4. Método de Price & Wardle (1982)**

##### **2.6.4.1. Características do método**

Baseado em comparações entre provas de carga e ensaios de CPT em argilas (Londres), os autores propõem os seguintes valores para  $c_b$ ; 0,30 para estacas com revestimento e 0,35 em estacas cravadas. Não foi proposto um valor de  $c_b$  para estacas escavadas. Com relação ao valor de  $c_{fs}$ ; 0,62 para estacas revestidas, 0,53 para estacas cravadas e 0,49 em estacas escavadas.

#### **2.6.5. Método de Meyerhof (1983)**

##### **2.6.5.1. Características do método**

O Método de Meyerhof (1983) apresenta um fator de profundidade crítica  $D/D_c$  ( $D_c$  é a profundidade crítica). A variável  $D_c$  é definida como o embutimento da estaca em camada do solo onde a resistência unitária não aumenta em função do embutimento e é também função da densidade do solo. Em estacas curtas com  $B/B_r < 0,5$ , cravadas em areia ligeiramente homogênea, a resistência última na base é dada pelo  $q_c$  e o fator  $c_b$  é:

$$c_b = D/D_c < 1 \quad [2.15]$$

Em estacas longas cravadas através de finas camadas e embutidas em areia compacta com  $H/B > 20$  ( $H$  igual a espessura da camada),  $q_b$  é dado por:

$$q_b = q_{11} + [ ( q_{12} - q_{11} ) * ( D/c.B ) ] < q_{12} \quad [2.16]$$

onde  $q_{11}$  e  $q_{12}$  é tomado como as resistências de ponta acima e abaixo da cota de assentamento da estaca. A resistência última na base da estaca é dado pelo valor de  $q_c$

respeitando  $D > D_c = cB$ . O fator  $c$  varia de 8 para areias fofas a 12 em areias compactas, sendo tomado 10 na média. Quando  $H/B < 20$  deve-se utilizar a seguinte expressão:

$$q_b = q_{13} + [(q_{12} - q_{13}) * (H'/cB)] < q_{12} \quad [2.17]$$

sendo  $H'$  o embutimento da estaca na camada mais resistente. Para estacas com  $0,5 B/B_r < 2$ , o coeficiente  $q_b$  é reduzido utilizando um fator redutor  $r_b$  conforme a expressão:

$$r_b = [(B + 0,5 * B_r) / (2 * B)]^n \quad [2.18]$$

onde  $n = 1, 2$  ou  $3$  para areia fofa, média ou compacta respectivamente.

**2.6.6. Método de Lopes & Laprovitera (1988)**

**2.6.6.1. Características do método**

Depois de examinar casos na literatura e suas próprias observações, os autores sugeriram a modificação nos valores de  $F1$ ,  $F2$  e  $\alpha$  para estacas escavadas do Método de Aoki & Velloso (1975). Na Tabela 2.5 estão apresentados os valores sugeridos.

**Tabela 2.5 – Valores de  $F1$ ,  $F2$  e  $\alpha$  - Método de Lopes & Laprovitera (1988)**

	areia	areia siltoosa	areia argilosa	areia silto-argilosa	areia argilo-siltoosa
KPa	6,0	4,8	4,8	3,8	3,0
$\alpha$ (%)	1,4	3,0	4,0	3,0	4,5
	argila	argila siltoosa	argila arenosa	argila areno-siltoosa	argila silto-arenosa
KPa	2,5	3,0	5,3	5,3	3,8
$\alpha$ (%)	6,0	3,4	3,0	2,8	3,0
	silte	silte arenoso	silte argiloso	silte argilo-arenoso	silte areno-argiloso
KPa	4,8	5,3	2,5	3,0	5,3
$\alpha$ (%)	3,0	1,9	5,5	5,0	2,4

2

.7.

**Conclusões**

O ensaio de cone como ferramenta para obtenção de dados para projetos geotécnicos está se tornando prática corrente em escritórios de consultoria. Frente às informações obtidas,



os projetistas podem otimizar seus trabalhos de uma forma segura e otimizada. Os dados dos relatórios do ensaio são utilizados de forma direta para obtenção de carga em estacas, tanto na prática nacional quanto internacional. A utilização dos dados do cone para obtenção de outros parâmetros, como discutido nos item 2.5, poderá ser adotada desde que o projetista esteja ciente das limitações que estas correlações possuem.

Embora não seja do escopo deste trabalho, como já salientado, o leitor deve estar atento aos fatores intervenientes à execução e interpretação dos ensaios de cone (item 2.4). Tanto problemas no equipamento como do próprio solo afetam de forma substancial a interpretação dos relatórios do cone.

Com relação à utilização de cone mecânico ou cone elétrico, muitas correlações existentes na literatura internacional são ainda baseadas em resultados de cone mecânico. De Ruitter (1971) apresenta uma interessante comparação entre os resultados dos dois tipos de cone. Diferenças nos valores obtidos por um e o outro devem ser esperadas, em função das diversidades na forma do cone e avanço do cone. No que concerne à resistência de ponta ( $q_c$ ), nenhuma diferença significativa foi observada nos casos por ele estudados. No tangente ao atrito lateral ( $f_s$ ), as diferenças são significativas em função da resistência extra no bordo inferior da luva de atrito do cone de Begemann, a qual é incluída no registro do atrito lateral. Maiores informações podem ser obtidas em De Ruitter (1971), De Ruitter (1982) e Schmertmann (1978).

## Capítulo 3

### 3.1 Introdução

O presente capítulo tem como objetivo a apresentação ao leitor quanto aos métodos de previsão de capacidade de carga em estacas, de uso corrente na prática de engenharia de fundações. Os métodos foram desenvolvidos com base nos resultados de cone sendo, portanto, baseados nos valores de resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito no fuste ( $f_s$ ) registrados nestes ensaios. Ademais, projetos de fundações requerem conhecimentos abrangentes e subjetivos do projetista em sua avaliação do comportamento do solo. Assim os relatórios provenientes de sondagens de cone, com informações da constituição e característica dos solos onde deverão ser implantadas as fundações, constituem-se em ferramenta importante de projeto, exigindo que os engenheiros geotécnicos saibam interpretar e utilizar de modo adequado e seguro as informações contidas nos relatórios de sondagens.

Seguindo esta linha de raciocínio, é fundamental salientar que os métodos de cálculo de capacidade de carga de fundações devem, em essência, ser baseados em correlações empíricas, associando de forma direta os valores de resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) com a capacidade de carga de estacas. Esta abordagem se contrapõe aos chamados métodos indiretos de projeto, nos quais se utilizam os valores de  $q_c$  e  $f_s$  para estimar os parâmetros de resistência do solo. Face às limitações que estas correlações apresentam, conforme discutido no item 2.5, e aos problemas inerentes às fontes de imprecisão dos parâmetros fornecidos pelo ensaio, relatados no item 2.4, sugere-se a utilização em projeto das abordagens diretas.

Ao longo do texto deste capítulo ficará nítida a variabilidade das previsões de capacidade de carga de fundações, em função do método de cálculo utilizado. A aplicabilidade dos métodos propostos de previsão da capacidade de carga de fundações depende de considerações tanto objetivas quanto subjetivas. Assim, neste capítulo apresenta-se: (a) a descrição dos métodos utilizados, (b) o critério utilizado na definição da carga de ruptura das provas de carga analisadas e (c) aspectos de comportamento de estacas (interação solo - estacas) para permitir uma diferenciação entre contribuições provenientes da carga de ponta e do atrito do fuste.

Os métodos utilizados nesta pesquisa são consagrados nas práticas nacional e internacional. O caráter inovador da pesquisa refere-se a aplicação destes métodos a estacas escavadas em solos residuais. Procura-se com isto validar procedimentos internacionais de projeto na prática regional, que reflete o padrão de execução de estacas no Rio Grande do Sul e no Brasil.

Os seguintes métodos são utilizados e analisados nesta tese:

- ☛ *Método de Aoki & Velloso (1975);*
- ☛ *Método de Bustamante & Gianceselli (1982);*
- ☛ *Método de Philipponnat (1986)*

A seleção destes métodos baseou-se em um único critério – utilizar métodos consagrados. O Método de Aoki e Velloso (1975) é, sem sombra de dúvida, o mais utilizado na prática brasileira. No que tange aos métodos internacionais, o Método de Bustamante e Gianceselli (1982) e o Método de Philipponnat (1986), são rotinas em escritórios internacionais de geotecnia.

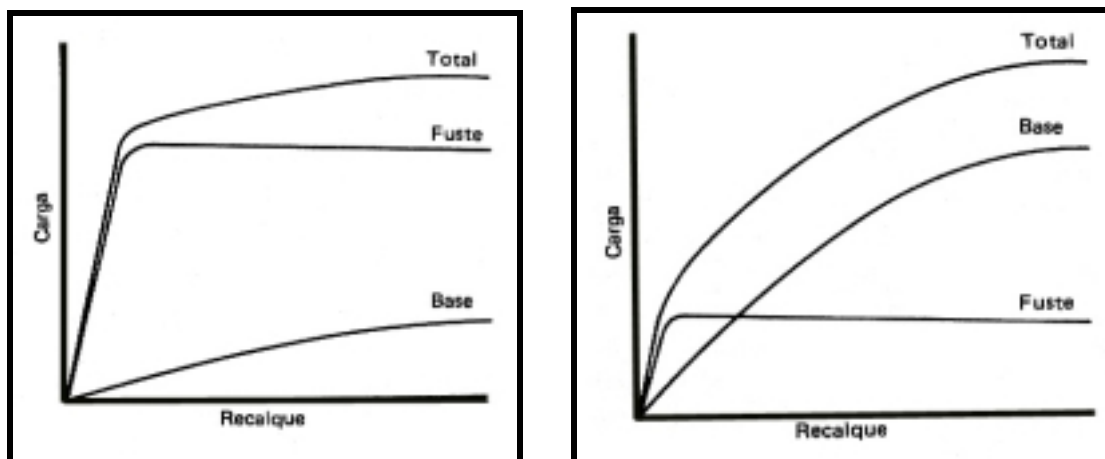
Outros métodos de previsão de capacidade de carga em estacas baseados em ensaios de cone são apresentados na literatura internacional: Schmertmann (1978); Jamiolkowski & Lancellotta (1978); Ruitter & Beringen (1979); Price & Wardle (1982); Meyerhof (1983); Lopes & Laprovitera (1988) e Tejchman & Gwizdala (1988).

O presente trabalho faz parte de uma linha de pesquisa desenvolvida no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, cujo principal objetivo é a montagem de um banco de dados, que servirá de fonte de consulta para pesquisadores e projetistas geotécnicos de todo o país.

### **3.2 Estudo da interação solo – estrutura**

Este trabalho não tem como objetivo a realização de uma extensiva revisão bibliográfica que reflita o estado do conhecimento. Para uma maior compreensão dos mecanismos de interação solo – estaca é possível consultar os trabalhos relatados por Banerjee, P. K. & Davies, T. G., (1978), Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980) e Poulos, H. G. (1989). No Brasil, vários pesquisadores têm se dedicado a este tema, como os trabalhos de Gusmão (1990), Gusmão e Gusmão Filho (1994b) e Lopes e Gusmão (1991) e Velloso (1996). Neste capítulo apresentam-se apenas alguns aspectos do comportamento considerados essenciais à interpretação dos resultados de ensaios e provas de carga discutidos nesta tese.

A carga aplicada em uma única estaca é suportada, conjuntamente, pelo solo abaixo da ponta da estaca e pelo solo em torno do fuste da estaca. A carga máxima (total) que uma estaca pode suportar é ilustrada na Figura 3.1. Verifica-se que as contribuições de atrito e base são mobilizadas com diferentes níveis de deformações e, portanto, estacas curtas mobilizam suas parcelas de resistência de uma forma diferente de estacas longas, para um mesmo fator de segurança.



(a) transferência de carga por atrito

(b) transferência de carga por ponta

**Figura 3.1 – Mecanismo de transmissão de carga em estacas escavadas**  
**(Burland e Cooke, 1974)**

O comportamento da estaca é analisado através da seguinte fórmula, que busca caracterizar as contribuições das cargas de ponta e fuste:

$$Q_{rup} = P_p + P_l = A \cdot r_p + U \cdot \Delta l \cdot r_l \quad [3.1]$$

onde:

$Q_{rup}$ : carga de ruptura do solo que dá suporte à estaca;

$P_l = U \cdot \Delta l \cdot r_l$  : sendo  $P_l$  a parcela de carga por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;

$P_p = A \cdot r_p$  : sendo  $P_p$  a parcela de carga devido à ponta da estaca.

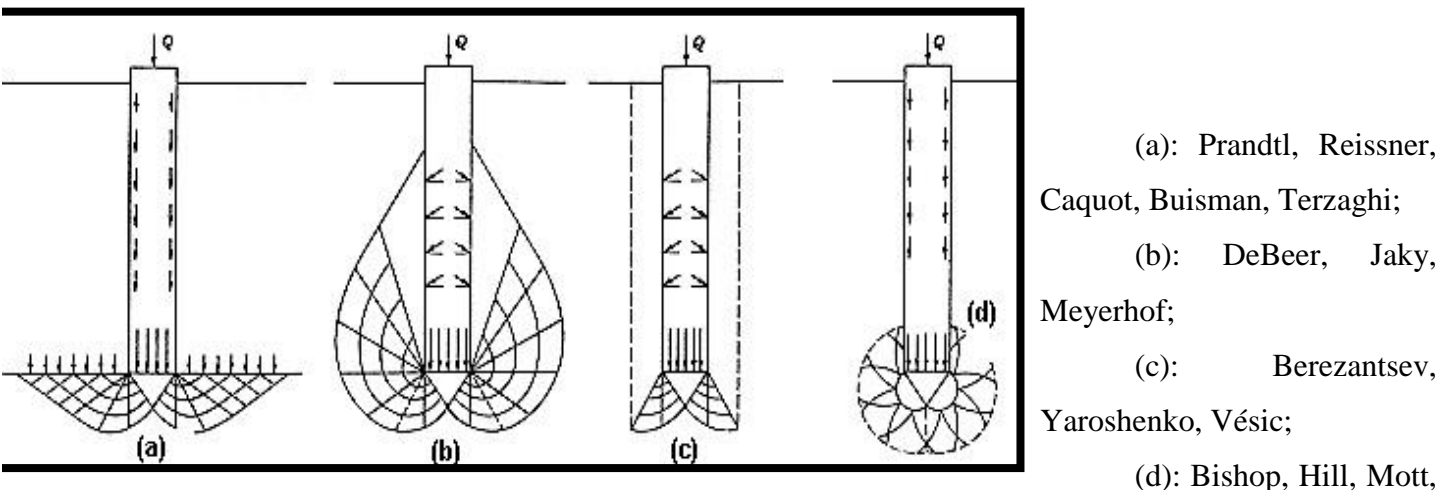
$U$ : perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

$A$ : área da projeção da ponta da estaca;

$\Delta l$ : trecho onde se admite  $r_l$  constante;

$r_l$  e  $r_p$  : variáveis que são função do método de previsão de capacidade de carga adotado.

Em relação à resistência de ponta, a forma da superfície de ruptura para uma fundação profunda é menos conhecida do que para fundações rasas, em função da complexidade da interação solo-estaca. Dependendo da localização da superfície de ruptura adotada, se obtém proposições diferentes para o mecanismo de ruptura de estacas e para a distribuição de tensões em torno da ponta, conforme ilustrado na Figura 3.2.



Skempton, Yassin, Gibson.

***Figura 3.2 – Mecanismos de ruptura em estacas (Vesic, 1967)***

Outro aspecto a ser considerado na análise do desempenho de uma estaca refere-se às condições de drenagem do solo. Em solos drenados, o excesso de poro-pressão causado pelo carregamento das fundações pode dissipar-se prontamente. Em solos de drenagem parcial, o excesso de poro-pressão gerado pelo carregamento da fundação pode ou não dissipar, dependendo da situação e especialmente do tipo de solicitação imposta. Assim solicitações rápidas decorrentes de esforços dinâmicos, como vento ou impactos, podem ocorrer em condições não-drenadas. Cargas estáticas decorrentes das solicitações da superestrutura são aplicadas gradualmente, devendo-se analisar as condições de drenagem em cada caso.

Uma vez que condições não-drenadas podem resultar em valores baixos de capacidade de carga das estacas, em solos moles e coesivos, isto significa que as condições críticas de carregamento ocorrem a curto prazo, enquanto as pressões neutras não dissiparam. O procedimento adotado nestes casos consiste em assumir, para fins de cálculo de resistência de ponta das estacas em argila, condições totalmente não-drenadas.

Na computação da resistência do fuste da estaca (atrito lateral) devemos considerar não somente o tipo de solo como também o processo executivo da estaca. O método executivo altera as condições iniciais do terreno, alterando o ângulo de atrito da interface solo-estaca, a

tensão horizontal que age sobre a estaca, a adesão solo-estaca e a dimensão da área de contato. Estacas executadas em areia são normalmente cravadas, e este processo aumenta a densidade da areia em pelo menos oito diâmetros de distância da estaca que está sendo cravada (Lambe e Whitman, 1969). O aumento da densidade pode acarretar em um aumento discreto do ângulo de atrito do material e tem forte influência sobre sua dilatância. A cravação de uma estaca desloca o solo lateralmente, ocasionando um aumento de tensões horizontais ao redor da estaca, conforme estudos pioneiros de Horn (1966).

Segundo estudos pioneiros de Lambe e Whitman (1969), parece lógico considerar que os fatores de adesão da argila no fuste da estaca de madeira ou de concreto deveriam ser aproximadamente iguais à resistência de cisalhamento do solo. Devido ao tipo de rugosidade (suave) das estacas metálicas, a adesão na argila pode ser ligeiramente menor do que a resistência ao cisalhamento do solo. Para fins de cálculos, pode-se adotar a adesão da argila ao longo do fuste da estaca como sendo uma parcela da resistência ao cisalhamento do solo, conforme Campanella (1995).

Trabalhos iniciais de Casagrande (1932) alertavam para os efeitos da perturbação gerados pela cravação de estacas em argilas. A perturbação da argila poderia resultar em um aumento significativo na compressibilidade e perda de resistência ao cisalhamento. Cummings, Kerkhoff e Peck (1950) analisaram os resultados das resistências ao cisalhamento em estacas instrumentadas. Os resultados mostraram que a tensão de cisalhamento próxima as estacas tiveram seus valores reduzidos em função da cravação. Porém um mês depois, as estacas tinham recuperado estas parcelas e haviam retornado aos valores iniciais de resistência, e, meses depois, os valores de resistência haviam aumentado acima dos valores iniciais de cravação.

Em geral a cravação de estacas em argilas resulta em um decréscimo de resistência durante a cravação e um aumento de poro-pressão, mas parte ou quase a totalidade da resistência é recuperada com a dissipação da poro-pressão e consolidação do solo. Uma vez que a tensão horizontal, após a cravação da estaca é maior do que antes da sua cravação, e desde que a reconsolidação conduz a um decréscimo do índice de vazios, a tensão poderá ser maior após a consolidação do solo do que antes da cravação. Para argilas normalmente adensadas, a resistência não-drenada oferece um valor conservador para a adesão, mas com solos pré-adensados, a adesão observada foi menor para resistências não-drenadas. Para estacas escavadas a perda de resistência pela perturbação no solo durante seu processo executivo, tende a ser menor, mas ao mesmo tempo a tensão horizontal afetiva poderá ser menor após o adensamento devido ao alívio de tensões gerado pela escavação.

Pesquisas relativas ao desempenho de mecanismos de transmissão de carga em estacas escavadas são bastante restritos (e. g. Milititsky, 1980). A maioria dos estudos refere-se ao desempenho de estacas cravadas, prática dominante na Europa e USA. Mesmo no Brasil os métodos de previsão de capacidade de carga foram desenvolvidos com banco de dados apoiados em provas de carga em estacas cravadas, sendo posteriormente estendidas a outros tipos de estacas.

Os conceitos abordados brevemente neste capítulo demonstram que a transmissão de carga da estaca para o solo ocorre segundo duas parcelas – resistência de ponta e atrito lateral. Demonstram também que os mecanismos de transmissão de carga são bastante complexos e nem sempre podem ser descritos de forma rigorosa. Os métodos apresentados a seguir fazem uso destes conceitos empíricos apoiados em análises estatísticas. Para a análise e interpretação dos dados obtidos através dos ensaios de cone e provas de carga, foram geradas planilhas eletrônicas para otimização do processo de montagem do banco de dados e sua interpretação. Utilizaram-se planilhas do tipo Excel, onde os dados municiados nas diversas rotinas de cálculos eram automaticamente rodados. Na seqüência descreve-se individualmente cada um dos métodos utilizados neste trabalho. Para determinação da carga admissível faz-se uso de um fator de segurança global sobre a carga de ruptura calculada ( $Q_{adm} = Q_{rup}/FS$ ) e a utilização de fatores de segurança parciais na parcela de resistência de ponta e atrito lateral ( $Q_{adm} = Pv/FS + Pp/FS$ ), adotando como valor de  $FS$  as recomendações da Norma Brasileira NBR 6122/96.

### **3.3 O Método de Aoki & Velloso (1975)**

#### **3.3.1 Características do método**

Aoki e Velloso (1975) apresentaram seu método no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Fundações. Este método foi originalmente concebido mediante correlações entre resultados dos ensaios de penetração estática (CPT) e dinâmica (SPT).

Na prática brasileira o método tem sido utilizado a partir de resultados de ensaios SPT. Para isto, os valores de  $q_c$  e  $f_s$  são associados ao valor médio de  $N_{SPT}$  no fuste e ponta da estaca através das variáveis  $K$  e  $\alpha$ , cujos valores são apresentados na Tabela 3.1. Neste trabalho, são empregados na aplicação do método os valores de resistência de ponta  $q_c$  e atrito lateral  $f_s$  diretamente obtidos dos relatórios de sondagem dos ensaios de cone, visando aferir a adequabilidade do método quando do uso de resultados de CPT.

### 3.3.2 Formulário do método

As seguintes expressões são utilizadas na aplicação direta dos valores do ensaio de cone (CPT):

$$r_p = q_c/F1 \quad [3.2]$$

$$r_l = f_s/F2 \quad [3.3]$$

sendo que os valores de  $r_p$  e  $r_l$  são posteriormente inseridos na expressão geral [3.1] de capacidade de carga das estacas, conforme relatado no item 3.2:

$$Q_{rup} = a_p \cdot (q_c/F1) + P \cdot \Sigma (f_s/F2) \cdot \Delta L \quad [3.4]$$

onde:

$a_p$ : área de ponta da estaca;

$P$ : perímetro da estaca;

$\Delta L$ : espessura de cada camada de solo (m) onde se admite  $r_l$  constante;

$q_c$ : resistência de ponta do ensaio de cone;

$f_s$ : atrito lateral do ensaio de cone;

$F1$  e  $F2$ : coeficientes de correção das resistências de ponta e lateral.

Os parâmetros  $F1$  e  $F2$  são coeficientes de correção das resistências de ponta e lateral, respectivamente, levando em conta os diferentes comportamentos entre a estaca (protótipo) e o cone estático (modelo), cujos valores são apresentados na Tabela 3.2.

Na utilização de dados obtidos de ensaios SPT, são utilizados os coeficientes  $K$  e  $\alpha$  através das correlações:

$$q_c = KN \quad [3.5] ; q_p = q_c/F1 \quad [3.6] ; q_s = \alpha q_c/F2 \quad [3.7]$$

onde:

$q_c$  : resistência de ponta do cone;



$q_p$  : tensão de ruptura de ponta;

$q_s$ : tensão de ruptura por atrito lateral.

***Tabela 3.1 – Valores dos coeficientes  $K$  e  $\alpha$  para correlação CPT/SPT***

<i>Tipo de solo</i>	<i>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</i>	<i><math>\alpha</math> (%)</i>
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto-arenosa	3,3	3,0

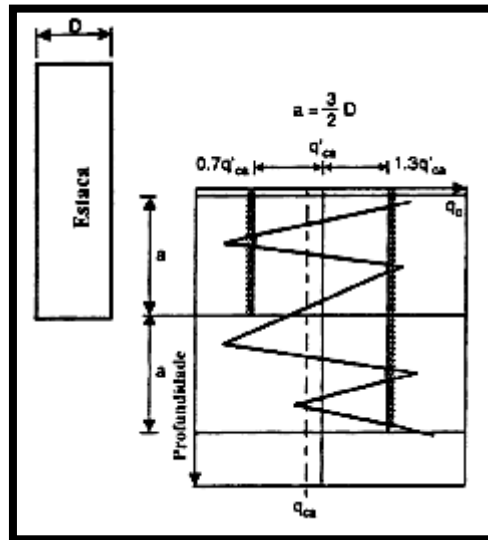
***Tabela 3.2 – Valores de  $F1$  e  $F2$***

<i>Tipo de estaca</i>	<i>F1</i>	<i>F2</i>
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavadas	3,5	7,0

### **3.4 Método de Bustamante & Ganeselli (1982)**

#### **3.4.1 Características do método**

Depois de numerosos ensaios com CPT, comparados com resultados de provas de carga, com vários tipos de estacas, Bustamante e Gianceselli (1982) publicaram este método de previsão de capacidade de carga de estacas, que utiliza fatores que estão relacionados com o tipo de solo e tipo de estaca.



**Figura 3.3 – Cálculo da resistência média equivalente  $q_{ac}$  do Método de Bustamante & Gianceselli (1982)**

### 3.4.2 Formulário do método

Expressão geral para capacidade de carga:

$$Q_{rup} = q_b \cdot A_b + \sum (q_{si} \cdot A_{si}) \quad [3.8]$$

sendo:

$q_b = c_b \cdot q_c$  : tensão de ruptura da ponta da estaca;

$q_{si} = \sum c_{si} \cdot q_{ci}$ : atrito lateral unitário;

$A_b$  = área da base da estaca;

$A_{si}$  = área lateral da estaca.

onde:

$c_b$ : fator de conversão de  $q_c$  para resistência de ponta;

$c_{si}$ : fator de conversão de  $q_c$  para resistência de atrito para a camada i;

$q_c$ : representa a resistência de ponta da estaca;

$q_{ci}$ : representa a resistência de ponta da estaca para a camada  $i$ .

$$c_{si} = 1/\alpha_2 \quad [3.9]$$

A Tabela 3.3 apresenta os valores de  $c_b$ . O fator  $c_{si}$  é expresso através do fator  $\alpha_2$ , onde os valores de  $\alpha_2$  são apresentados na Tabela 3.4. Para manter os incrementos de resistência, os autores estipulam um valor limite superior para os valores de  $q_s$ .

As estacas são classificadas como:

- Categoria IA: estacas escavadas, microestacas (baixa pressão), piers, barretes;
  - Categoria IB: estacas escavadas com revestimento, estacas cravadas *in situ*;
  - Categoria IIA: estacas cravadas pré-moldadas;
  - Categoria IIB: estacas metálicas;
  - Categoria IIIA: estacas cravadas injetadas;
  - Categoria IIIB: estacas injetadas com altas pressões.
- ❖ Grupo I: estacas escavadas;
  - ❖ Grupo II: estacas cravadas, pré-moldadas, metálicas, Franki, injetadas sob pressão.

O valor de  $q_c$  usado para estimar  $q_b$ , de acordo com os autores, deve ser calculado do seguinte modo (Figura 3.3):

- (i): calcula-se  $q'_{ac}$  como a média entre  $a$  e  $-a$ ;
- (ii): eliminam-se os valores de  $q_c$  superiores a  $1,3 q'_{ac}$  e inferiores a  $0,7 q'_{ac}$ ;
- (iii): calcula-se a nova média  $q_{ac}$  dentro dos valores definidos em (ii).

**Tabela 3.3 – Valores de capacidade de carga  $c_b$**

Natureza do solo	Fatores $c_b$		
	$q_c$ (MPa)	Grupo I	Grupo II
Argilas moles e turfas	< 1	0,4	0,5
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	0,35	0,45
Silte e areia s fofas	≤ 5	0,4	0,5
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	0,45	0,55
Areias medianamente compactas e pedregulhos	5 a 12	0,4	0,5
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,3	0,4

**Tabela 3.4 – Coeficiente de atrito  $\alpha_2$**

		Categoria									
		Coeficiente $\alpha_2$				Limite máximo de $q_s$ (MPa)					
		I		II		I		II		III	
Natureza do solo	$q_c$ (MPa)	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Argilas moles e turfas	< 1	30	90	90	30	0,015	0,015	0,015	0,015	0,035	-
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	40	80	40	80	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	≥ 0,12
Silte e areia s fofas	≤ 5	60	150	60	120	0,035	0,035	0,035	0,035	0,08	-
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	60	120	60	120	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	≥ 0,20
Areias medianamente compactas e pedregulhos	5 a 12	100	200	100	200	0,08 (0,12)	0,035 (0,12)	0,08 (0,12)	0,08	0,12	≥ 0,20
Areias compactas e pedregulhos	> 12	150	300	150	200	0,12 (0,15)	0,08 (0,15)	0,12 (0,15)	0,12	0,15	≥ 0,20

\* Valores em parênteses correspondem à execução extremamente cuidadosa e um processo executivo que altere o mínimo possível às condições naturais do solo.

**3.5 O Método de Philipponnat (1986)**

**3.5.1 Características do método**

O Método de Philipponnat (1986), que se baseia em correlações com o CPT, também é conhecido em nosso meio técnico através da tradução do trabalho original feita por Godoy e Azevedo Jr. (1986). A tensão limite de ponta é dada por um fator  $q_p$  que depende de  $\alpha_p$ , sendo  $\alpha_p$  um coeficiente função do tipo de solo. O valor de  $q_c$  a ser considerado é a média dos valores numa região três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca. O atrito lateral unitário é dado por  $q_s$ , sendo os valores de  $\alpha_s$  dependentes apenas do tipo de solo enquanto os valores de  $\alpha_f$  são função do tipo de estaca. Os valores de  $\alpha_p$ ,  $\alpha_s$  e  $\alpha_f$  são apresentados nas Tabelas 3.5, 3.6 e 3.7.

Este método foi testado pelo autor através de 15 provas de carga instrumentadas, sendo posteriormente validado pela prática internacional.

**3.5.2 Formulário do método**

Para estacas em geral considera-se:

$$Q_{rup} = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s \quad [3.10]$$

sendo:

$q_p = \alpha_p \cdot q_c$ : tensão de ruptura da ponta da estaca;

$q_s = \alpha_f \cdot q_c / \alpha_s$ : atrito lateral unitário.

**Tabela 3.5 – Valores de  $\alpha_p$  em função do tipo de solo**

Solo	$\alpha_p$
areia	0,40
Silte	0,45
argila	0,50

**Tabela 3.6 – Valores de  $\alpha_s$  em função do tipo de solo**

Solo	$\alpha_s$
areia: $q_c < 8 \text{ MPa}$	100
$8 < q_c < 12 \text{ MPa}$	150
$q_c > 12 \text{ MPa}$	200
silte	60
argila	50

**Tabela 3.7 – Valores de  $\alpha_f$  em função do tipo de estaca**

Interface solo-estaca	Tipo de estaca	$\alpha_f$	$Q_s$ máximo (kPa)
Concreto	Pré-moldada, Franki, Injetada	1,25	120
Concreto	Escavada $\phi < 1,5 \text{ m}$	0,85	100
	Escavada $\phi > 1,5 \text{ m}$ ou barrete	0,75	80
Metálica	Perfil H ou I (considerar perímetro externo)	1,10	120

### **3.6 Definição da carga de ruptura a partir de resultados de Provas de Carga Estáticas**

Uma vez conhecido o método de previsão da capacidade de carga de uma estaca é preciso definir a carga de ruptura estimada a partir de resultados de provas de carga. Neste sentido, é importante observar que uma curva carga x recalque, medida em uma prova de carga, não produz um valor único, inequívoco, que possa representar a carga de ruptura. É necessário adotar um critério de ruptura, a partir do qual seja possível identificar a carga de ruptura correspondente. No presente trabalho foram estudados o Método de Van der Veen (1953) e o Método da NBR 6122/96. Outras definições de carga de ruptura em estacas e

métodos de extrapolação da curva carga x recalque podem ser obtidas em Milititsky (1991) e Hachich (1996).

### 3.6.1 Método de Van der Veen (1953)

No Método de Van der Veen (1953), provavelmente o método de definição de carga de ruptura a partir de provas de carga mais utilizado no Brasil, determina-se à carga de ruptura última por tentativas. Partindo de um valor de carga  $Pr$  (tensão de ajuste) qualquer adotado, calculam-se os valores correspondentes de “ $\ln (1-P/Pr)$ ”. Estes valores são plotados em um gráfico em função do recalque  $r$  (Figura 3.4). Novas tentativas são realizadas com outros valores de  $Pr$ . Quando o gráfico resultar aproximadamente em uma linha reta, adota-se este valor de  $Pr$  como sendo o valor da carga de ruptura (Figura 3.5). A expressão que define a curva carga ou pressão x recalque proposta por Van der Veen foi generalizada por Aoki (1976), dando origem ao método de Van der Veen generalizado:

expressão original:

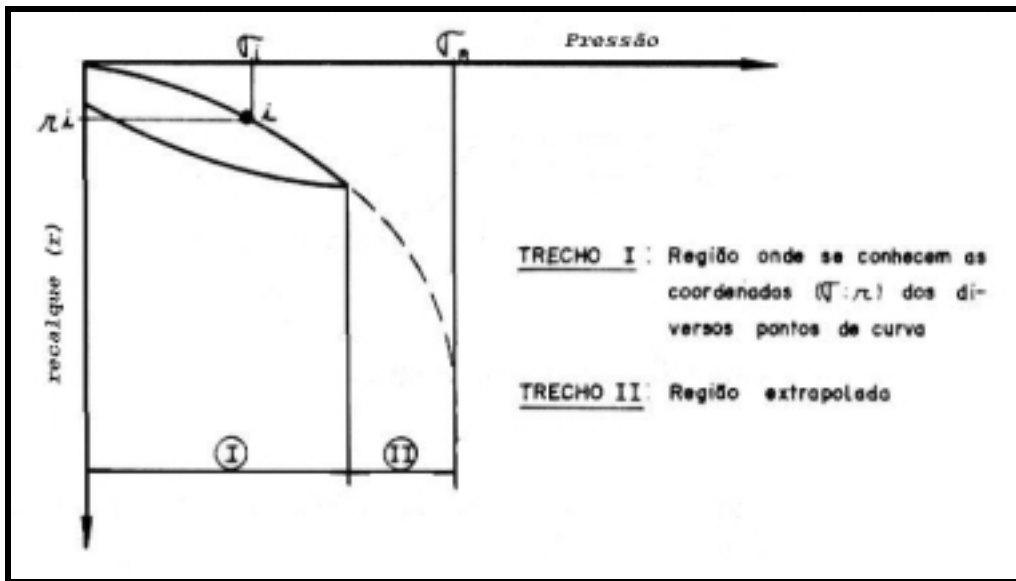
$$P = Pr (1 - e^{-a \cdot r}) \quad [3.11]$$

expressão modificada:

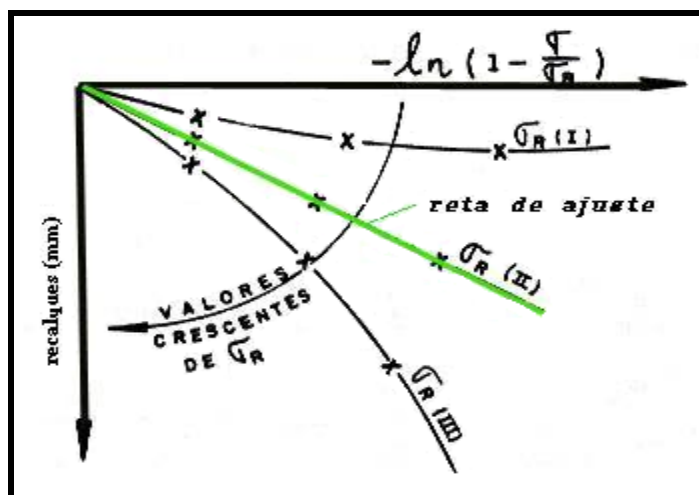
$$P_i = Pr [1 - e^{-(a \cdot s + b)}] \quad [3.12]$$

onde  $P$  e  $r$  são as coordenadas dos pontos da curva pressão x recalque,  $Pr$  é a pressão de ruptura a se determinar,  $a$  é um coeficiente que depende da estaca e natureza do solo e define a forma da curva e  $b$  é o ponto de interseção da reta procurada no método, com o eixo das abcissas. Com base na expressão generalizada obtém-se a curva ajustada, arbitrando-se valores para  $r$  e calculando os valores correspondentes para  $P$ .

Adotou-se no presente trabalho como critério de aceitação da carga de ajuste de ruptura como sendo o maior valor de  $R^2$  obtido através de diversas tentativas de ajuste da pressão de ruptura  $Pr$ .



**Figura 3.4 – Extrapolação do Método de Van der Veen (1953)**



**Figura 3.5 – Ajuste do Método de Van der Veen (1953)**

### 3.6.2 Norma Brasileira – NBR 6122/96

É oportuno salientar que o critério de ruptura convencional da NBR 6122/96 exige deslocamentos apreciáveis ( $D/30$ ) somados ao recalque elástico da estaca para definição da carga de ruptura. Porém a Norma define que a carga máxima de ensaio deve ser de duas vezes a carga de trabalho ( $FS = 2$ ) e, para este nível de carregamento, as deformações nem sempre atingem valores na ordem de  $D/30$ . Face aos deslocamentos (recalques) atingidos nas diversas provas de carga pertinentes a cada caso, os valores calculados através do Método da Norma nem sempre puderam ser obtidos com precisão. Apenas os casos da ABEF/EPUSP (Escola



Politécnica da Universidade de São Paulo/SP) e COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF) possibilitam a aplicação do critério da Norma à curva tensão x deformação. Nos outros dois casos, COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS) e Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS), o valor da carga de ruptura adotado foi do Método de Van der Veen (1953), frente aos pequenos recalques atingidos por estas provas de carga (Figura 3.6). A Norma Brasileira 6122/96, no item 7.2.2.3, prescreve de maneira inequívoca a forma de obtenção da carga de ruptura a partir dos resultados de uma Prova de Carga. Este método da Norma Brasileira consiste na soma das parcelas das deformações elástica e plástica da estaca e é expresso pela fórmula geral:

$$Pr = P.L/A.E + D/30 \quad [3.13]$$

onde:

*Pr*: recalque de ruptura convencional

*P*: carga de ruptura convencional

*L*: comprimento da estaca

*A*: área da seção transversal da estaca

*E*: módulo de elasticidade do material da estaca

*D*: diâmetro do círculo circunscrito à estaca

Esta expressão da norma brasileira de fundações deve ser utilizada em provas de carga que apresentam recalques consideráveis, acima de  $D/30$ , para uma melhor adequação deste critério. Isto significa uma melhor definição da curva carga x recalque neste nível de deformações. Para as provas de carga analisadas, os valores preconizados pela Norma Brasileira se aproximam dos resultados obtidos pelo Método de Van der Veen (1953), em função da extrapolação. Os valores de recalque obtidos através das provas de carga, na relação com o diâmetro da estaca estão apresentados nas Tabelas 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11.

Pode-se observar que os recalques obtidos nas estacas estudadas nos sítios COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS) e Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS) foram de pequena magnitude frente aos altos valores obtidos na relação diâmetro x recalque na prova de carga ( $D/\text{recalque}$ ). No caso da ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP) e COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF), os valores obtidos de recalques são inferiores a  $D/30$  e, desta forma, os critérios de previsão da carga de ruptura prescritos pela Norma puderam ser aplicados aos resultados com maior precisão.

**Tabela 3.8 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

<b>ABEF/EPUSP - Recalques</b>			
Estaca	Diâmetro (mm)	r (mm) – Prova de Carga	Relação
HLC-4	350	15,84	<b>D/22</b>
HLC-6	425	26,76	<b>D/15</b>
E2	700	88,21	<b>D/8</b>

**Tabela 3.9 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS)**

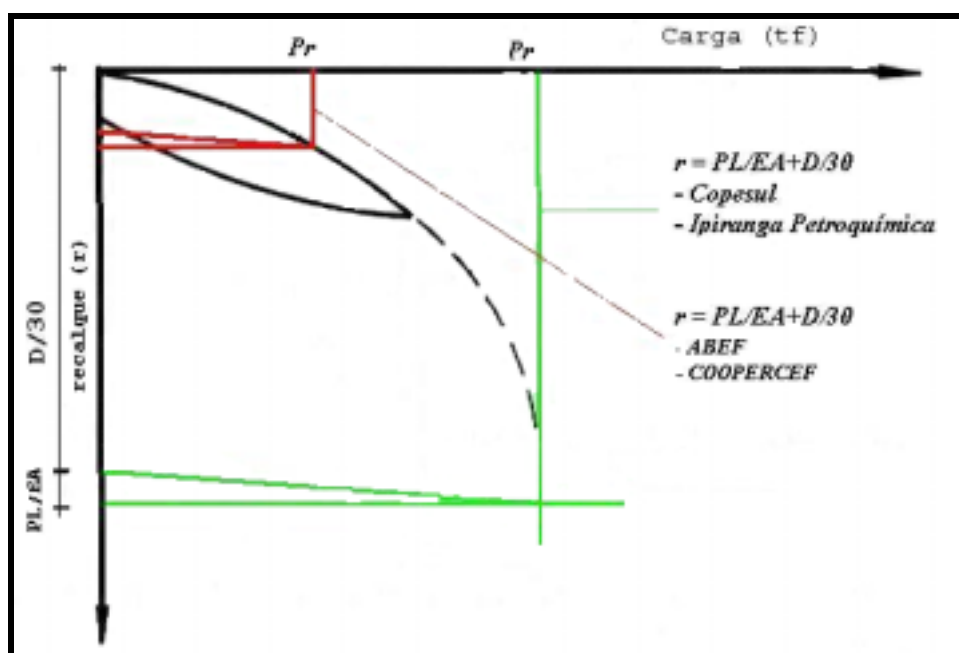
<b>COPESUL - Recalques</b>			
Estaca	Diâmetro (mm)	r (mm) – Prova de Carga	Relação
E 138	400	6,88	<b>D/59</b>
E 63	500	2,18	<b>D/230</b>
E 111	600	2,11	<b>D/285</b>

**Tabela 3.10 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**

<b>Ipiranga Petroquímica - Recalques</b>			
Estaca	Diâmetro (mm)	r (mm) – Prova de Carga	Relação
B	400	1,44	<b>D/278</b>
E	400	0,75	<b>D/534</b>
M	400	144	<b>D/278</b>
O	400	1,81	<b>D/221</b>
D	400	1,24	<b>D/323</b>
F	400	2,11	<b>D/190</b>
G	400	1,70	<b>D/236</b>
H	400	1,57	<b>D/255</b>
27	600	4,58	<b>D/132</b>
56	600	1,68	<b>D/358</b>
86	600	2,26	<b>D/266</b>
A	600	12,46	<b>D/49</b>
L	600	3,60	<b>D/167</b>
N	600	4,74	<b>D/127</b>
C	600	2,29	<b>D/263</b>

**Tabela 3.11 – Comparação diâmetro de estaca x recalque máximo medido COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

<b>COOPERCEF - Recalques</b>			
Estaca	Diâmetro (mm)	r (mm) – Prova de Carga	Relação
E 711	700	54,85	<b>D/13</b>



**Figura 3.6 – Apresentação dos recalques nos locais estudados**

### **3.7 Identificação da carga de ruptura – Outras metodologias**

A interpretação dos resultados de uma prova de carga para a obtenção da carga de ruptura de uma estaca, ou carga limite, pode ser obtida segundo diversas metodologias que serão apresentadas de uma forma sucinta. A carga limite é raramente bem definida na curva carga x recalque e em geral não existe carga de pico ou colapso claramente definida. Se a curva carga x recalque é desenhada em duas escalas diferentes, a decisão tomada só com base na análise visual do desenho pode ser inadequada. Maiores informações podem ser obtidas em Milititsky (1991).

Vários critérios de definição de carga última ou carga limite para analisar as curvas carga x recalque são apresentados a seguir:

- a. Limite do deslocamento total
  - a.1. Absoluto – 2.5 cm ( Holanda, Código de Nova Iorque)
  - a.2. Relativo:
    - a.2.1. Davisson – 1972
    - a.2.2. 10 % do diâmetro da estaca ( Inglaterra BSI – CP2004)
    - a.2.3. PL/EA+D/30 (NBR 6122/96 ABNT, Canadian Foundation Engineering Manual, Part 3, 1975)
- b. Limitação do deslocamento não recuperável
  - b.1. 0.25 polegadas (6.4 mm) – AASHO
  - b.2. 0.33 polegadas (8.5 mm) – Magnel, 1948
  - b.3. 0.50 polegadas (12.7 mm) – Código de Boston
- c. Relação limite entre deslocamento não recuperável e recuperável 1.5 – Christiani & Nielsen
- d. Relação máxima entre carga e deslocamento
  - d.1. total: 0.01 polegadas (0.025 mm)/t – Código de prática Califórnia e Chicago
  - d.2. incremental: 0.03 polegadas (0.75 mm)/t - Código de Ohio
- e. Relação limite entre deslocamento não recuperável e carga
  - e.1. total: 0.01 polegadas (0.25 mm)/t – Código de Nova Iorque
  - e.2. incremental: 0.03 polegadas (0.75 mm)/t – Raymond Co.
- f. Relação máxima de deslocamento incremental para carga incremental – Vesic, 1963
- g. Curvatura máxima da linha log de deslocamento x log da carga – De Beer, 1967
- h. Curva hiperbólica – Método de Chin
- i. Curva parabólica – Método de Mazurkiewicz
- j. Método de Brinch-Hansen (80% e 90%)

## Capítulo 4

### 4.1 Introdução

O objetivo deste trabalho é a comparação entre os valores calculados de capacidade de carga das estacas escavadas, através dos métodos apresentados no Capítulo 3, com os valores obtidos de carga de ruptura medidos nas provas de carga. A carga de ruptura é obtida via extrapolação dos dados obtidos na curva carga x recalque, pelo método de Van der Veen. Neste capítulo serão apresentados os dados relativos aos quatro casos estudados.

Foram analisadas quatro locais, sendo um campo experimental de pesquisas geotécnicas, duas obras de grande porte e uma estaca em Brasília/DF. O autor do presente trabalho foi o responsável pela execução/fiscalização das estacas destas duas obras de grande porte que se localizam no Pólo Petroquímico na cidade de Triunfo/RS. Os locais foram escolhidos porque dispunham de todos os dados relativos aos objetivos desta pesquisa, quais sejam:

- ⇒ estacas escavadas;
- ⇒ previsão de capacidade de carga das estacas a partir de ensaios de Conepenetrometria (CPT);
- ⇒ provas de carga executadas nas estacas;
- ⇒ solos residuais.

Os ensaios de Conepenetrometria (CPT) e as provas de carga estáticas foram balizados, respectivamente, pelas normas *NBR 12069 – Solo – Ensaio de penetração do cone in situ (CPT) – Método de ensaio* e a *NBR 12131 – Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio*.

Os resultados são apresentados em forma de tabelas, incluindo-se também uma descrição geológica sucinta de cada região estudada. O Método de Aoki & Velloso (1975) será representado por *AV*, o Método de Bustamante & Gianeselli (1982) por *BG* e o Método de Philipponnat (1986) por *Phi*. A seguinte seqüência será utilizada para apresentação dos valores estimados e medidos para os quatro casos estudados:

- ◆ Prova de carga:
  - carga de projeto da estaca
  - carga de ensaio da estaca
  - carga de ruptura por atrito lateral da estaca
- ◆ Método de Van der Veen (1953):
  - carga de ruptura obtida pela extrapolação
  - tensão de ajuste nas equações
  - precisão do ajuste
- ◆ Capacidade de carga:
  - número de furos de sondagem (CPT)
  - profundidade de cálculo utilizada
  - carga de ruptura das estacas
  - carga de ruptura das estacas por atrito lateral obtida pelos métodos em estudo

## **4.2 Apresentação dos resultados dos ensaios de CPT e Provas de Carga Estáticas (SML)**

### **4.2.1 Caso 1: ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

O subsolo é composto de saprólito de migmatita, coberto por uma fina camada de solo coluvionar com argila silto-arenosa de coloração marrom-amarelada. Este solo saprolítico, de espessura variável até 20,00 m, é constituído por areia siltosa micácea, de compacta a muito compacta (solo residual). O nível do lençol freático se encontra em torno dos 14,00 m. As bandas irregulares no subsolo apresentam coloração avermelhada intercaladas com zonas de coloração mais claras derivadas de feldspato. Observam-se também veios de quartzo de espessura variável, frequentemente discordantes das foliações e associadas a um núcleo de caulim (Figuras 4.1 e 4.2).

Nas Figuras 4.3 e 4.4, estão representados dois perfis típicos do local. A primeira figura apresenta um perfil de resistência de ponta ( $q_c$ ) de um ensaio de cone CPT (S1) e a segunda figura um perfil de SPT (S1) para fins de comparação entre os dois tipos de sondagens.

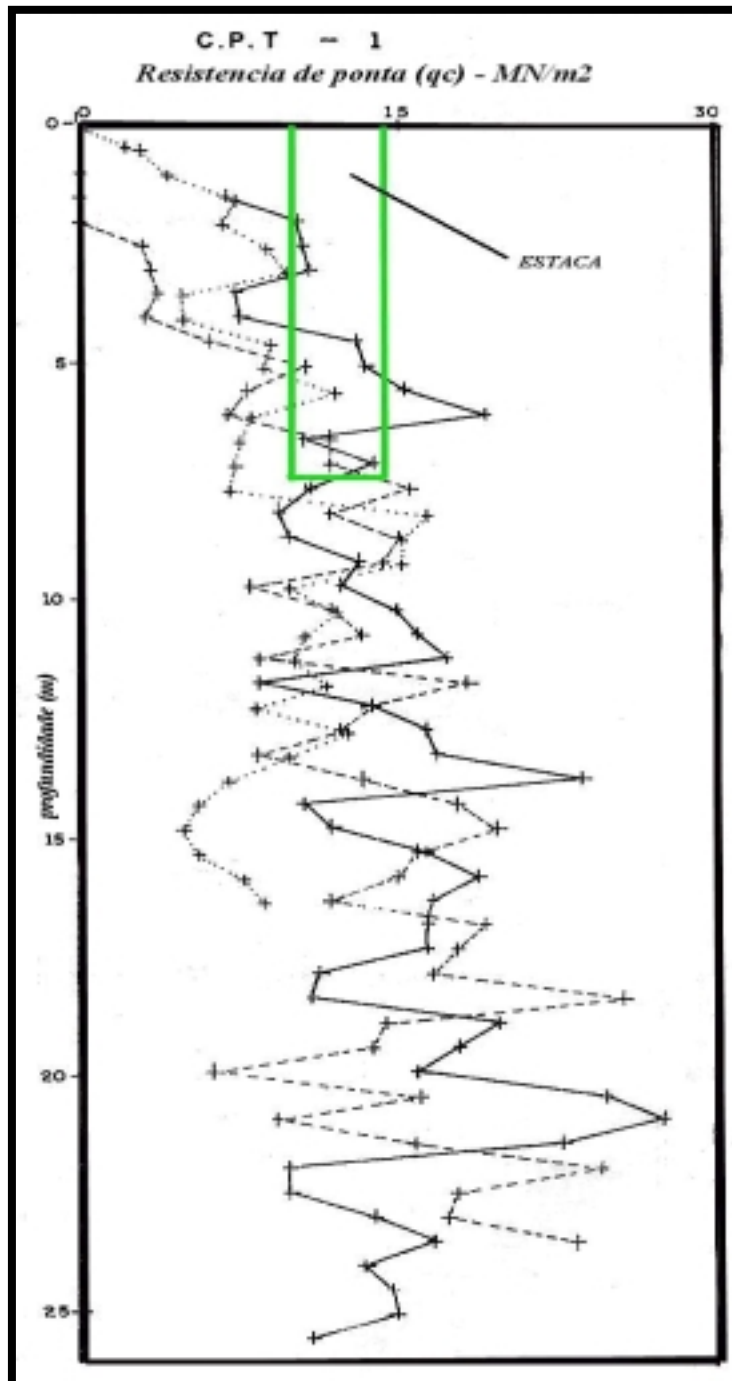


**Figura 4.1 – Sítio Experimental de Fundações - ABEF/EPUSP**



**Figura 4.2 – Sítio Experimental de Fundações - ABEF/EPUSP**

Foram executadas neste local três estacas escavadas com diâmetros de 350 mm (HLC4), 425 mm (HLC6) e 700 mm (E2). Para o cálculo da previsão da capacidade de carga das estacas foram utilizados os resultados de três relatórios de sondagens de cone (CPT) que atingiram profundidades médias em torno de 25,00 m cada. As estacas foram executadas com 7,5 m de comprimento. Também foram utilizados os dados referentes a três provas de carga estáticas do tipo SML “*Slow Maintained Load*” realizadas nestas estacas (Figura 4.5). Na Tabela 4.1 apresenta-se o resultado obtido.



**Figura 4.3 – Relatório típico de CPT ( $q_c$ ) do local - ABEF/EPUSP**



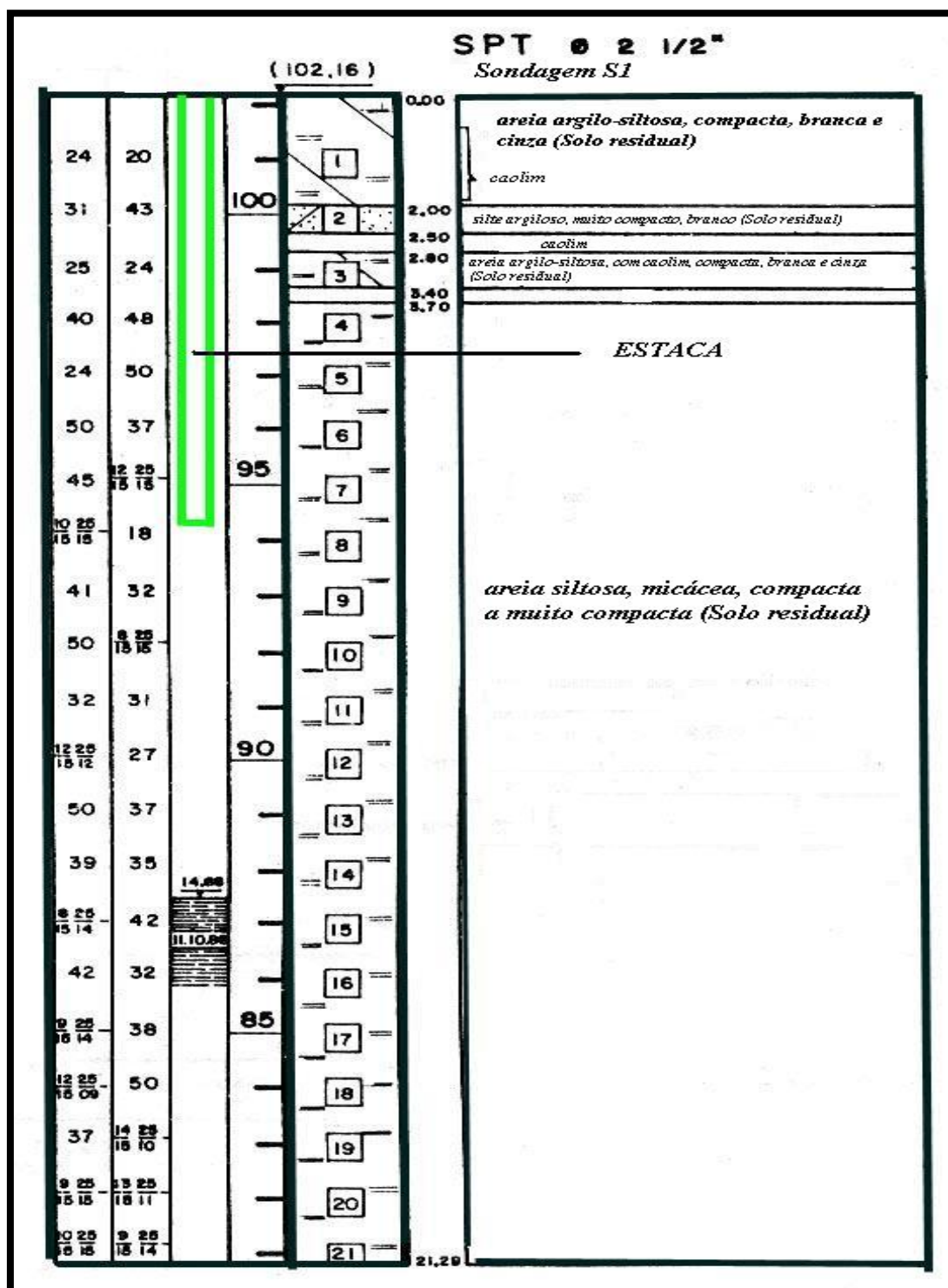
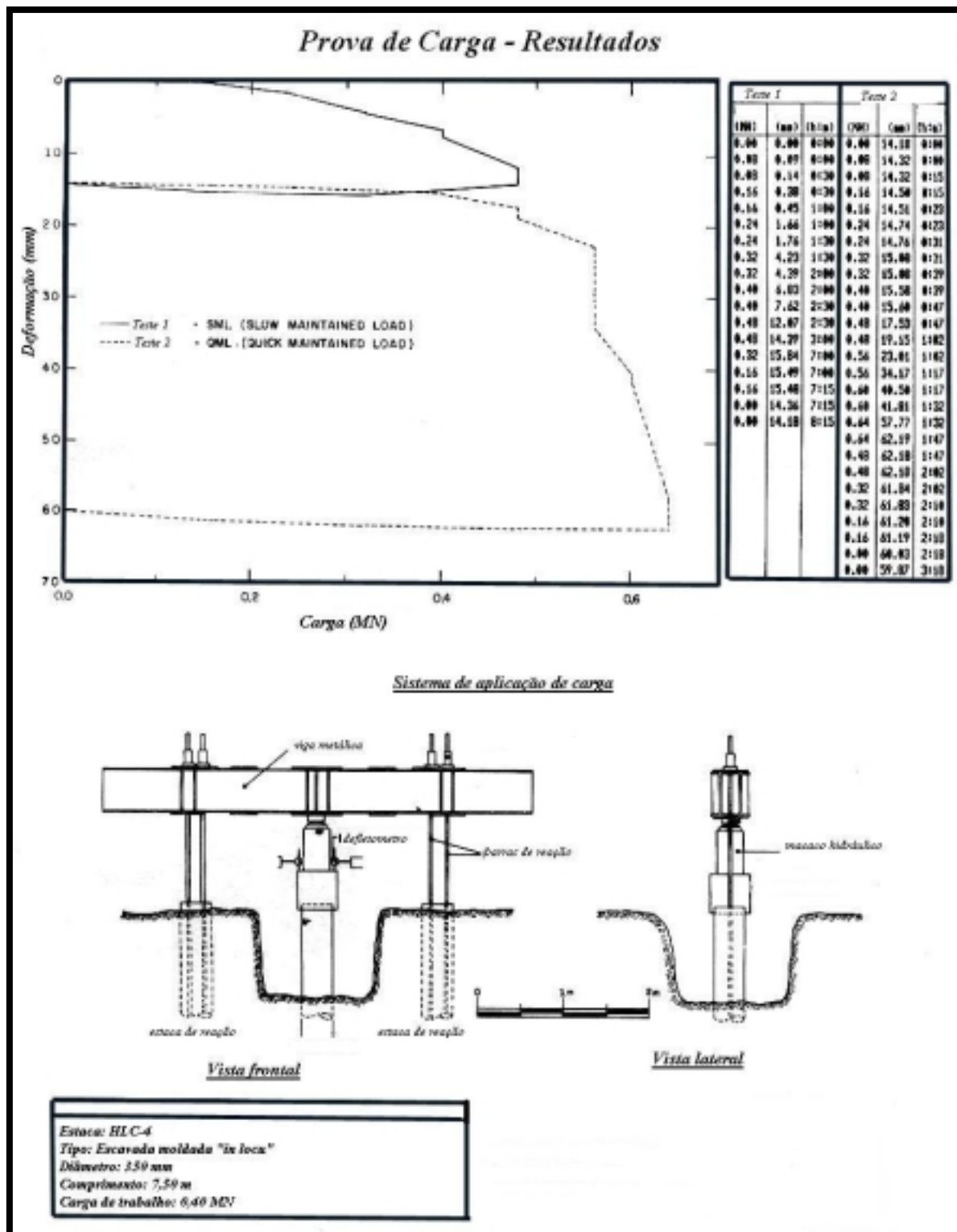


Figura 4.4 – Relatório típico de SPT do local - ABEF/EPUSP



**Figura 4.5 – Croquis de uma prova de carga típica - ABEF/EPUSP**

**Tabela 4.1 – Resultados obtidos - ABEF/EPUSP**

Prova de carga			Vánder Veer					Capacidade de carga							
Diâmetro (mm)	Estaca	A	B	C	D	E	R <sup>2</sup>	F	G	Carga média a rutura (tf)			Carga média de atrito a rutura (tf)		
										AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
350	HLC4	40	48	16	51	5300	0,9883	3	7,50	73	71	107	44	29	60
425	HLC6	45	72	32	72	5080	0,9680	3	7,50	97	97	143	54	35	73
700	E2	160	98	64	99	2550	0,9864	3	7,50	203	224	307	89	60	120

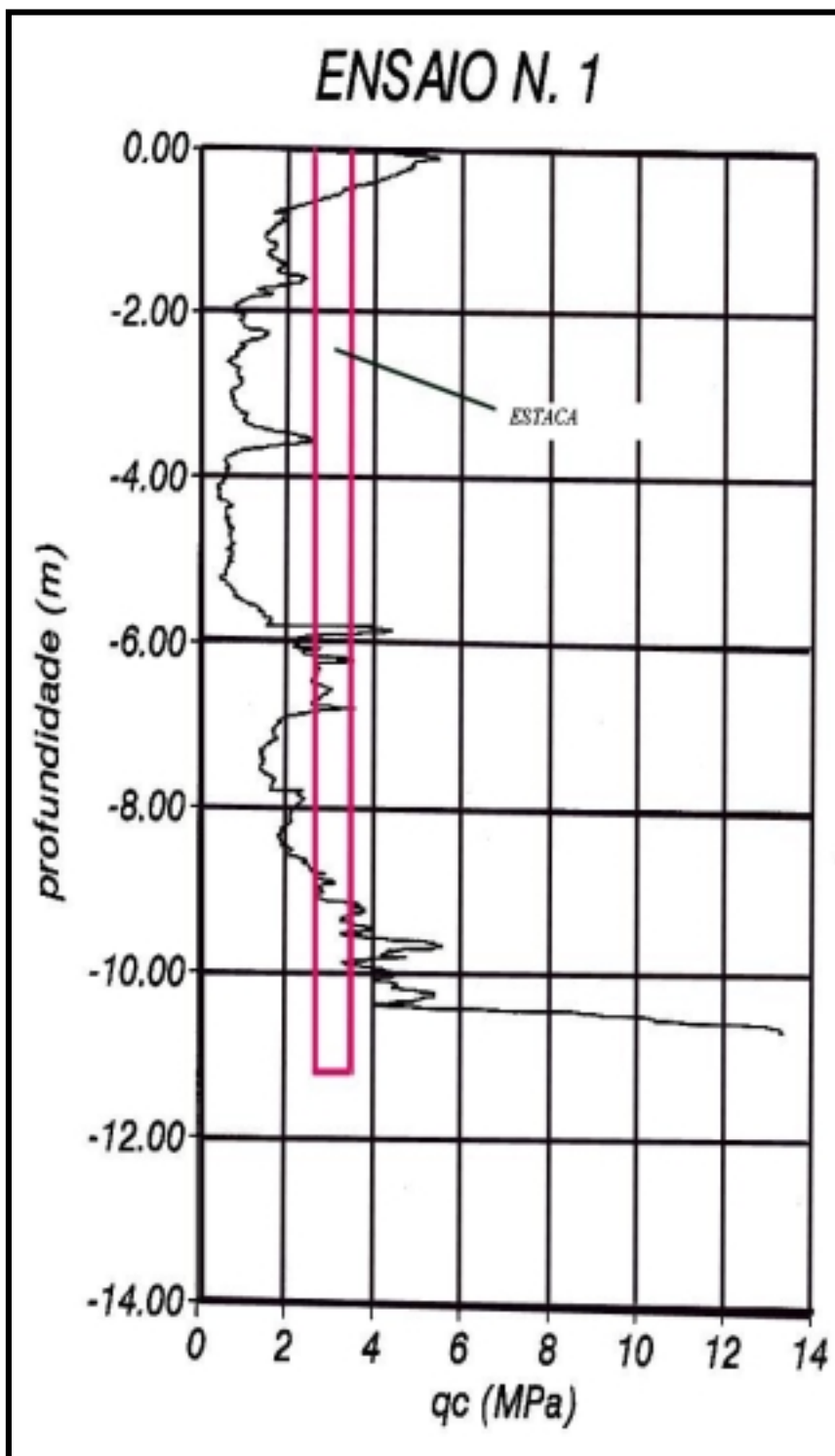
Legenda	
<b>A</b>	Carga de projeto (tf)
<b>B</b>	Carga de ensaio (tf)
<b>C</b>	Carga de rutura por atrito lateral (tf)
<b>D</b>	Carga de rutura por extrapolação (tf)
<b>E</b>	Tensão de ajuste (kPa)
<b>F</b>	Número de furos de sondagem (CPT)
<b>G</b>	Profundidade de cálculo (m)
<b>AV</b>	Adi & Veloso (1975)
<b>BG</b>	Bustamante & Ganeselli (1982)
<b>Phi</b>	Philippomat (1986)

**4.2.2 Caso 2: COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS)**

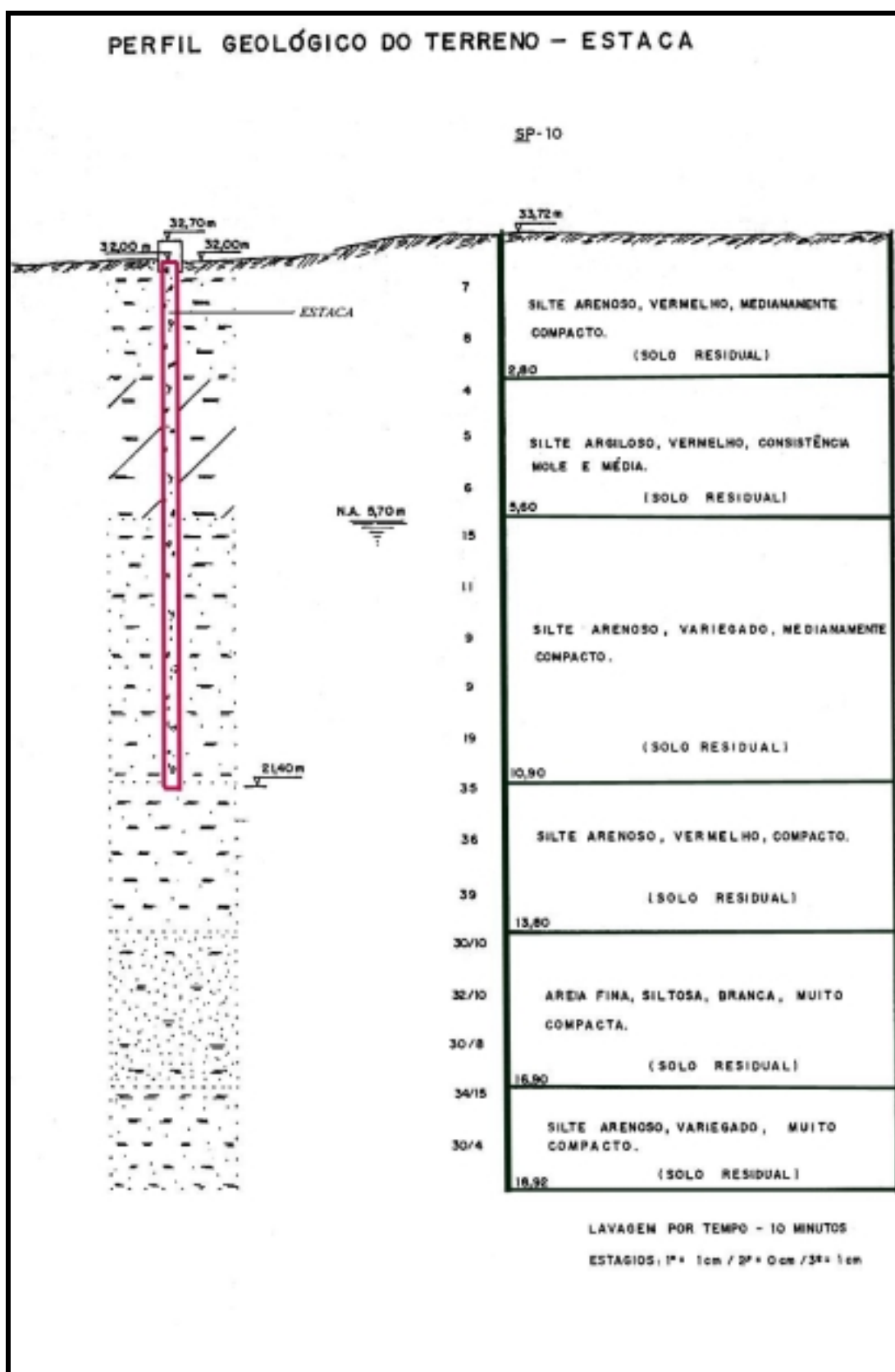
O subsolo desta região é caracterizado por camadas alternadas de: (a) silte argiloso vermelho com cinza claro, de consistência média; (b) silte arenoso, variegado, medianamente compacto a compacto e (c) camadas de areia fina siltosa, branca e marrom, muito compacta característica de solo residual (Figura 4.8). Na camada de embutimento das estacas, a areia de granulometria fina, muito argilosa, siltosa, medianamente compacta a compacta de coloração marrom-avermelhada ou cinza escuro, torna-se arenito (rocha). O lençol freático apresenta-se variável de 10,00 m até 18,00 m.

Foram executadas neste local três estacas escavadas, respectivamente de 400 mm (E138), 500 mm (E63) e 600 mm (E111). Para o cálculo da previsão da capacidade de carga das estacas foram utilizados os resultados de quatro relatórios de sondagens de cone (CPT) com 12,00 m de profundidade cada. Nas Figuras 4.6 e 4.7 apresentam-se, para fins de comparação, dois perfis típicos do local sendo um CPT (N1) e um SPT (SP-10).

As estacas foram executadas com 11,00 m de comprimento. Foram utilizados os dados referentes a três provas de carga estáticas do tipo SML realizadas nestas estacas (Figura 4.9). Cabe salientar que foram executadas nesta obra aproximadamente novecentas estacas escavadas para ampliação da planta petroquímica. Na Tabela 4.2 estão apresentados os resultados obtidos.



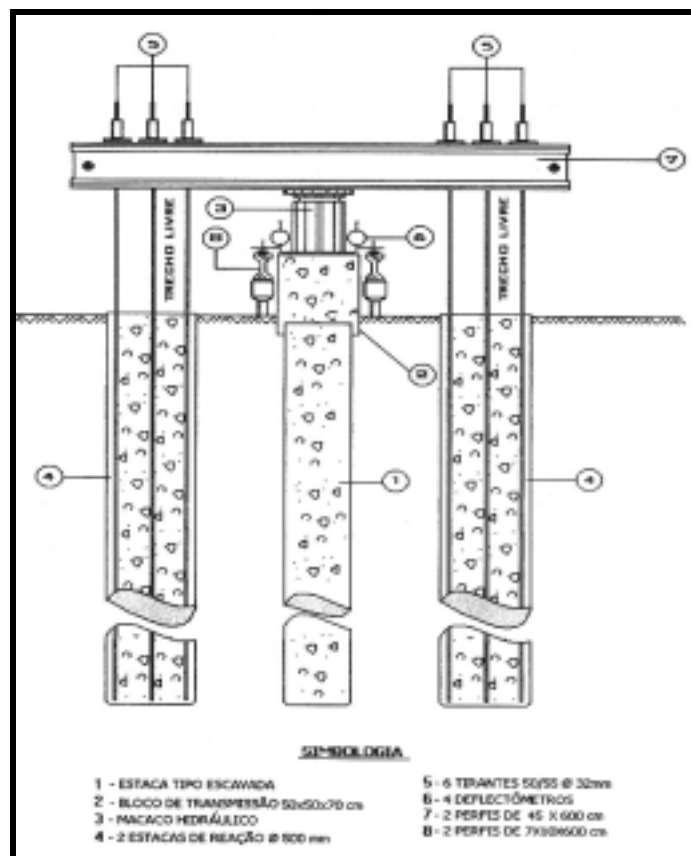
**Figura 4.6 – Relatório típico de CPT ( $q_c$ ) do local - COPESUL**



***Figura 4.7 – Relatório típico de SPT do local - COPESUL***



***Figura 4.8 – Solo característico do local - COPESUL***



***Figura 4.9 – Croquis da prova de carga típica - COPESUL***

**Tabela 4.2 – Resultados obtidos - COPESUL**

Prova de carga				Vander Veer				Capacidade de carga							
Diâmetro (mm)	Estaca	A	B	C	D	E	R <sup>2</sup>	F	G	Carga média na rutura (tf)			Carga média de atrito na rutura (tf)		
										AV	EG	Fi	AV	EG	Fi
400	E138	50	100	60	110	8800	0,9904	4	11,00	41	72	69	19	45	39
500	E63	75	150	75	197	10000	0,9924	4	11,00	57	96	93	24	56	49
600	E111	90	180	108	267	9500	0,9986	4	11,00	75	122	120	29	67	59

Legenda	
<b>A</b>	Carga de projeto (tf)
<b>B</b>	Carga de ensaio (tf)
<b>C</b>	Carga de rutura por atrito lateral (tf)
<b>D</b>	Carga de rutura por extrapolação (tf)
<b>E</b>	Tensão de ajuste (kPa)
<b>F</b>	Número de furos de sondagem (CPT)
<b>G</b>	Profundidade de cálculo (m)
<b>AV</b>	Adi & Véliso (1975)
<b>EG</b>	Bustarante & Genesalli (1982)
<b>Fi</b>	Philippomat (1986)

**4.2.3 Caso 3: Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**

O subsolo do terceiro local estudado é caracterizado por: (a) uma camada de aterro de argila com pedregulhos, em alguns locais, de cor variada e consistência mole à média até os 9,00 m; (b) camadas alternadas de argila arenosa rija de cor rósea e veios de cinza; (c) silte arenoso de consistência média e cor variegada; (d) argila siltosa de consistência média com areia fina e cor cinza escuro. A camada de embutimento das estacas caracteriza-se pelo arenito siltoso compacto de cor rósea com veios cinza. O lençol freático apresenta-se variável de 15,00m até 20,00 m. Nas Figuras 4.13 e 4.14 apresentam-se dois perfis típicos do local, sendo o primeiro uma sondagem CPT (CPT13) e o segundo uma sondagem do tipo SPT (SPMG-10). Na Figura 4.10 apresenta-se o solo característico da região.

Neste local de estudo foram executadas quinze estacas para análise de dados sendo, respectivamente, oito estacas de 400 mm (Estacas B, E, M, O, D, F, G e H) e sete estacas de 600 mm (Estacas E27, E56, E86, A, L, N e C). Para o cálculo da previsão da capacidade de carga das estacas, foram utilizados os resultados de dezesseis relatórios de sondagens de cone (CPT) executados no local com diversas profundidades. As estacas foram executadas com 20,00 m de comprimento em média. Foram utilizados os dados referentes a quinze provas de carga estáticas do tipo SML, realizadas nestas estacas (Figura 4.12). Também cabe salientar

que foram executadas aproximadamente mil e duzentas estacas nesta obra de ampliação (Figura 4.11). Na Tabela 4.3 estão apresentados os resultados obtidos:

**Tabela 4.3 – Resultados obtidos - Ipiranga Petroquímica**

Froa de carga				Vánder Veer				Capacidade de carga								
Diâmetro (mm)	Estaca	A	B	C	D	E	R2	F	G	Carga média de rutura (tf)			Carga média de atrito rutura (tf)			
										AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	
400	B	42	84	85	189	15000	0,9958	16	23,70	169	248	267	96	147	173	
400	E	42	84	83	220	17500	0,9954	16	24,70	178	326	284	64	179	143	
400	M	42	84	80	220	17500	0,9983	16	18,50	318	461	484	74	147	149	
400	O	42	84	87	170	13500	0,9986	16	25,00	197	287	342	101	163	204	
400	D	60	120	89	220	17500	0,9900	16	15,50	310	371	432	66	117	146	
400	F	60	120	91	189	15000	0,9954	16	16,20	349	449	542	121	160	205	
400	G	60	120	108	220	17500	0,9974	16	17,70	318	461	484	74	147	149	
400	H	60	120	72	151	12000	0,9953	16	19,20	156	251	264	67	143	151	

Froa de carga				Vánder Veer				Capacidade de carga								
Diâmetro (mm)	Estaca	A	B	C	D	E	R2	F	G	Carga média de rutura (tf)			Carga média de atrito rutura (tf)			
										AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	
600	E27	110	165	135	184	6500	0,9917	16	20,70	329	394	438	78	136	140	
600	E56	110	165	120	241	8500	0,9982	16	22,70	386	470	523	88	157	164	
600	E86	110	165	115,5	255	6500	0,9991	16	19,70	406	482	553	84	155	174	
600	A	110	220	76,2	230	8100	0,9991	16	21,70	381	452	524	97	149	176	
600	L	110	220	125	283	10000	0,9978	16	22,00	328	414	489	100	176	195	
600	N	110	220	132	269	17500	0,9967	16	19,60	156	251	264	67	143	151	
600	C	127	254	152,4	382	13500	0,9928	16	22,70	386	470	523	88	157	164	

Legenda	
<b>A</b>	Carga de projeto (tf)
<b>B</b>	Carga de ensaio (tf)
<b>C</b>	Carga de rutura por atrito lateral (tf)
<b>D</b>	Carga de rutura por extrapolação (tf)
<b>E</b>	Tensão de ajuste (kPa)
<b>F</b>	Número de furos de sondagem para cálculo (CPT)
<b>G</b>	Profundidade de cálculo (m)
<b>AV</b>	Adi & Veloso (1975)
<b>BG</b>	Bustamante & Geneselli (1982)
<b>Phi</b>	Philipponet (1986)

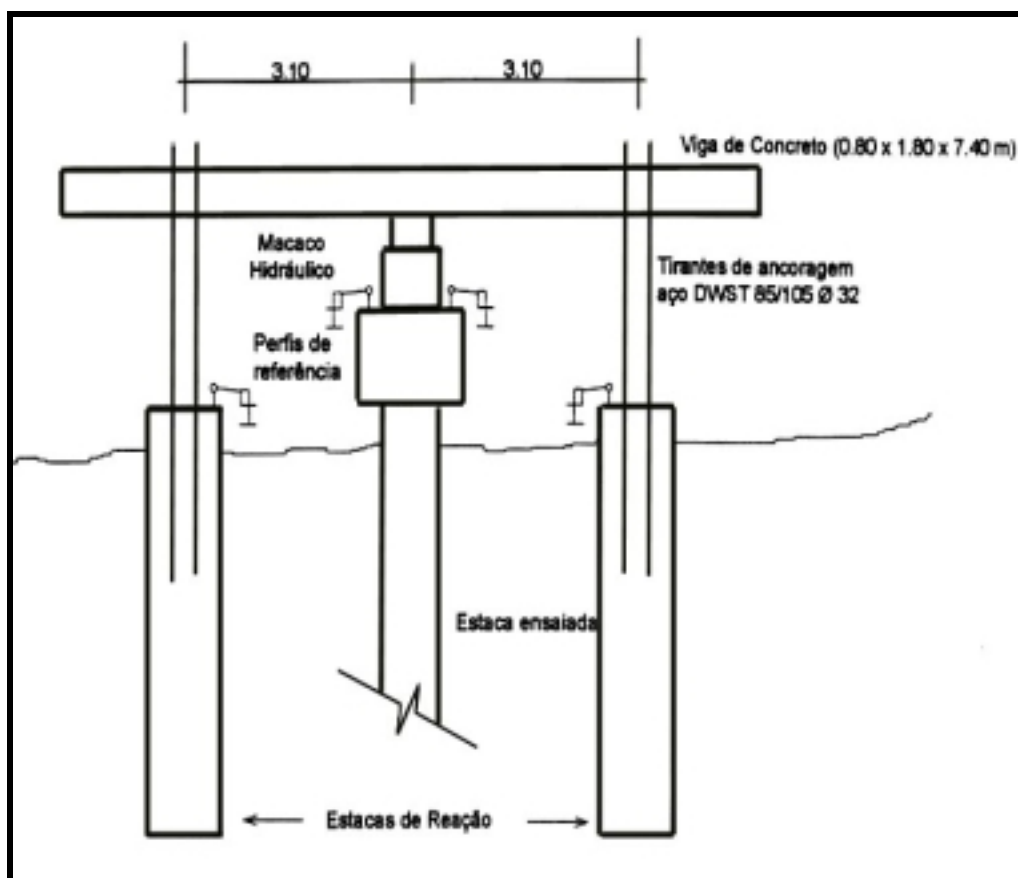


**Figura 4.10 – Solo característico da região - Ipiranga Petroquímica**





***Figura 4.11 – Vista geral da obra de ampliação da planta petroquímica - Ipiranga***  
***Petroquímica***



***Figura 4.12 – Croquis da prova de carga típico - Ipiranga Petroquímica***

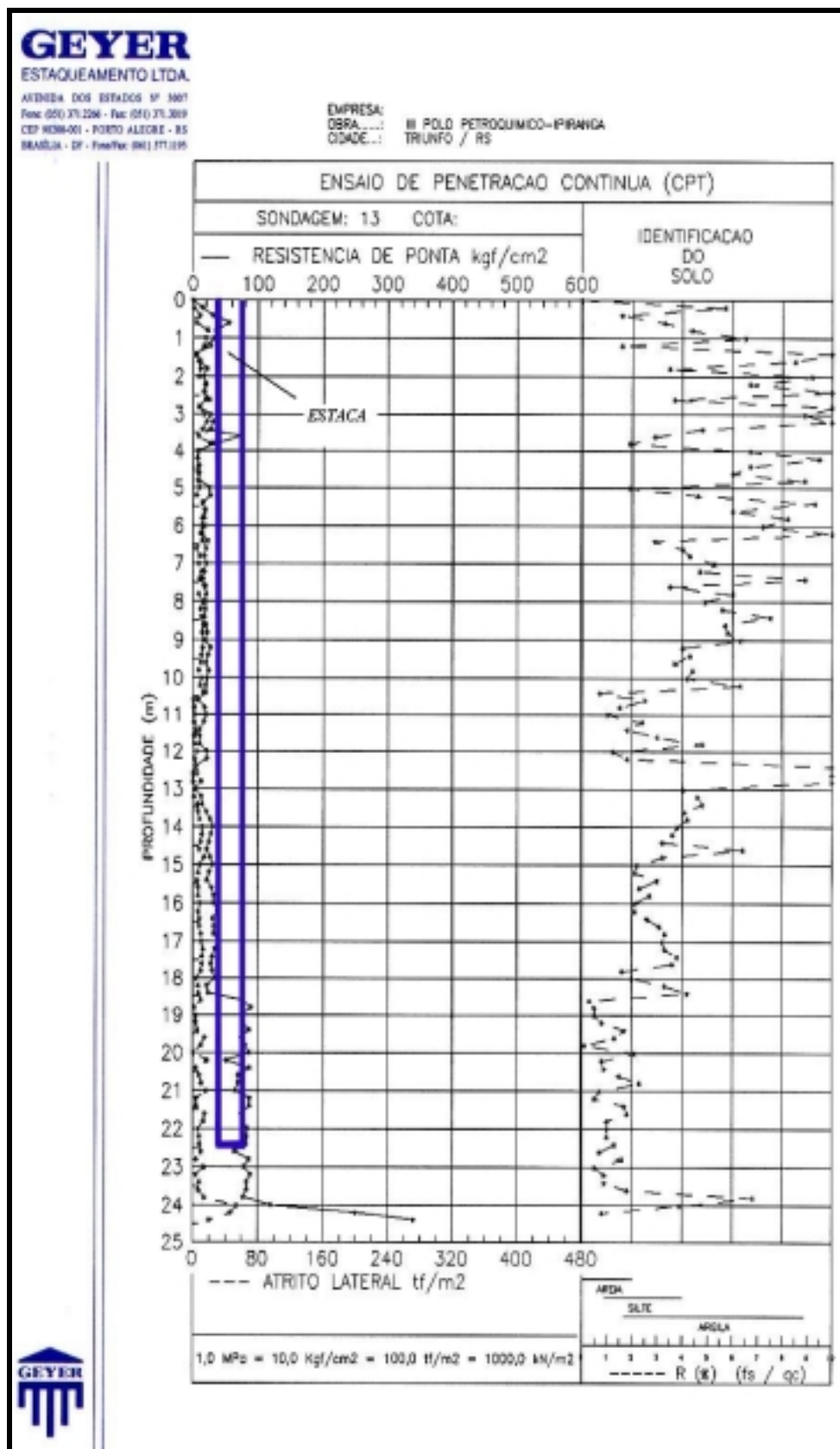
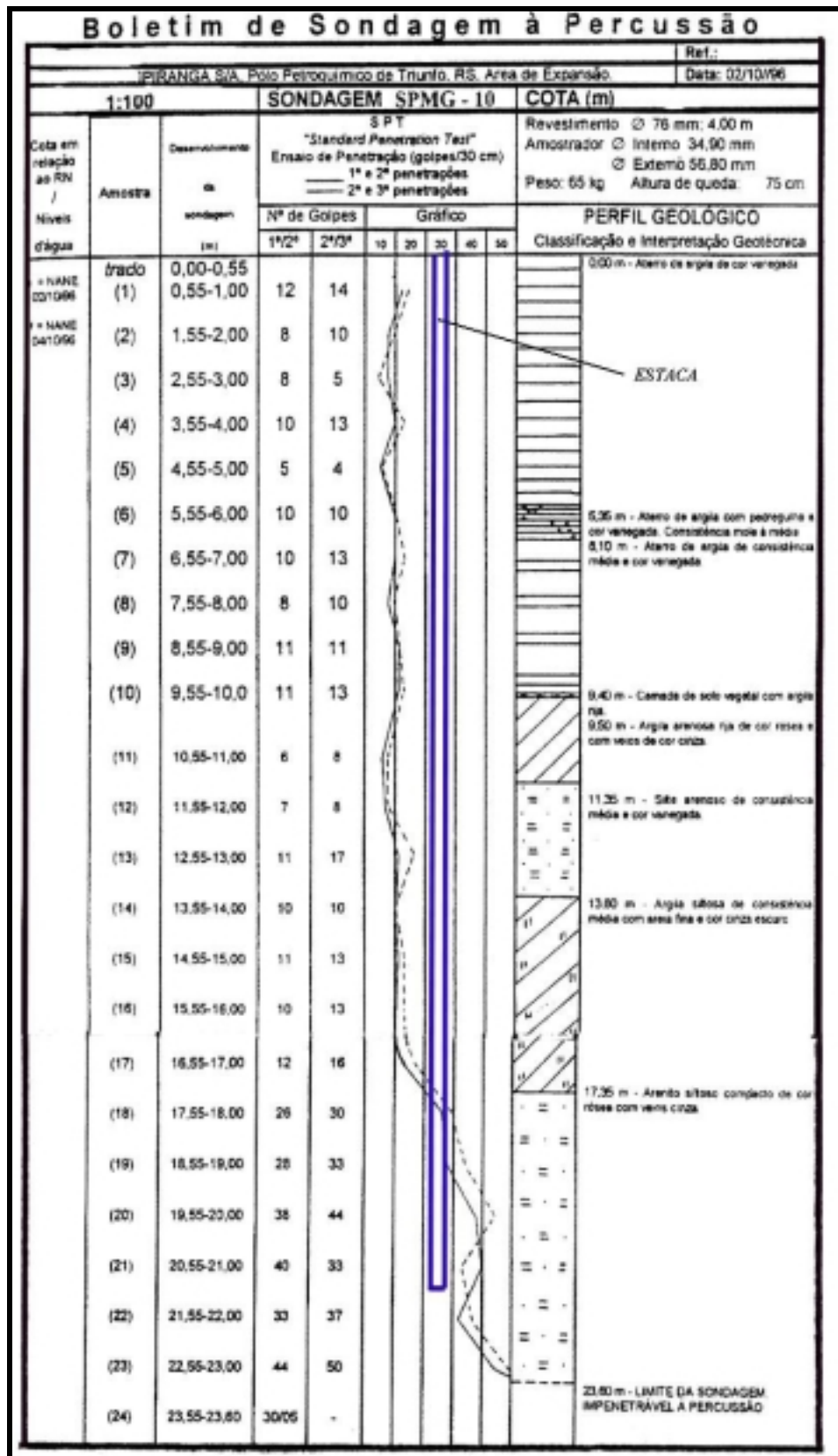


Figura 4.13 – Relatório típico de CPT do local - Ipiranga Petroquímica



**Figura 4.14 – Relatório típico de SPT do local - Ipiranga Petroquímica**

**4.2.4 Caso 4: COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

A “argila porosa” do Distrito Federal, proveniente do processo de intemperismo de idade Terceária – Quaternária, é encontrada na totalidade da área do Distrito Federal. Esta possui coloração vermelha (latossolo vermelho) com resistência mecânica variável e alta permeabilidade. Apesar do alto teor de argila, este latossolo superficial apresenta elevada porosidade e comportamento similar a dos solos arenosos, com um coeficiente de colapso extremamente alto.

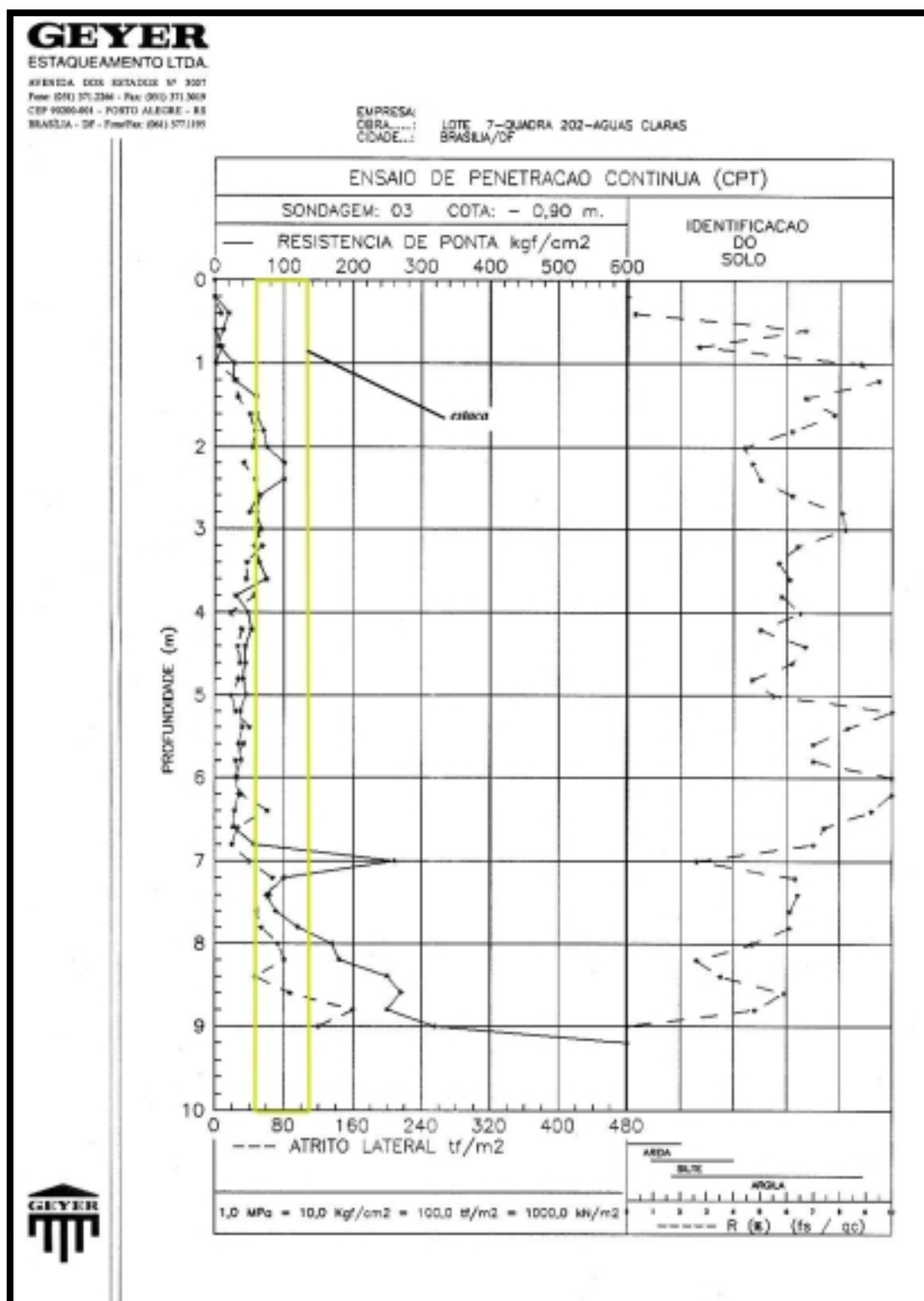
O subsolo do quarto local estudado é caracterizado por: (a) uma camada de argila siltosa, silte argiloso e areia fina, em alguns locais, de coloração roxa e marrom com veios rosados, muito rijo a duro até os 3,00 m; (b) camada de silte argiloso roxo com veios rosa, duro até os 6.00 m, de alta capacidade suporte. A camada de embutimento das estacas caracteriza-se pelo silte argiloso duro compacto, de cor rósea com veios rosa e N<sub>spt</sub> médio maior que 50 golpes. O lençol freático não foi observado. Nas Figuras 4.15 e 4.16 apresentam-se dois perfis típicos do local. A primeira uma sondagem CPT (CPT01) e a segunda uma sondagem do tipo SPT (06). Na Figura 4.18 apresenta-se o solo característico da região.

Neste local de estudo foi executada uma estaca de 700 mm (E711) com 12,00 m de comprimento. Para o cálculo da previsão da capacidade de carga da estaca, foi utilizado o resultado de oito relatórios de sondagens de cone (CPT). Utilizaram-se os dados referentes de uma prova de carga estáticas do tipo SML, realizadas nesta estaca (Figura 4.17). Na Tabela 4.4 estão apresentados os resultados obtidos:

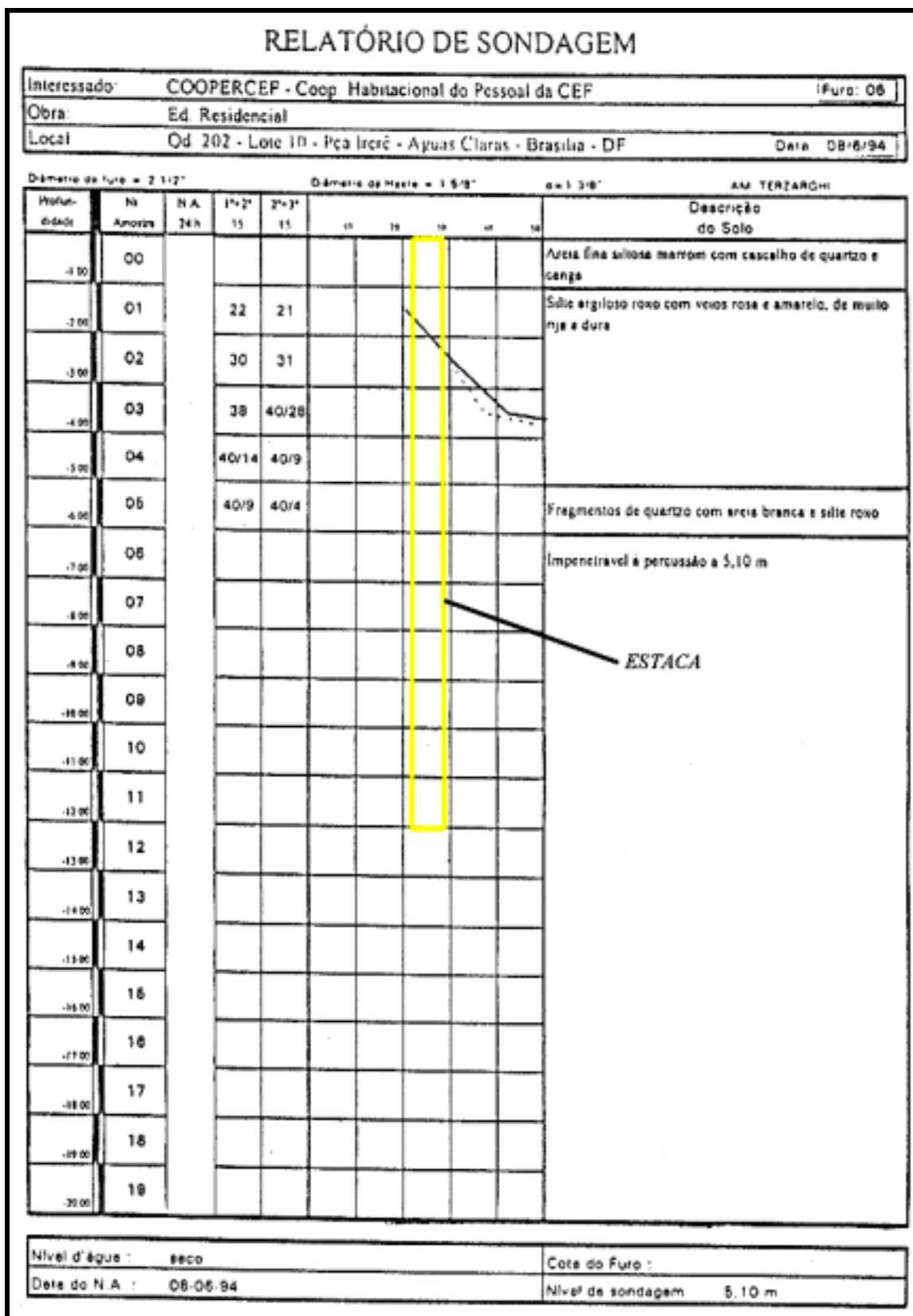
**Tabela 4.4 – Resultados obtidos - COOPERCEF**

Prova de carga					Vender Veer					Capacidade de carga					
Diâmetro (mm)	Estaca	A	B	C	D	E	R <sup>2</sup>	F	G	Carga média a partir de (tf)			Carga média de atrito a partir de (tf)		
										AV	BG	Fi	AV	BG	Fi
700	E711	148	269	100,8	281	7300	0,956	8	12,00	669	678	798	165	182	222

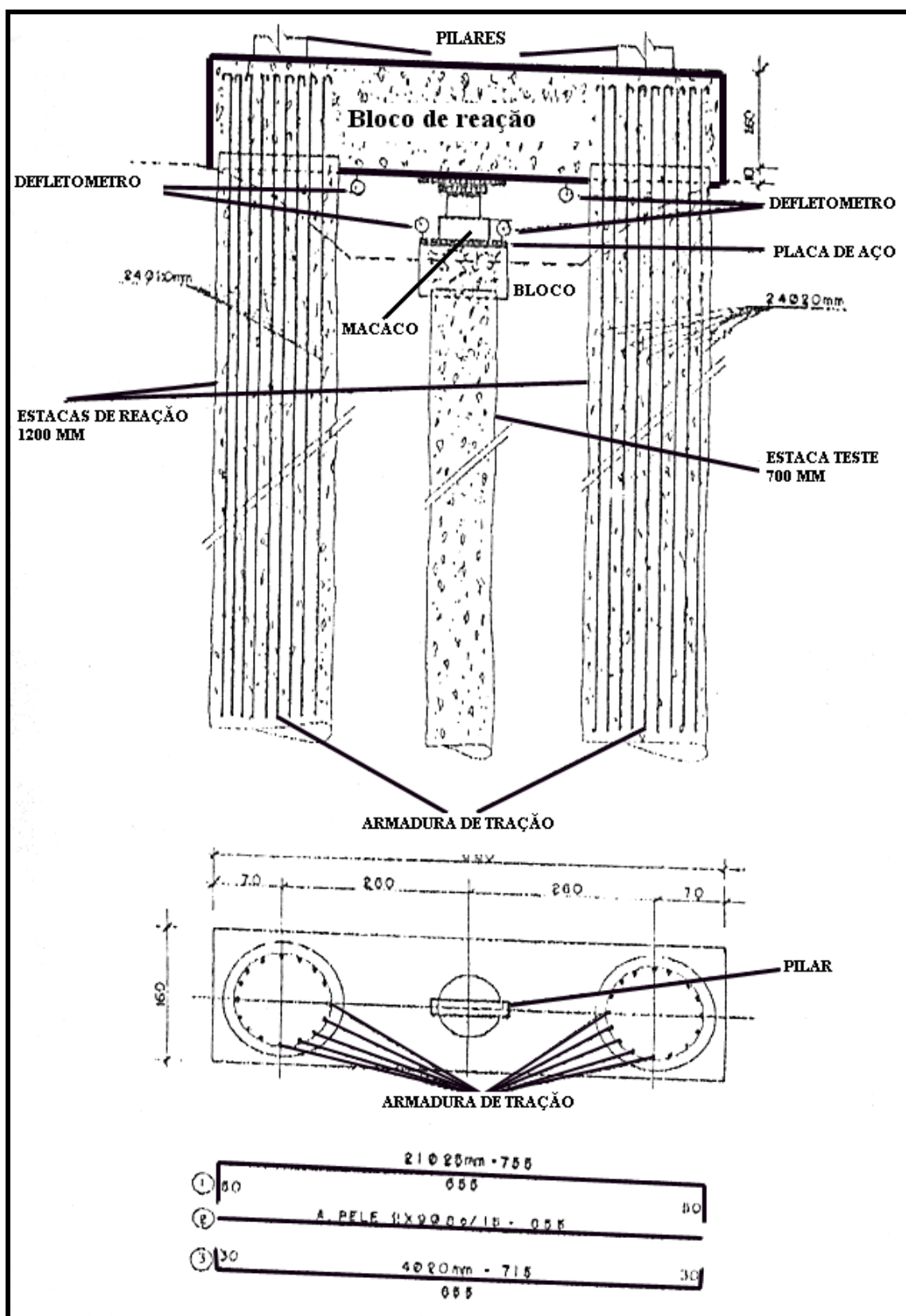
Legenda	
<b>A</b>	Carga de projeto (tf)
<b>B</b>	Carga de ensaio (tf)
<b>C</b>	Carga de rutura por atrito lateral (tf)
<b>D</b>	Carga de rutura por extrapolação (tf)
<b>E</b>	Tensão de ajuste (kPa)
<b>F</b>	Número de furos de sondagem (CPT)
<b>G</b>	Profundidade de cálculo (m)
<b>AV</b>	Adki & Veloso (1975)
<b>BG</b>	Bustamante & Gianeselli (1982)
<b>Fi</b>	Philipponat (1986)



**Figura 4.15 - Relatório típico de CPT do local - COOPERCEF**



**Figura 4.16 - Relatório típico de SPT do local - COOPERCEF**



**Figura 4.17 – Croquis da prova de carga típica - COOPERCEF**



*Figura 4.18 – Solo*  
*característico da região - Fuste*  
*da estaca de 700 mm -*  
*COOPERCEF*



## Capítulo 5

### 5.1. Introdução

A previsão do comportamento das estacas escavadas nos locais estudados foi realizada segundo os métodos de previsão de capacidade de carga, Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986), detalhados no Capítulo 3. Utilizou-se um total de vinte e duas estacas escavadas com diâmetros de 400 mm a 700 mm e comprimentos entre 7,50 m e 25,00 m, em solos residuais.

Em relação as sondagens, foram utilizados os dados obtidos a partir de trinta e uma sondagens do tipo CPT (Cone Penetration Test) executadas próximas as estacas analisadas, com profundidades entre 5,20 m e 24,40 m.

As cargas de ruptura foram obtidas, além dos métodos já mencionados, através de provas de carga que foram executadas. Ao todo se dispôs de dados de vinte e duas provas de carga. Portanto, todas as estacas apresentadas neste trabalho foram ensaiadas, porém não instrumentadas. Foi utilizado o Método de Van der Veen (1953) para obtenção das cargas de ruptura através de extrapolações das provas de carga, detalhado no Capítulo 3.

Com relação à análise dos recalques, o autor optou por apresentar os dados referindo-se as recomendações da Norma Brasileira - NBR 6122/96 e Norma Inglesa - Inglaterra - BSI- (CP 2004).

Este Capítulo tem como objetivo apresentar todas as análises pertinentes aos estudos realizados neste trabalho. Serão apresentados os gráficos obtidos para as retas de ajuste e carga de ruptura do Método de Van der Veen (1953), capacidade de carga das estacas via métodos propostos (cargas estimadas) e provas de carga (cargas medidas), atrito lateral medido nas provas de carga e análise de recalques. Serão ainda apresentadas, as comparações realizadas entre carga de ruptura estimada x medida e carga de atrito lateral medida x estimada.

## **5.2 Análise dos resultados das Provas de Carga**

### **5.2.1. Reta de ajuste do Método de Van der Veen (1953)**

Conforme já salientado no Capítulo 3, o Método de Van der Veen (1953) é o mais utilizado na prática brasileira, e provavelmente internacional, para interpretação de provas de carga (Hachich, 1996). O procedimento de extrapolar a curva carga x recalque para se avaliar a carga de ruptura, quando o ensaio não indicar uma ruptura definida, é legitimado pela NBR 6122/96 (item 7.2.2.3). O presente capítulo não tem como objetivo verificar a adequabilidade do método e sim aplicá-lo às provas de carga estudadas nas diversas regiões, sabendo a priori das suas limitações e premissas básicas.

É preciso considerar que o Método de Van der Veen (1953) tem duas hipóteses básicas a serem discutidas: 1<sup>a</sup>) a forma da curva carga x recalque é do tipo exponencial; 2<sup>a</sup>) o modo de ruptura corresponderia a recalques teoricamente infinitos. Portanto é de se esperar que o método não deva fornecer resultados satisfatórios em dois casos: a) a curva real não for do tipo exponencial adotado por Van der Veen (ou a carga máxima atingida no ensaio não foi suficiente para evidenciar a forma da curva); b) o modo de ruptura não for o de ruptura descrito acima. Ensaios encerrados prematuramente, ainda no trecho linear da curva carga x recalque podem fornecer estimativas imprecisas da carga de ruptura estimada. Por esta razão Décourt & Niyama (1994), sugerem que o critério de Van der Veen é somente aplicável se o ensaio atingiu pelo menos dois terços da carga de ruptura. Este critério é, no entanto, de pouco alcance prático, pois não há meios de assegurar, para uma prova de carga não rompida, qual a percentagem da carga de ruptura que foi atingida.

O método consiste em se determinar a carga de ruptura das estacas por tentativas. Em uma primeira instância se atribui uma carga de ruptura inicial (tensão de ajuste inicial) e através de iterações se obtêm a carga de ruptura final da estaca. Adotou-se neste trabalho como critério de aceitação da carga de ruptura final o maior valor obtido de  $R^2$  no ajuste das retas. Nas Tabelas 4.1 a 4.4 apresentam-se os valores adotados de tensões de ajuste e de  $R^2$  nos casos analisados. Os cálculos pertinentes às análises foram rodados em programação do tipo Excel, visando uma otimização dos processos de análise e sua interpretação.

Observou-se, nos casos estudados, a extrema sensibilidade do Método de Van der Veen (1953) quanto à determinação da carga de ruptura final das estacas. À medida que se atribuíam valores de tensões de ajuste iniciais ( $Pr$ ), os valores de  $R^2$  variavam significativamente para mais ou para menos, de acordo com o intervalo utilizado de tensões.

Este processo era finalizado quando se obtinha o maior valor do ajuste do  $R^2$ , ou seja, satisfeito o critério de aceitação dos valores conforme já citado. Um aspecto interessante a ser salientado é que variações dos valores do  $R^2$  na segunda casa decimal, durante o processo de iterações, faz com que o valor da carga de ruptura final da estaca aumente de uma maneira significativa.

É importante salientar também que dependendo do nível de deformações atingido na prova de carga, menor será o valor da tensão atribuído inicialmente para os ajustes das curvas. Como o método baseia-se em uma equação exponencial logarítmica, quando maiores forem os recalques atingidos, mais definido estará o formato da curva carga x recalque e conseqüentemente melhor será o seu ajuste. No caso contrário, quanto menor forem os recalques atingidos na curva carga x recalque, menos definido estará o formato da curva e conseqüentemente pior será o seu ajuste. Sugere-se, portanto, cautela na atribuição das tensões de ajuste atribuídas inicialmente e o intervalo de valores adotados, a fim de se evitar valores de carga de ruptura finais irrealistas, depois de concluídas as iterações nos processos de cálculo.

As observações anteriormente formuladas são importantes, na medida em que o banco de dados disponibilizado é constituído de resultados de provas de carga submetidas a deformações de várias magnitudes.

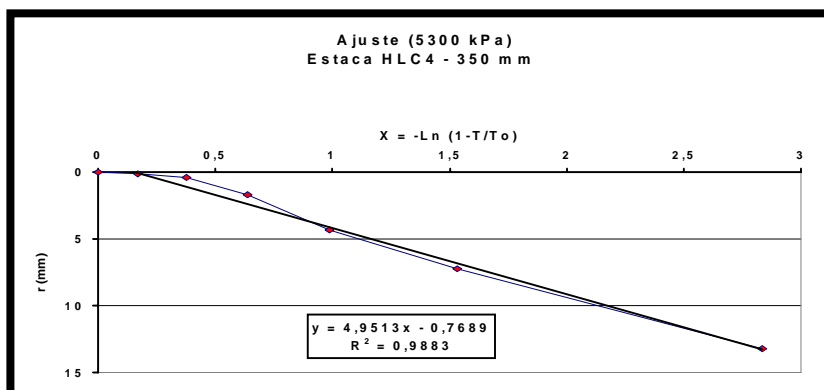
#### **5.2.1.1. ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paul/SP)**

Conforme apresentado na Tabela 3.8, pode-se observar que nas três provas de carga executadas no local, as deformações atingiram patamares superiores a  $D/30$ , sendo  $D$  o diâmetro da estaca. As deformações obtidas foram de  $D/22$  (15,84 mm) para a estaca *HLC-4* (350 mm),  $D/15$  (26,76 mm) para a estaca *HCL-6* (425 mm) e  $D/8$  (88,21 mm) para a estaca *E2* (700 mm).

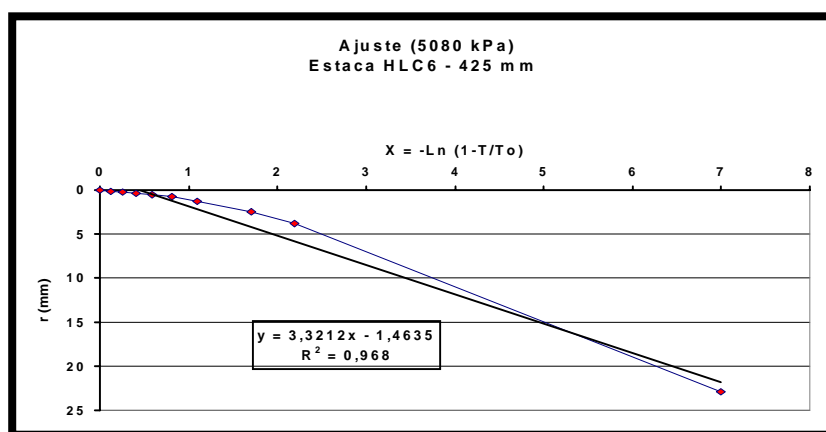
A curva carga x recalque apresentou uma boa definição (tendência de ajuste em função do formato da curva), sendo as tensões de ajuste iniciais de 5300 kPa para a estaca *HLC4* (350 mm), 5080 kPa para a estaca *HLC6* (425 mm) e 2550 kPa para a estaca *E2* (700 mm). A estaca *E2* (700 mm) foi a que apresentou o menor valor de tensão de ajuste (2550 kPa) devido a maior deformação atingida na prova de carga (88,21 mm). Este fato corrobora a hipótese de quanto maior for a deformação atingida no ensaio, mais definido estará o formato da curva

carga x recalque. Portanto, o valor obtido da carga de ruptura por Van der Veen (1953) fornecerá valores mais satisfatórios.

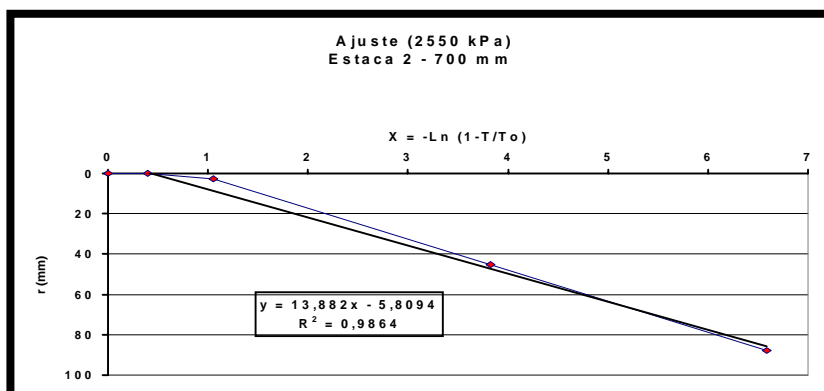
Os valores adotados de  $R^2$  foram de 0,9883 para a estaca HLC4 (350 mm), 0,968 para a estaca HLC6 (425 mm) e 0,9864 para a estaca E2 (700 mm). Nas Figuras 5.1 a 5.3 apresentam-se os gráficos de análise.



**Figura 5.1 – Reta de ajuste – HLC4 - 350 mm**



**Figura 5.2 – Reta de ajuste – HLC6 - 425 mm**



**Figura 5.3 – Reta de ajuste – E2 700 mm**

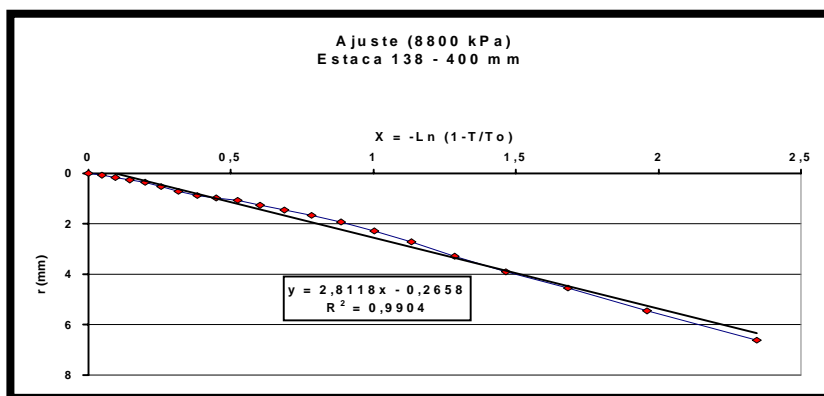
**5.2.1.2. COPESUL (Pólo Petroquímico de Triunfo/RS)**

A Tabela 3.9 apresenta os resultados obtidos nas três provas de carga executadas neste local. As deformações atingiram valores inferiores a  $D/30$ . As deformações obtidas nas estacas foram de  $D/59$  (6,88 mm) para a estaca *E138* (400 mm),  $D/230$  (2,18 mm) para a estaca *E63* (500 mm) e  $D/285$  (2,11 mm) para a estaca *E111* (600 mm).

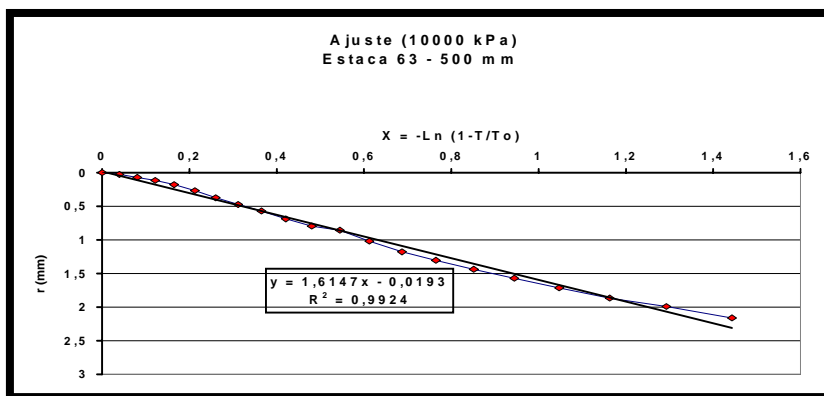
A curva carga x recalque das estacas não apresentou boa definição (tendência de ajuste no formato da curva) para os níveis apresentados de deformações. As tensões de ajuste iniciais foram de 8800 kPa para a estaca *E138* (400 mm), 10000 kPa para a estaca *E63* (500 mm) e 9500 kPa para a estaca *E111* (600 mm). Os pequenos valores de deformações nas provas de carga acarretam dificuldades no ajuste através do Método de Van der Veen (1953), visto que as estacas nestes intervalos de recalques estão trabalhando basicamente por atrito lateral, sendo a curva carga x recalque aproximadamente linear. Este nível de deformação corresponde à fase elástica do comportamento da estaca na curva carga x recalque.

A rigor os resultados destas provas de carga não poderiam ser utilizados. Porém o reduzido número de ensaios em solos residuais força o uso dos resultados disponíveis, mesmo que resulte em imprecisões na definição das cargas de ruptura.

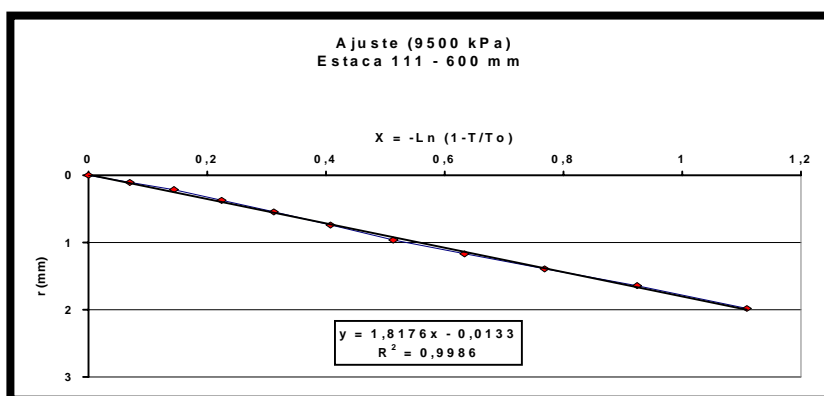
Os valores adotados de  $R^2$  foram de 0,9904 para a estaca *E138* (400 mm), 0,9924 para a estaca *E63* (500 mm) e 0,9986 para a estaca *E111* (600 mm). Nas Figuras 5.4 a 5.6 apresentam-se os gráficos de análise.



**Figura 5.4 – Reta de ajuste – E138 400 mm**



**Figura 5.5 – Reta de ajuste – E63 500 mm**



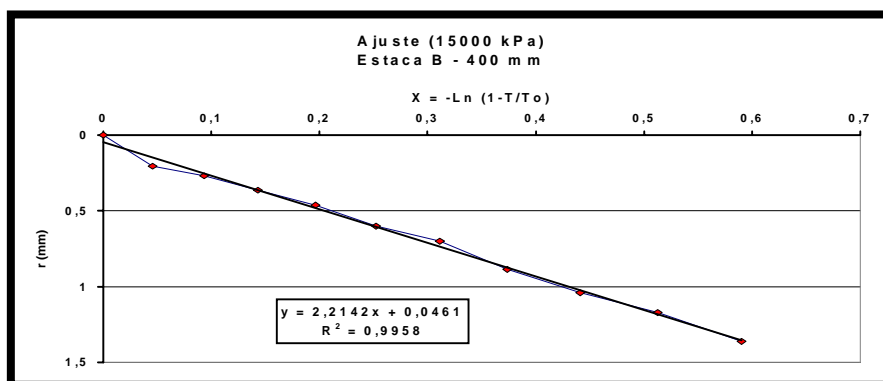
**Figura 5.6 – Reta de ajuste – E111 600 mm**

**5.2.1.3. Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico de Triunfo/RS)**

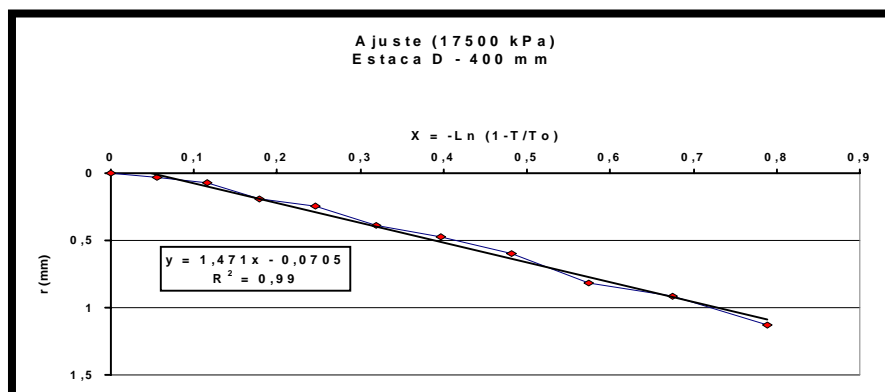
A Tabela 3.10 apresenta os resultados obtidos das quinze provas de carga executadas no local. As deformações atingiram valores significativamente inferiores a  $D/30$ . As deformações foram em média de  $D/290$  (1,37 mm) para as estacas de 400 mm e  $D/195$  (3,07 mm) para as estacas de 600 mm. Como nos valores obtidos na COPESUL, as deformações atingidas não correspondem a valores de ruptura, trazendo dificuldades aos ajustes através do Método de Van der Veen (1953), para este conjunto de dados.

Portanto, para os níveis apresentados de deformações na provas de carga, o formato da curva carga x recalque das estacas não apresentou uma boa definição (as curvas carga x recalque são aproximadamente lineares) e as tensões de ajuste iniciais ficaram em média na ordem de 15700 kPa para as estacas de 400 mm e 10100 kPa para as estaca de 600 mm. Os valores adotados de  $R^2$  foram em média de 0,9957 para as estacas de 400 mm e de 0,99 para as estacas de 600 mm. Nas Figuras 5.7 a 5.21 apresentam-se os gráficos de análise.

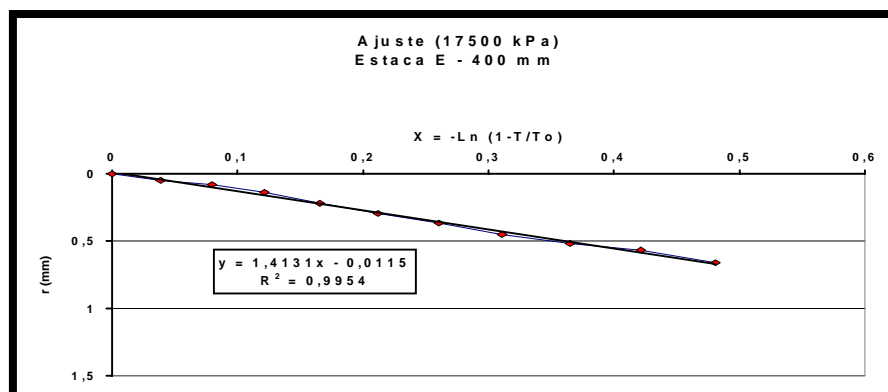
Julgou-se necessário apresentar cada um dos resultados para oportunizar aos leitores uma avaliação individualizada do banco de dados e dos ajustes realizados.



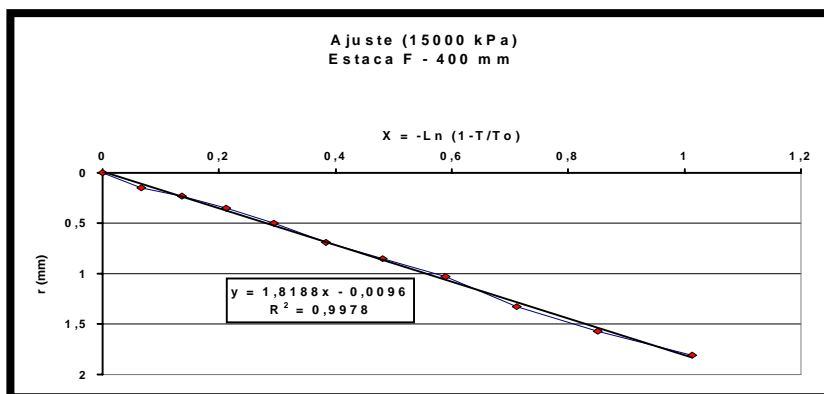
**Figura 5.7 – Reta de ajuste – B 400 mm**



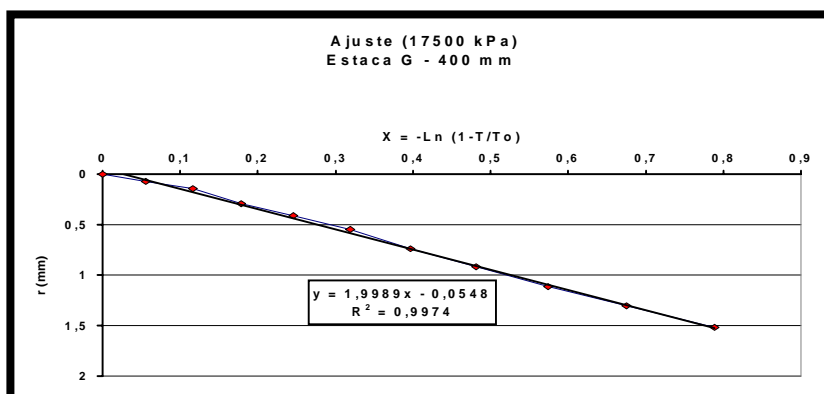
**Figura 5.8 – Reta de ajuste – D 400 mm**



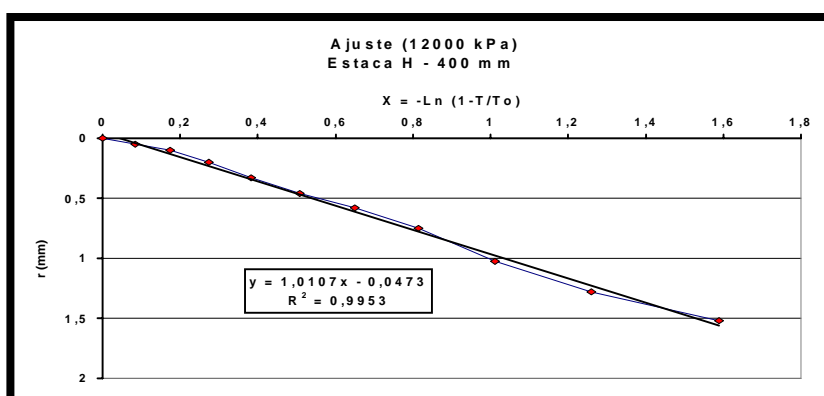
**Figura 5.9 – Reta de ajuste – E 400 mm**



**Figura 5.10 – Reta de ajuste – F 400 mm**

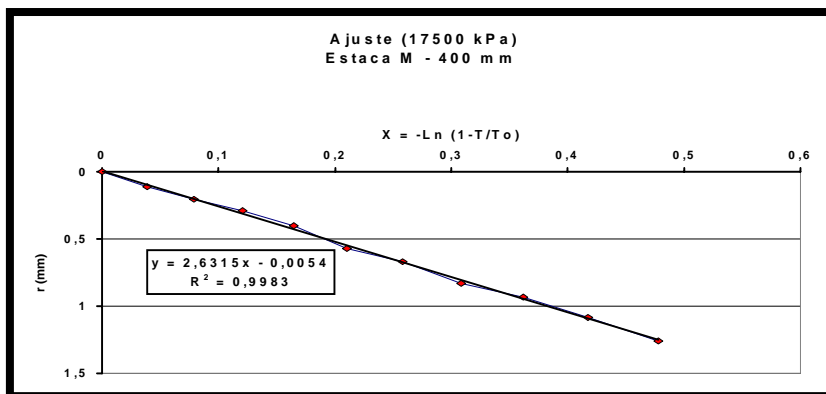


**Figura 5.11 – Reta de ajuste – G 400 mm**

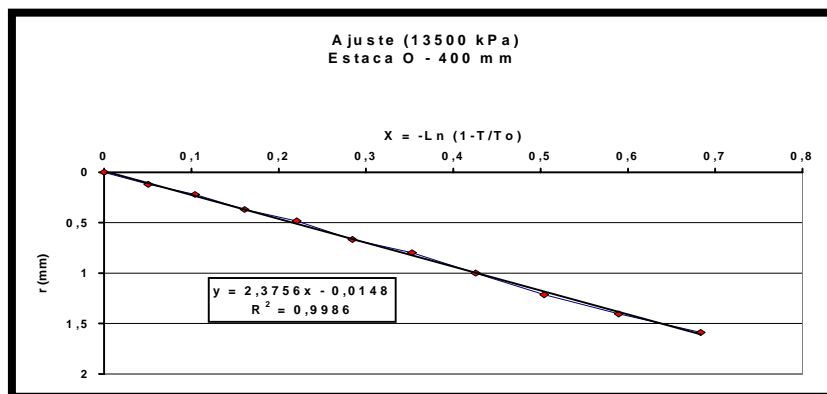


**Figura 5.12 – Reta de ajuste – H 400 mm**

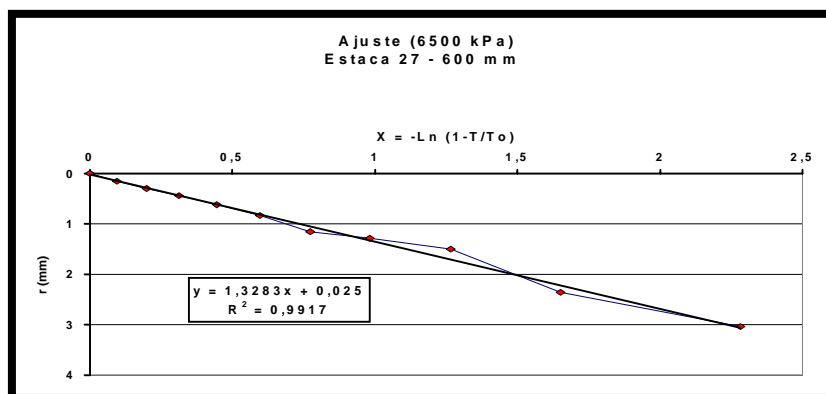




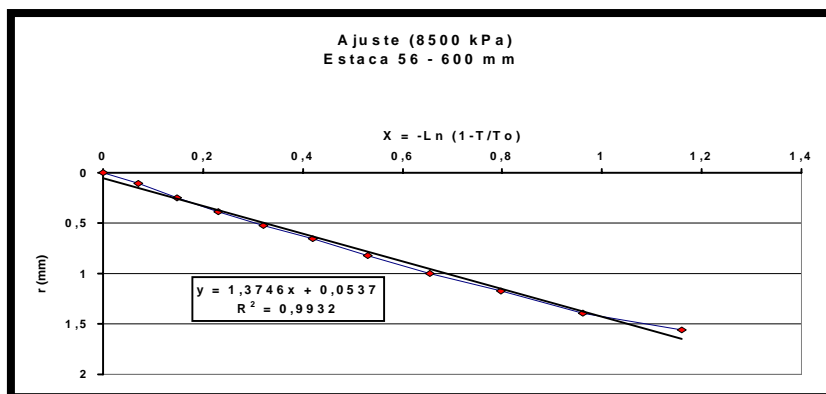
**Figura 5.13 – Reta de ajuste – M 400 mm**



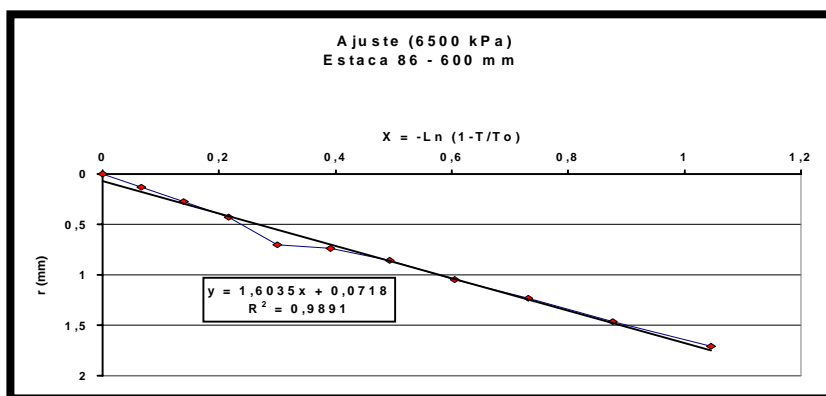
**Figura 5.14 – Reta de ajuste – O 400 mm**



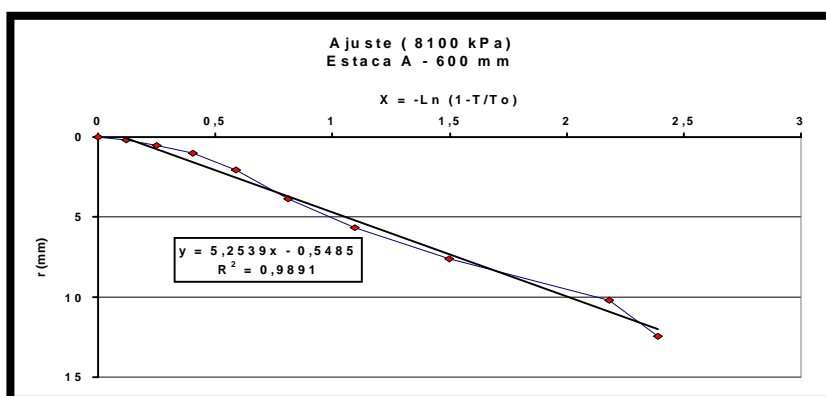
**Figura 5.15 – Reta de ajuste – E27 600 mm**



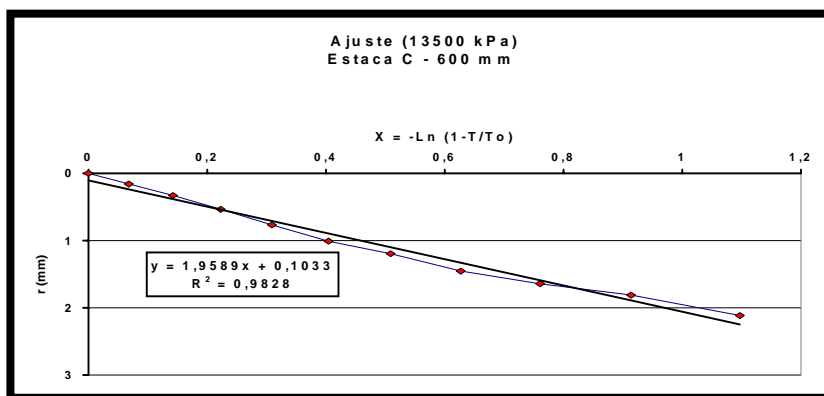
**Figura 5.16 – Reta de ajuste – E56 600 mm**



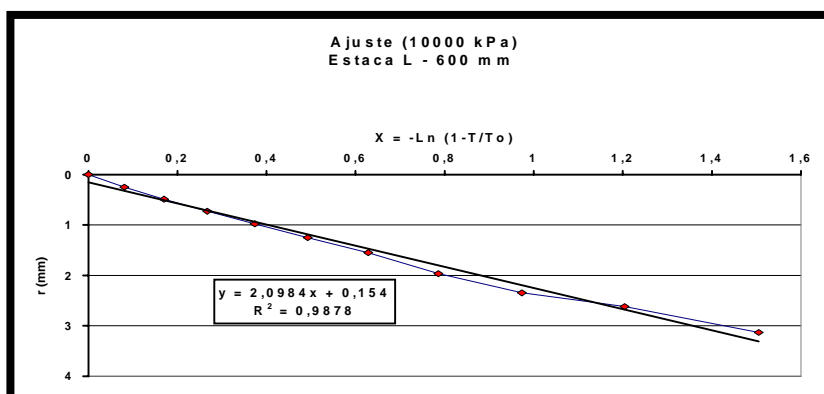
**Figura 5.17 – Reta de ajuste – E86 600 mm**



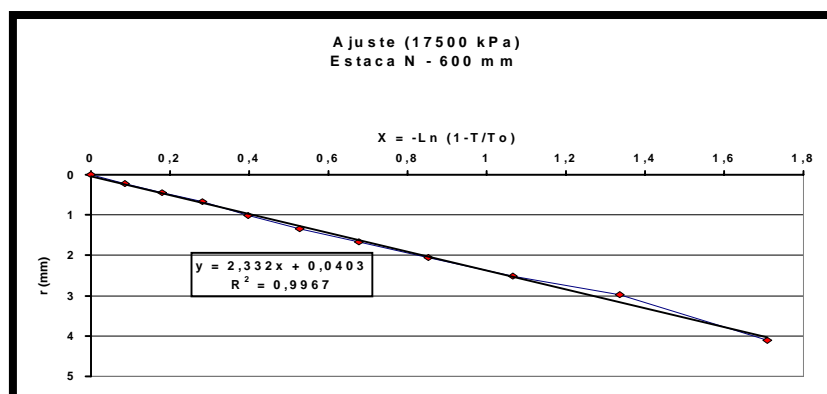
**Figura 5.18 – Reta de ajuste – A 600 mm**



**Figura 5.19 – Reta de ajuste – C 600 mm**



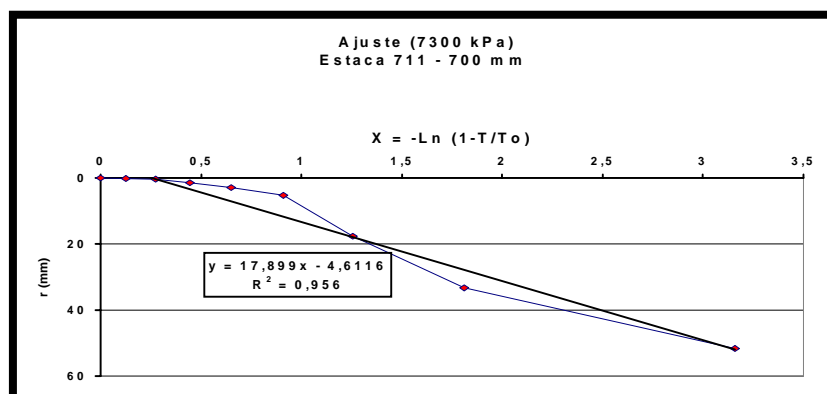
**Figura 5.20 – Reta de ajuste – L 600 mm**



**Figura 5.21 – Reta de ajuste – N 600 mm**

**5.2.1.4. COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

Conforme Tabela 3.11, a prova de carga executada no local apresentou deformações superiores a  $D/30$ . A deformação obtida foi de  $D/13$  (54,85 mm). Neste patamar de deformações, a curva carga x recalque apresentou definição adequada para os ajustes, sendo as tensões de ajuste iniciais de 7300 kPa. O valor adotado de  $R^2$  foi de 0,956. Na Figura 5.22 apresenta-se o gráfico de análise.



**Figura 5.22 – Reta de ajuste – E711 700 mm**

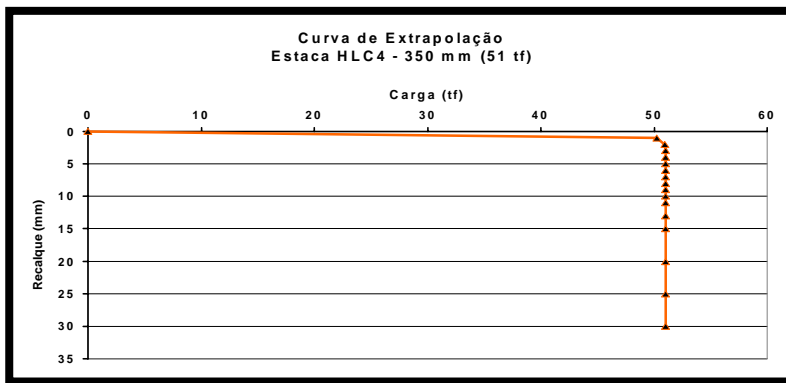
### **5.2.2. Carga de ruptura pelo Método de Van der Veen (1953)**

Como já salientado anteriormente, as provas de carga estudadas não possuem características idênticas, portanto, os comportamentos das curvas carga x recalque apresentam diferentes níveis de deformações. Frequentemente, o ensaio é interrompido prematuramente e a ruptura não é atingida, por motivos de custos e de prazos, porque a reação é insuficiente, ou ainda porque não se pretende danificar o elemento ensaiado por se tratar de parte definitiva da fundação da obra. Ou ainda, porque a prova de carga é carregada até duas vezes a carga de trabalho, conforma recomendação da Norma Brasileira - NBR 6122/96.

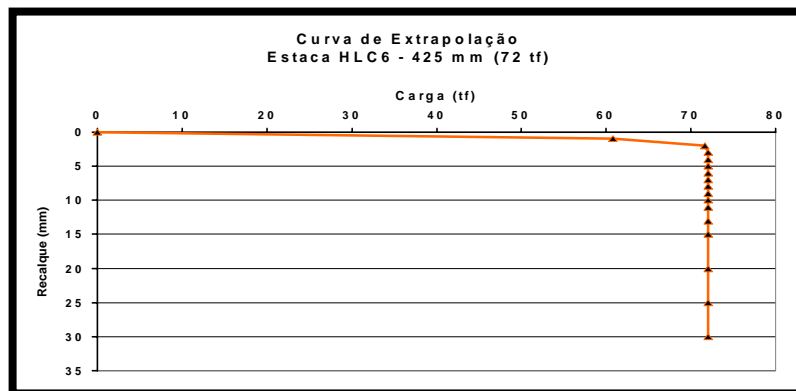
Em face de limitação, no presente trabalho, do número de provas de carga estudadas, optou-se pela utilização do Método de Van der Veen (1953) para extrapolação dos ensaios, sabendo a priori das suas limitações de utilização. Nas Figuras 5.23 a 5.44 apresentam-se os valores obtidos de carga de ruptura.

#### **5.2.2.1. ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

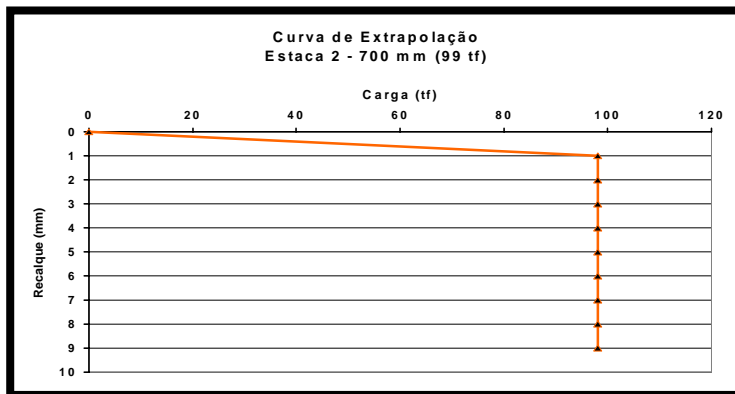
Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.1, para as três estacas analisadas: 1) *HLC4 - 350 mm* tem carga de projeto 40 tf, carga do ensaio de 48 tf (1,2 vezes a carga de projeto) e carga de ruptura obtida através da extrapolação com o Método de Van der Veen (1953) de 51 tf; 2) *HLC6 - 425 mm* tem carga de projeto 45 tf, carga do ensaio de 72 tf (1,6 vezes a carga de projeto) e carga de ruptura obtida através da extrapolação de 72 tf e 3) *E2 - 700 mm* tem carga de projeto 160 tf, carga do ensaio de 98 tf (0,6 vezes a carga de projeto) e carga de ruptura obtida através da extrapolação de 99 tf. Nas Figuras 5.23 a 5.25 apresentam-se os gráficos obtidos.



**Figura 5.23 – Carga de ruptura - HLC4 350 mm**



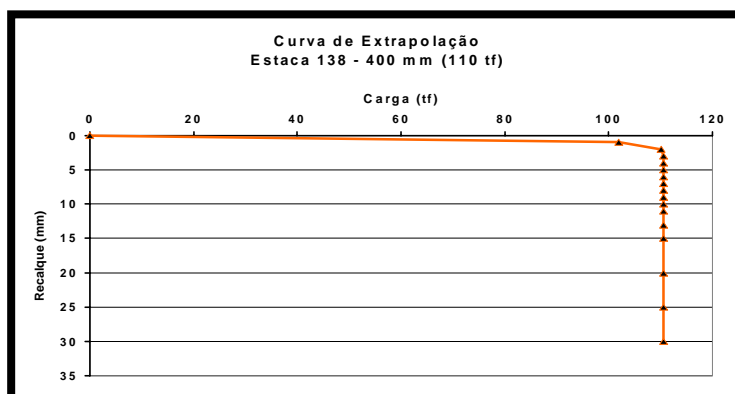
**Figura 5.24 – Carga de ruptura - HLC6 425 mm**



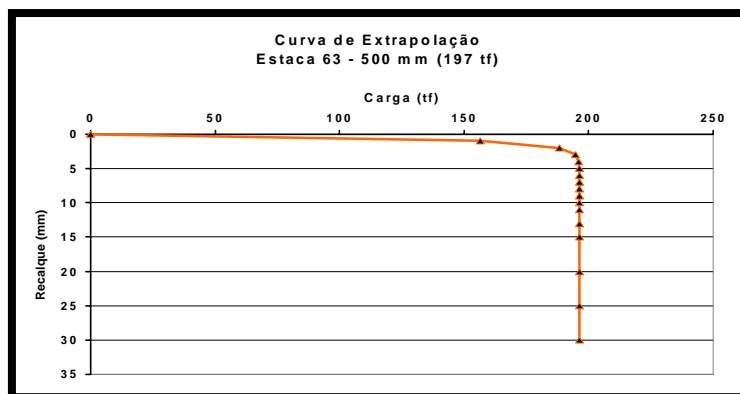
**Figura 5.25 – Carga de ruptura - E2 700 mm**

**5.2.2.2. COPESUL (Pólo Petroquímico de Triunfo/RS)**

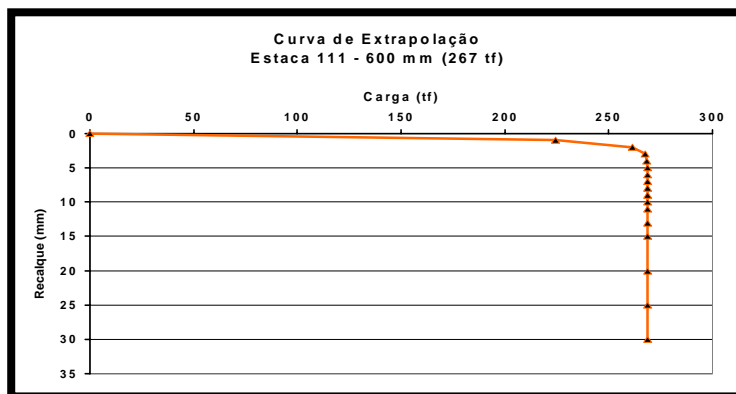
Na Tabela 4.2 apresenta-se o resultado obtido para as três estacas analisadas. As estacas são as seguintes: 1) *E138 - 400 mm* tem carga de projeto 50 tf, carga do ensaio de 100 tf (2 vezes a carga de projeto) e carga de ruptura de 110 tf; 2) *E63 - 500 mm* tem carga de projeto 75 tf, carga do ensaio de 150 tf (2 vezes a carga de projeto) e carga de ruptura de 197 tf e 3) *E111 - 600 mm* tem carga de projeto 90 tf, carga do ensaio de 180 tf (2 vezes a carga de projeto) e carga de ruptura de 267 tf. Nas Figuras 5.26 a 5.28 apresentam-se os gráficos obtidos.



**Figura 5.26 – Carga de ruptura – E138 400 mm**



**Figura 5.27 – Carga de ruptura – E63 500 mm**



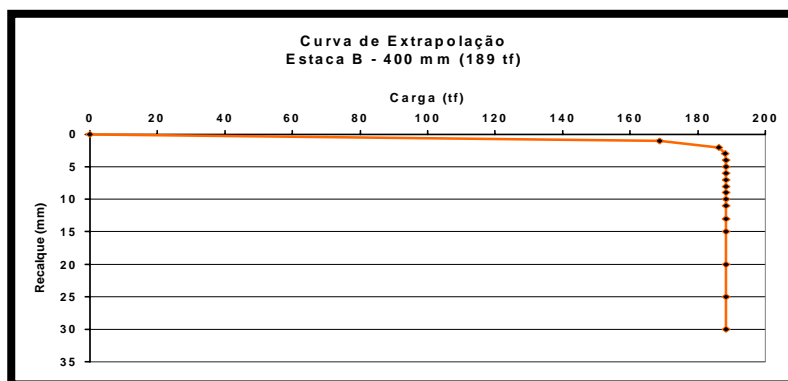
**Figura 5.28 – Carga de ruptura – E111 600 mm**

**5.2.2.3. Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico de Triunfo/RS)**

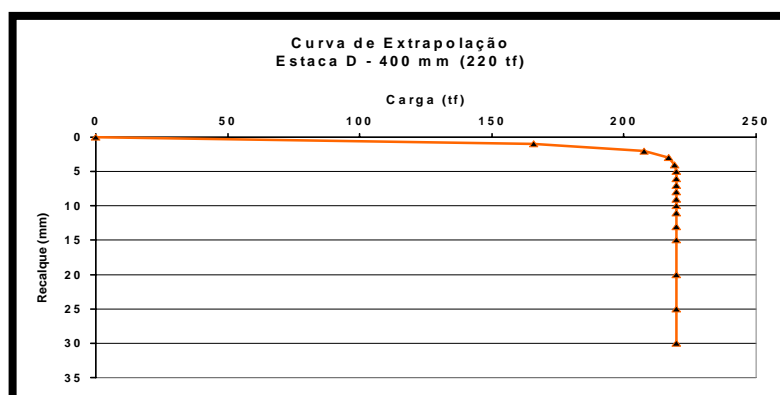
Na Tabela 4.3 apresenta-se o resultado obtido das quinze provas de carga executadas no local, sendo oito estacas de 400 mm e sete estacas de 600 mm. A carga de ruptura obtida advém da extrapolação com o Método de Van der Veen (1953). As estacas de 400 mm são as seguintes: 1) Estaca *B* tem carga de trabalho 42 tf, carga do ensaio de 84 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 189 tf; 2) Estaca *E* tem carga de trabalho 42 tf, carga do ensaio de 84 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 220 tf e 3) Estaca *M* tem carga de trabalho 42 tf, carga do ensaio de 84 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 220 tf, 4) Estaca *O* tem carga de trabalho 42 tf, carga do ensaio de 84 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 170 tf, 5) Estaca *D* tem carga de trabalho 60 tf, carga do ensaio de 120 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 220 tf, 6) Estaca *F* tem carga de trabalho 60 tf, carga do ensaio de 120 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de

ruptura de 189 tf, 7) Estaca *G* tem carga de trabalho 60 tf, carga do ensaio de 120 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 220 tf e a 8) Estaca *H* tem carga de trabalho 60 tf, carga do ensaio de 120 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 151 tf.

As estacas de 600 mm são as seguintes: 1) Estaca 27 tem carga de trabalho 110 tf, carga do ensaio de 165 tf (1,5 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 184 tf; 2) Estaca 56 tem carga de trabalho 110 tf, carga do ensaio de 165 tf (1,5 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 241 tf e 3) Estaca 86 tem carga de trabalho 110 tf, carga do ensaio de 165 tf (1,5 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 255 tf, 4) Estaca *A* tem carga de trabalho 110 tf, carga do ensaio de 220 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 230 tf, 5) Estaca *L* tem carga de trabalho 110 tf, carga do ensaio de 220 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 283 tf, 6) Estaca *N* tem carga de trabalho 110 tf, carga do ensaio de 220 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 269 tf e a 7) Estaca *C* tem carga de trabalho 127 tf, carga do ensaio de 254 tf (2 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura de 382 tf. Nas Figuras 5.29 a 5.43 apresentam-se os gráficos obtidos.

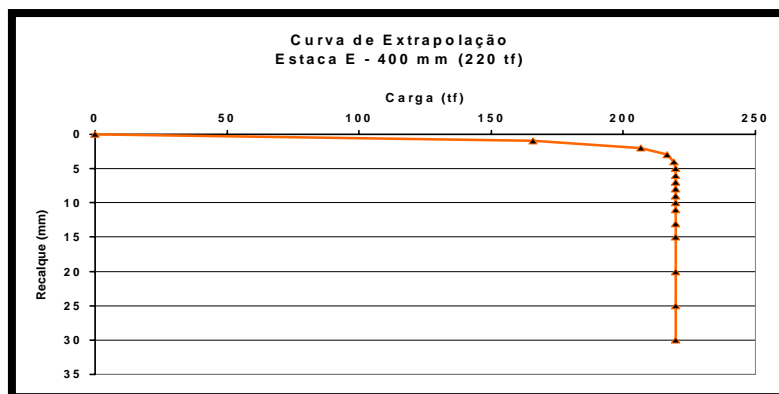


***Figura 5.29 – Carga de ruptura – B 400 mm***

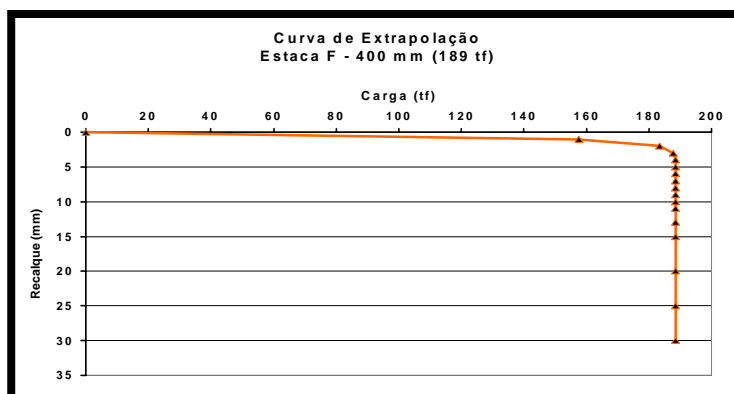


***Figura 5.30 – Carga de ruptura – D 400 mm***

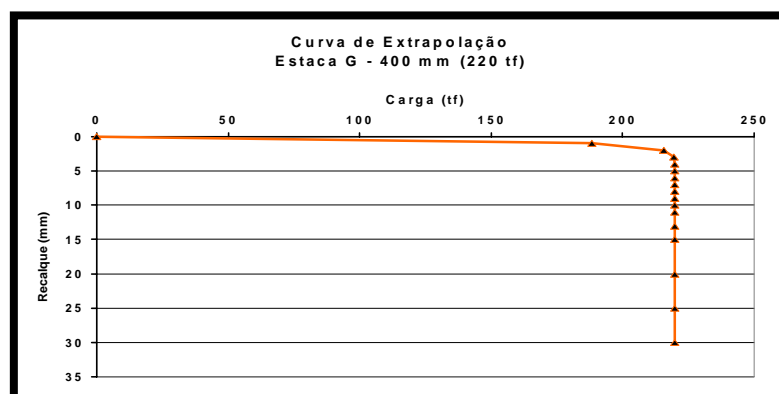




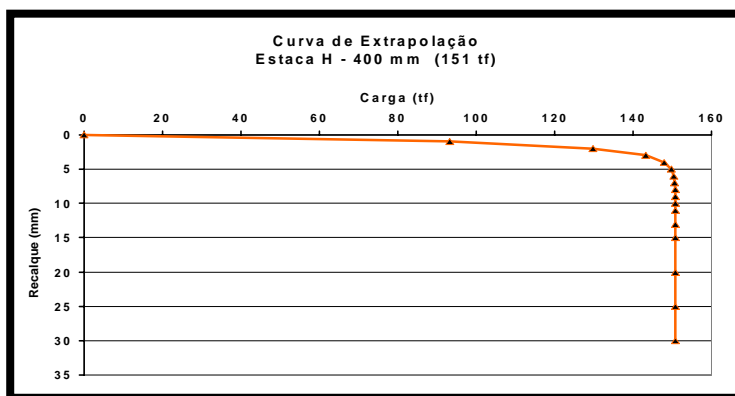
***Figura 5.31 – Carga de ruptura – E 400 mm***



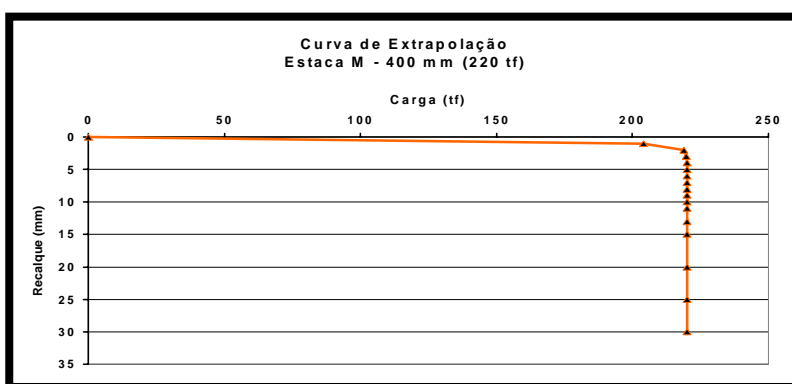
***Figura 5.32 – Carga de ruptura – F 400 mm***



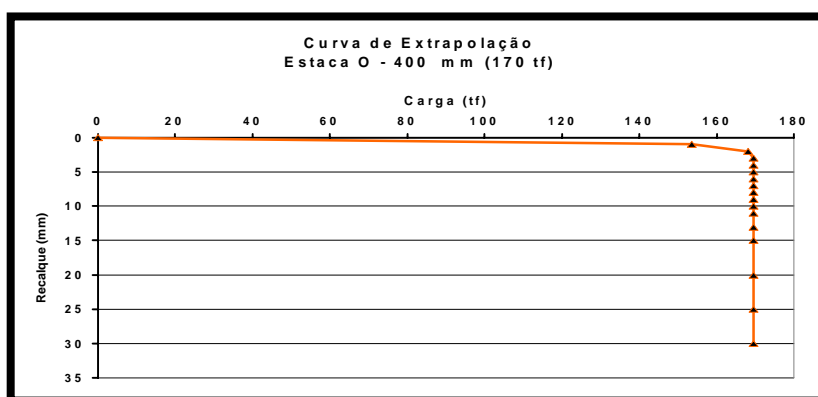
***Figura 5.33 – Carga de ruptura – G 400 mm***



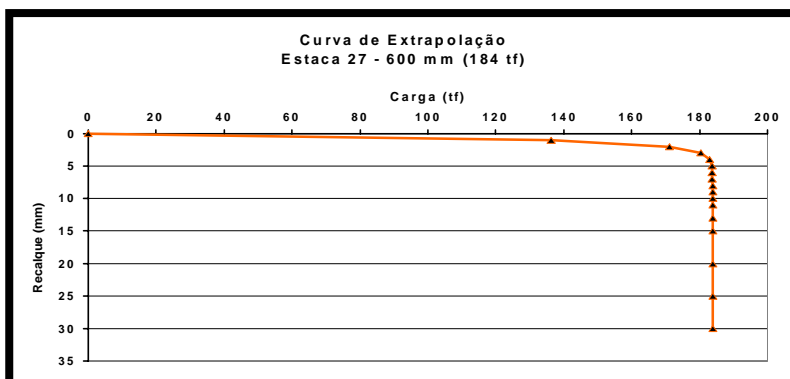
***Figura 5.34 – Carga de ruptura – H 400 mm***



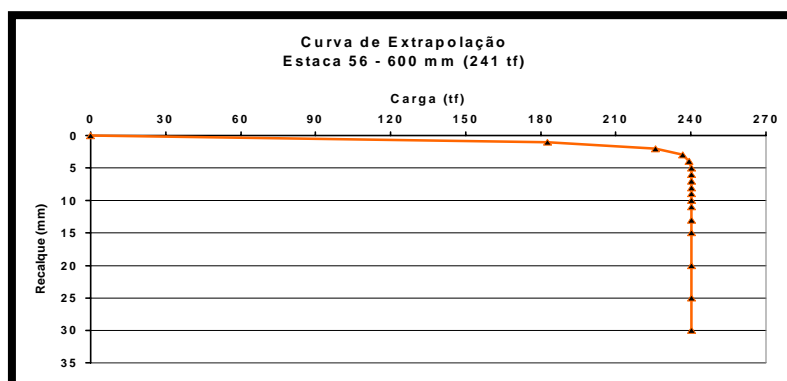
***Figura 5.35 – Carga de ruptura – M 400 mm***



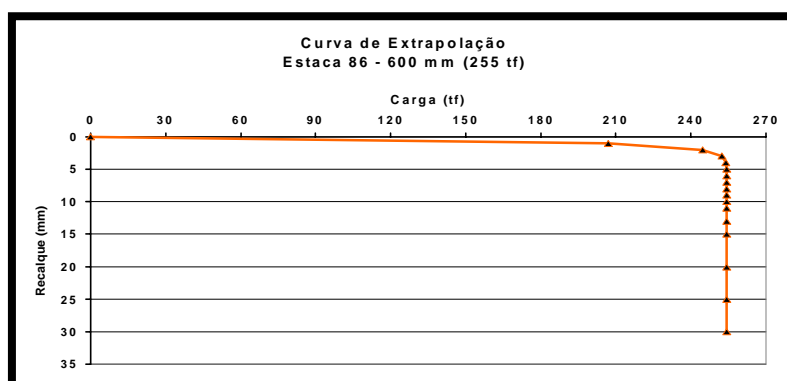
***Figura 5.36 – Carga de ruptura – O 400 mm***



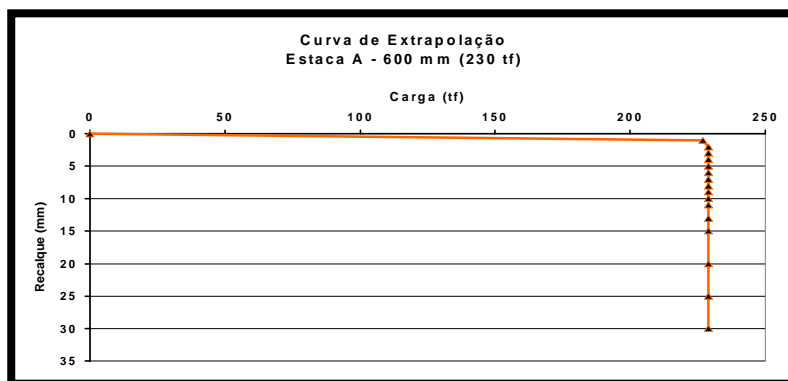
***Figura 5.37 – Carga de ruptura – E27 600 mm***



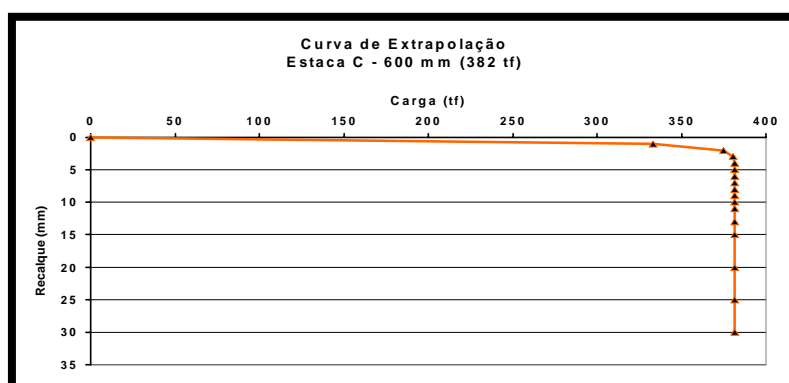
***Figura 5.38 – Carga de ruptura – E56 600 mm***



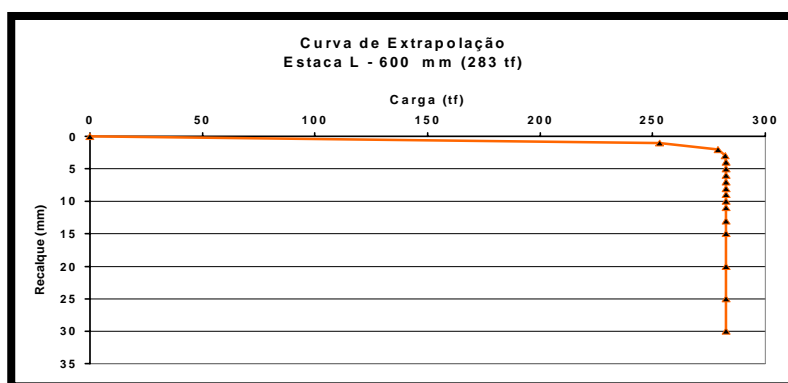
***Figura 5.39 – Carga de ruptura – E86 600 mm***



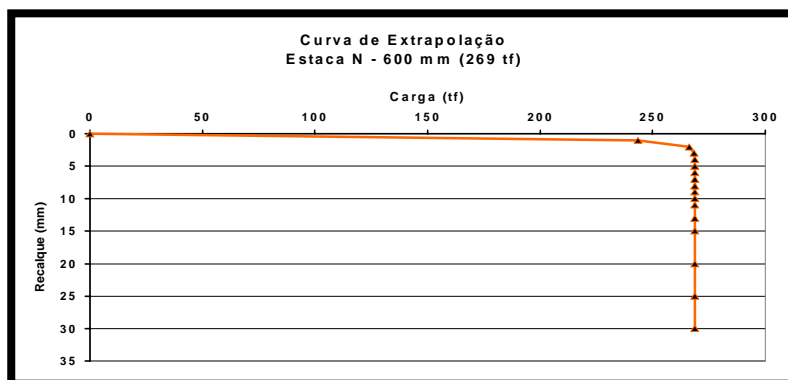
***Figura 5.40 – Carga de ruptura – A 600 mm***



***Figura 5.41 – Carga de ruptura – C 600 mm***



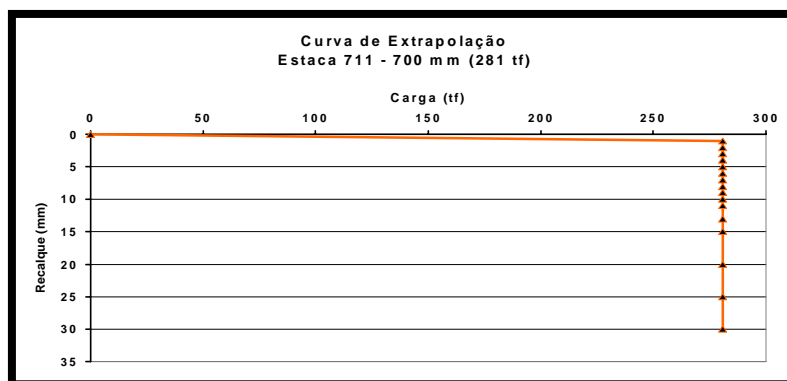
***Figura 5.42 – Carga de ruptura – L 600 mm***



**Figura 5.43 – Carga de ruptura – N 600 mm**

**5.2.2.4. COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

Na Tabela 4.4 apresenta-se o resultado obtido para a estaca analisada: E711 - 700 mm tem como carga de trabalho 148 tf, carga do ensaio de 269 tf (1,8 vezes a carga de trabalho) e carga de ruptura obtida através da extrapolação com o Método de Van der Veen (1953) de 281 tf. Na Figura 5.44 apresenta-se o gráfico obtido.



**Figura 5.44 – Carga de ruptura – E711 700 mm**

**5.2.3. Capacidade de carga das estacas**

Na obtenção da capacidade de carga das estacas foram utilizados os métodos de previsão descritos no Capítulo 3: Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986). Os métodos adotados são baseados em ensaios de cone (CPT), realizados nos locais analisados. É importante salientar que existe uma variabilidade significativa com relação à previsão de capacidade de carga em estacas, em função do método

de cálculo utilizado. Os métodos de previsão de capacidade são de origem probabilística, e não determinística. É de fundamental importância neste processo de análise um julgamento adequado dos valores adotados, bem como sua validação através de prova de carga, sendo este o objetivo de estudo. Ao final do trabalho no Anexo, nas Figuras A.1 à A.38 apresentam-se as sondagens utilizadas para as previsões de capacidade de carga das estacas.

Aplicado os métodos, foram feitas as análises das cargas de ruptura mobilizadas no sistema solo-estaca. Estas cargas estimadas foram comparadas as cargas obtidas nas provas de carga. Em paralelo, foram estimadas as cargas nominais de cada estaca, bem como sua comparação a carga de ruptura. Convém salientar que para os casos analisados, ora a ruptura ocorre na interface solo-estaca, isto é, a estaca permanece íntegra enquanto elemento estrutural, ora a ruptura ocorre na estaca como elemento estrutural.

Será utilizada a seguinte simbologia nas Tabelas de capacidade de carga das estacas: 1) AV como sendo o *Método de Aoki & Velloso (1975)*; BG como sendo o *Método de Bustamante & Ganeselli (1982)* e Phi como sendo o *Método de Philipponnat (1986)*.

#### **5.2.3.1. ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

Neste local foram analisadas três estacas escavadas com dimensões: *HCL-4 (350 mm)*, *HCL-6 (425 mm)* e *E2 (700 mm)*. A análise de capacidade de carga das estacas baseou-se em três furos de sondagem do tipo CPT (S1, S2 e S3) com profundidade média de 7,50 m. No Anexo, nas Figuras A.1 à A.6 apresentam-se os relatórios das sondagens utilizadas.

Os valores obtidos de carga de ruptura em termos de atrito lateral (*Pl*) e de resistência de ponta (*Pp*) estão apresentados na Tabelas 5.1 a 5.3.

Pode-se observar que existe uma relação entre os valores máximos e mínimos estimados na carga de ruptura da ordem de 1,5 para a estaca de 350 mm, 1,4 na estaca de 425 mm e 1,5 na estaca de 700 mm.

O Método de Bustamante & Ganeselli (1982) apresentou os valores mais conservativos, enquanto que o Método de Philipponnat (1986) apresentou os valores mais elevados de capacidade de carga neste conjunto de dados. Comparando os dois métodos internacionais, Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986), verificamos uma relação na ordem de 0,6 na estaca de 350 mm, 0,6 na estaca de 425 mm e de 0,7 na estaca de 700 mm.

**Tabela 5.1 – Capacidade de carga – 350 mm - ABEF/EPUSP**

Furo	Atrito 350 mm			Ponta 350 mm			Ruptura 350 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	67	32	75	30	45	50	97	77	124
C02	23	28	42	14	18	24	37	46	66
C03	43	27	63	42	62	69	85	89	132
Média (tf)	44	29	60	29	42	47	<b>73</b>	<b>71</b>	<b>107</b>
Limite estrutural da estaca de 350 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>44 tf</b>									

**Tabela 5.2 – Capacidade de carga – 425 mm - ABEF/EPUSP**

Furo	Atrito 425 mm			Ponta 425 mm			Ruptura 425 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	81	39	91	45	66	74	126	105	164
C02	28	33	51	21	27	35	49	61	86
C03	53	33	76	62	92	102	114	124	178
Média (tf)	54	35	73	43	62	70	<b>97</b>	<b>97</b>	<b>143</b>
Limite estrutural da estaca de 425 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>64 tf</b>									

**Tabela 5.3 – Capacidade de carga – 700 mm - ABEF/EPUSP**

Furo	Atrito 700 mm			Ponta 700 mm			Ruptura 700 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	134	64	149	125	186	206	259	250	356
C02	46	55	84	57	70	94	103	125	178
C03	87	59	126	159	236	263	246	296	389
Média (tf)	89	60	120	114	164	188	<b>203</b>	<b>224</b>	<b>307</b>
Limite estrutural da estaca de 700 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>174 tf</b>									

**5.2.3.2. COPESUL (Pólo Petroquímico de Triunfo/RS)**

Neste local foram analisadas três estacas escavadas com dimensões: *E138* (400 mm), *E63* (500 mm) e *E111* (600 mm). A análise de capacidade de carga das estacas baseou-se em quatro furos de sondagem CPT (S1, S2, S3 e S4) com profundidade média de 11,00 m. Nas Figuras A.7 à A.14 apresentam-se os relatórios das sondagens utilizadas.

Os valores obtidos de carga de ruptura em termos de atrito lateral (*Pl*) e de resistência de ponta (*Pp*) estão apresentados nas Tabelas 5.4 a 5.6. Existe uma relação entre os valores máximos e mínimos obtidos na carga de ruptura na ordem de 1,7 para a estaca de 400 mm, 1,6 na estaca de 500 mm e 1,6 na estaca de 600 mm.

O Método de Aoki & Velloso (1975) apresentou os valores mais conservadores enquanto que o Método de Bustamante & Gianeselli (1982) apresentou os valores mais elevados de capacidade de carga, para este conjunto de dados.

Comparando os dois métodos internacionais, Bustamante & Gianeselli (1982) e Philipponnat (1986), verificamos uma relação na ordem de 1,04 na estaca de 400 mm, 1,03 na estaca de 500 mm e de 1,01 na estaca de 600 mm na previsão de capacidade de carga.

***Tabela 5.4 – Capacidade de carga – 400 mm - COPESUL***

Furo	Atrito 400 mm			Ponta 400 mm			Ruptura 400 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	13	41	28	42	47	52	55	88	81
C02	31	53	59	8	10	13	39	63	72
C03	22	48	43	28	40	38	50	88	81
C04	12	37	26	9	12	14	21	49	40
<b>Média (tf)</b>	19	45	39	22	27	29	<b>41</b>	<b>72</b>	<b>69</b>
Limite estrutural da estaca de 400 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>57 tf</b>									

***Tabela 5.5 – Capacidade de carga – 500 mm - COPESUL***

Furo	Atrito 500 mm			Ponta 500 mm			Ruptura 500 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	16	51	36	62	69	77	79	120	113
C02	38	66	74	14	17	21	52	83	95
C03	28	60	54	43	56	57	70	116	111
C04	15	47	33	13	17	19	28	63	52
<b>Média (tf)</b>	24	56	49	33	40	44	<b>57</b>	<b>96</b>	<b>93</b>
Limite estrutural da estaca de 500 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>89 tf</b>									

***Tabela 5.6 – Capacidade de carga – 600 mm - COPESUL***

Furo	Atrito 600 mm			Ponta 600 mm			Ruptura 600 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	20	61	43	85	94	106	105	155	148
C02	46	79	89	22	27	32	68	106	121
C03	33	72	65	60	76	80	94	148	145
C04	18	56	39	18	23	26	35	79	65
<b>Média (tf)</b>	29	67	59	46	55	61	<b>75</b>	<b>122</b>	<b>120</b>
Limite estrutural da estaca de 600 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>128 tf</b>									

### ***5.2.3.3. Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico de Triunfo/RS)***



Neste local foram analisadas estacas escavadas com duas dimensões: 400 mm e 600 mm. A análise de capacidade de carga das estacas baseou-se em dezesseis furos de sondagem CPT (S01 a S16) com profundidades médias de 20,00 m. Nas Figuras A.15 à A.30 apresentam-se os relatórios das sondagens utilizadas.

Os valores obtidos de carga de ruptura em termos de atrito lateral ( $P_l$ ) e de resistência de ponta ( $P_p$ ) estão apresentados nas Tabelas 5.7 e 5.8. Neste caso, pode-se observar que existe uma relação entre os valores máximos e mínimos obtidos na carga de ruptura na ordem de 1,4 para as estacas de 400 mm e de 600 mm.

O Método de Aoki & Velloso (1975) apresentou os valores mais conservadores enquanto que o Método de Philipponnat (1986) apresentou os valores mais elevados de capacidade de carga neste conjunto de dados.

Comparando os dois métodos internacionais, Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986), verificamos uma relação na ordem de 0,9 nas estacas de 400 mm e de 600 mm na previsão da capacidade de carga.

**Tabela 5.7 – Capacidade de carga – estacas de 400 mm - Ipiranga Petroquímica**

Furo	Atrito 400 mm			Ponta 400 mm			Ruptura 400 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	52	91	94	121	124	143	173	215	237
C02	59	104	109	145	148	172	203	253	282
C03	67	117	130	102	106	119	169	224	249
C04	67	109	136	50	59	66	117	168	202
C05	64	99	117	140	148	169	204	247	287
C06	56	103	116	174	174	202	230	277	318
C07	39	86	82	106	108	125	145	194	207
C08	42	73	83	188	199	224	230	272	306
C09	30	77	69	96	99	112	126	176	181
C10	49	98	100	114	147	157	163	245	257
C11	81	107	137	104	131	156	185	238	292
C12	64	98	115	32	43	36	96	142	151
C13	43	119	96	47	68	61	90	187	157
C14	46	88	93	101	106	120	147	194	213
C15	44	78	97	105	112	125	150	190	222
C16	44	96	100	39	49	53	83	145	153
<b>Média (tf)</b>	53	96	105	104	114	127	<b>157</b>	<b>210</b>	<b>232</b>
Limite estrutural da estaca de 400 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>57 tf</b>									

**Tabela 5.8 – Capacidade de carga – estacas de 600 mm - Ipiranga Petroquímica**

Furo	Atrito 600 mm			Ponta 600 mm			Ponta 600 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	78	136	140	251	258	298	329	394	438
C02	88	157	164	299	314	359	386	470	523
C03	100	176	195	228	238	264	328	414	459
C04	101	163	204	96	124	138	197	287	342
C05	97	149	176	284	303	348	381	452	524
C06	84	155	174	322	327	379	406	482	553
C07	58	129	123	233	240	274	291	369	398
C08	63	110	124	348	365	416	411	475	540
C09	45	115	104	219	227	256	264	342	360
C10	74	147	149	244	314	335	318	461	484
C11	121	160	205	228	289	336	349	449	542
C12	96	147	173	73	101	95	169	248	267
C13	64	179	143	114	148	141	178	326	284
C14	69	131	140	223	235	266	291	366	406
C15	66	117	146	244	254	286	310	371	432
C16	67	143	151	89	107	114	156	251	264
<b>Média (tf)</b>	79	145	157	218	240	269	<b>298</b>	<b>385</b>	<b>426</b>
Limite estrutural da estaca de 600 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>128 tf</b>									

#### 5.2.3.4. COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)

Neste local foi analisada uma estaca escavada: *E711 (700 mm)*. A análise de capacidade de carga das estacas baseou-se em oito furos de sondagem CPT (S01 a S08) com profundidade média de 7,50 m. Nas Figuras A.31 à A.38 apresentam-se os relatórios das sondagens utilizadas.

Os valores obtidos de carga de ruptura em termos de atrito lateral (*Pl*) e de resistência de ponta (*Pp*) estão apresentados na Tabela 5.9.

Pode-se observar que existe uma relação entre os valores máximos e mínimos obtidos na carga de ruptura na ordem de 1,2 para a estaca de 700 mm.

O Método de Aoki & Velloso (1975) apresentou os valores mais conservadores enquanto que o Método de Philipponnat (1986) apresentou os valores mais elevados de capacidade de carga neste conjunto de dados.

Comparando os dois métodos internacionais, Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986), verificamos uma relação na ordem de 0,8.

**Tabela 5.9 – Capacidade de carga – estacas de 700 mm - COOPERCEF**

Furo	Atrito 700 mm			Ponta 700 mm			Ruptura 700 mm		
	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi	AV	BG	Phi
C01	60	232	234	700	693	808	759	925	1042
C02	228	93	230	116	165	182	345	258	412
C03	219	149	212	373	369	431	592	519	643
C04	100	238	256	700	693	808	799	931	1064
C05	73	189	204	700	693	808	772	881	1012
C06	108	192	227	700	693	808	808	884	1035
C07	250	165	204	385	381	444	635	546	649
C08	282	202	205	280	277	323	562	479	529
<b>Média (tf)</b>	165	182	221	494	495	577	<b>659</b>	<b>678</b>	<b>798</b>
Limite estrutural da estaca de 700 mm (45 kgf/cm <sup>2</sup> ): <b>174 tf</b>									

#### **5.2.4. Atrito lateral medido através das Provas de Carga**

O mecanismo de transferência de carga em estacas é bastante complexo, sendo que a separação entre cargas transferidas ao longo do fuste e através da base da estaca exige a realização de provas de carga instrumentadas. Na ausência de ensaios instrumentados é necessário estabelecer algumas considerações. Pode-se então proceder à comparação dos valores medidos com os valores estimados através dos ensaios de cone e métodos de previsão de capacidade de carga.

Na estimativa dos valores de atrito lateral nas estacas estudadas, admitiu-se a validade de uma variação linear da transferência de carga de atrito lateral ao longo da profundidade. Isto significa que foram adotados valores correspondentes a fase elástica das curvas carga x recalque, obtidas nas provas de carga.

Na Figura 3.1 apresenta-se o mecanismo de transmissão de carga em estacas escavadas. Nota-se claramente a linearidade da curva carga x recalque durante o desenvolvimento (mobilização) do atrito lateral. Sabe-se que a resistência mobilizada por atrito lateral em estacas escavadas dá-se a pequenas deformações, na ordem de 0,5% a 2% do diâmetro das estacas ( $e$ , geralmente, menor que 10 mm), enquanto que a mobilização da resistência de ponta requer deformações mais elevadas, na ordem 10% do diâmetro das estacas (Milititsky, 1991).

Como será apresentado mais adiante, algumas estacas analisadas no presente trabalho atingiram deformações muito aquém do início da mobilização da resistência de ponta. Novamente, face ao número de provas de carga e estacas analisadas, o autor utilizou todos os

dados disponíveis sabendo a priori as limitações de análises. Porém, as estimativas foram limitadas ao atrito lateral, cuja parcela é mobilizada, em teoria, a pequenas deformações.

A partir dos valores de resistência de atrito lateral medido das provas de carga executadas nas estacas, foi possível realizar uma comparação destes valores medidos com valores estimados através dos métodos de previsão de capacidade de carga que estão sendo utilizados neste trabalho.

#### **5.2.4.1. ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

Neste local de análise foram executadas três estacas escavadas com diâmetros de 350 mm (HLC-4), 425 mm (HLC-6) e 700 mm (E2). O atrito lateral medido nas provas de carga foi de 16 tf para a estaca de 350 mm (HLC-4), 32 tf para a estaca de 425 mm (HLC-6) e de 64 tf para a estaca de 700 mm (E2). Estes valores foram adotados como sendo a máxima carga no trecho linear da curva carga x recalque medida experimentalmente.

O Método de Aoki & Velloso (1975) superestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 2,7 para a estaca de 350 mm (HLC-4), 1,6 para a estaca 425 mm (HLC-6) e 1,3 para a estaca de 700 mm (E2).

O Método de Bustamante & Gianceselli (1982) superestima a carga de ruptura medida para a estaca HCL-4 (350 mm) e HCL-6 (425 mm), sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 1,8 para a estaca de 350 mm (HLC-4), de 1,09 para a estaca 425 mm (HLC-6) e de 0,9 para a estaca de 700 mm (E2).

O Método de Philipponnat (1986) superestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 3,7 para a estaca de 350 mm (HLC-4), 2,2 para a estaca 425 mm (HLC-6) e 1,8 para a estaca de 700 mm (E2). Na Tabela 5.10 ilustra-se esta informação.

**Tabela 5.10 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga - ABEF/EPUSP**

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral medido (tf)	Atrito lateral estimado - média (tf)		
			AV	BG	Phi
HLC4	350	16	44	29	60
HLC6	425	32	54	35	73
E2	700	64	89	60	120

#### **5.2.4.2. COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS)**

Neste local de análise foram executadas três estacas escavadas com diâmetros de 400 mm (E138), 500 mm (E63) e 600 mm (E111). O atrito lateral medido nas provas de carga foi de 60 tf para a estaca de 400 mm (E138), 75 tf para a estaca de 500 mm (E63) e de 108 tf para a estaca de 600 mm (E111). Este valor foi adotado como sendo a máxima carga do trecho linear da curva carga x recalque medida experimentalmente.

O Método de Aoki & Velloso (1975) subestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 0,3 para a estaca de 400 mm (E138) e estaca 500 mm (E63) e 0,2 para a estaca de 600 mm (E111).

O Método de Bustamante & Gianeselli (1982) subestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 0,7 para a estaca de 400 mm (E138) e para a estaca 500 mm (E63) e de 0,6 para a estaca de 600 mm (E111).

O Método de Philipponnat (1986) subestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 0,6 para a estaca de 400 mm (E138) e estaca 500 mm (E63) e 0,5 para a estaca de 600 mm (E111). Na Tabela 5.11 ilustra-se esta informação.

**Tabela 5.11 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga - COPESUL**

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral medido (tf)	Atrito lateral estimado - média (tf)		
			AV	BG	Phi
E138	400	60	19	45	39
E63	500	75	24	56	49
E111	600	108	29	67	59

#### **5.2.4.3. Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**

Neste local de análise foram executadas quinze estacas escavadas, sendo oito estacas de diâmetro 400 mm (Estaca B, E, M, O, D, F, G e H) e sete estacas de diâmetro 600 mm (Estacas E27, E56, E86, A, L, N e C). O atrito lateral medido nas provas de carga foi de 85 tf para as estacas de 400 mm e de 122 tf para as estacas de 600 mm. Este valor segue as observações referenciadas anteriormente. O Método de Aoki & Velloso (1975) subestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 0,6 para as estacas de 400 mm e de 600 mm.

O Método de Bustamante & Gianceselli (1982) superestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 1,1 para as estacas de 400 mm e de 600 mm.

O Método de Philipponnat (1986) superestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 1,2 para as estacas de 400 mm e de 600 mm. Nas Tabelas 5.12 e 5.13 ilustram-se estas informações.

**Tabela 5.12 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga- 400 mm – Ipiranga Petroquímica**

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral medido (tf)	Atrito lateral estimado (tf)		
			AV	BG	Phi
B	400	84	AV	BG	Phi
E	400	84	53	96	105
M	400	83,5			
O	400	84			
D	400	84			
F	400	84			
G	400	108			
H	400	72			
	Média (tf)	85			

**Tabela 5.13 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga - 600 mm – Ipiranga Petroquímica**

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral medido (tf)	Atrito lateral estimado (tf)		
			AV	BG	Phi
27	600	132	AV	BG	Phi
56	600	115,5	79	145	157
86	600	115,5			
A	600	76,2			
L	600	132			
N	600	132			
C	600	152,4			
	Média (tf)	122			

#### **5.2.4.4. COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

Neste local de análise foi executada uma estaca escavada de 700 mm (E711). O atrito lateral medido na prova de carga foi considerado como sendo de 100,8 tf.

O Método de Aoki & Velloso (1975) superestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 1,6.

O Método de Bustamante & Gianceselli (1982) superestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 1,8. O Método de Philipponnat (1986) superestima a carga de ruptura medida, sendo que a relação entre valores estimados e medidos é da ordem de 2,1. Na Tabela 5.14 ilustra-se esta informação.

**Tabela 5.14 – Atrito lateral medido nas Provas de Carga – COOPERCEF**

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral medido (tf)	Atrito lateral estimado (tf)		
E711	700	100,8	AV	BG	Ph
	Média (tf)	100,8	165	182	221

### **5.2.5. Comparação entre Carga de ruptura medida (Método de Van der Veen) versus Carga de ruptura estimada (Métodos propostos)**

Conforme salientado anteriormente, a extrapolação das provas de carga através do Método de Van der Veen (1953) e a adoção de qualquer método de previsão de capacidade de carga em estacas, não fornecerá um valor inequívoco de carga de ruptura para uma estaca. Seguindo esta linha de raciocínio, serão apresentados os valores obtidos das extrapolações das provas de carga (denominadas simplesmente como cargas medidas) versus as cargas de ruptura estimadas através dos métodos de previsão de capacidade de carga propostos no presente trabalho.

Os resultados são apresentados em gráficos que relacionam as cargas medidas às cargas estimadas. Em todos os casos representa-se também a relação 1:1 entre os dados para facilitar a identificação das diferenças entre medidas e estimativas.

Em uma primeira avaliação dos dados analisados verifica-se que os valores comparados não apresentaram relação de 1:1. Uma das razões das dispersões tem como causa a utilização dos próprios métodos de capacidade de carga. Os métodos não necessariamente apresentaram uma uniformidade de comportamento (previsão). O método de previsão de capacidade de carga que em um local estudado apresentou valores conservadores, em outro local este mesmo método poderá apresentar valores contrários à segurança. Estes e outros aspectos serão discutidos ao longo deste capítulo.

**5.2.5.1. ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

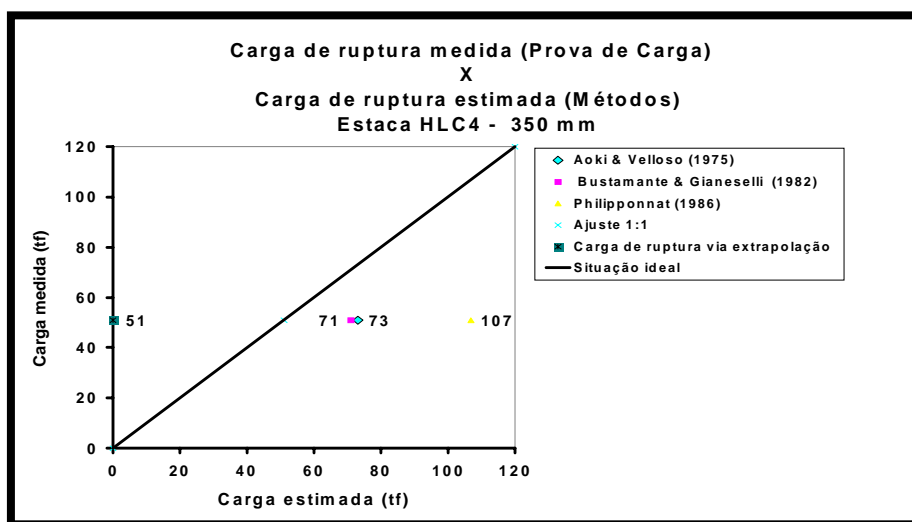
As cargas de ruptura estimadas pelos métodos de Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986) são apresentados na Tabela 5.15. Nesta Tabela são ainda apresentadas as diferenças, em termos percentuais, entre as cargas medidas e previstas pelos métodos citados.

No local em questão, as cargas de ruptura obtidas através do Método de Van der Veen (1953) foram de 51 tf para a estaca HLC-4 (350 mm), 72 tf para a estaca HLC-6 (425 mm) e de 99 tf na estaca E2 (700 mm).

Para as estacas HLC-4 (350 mm), HCL-6 (425 mm) e E2 (700 mm), todos os métodos de previsão de capacidade de carga forneceram valores superiores aos medidos nas provas de carga (Método de Van der Veen (1953)). Nas Figuras 5.45 a 5.47 apresentam-se os resultados obtidos.

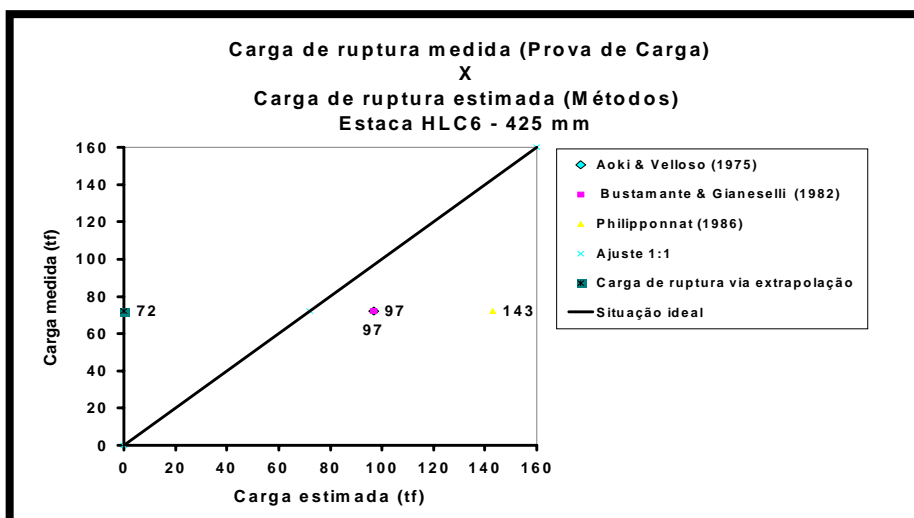
**Tabela 5.15 - Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - ABEF/EPUSP**

Estaca	Diâmetro (mm)	Métodos (tf)			Van der Veen (tf)	Carga estimada/medida (%)		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
HLC-4	350	73	71	107	51	43	39	209
HCL-6	425	97	97	143	72	35	35	97
E2	700	203	224	307	99	205	226	310
						Estimado maior que o medido		
						Estimado menor que o medido		

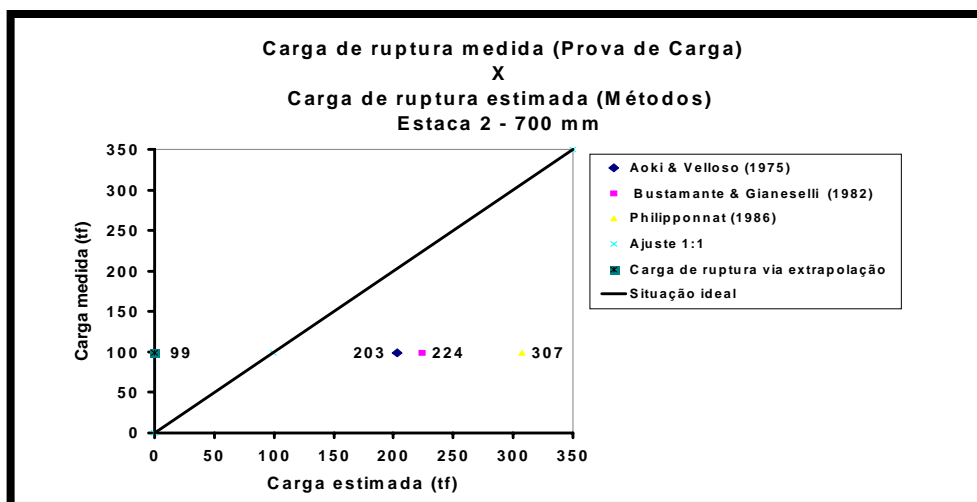


**Figura 5.45 – Carga medida X Carga estimada – HLC4 350 mm – ABEF/EPUSP**





**Figura 5.46 – Carga medida X Carga estimada – HLC6 425 mm – ABEF/EPUSP**



**Figura 5.47 – Carga medida X Carga estimada – E2 700 mm – ABEF/EPUSP**

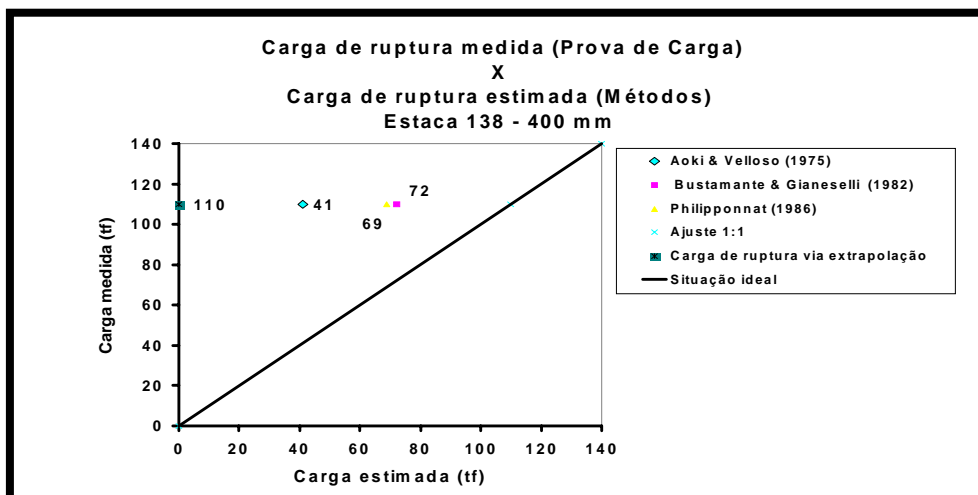
**5.2.5.2. COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS)**

As cargas de ruptura estimadas pelos métodos de Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986) são apresentados na Tabela 5.16. Neste local, as cargas de ruptura obtidas através do Método de Van der Veen (1953) foram de 110 tf para a estaca E138 (400 mm), 197 tf para a estaca E63 (500 mm) e de 267 tf na estaca E111 (600 mm).

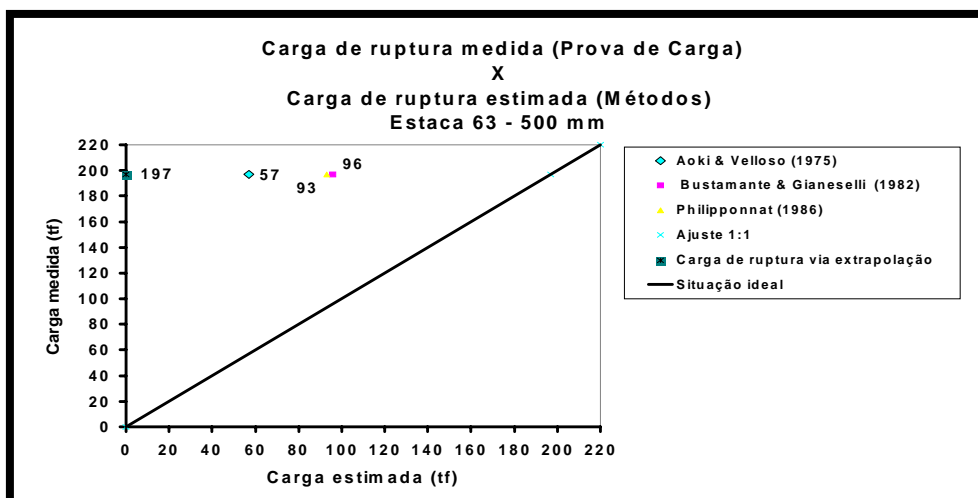
Para este conjunto de dados, todos os métodos de previsão de capacidade de carga forneceram valores inferiores aos medidos nas provas de carga (Método de Van der Veen (1953)). Nas Figuras 5.48 a 5.50 apresentam-se os resultados obtidos.

***Tabela 5.16 - Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - COPESUL***

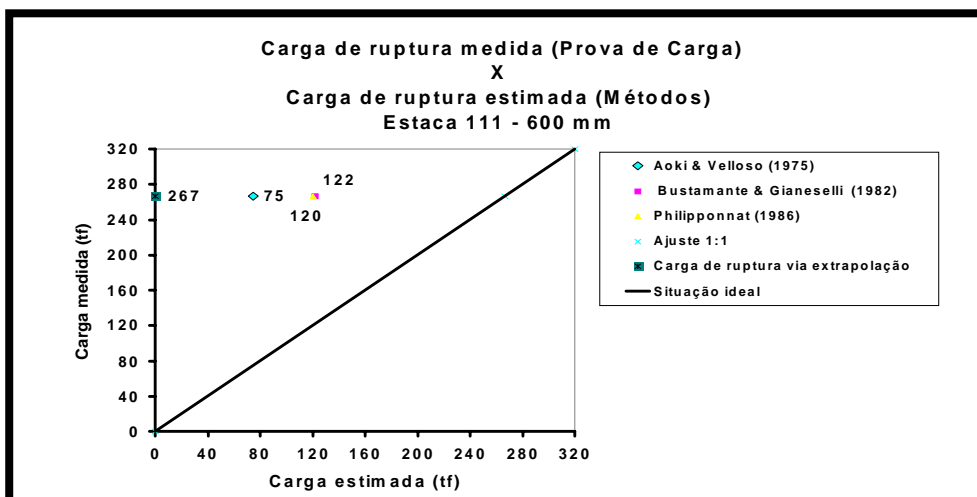
Estaca	Diâmetro (mm)	Métodos (tf)			Van der Veen (tf)	Carga estimada/medida (%)		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
E 138	400	41	72	69	110	37	65	62
E 63	500	57	96	93	197	28	48	47
E 111	600	75	122	120	267	28	45	44
						Estimado maior que o medido		
						Estimado menor que o medido		



***Figura 5.48 – Carga medida X Carga estimada – E138 400 mm – COPESUL***



***Figura 5.49 – Carga medida X Carga estimada – E63 500 mm – COPESUL***



**Figura 5.50 – Carga medida X Carga estimada – E111 600 mm – COPESUL**

**5.2.5.3. Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**

As cargas de ruptura estimadas pelos métodos de Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986) são apresentados na Tabela 5.17. Nesta Tabela são ainda apresentadas as diferenças, em termos percentuais, entre as cargas medidas e previstas pelos métodos citados.

Neste local, a carga de ruptura obtida, em média, através do Método de Van der Veen (1953) foram de 198 tf para as estacas de 400 mm e de 264 tf para as estacas de 600 mm.

Para as estacas de 400 mm e 600 mm os métodos de previsão de capacidade de carga forneceram valores superiores aos medidos nas provas de carga (Método de Van der Veen (1953)). Nas Figuras 5.51 a 5.56 apresentam-se os resultados obtidos.

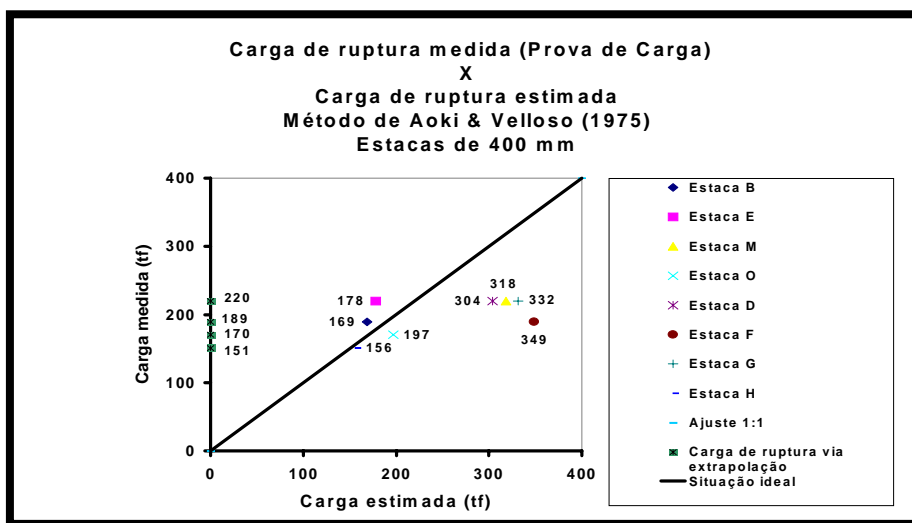
**Tabela 5.17- Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - Ipiranga**

**Petroquímica**

Estaca	Diâmetro (mm)	Métodos (tf)				Carga estimada/medida (%)		
		AV	BG	Phi	Van der Veen (tf)	AV	BG	Phi
B	400	169	248	267	189	89	31	41
E	400	178	326	284	220	80	48	29
M	400	318	461	484	220	44	109	120
O	400	197	287	342	170	15	68	101
D	400	310	371	432	220	40	68	96
F	400	349	449	542	189	84	137	186
G	400	318	461	484	220	44	109	120
H	400	156	251	264	151	3	66	74
E27	600	329	394	438	184	78	114	138
E56	600	386	470	523	241	60	95	117
E86	600	406	482	553	255	59	89	116
A	600	381	452	524	230	65	96	127
L	600	328	414	459	283	15	46	62
N	600	156	251	264	269	57	93	98
C	600	386	470	523	382	1	23	36

Estimado maior que o medido

Estimado menor que o medido



**Figura 5.51 – Carga medida X Carga estimada – Método de Aoki & Velloso (1975)**

**400 mm**

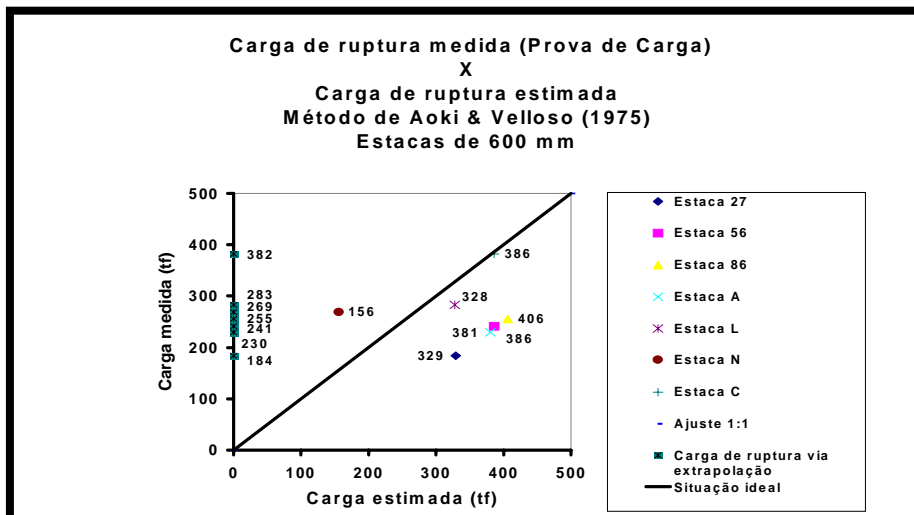


Figura 5.52 – Carga medida X Carga estimada – Método de Aoki & Velloso (1975)

600 mm

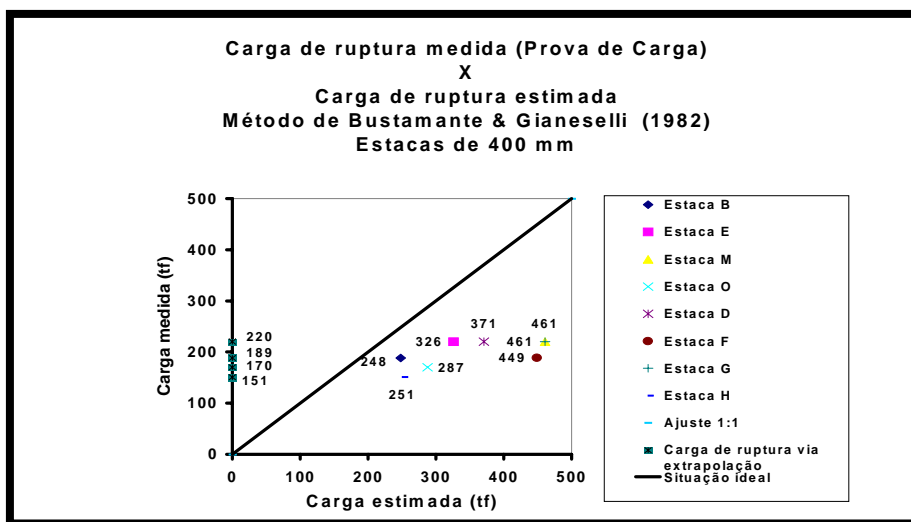
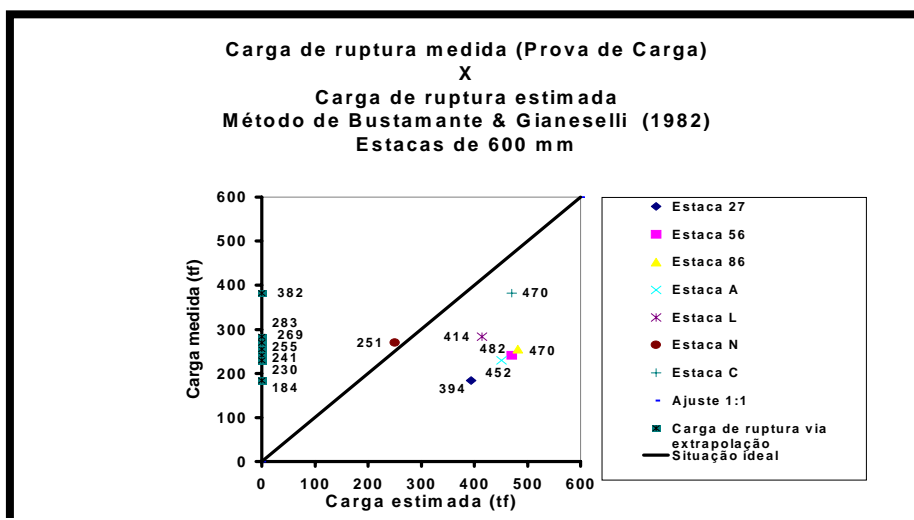
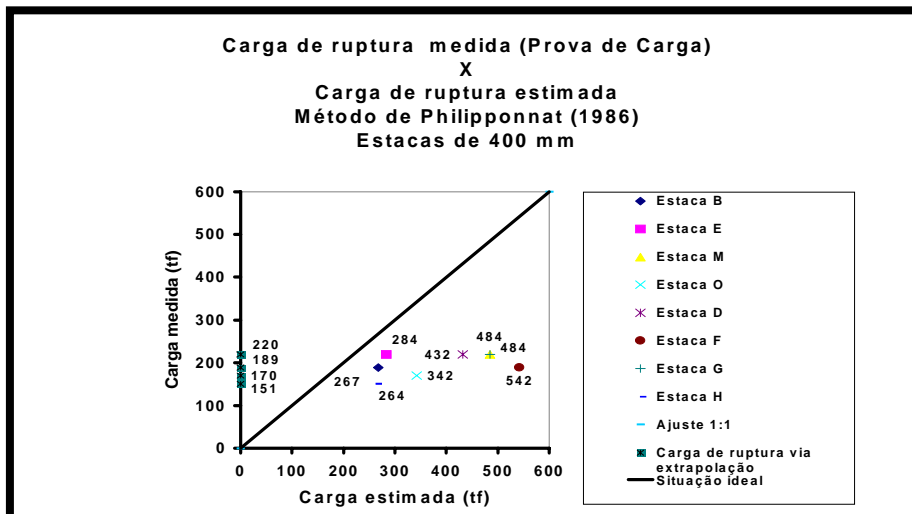


Figura 5.53 – Carga medida X Carga estimada – Método de Bustamante & Ganeselli

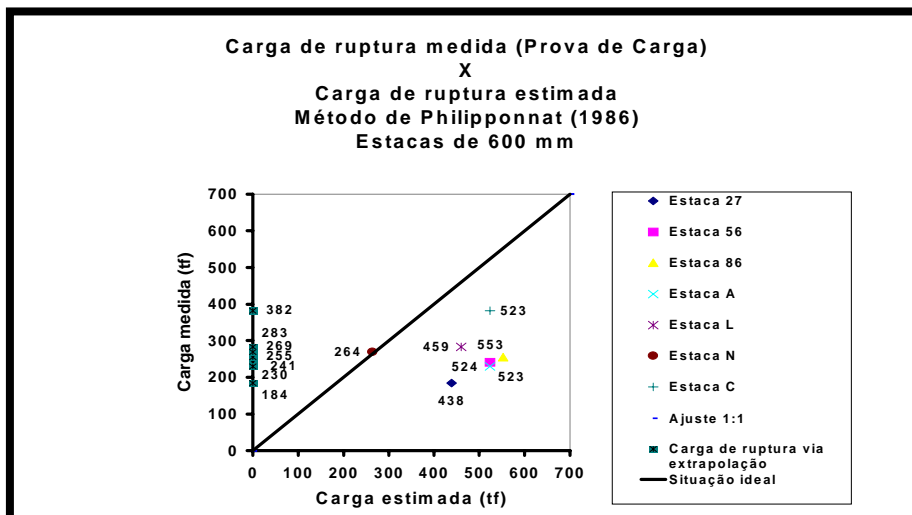
(1982) - 400 mm



**Figura 5.54 – Carga medida X Carga estimada – Método de Bustamante & Gianeselli (1982) - 600 mm**



**Figura 5.55 – Carga medida X Carga estimada – Método de Philipponnat (1986) 400 mm**



**Figura 5.56 – Carga medida X Carga estimada – Método de Philipponnat (1986) 600 mm**

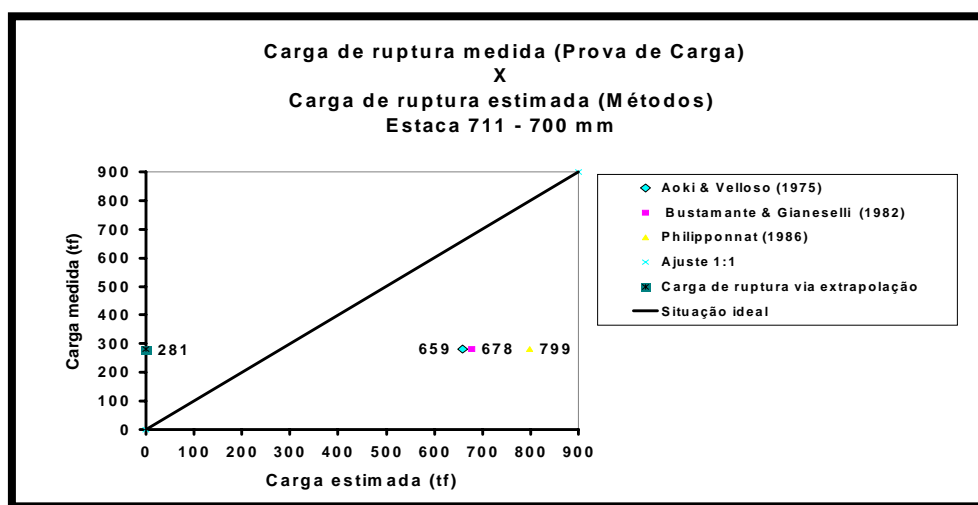
**5.2.5.4. COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

As cargas de ruptura foram estimadas pelos métodos de Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986). Na Tabela 5.18 são apresentadas as diferenças, em termos percentuais, entre as cargas medidas e previstas pelos métodos citados.

Neste local, a carga de ruptura obtida através do Método de Van der Veen (1953) foi de 281 t. Todos os métodos de previsão de capacidade de carga forneceram valores significativamente superiores ao medido na prova de carga (Método de Van der Veen (1953)). Na Figura 5.57 apresenta-se o resultado obtido.

**Tabela 5.18- Comparação entre Carga de ruptura estimada X medida - COOPERCEF**

Estaca	Diâmetro (mm)	Métodos (tf)			Van der Veen (tf)	Carga estimada/medida (%)		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
E 711	700	659	678	799	281	234	241	284
						Estimado maior que o medido		
						Estimado menor que o medido		



**Figura 5.57 – Carga medida X Carga estimada – E711 700 mm**

**5.2.6. Comparação entre Atrito lateral Medido X Estimado**

Nota-se nesta análise de contribuição de atrito lateral nas estacas, a mesma variabilidade dos resultados já observados para a previsão de carga de ruptura, em face da adoção de diferentes métodos de previsão de capacidade de carga e da extrapolação pelo Método de Van der Veen (1953).

No entanto, para fins de estudos iniciais do comportamento de estacas escavadas em solos residuais com relação às parcelas mobilizadas pela ponta e por atrito lateral, o autor verificou a contribuição da parcela de atrito lateral desenvolvida pelas estacas nos locais estudados.

O critério da atribuição do valor do atrito lateral medido nas provas de carga foi adotado como sendo o valor na curva carga x recalque no trecho mais linear de mobilização de cargas, portanto, este valor adotado é passível de questionamentos de projetista para projetista.

Com relação ao atrito lateral, via métodos propostos, estes representam diretamente a condição de ruptura.

#### **5.2.6.1. ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

As cargas de ruptura por atrito lateral foram estimadas pelos métodos de Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Ganeselli (1982) e Philipponnat (1986). Na Tabela 5.19 são apresentadas as diferenças, em termos percentuais, entre as cargas medidas e previstas pelos métodos citados.

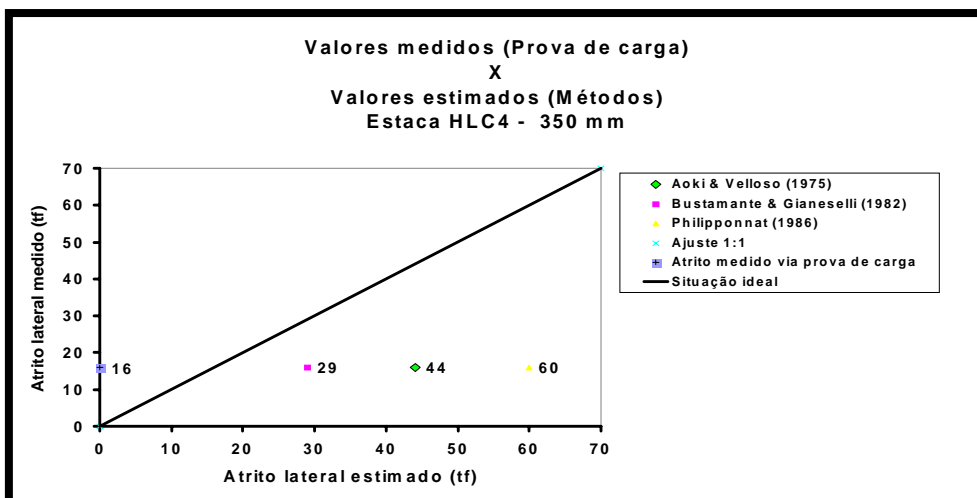
Neste local, o atrito lateral medido nas diversas provas de carga no trecho linear, foi de 16 tf para a estaca *HLC-4* (350 mm), 32 tf para a estaca *HLC-6* (425 mm) e 64 tf na estaca *E2* (700 mm).

Para as estacas *HCL-4* (350 mm) e *HCL-6* (425 mm), todos os métodos de previsão de capacidade de carga em relação ao atrito lateral forneceram valores superiores aos medidos nas provas de carga. Com relação à estaca *E2* (700 mm), dois métodos (Método de Aoki & Velloso (1975) e Método de Philipponnat (1986)) forneceram valores superiores aos medidos nas provas de carga e um método (Método de Bustamante & Ganeselli (1982)) apresentou valores inferiores aos medidos. Nas Figuras 5.58 a 5.60 apresentam-se os resultados obtidos.

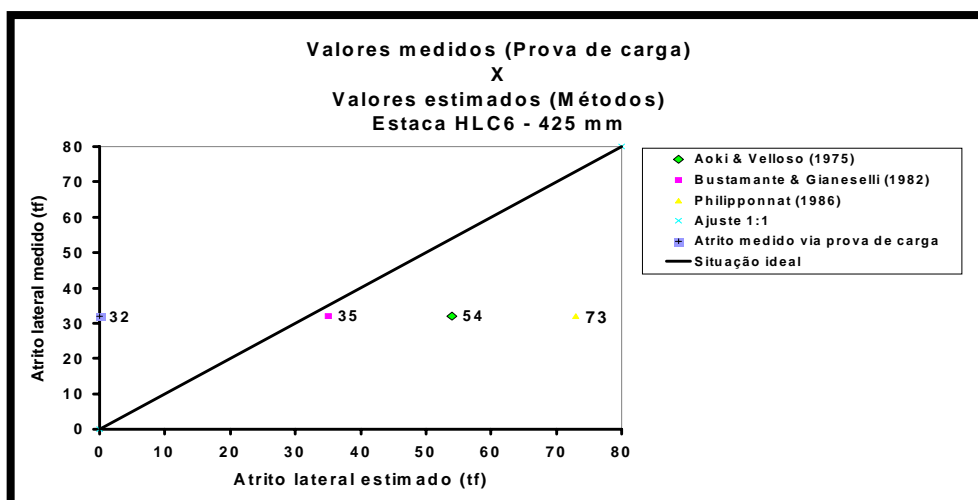
**Tabela 5.19- Comparação entre Atrito lateral estimado X Atrito lateral medido - ABEF/EPUSP**

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral estimado (tf)			Atrito lateral medido (tf)	Carga estimada/medida (%)		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
HLC4	350	44	29	60	16	275	81	375
HLC6	425	54	35	73	32	68	9	228
E2	700	89	60	120	64	39	93	87
						Estimado maior que o medido		
						Estimado menor que o medido		

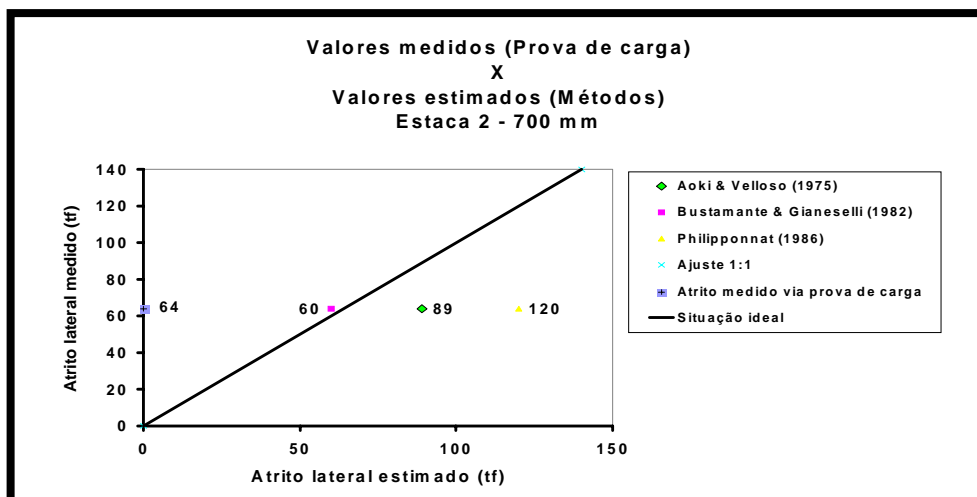




**Figura 5.58 – Carga estimada X Carga medida – HLC4 350 mm**



**Figura 5.59 – Carga estimada X Carga medida – HLC6 425 mm**



**Figura 5.60 – Carga estimada X Carga medida – E2 700 mm**

**5.2.6.2. COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS)**

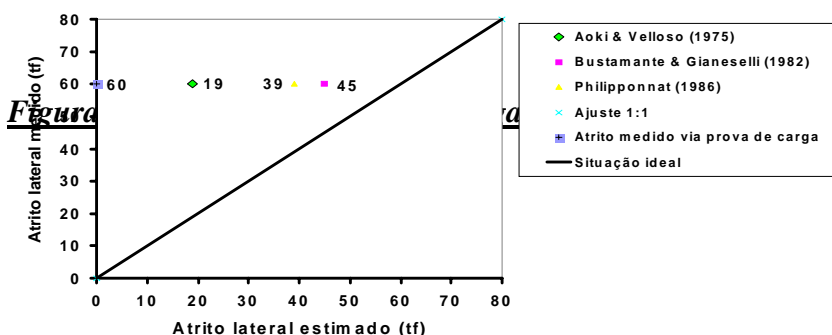
Na Tabela 5.20 são apresentadas as diferenças, em termos percentuais, entre as cargas medidas e previstas pelos métodos e as cargas de ruptura por atrito lateral estimada pelos métodos propostos. Neste local, o atrito lateral medido nas diversas provas de carga, no trecho linear, foi de 60 tf para a estaca E138 (400 mm), 75 tf para a estaca E63 (500 mm) e 108 tf na estaca E111 (600 mm).

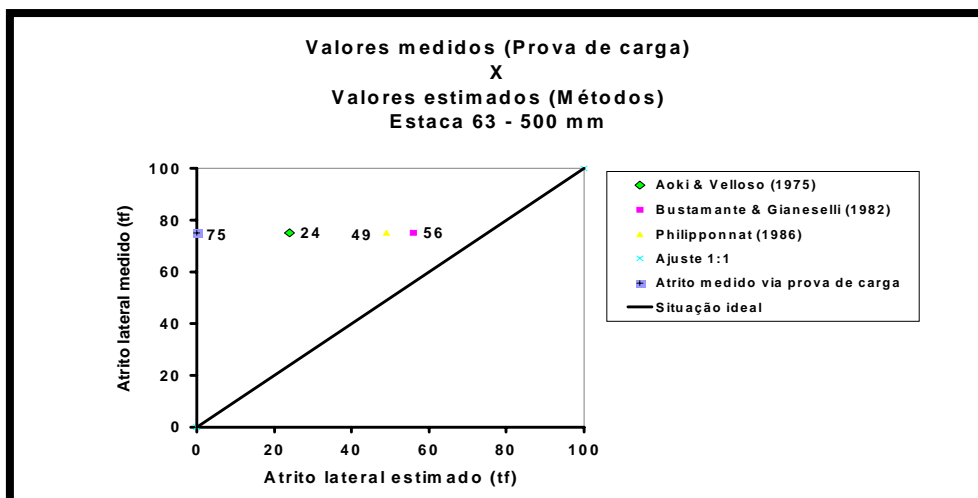
Com relação a estas estacas E138 (400 mm), E63 (500 mm) e E111 (600 mm), todos os métodos de previsão de capacidade de carga, em relação ao atrito lateral, forneceram valores inferiores aos medidos nas provas de carga. Nas Figuras 5.61 a 5.63 apresentam-se os resultados obtidos.

**Tabela 5.20- Comparação entre Atrito lateral estimado X Atrito lateral medido**

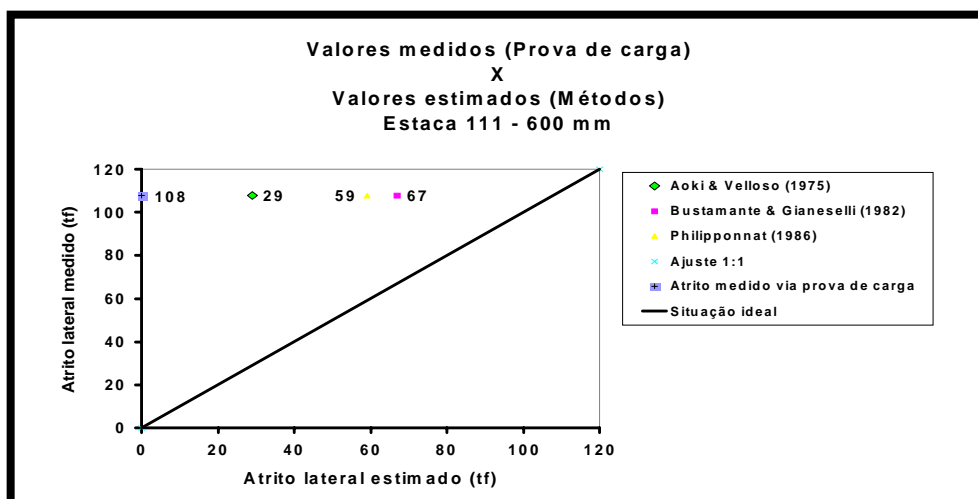
**COPESUL**

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral estimado (tf)			Atrito lateral medido (tf)	Carga estimada/medida (%)		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
E138	400	19	45	39	60	31	75	65
E63	500	24	56	49	75	32	74	65
E111	600	29	67	59	108	26	62	54





**Figura 5.62 – Carga estimada X Carga medida – E63 500 mm**



**Figura 5.63 – Carga estimada X Carga medida – E111 600 mm**

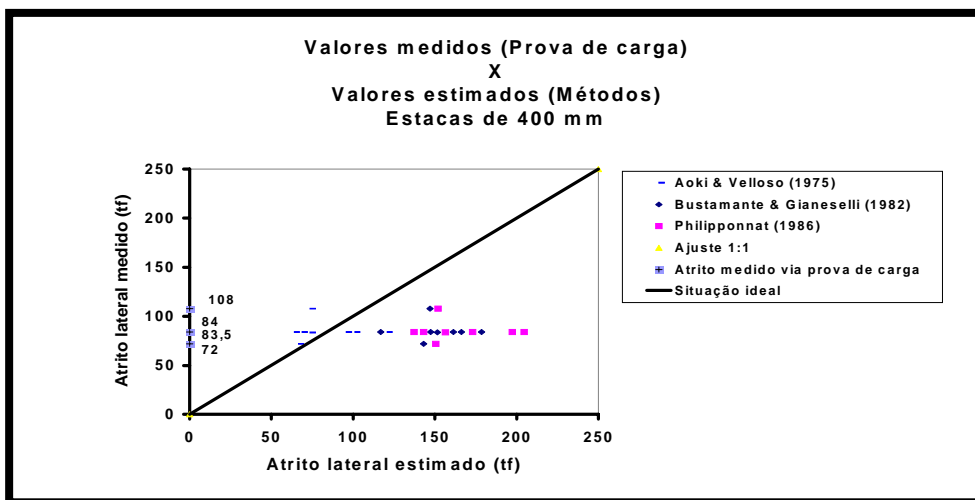
**5.2.6.3. Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**

As cargas de ruptura com relação ao atrito lateral estimada pelos métodos em estudo são apresentados na Tabela 5.21, que segue a formatação já descrita. Neste local, o atrito lateral medido foi de 85 tf para as estacas de 400 mm e de 122 tf para as estacas de 600 mm.

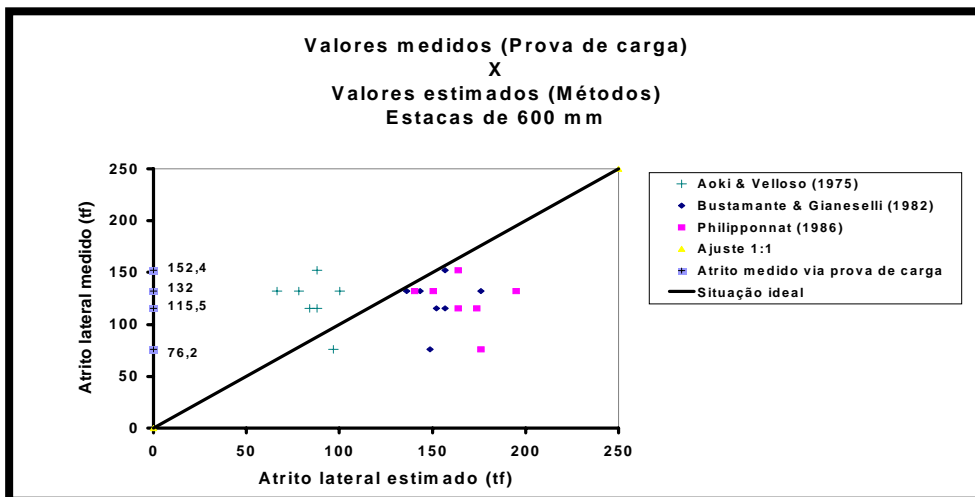
Dois métodos (Método de Bustamante & Ganeselli (1982) e Método de Philipponnat (1986)) forneceram valores superiores aos medidos nas provas de carga e um método (Método de Aoki & Velloso (1975)) apresentou valores inferiores aos medidos nas provas de carga, com relação às estacas de 400 mm e de 600 mm. Nas Figuras 5.64 e 5.65 apresentam-se os resultados obtidos.

***Tabela 5.21- Comparação entre Atrito lateral estimado X Atrito lateral medido Ipiranga  
Petroquímica***

Estaca	Diâmetro (mm)	Atrito lateral estimado (tf)			Atrito lateral medido (tf)	Carga estimada/medida (%)		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
B	400	96	147	173	84	14	75	105
E	400	64	179	143	84	76	113	70
M	400	74	147	149	83,5	88	76	78
O	400	101	163	204	84	20	94	142
D	400	66	117	146	84	78	39	73
F	400	121	160	205	84	44	90	144
G	400	74	147	149	108	68	36	37
H	400	67	143	151	72	93	98	109
27	600	78	136	140	132	59	3	6
56	600	88	157	164	115,5	76	35	41
86	600	84	155	174	115,5	72	34	50
A	600	97	149	176	76,2	27	95	130
L	600	100	176	195	132	75	33	47
N	600	67	143	151	132	50	8	14
C	600	88	157	164	152,4	57	3	7
						Estimado maior que o medido		
						Estimado menor que o medido		



***Figura 5.64 – Carga estimada X Carga medida – Estacas de 400 mm***



**Figura 5.65 – Carga estimada X Carga medida – Estacas de 600 mm**

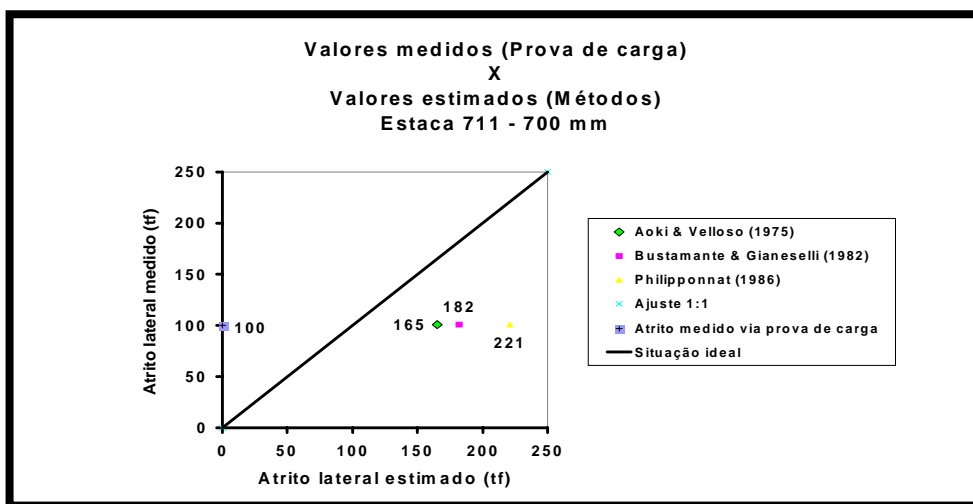
**5.2.6.4. COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

Na Tabela 5.22 são apresentadas as cargas de ruptura com relação ao atrito lateral estimado e as diferenças, em termos percentuais, entre as cargas medidas e previstas pelos métodos citados. O atrito lateral medido na prova de carga no trecho linear foi de 100 tf.

Com relação a esta estaca, todos os métodos de previsão de capacidade de carga em relação ao atrito lateral forneceram valores superiores aos medidos nas provas de carga. Na Figura 5.66 apresenta-se o resultados obtidos.

**Tabela 5.22- Comparação entre Atrito lateral estimado X medido COOPERCEF**

Diâmetro (mm)	Atrito lateral estimado (tf)			Atrito lateral medido (tf)	Carga estimada/medida (%)		
	AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
700	165	182	221	100	<b>65</b>	<b>82</b>	<b>221</b>
					Estimado maior que o medido		
					Estimado menor que o medido		



**Figura 5.66 – Carga estimada X Carga medida – E711 700 mm**

### 5.2.7. Análise dos recalques

Um dos aspectos mencionado inúmeras vezes na análise refere-se a magnitude dos recalques impostos às estacas durante o carregamento. Estes valores nem sempre são suficientes para a caracterização da ruptura através de padrões consagrados.

Assim para o estudo dos recalques (deformações) das estacas analisadas, compara-se a magnitude dos mesmos segundo quatro diferentes considerações: 1) recalque efetivamente medido na prova de carga; 2) recalque necessário para definir ruptura através da NBR 6122/96; 3) recalque necessário para definir ruptura através da Norma Inglesa (Inglaterra - BSI-CP 2004) e 4) deformação elástica das estacas.

A adoção destes parâmetros teve como objetivo balizar as análises das deformações medidas nas estacas, em função dos diversos níveis atingidos em cada prova de carga realizada. Algumas provas de carga estudadas apresentaram pequeno nível de deformações, o que dificultou inclusive a obtenção das cargas de ruptura através de extrapolações (Método de Van der Veen (1953)). O autor optou por analisar todo o conjunto de dados, sabendo a priori que o comportamento dos grupos de estacas estudados, face as características dos ensaios, em princípio produzem incertezas inerentes à análise. Esta decisão baseou-se ao número restrito de casos estudados.

O critério da NBR 6122/96 corresponde a um recalque igual a  $D/30$  ( $D$  é igual ao diâmetro da estaca), mais o encurtamento elástico de seu fuste. Maiores detalhes podem ser obtidos no item 3.6.2 (Capítulo 3). A Norma Inglesa (Inglaterra - BSI-CP 2004) estipula a carga de ruptura de uma estaca em termos de limitação do deslocamento total como sendo 10% do diâmetro da estaca.

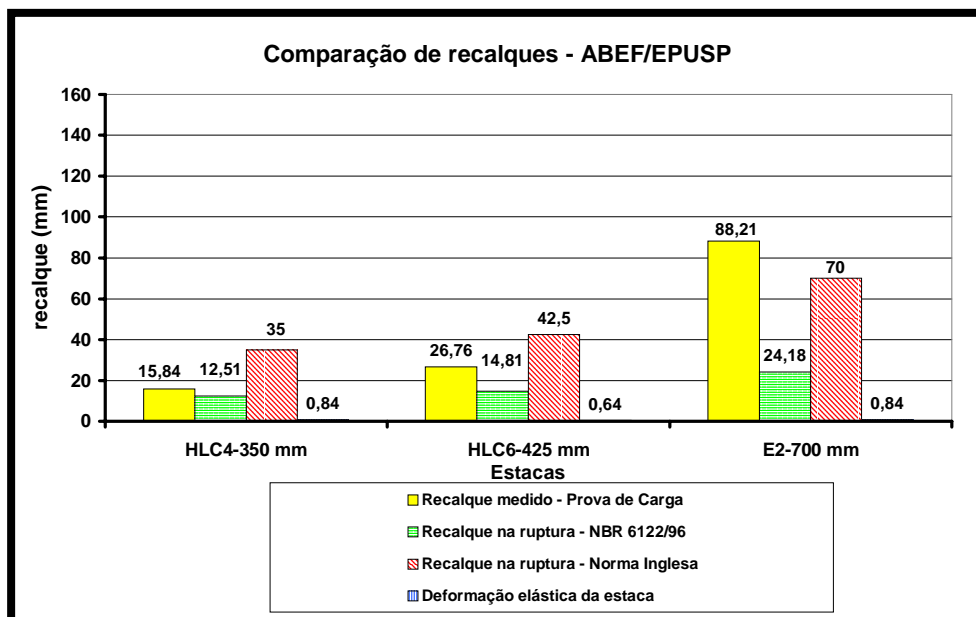
Optou-se também por apresentar as deformações elásticas das estacas para fins de comparação destas deformações com os recalques atingidos nos ensaios. Esta comparação é importante, pois a relação entre os recalques atingidos nas provas de carga e as deformações elásticas das estacas fornece uma indicação direta das limitações do uso do Método de Van der Veen (1953).

Nos casos analisados, os recalques medidos e calculados atingiram valores muito dispersos, ora com valores muito próximos em relação a deformação elástica, ora com valores próximos aos limites de ruptura.

#### **5.2.7.1. ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**

Nas três estacas analisadas neste local (*HCL-4 (350 mm)* com 15,84 mm, *HCL-6 (425 mm)* com 26,76 mm e *E2 (700 mm)* com 88,21 mm), todas atingiram deformações perfeitamente comparáveis entre si, ou seja, as deformações necessárias para a determinação da carga de ruptura balizadas segundo o critério da NBR 6122/96 foram atingidas. As deformações elásticas das estacas correspondem a uma percentagem insignificante com relação aos recalques finais das provas de carga.

A relação entre os valores das deformações máximas finais obtidas nas provas de carga e o critério da NBR 6122/96 para a estaca *HCL-4 (350 mm)* foi de 1,2, na estaca *HCL-6 (425 mm)* de 1,8 e para a estaca *E2 (700 mm)* de 3,6. Com relação aos critérios da Norma Inglesa, a relação entre as deformações medidas nas provas de carga e o recalque necessário segundo este critério, foi de 0,4 para a *HCL-4 (350 mm)*, 0,6 para a *HCL-6 (425 mm)* e 1,2 para a *E2 (700 mm)*. Na Figura 5.67 apresenta-se o resultado obtido.

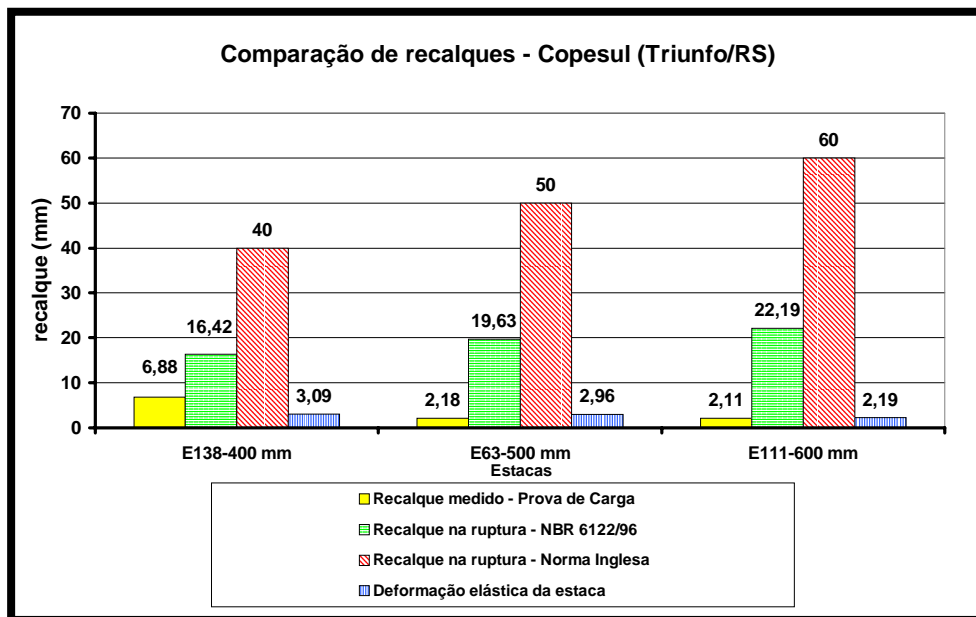


**Figura 5.67 – Recalques – ABEF/EPUSP**

**5.2.7.2. COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS)**

Neste local as estacas *E138* (400 mm) com 6,88 mm, *E63* (500 mm) com 2,18 mm e *E111* (600 mm) com 2,11 mm, atingiram deformações muito aquém do necessário para a obtenção da carga de ruptura, balizada segundo o critério da NBR 6122/96. Os valores calculados segundo este critério da norma necessitariam, para a fixação da carga de ruptura, de deformações muito superiores às atingidas. As deformações elásticas das estacas atingiram valores muito próximos dos recalques finais das provas de carga. A relação entre os valores das deformações máximas finais obtidas nas provas de carga e o critério da NBR 6122/96 para a estaca *E138* (400 mm) de 0,4, para a estaca *E63* (500 mm) de 0,1 e a *E111* (600 mm) de 0,09. Com relação aos critérios da Norma Inglesa, a relação entre as deformações medidas nas provas de carga e o recalque necessário segundo este critério, foi de 0,1 para a *E138* (400 mm), 0,04 para a *E63* (500 mm) e 0,03 para a *E111* (600 mm). Na Figura 5.68 apresenta-se o resultado obtido.





**Figura 5.68 – Recalques – COPESUL**

**5.2.7.3. Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**

Foram estudados dois grupos de estacas neste local: estacas *B, E, M, O, D, F, G e H* de 400 mm com 1,50 mm de recalque atingido médio e as estacas *E27, E56, E86, A, L, N e C* de 600 mm com 4,51 mm de recalque médio. Todas estacas atingiram deformações muito aquém do necessário para a obtenção da carga de ruptura segundo o critério da NBR 6122/96. Os valores calculados segundo este critério da norma necessitariam, para a fixação da carga de ruptura, de deformações muito superiores as atingidas. As deformações elásticas das estacas também atingiram valores bem próximos dos recalques finais das provas de carga.

A relação entre as deformações máximas finais obtidas nas provas de carga e o critério da NBR 6122/96 nas estacas de 400 mm foi de 0,09 e para as estacas de 600 mm de 0,2. Basicamente os valores atingidos nas provas de carga foram as deformações elásticas das estacas. Com relação aos critérios da Norma Inglesa, a relação entre as deformações medidas nas provas de carga e o recalque necessário segundo este critério foi de 0,03 para as estacas de 400 mm e de 0,07 para as estacas de 600 mm. Nas Figuras 5.69 e 5.70 apresentam-se os resultados obtidos.

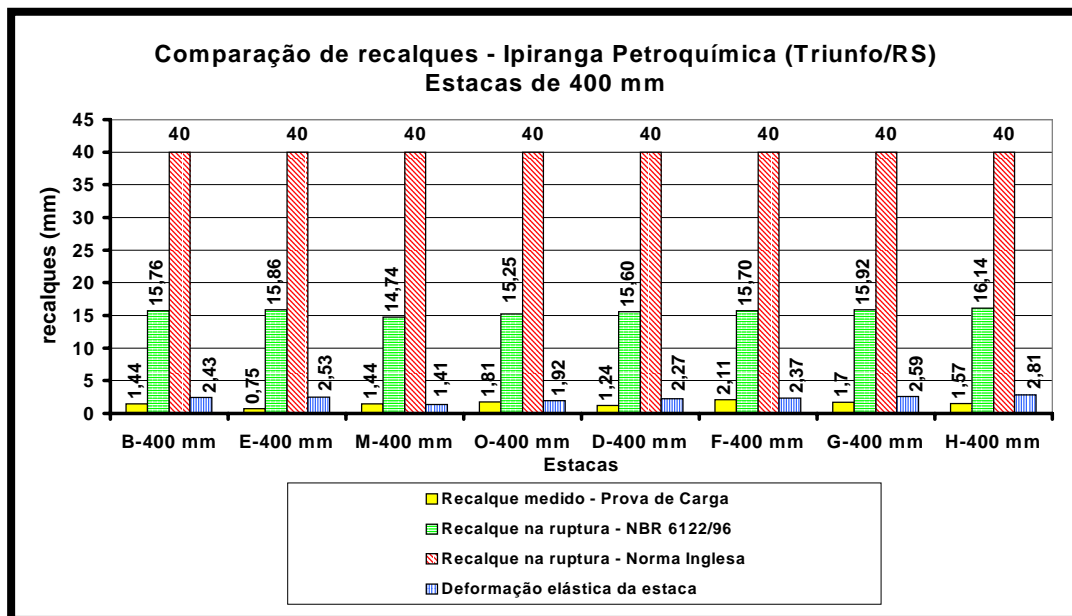


Figura 5.69 – Recalques – Ipiranga Petroquímica – Estacas de 400 mm

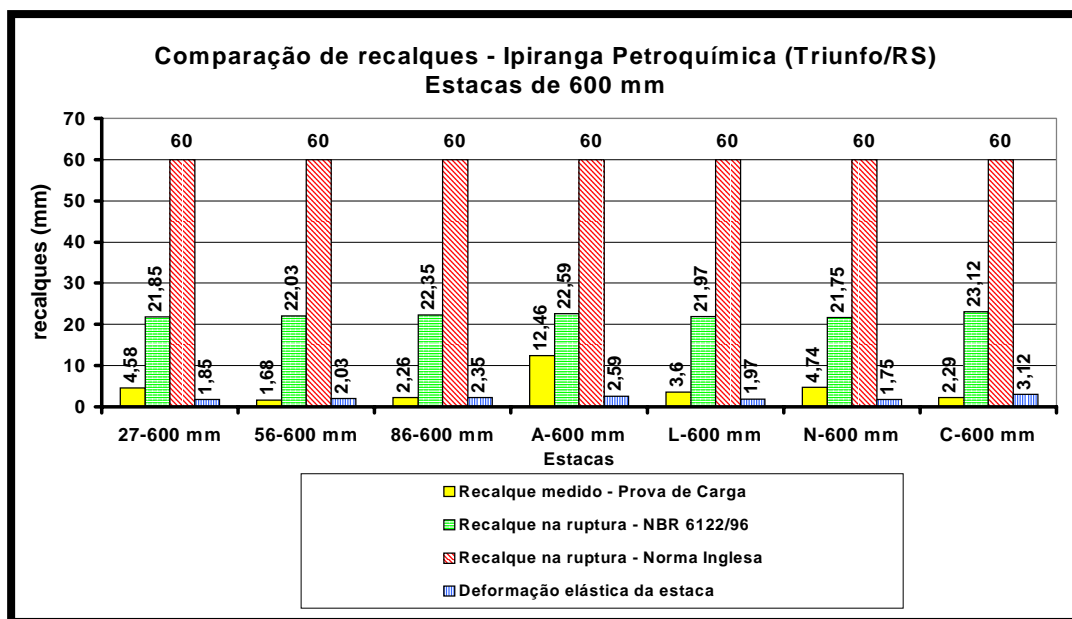
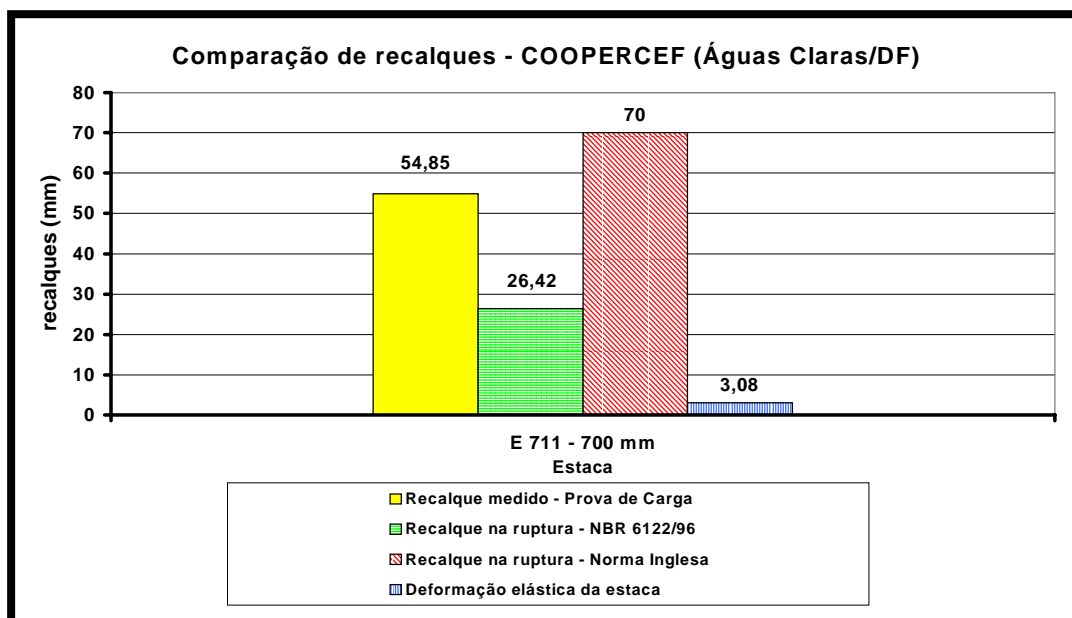


Figura 5.70 – Recalques – Ipiranga Petroquímica – Estacas de 600 mm

**5.2.7.4. COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**

A estaca analisada neste local (E711 (700 mm) com 54,85 mm) as deformações são perfeitamente comparáveis entre si. As deformações elásticas das estacas atingiram valores significativamente inferiores aos recalques finais das provas de carga.

A relação nos valores nas deformações máximas finais obtidas na prova de carga e o critério da NBR 6122/96 na estaca E711 (700 mm) foi de 2. Com relação aos critérios da Norma Inglesa, a relação entre as deformações medidas na prova de carga e o recalque necessário segundo este critério, foi de 0,7 para a E711 (700 mm). Na Figura 5.71 apresenta-se o resultado obtido.



**Figura 5.71 – Recalques – COOPERCEF**

**5.2.8. Carga na ruptura - Análise global dos dados**

O resumo geral de todas as análises realizadas neste trabalho está apresentado nas Figuras 5.72 a 5.77. Os dados utilizados compreendem vinte e duas estacas escavadas e trinta e uma sondagens de CPT, sendo em todas as estacas realizadas provas de carga. Nas figuras apresentam-se os gráficos que relacionam a carga de ruptura medida versus a carga de ruptura estimada das estacas, bem como a linha de ajuste ideal para esta relação (1:1). Os métodos de previsão de capacidade de carga adotados foram Aoki & Velloso (1975), Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986), já descritos no Capítulo 3 (itens 3.3, 3.4 e 3.5).

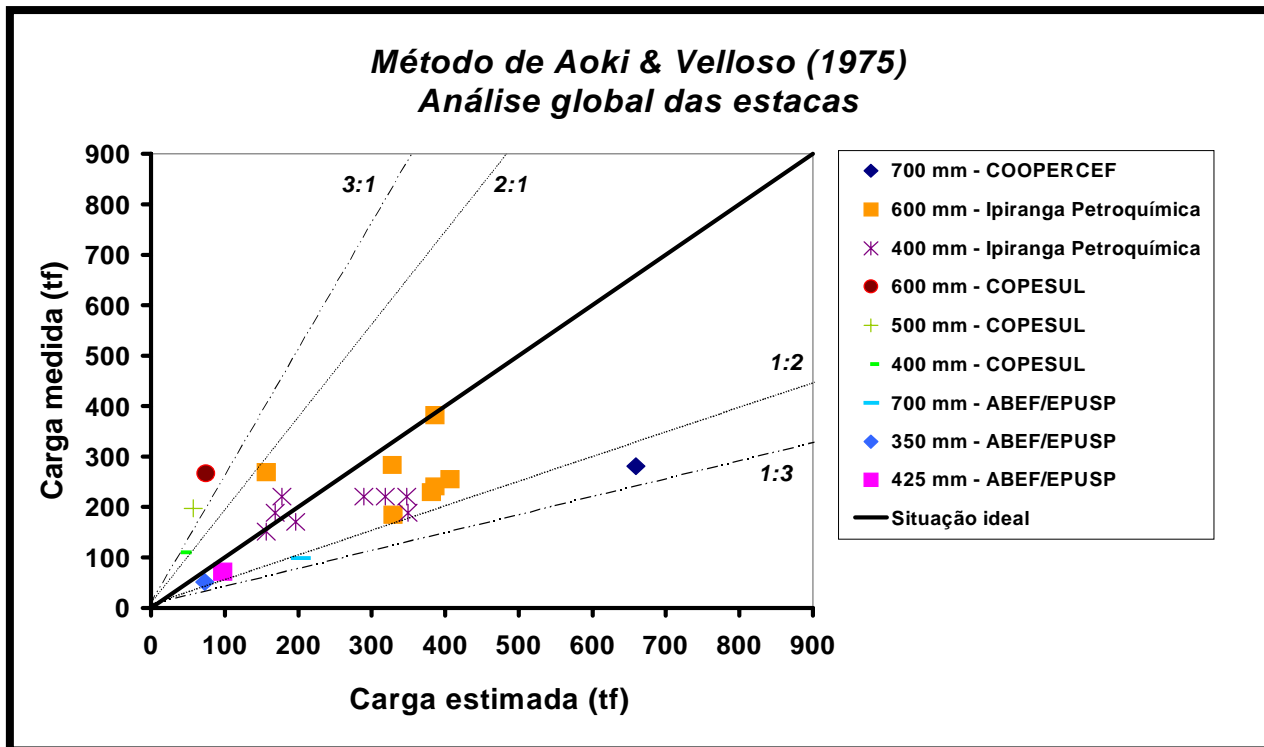
Optou-se por apresentar os dados obtidos em função de cada método de previsão de capacidade de carga, com o objetivo de ilustrar a acurácia e variabilidade da cada método adotado. As dispersões dos resultados obtidos foram balizadas por retas de correlações 1:2, 1:3, 2:1 e 3:1, com a intenção de verificar a adoção de fatores de segurança que melhor poderiam se adaptar ao método em questão.

De um modo geral, o comportamento dos métodos de previsão de capacidade de carga utilizados forneceram valores comparáveis entre si e dentro de uma mesma magnitude de cargas. A extrapolação das provas de carga através do Método de Van der Veen (1953) independentemente da adoção de qualquer um dos métodos de previsão, não fornecerá um valor inequívoco de carga de ruptura.

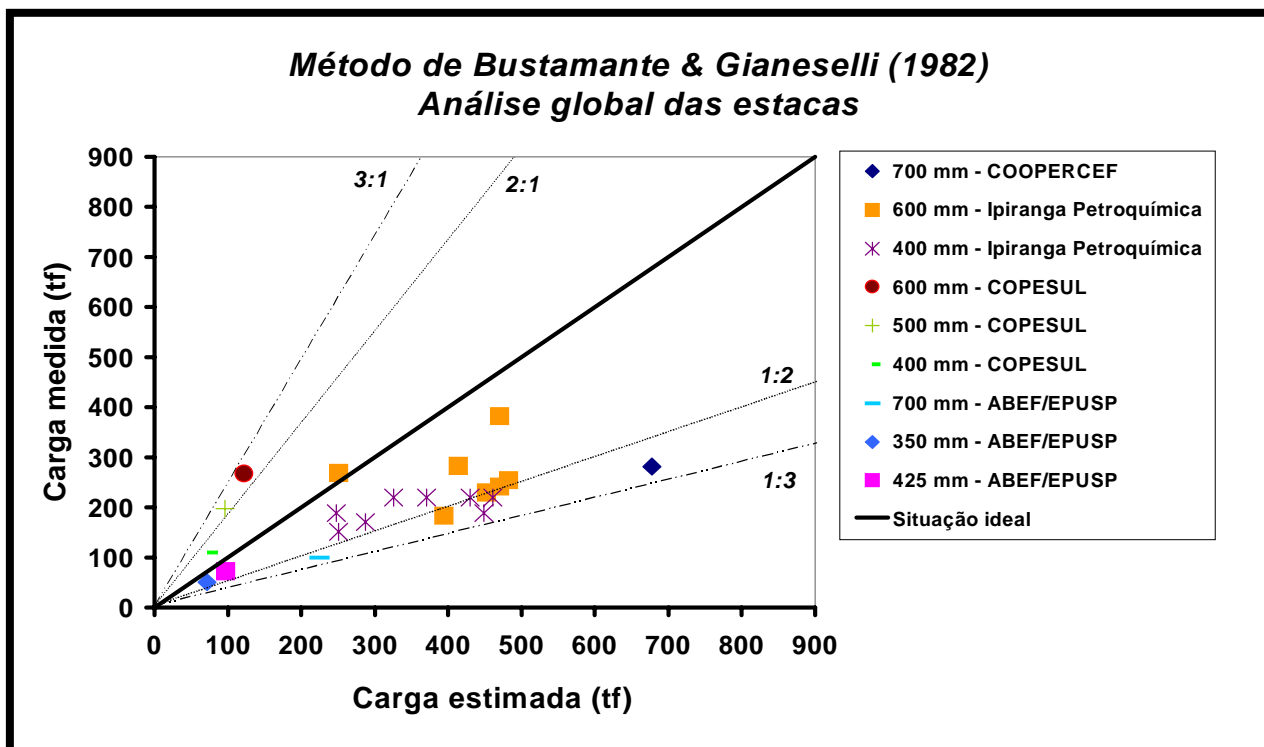
Na análise global dos resultados, todos os métodos utilizados apresentam para as estacas da COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS) uma relação que subestima os valores obtidos (chamados estimados) de capacidade de carga das estacas em torno de duas a três vezes. Para as estacas da Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS) a relação apresenta-se ora a favor e ora contra a segurança, superestimando as cargas das estacas os métodos de Bustamante & Gianceselli (1982) e Philipponnat (1986). Na ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP) a relação superestima as cargas das estacas em torno de duas a três vezes, em todos os métodos. Finalmente, para a estaca da COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF) a relação superestima a carga da estaca em torno de três vezes, sendo portanto, a previsão de capacidade de carga contrária a segurança.

Face às observações e figuras apresentadas, podemos concluir que a adoção de um coeficiente de segurança entre 4 e 5 é adequado a luz dos resultados obtidos. Estes valores de coeficientes de ruptura sugeridos faz com que os valores de carga de ruptura estimados sejam menores que os valores medidos, ou seja, uma situação ideal. Entretanto, ao contrário das abordagens estatísticas usuais, que procuram em geral fornecer resultados conservadores (carga medida >> carga estimada), em função das incertezas de projeto, nos casos analisados observa-se comportamento contrário. As cargas estimadas são em geral superiores as medidas, o que sugere extremo cuidado no uso destes métodos na prática de engenharia ou mesmo o desenvolvimento de uma nova correlação para as condições analisadas.

Dentre os três métodos analisados, o método de Aoki & Velloso (1975) é o mais indicado para os solos residuais estudados. O método de Philipponnat (1986) fornece estimativas inadequadas, com cargas previstas da ordem de 2 a 3 vezes as cargas de ruptura medidas.



**Figura 5.72 – Método de Aoki & Velloso (1975)**



**Figura 5.73 – Método de Bustamante & Gianceselli (1982)**

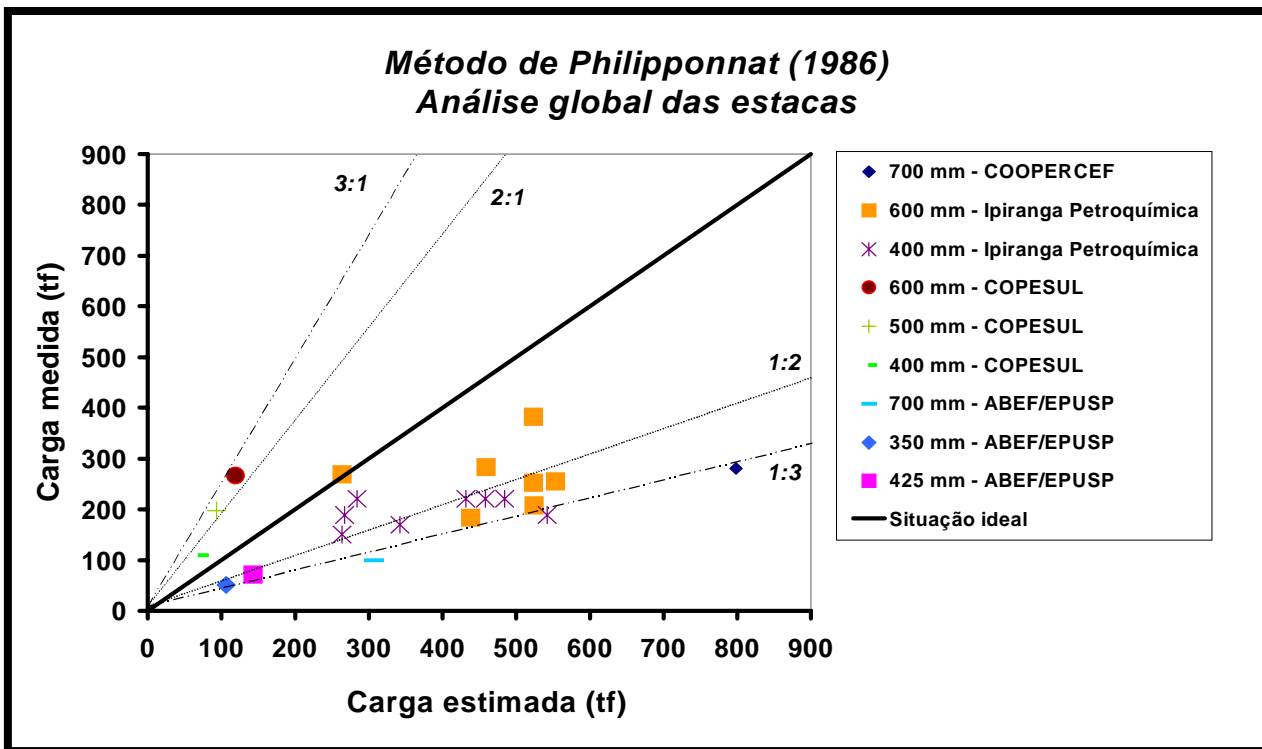


Figura 5.74 – Método de Philipponnat (1986)

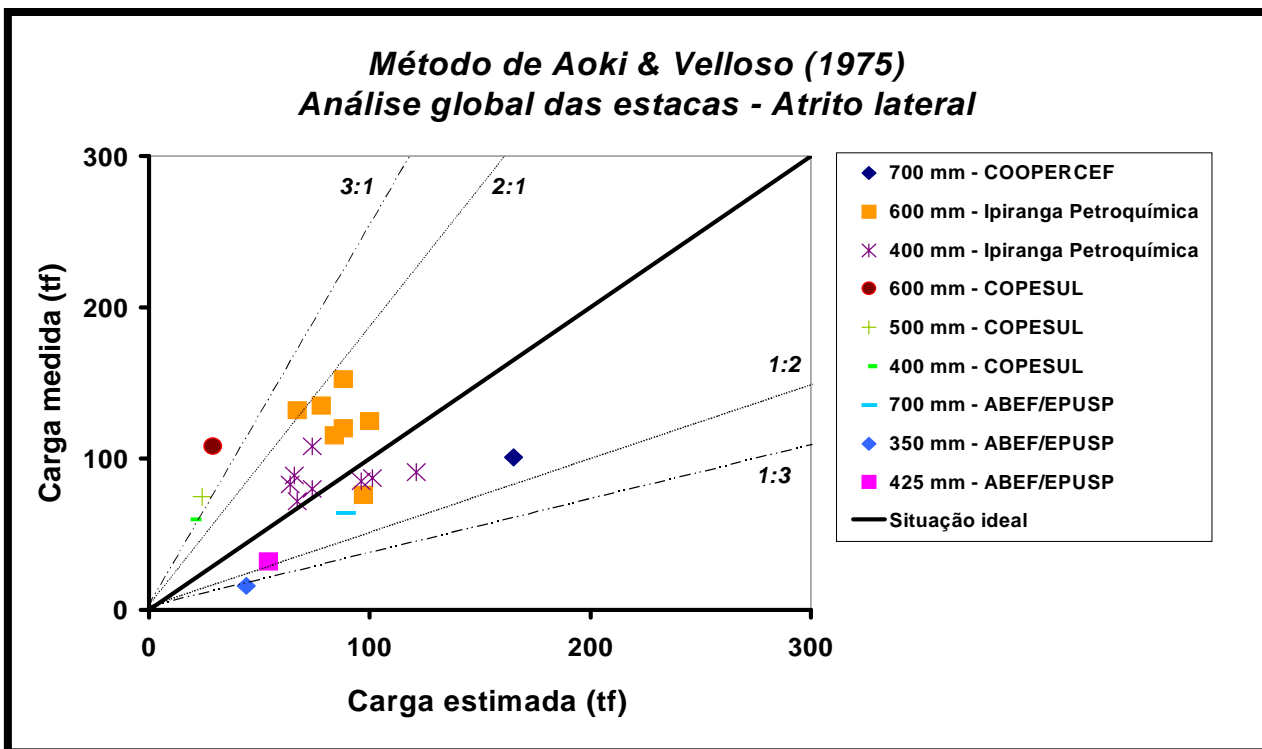
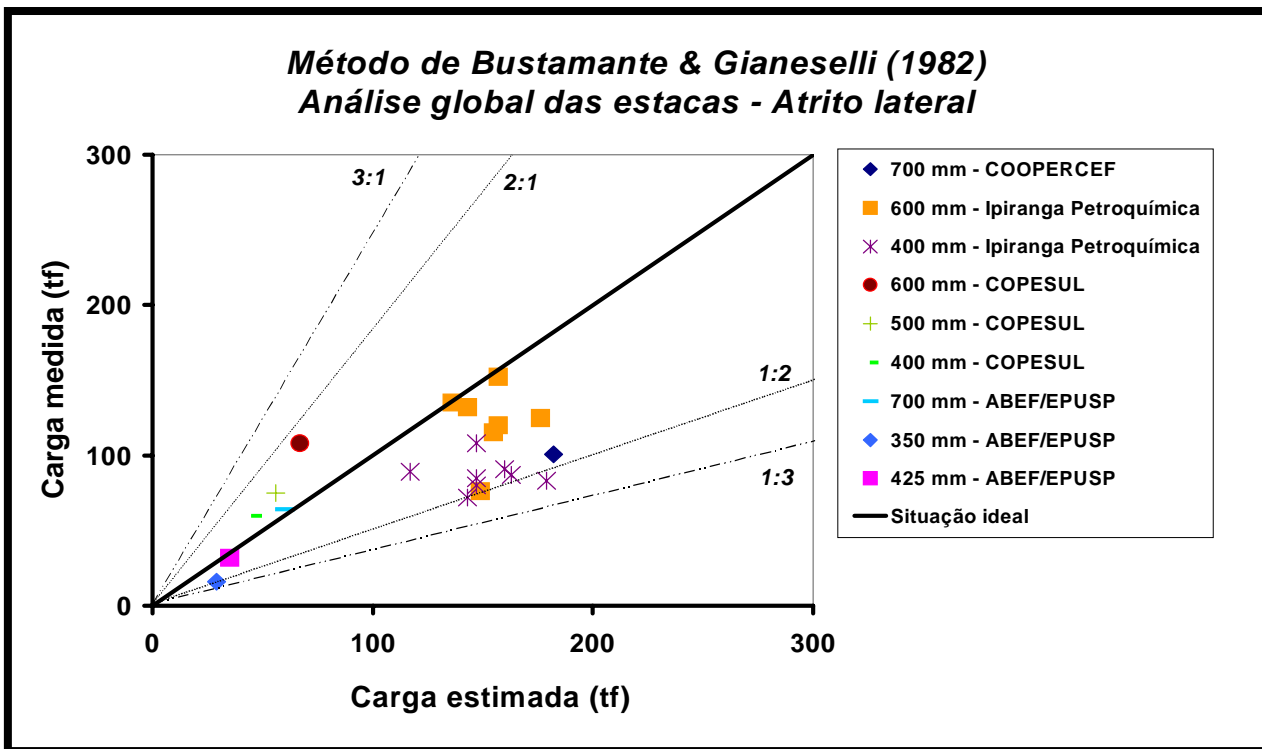
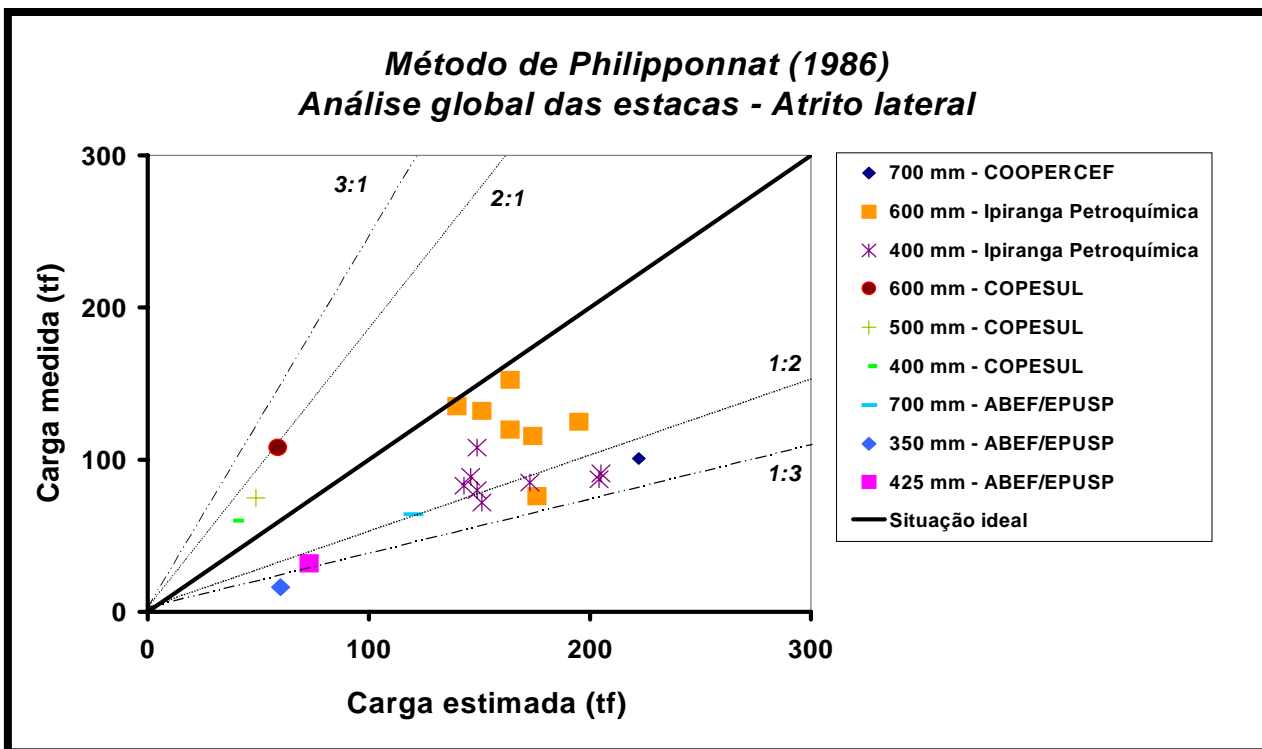


Figura 5.75 – Método de Aoki & Velloso (1975) – Atrito lateral



*Figura 5.76 – Método de Bustamante & Gianeselli (1982) – Atrito lateral*



*Figura 5.77 – Método de Philipponnat (1986) – Atrito lateral*

## Capítulo 6

### 6.1 Conclusões

As análises realizadas a partir dos ensaios de Cone (CPT) e das Provas de Carga, com o objetivo de se estimar a capacidade de carga em estacas escavadas, permitiram estabelecer as seguintes conclusões.

#### a) Quanto à aplicação do Método de Van der Veen (1953):

⇒ Dependendo do nível das deformações atingidas na prova de carga, menores serão os valores de tensão atribuídos inicialmente para os ajustes das curvas. Grandes deformações, atingindo patamares próximos ou mesmo superiores a  $D/30$ , sendo  $D$  o diâmetro da estaca, aumentam a acurácia da carga obtida na extrapolação. Ou seja, como o método baseia-se em uma equação exponencial logarítmica, quanto maiores forem as deformações atingidas, melhor definido estará o formato da curva carga x recalque e conseqüentemente, melhor será o ajuste realizado.

⇒ As estacas da ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP) e COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF) apresentaram deformações superiores a  $D/30$  e, portanto, a tendência de ajuste em função do formato da curva apresentou definição satisfatória.

⇒ As estacas da COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS) e Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS) apresentaram comportamento inverso, ou seja, deformações inferiores a  $D/30$ , diminuindo a precisão do método.

⇒ As tensões de ajuste iniciais utilizadas ficaram na faixa de 2550 kPa a 17500 kPa, e o critério de aceitação da carga de ruptura final adotado,  $R^2$ , variam entre 0,956 a 0,9986.



⇒ Observou-se extrema sensibilidade na aplicação do método. A medida que se atribuem os valores de tensões iniciais, os valores de  $R^2$  variam de uma forma significativa, de acordo com o intervalo utilizado de tensões, podendo levar a cargas de rupturas irreais.

**b) Quanto à estimativa da capacidade de carga das estacas através dos métodos propostos:**

⇒ Existe considerável variabilidade na estimativa da capacidade de carga das estacas em função do método de cálculo empregado.

⇒ Utilizando a carga de ruptura média obtida em cada furo de sondagem, dos trinta e um casos analisados, a grande maioria das estacas (81%), apresentaram cargas estimadas superiores ao limite estrutural calculado.

⇒ A análise dos resultados é utilizada isolando-se as parcelas de resistência de ponta e atrito lateral. A parcela de atrito lateral é determinada com maior precisão na medida em que esta é mobilizada a pequenas deformações.

⇒ Na Tabela 6.1 apresentam-se os valores obtidos da carga de ruptura das estacas, observa-se grande variabilidade nas estimativas, cujas implicações em projetos são comentadas a seguir.

**Tabela 6.1 - Carga de ruptura das estacas**

<b>Capacidade de carga das estacas</b>								
<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Carga de ruptura (tf)</b>				<b>Atrito lateral na ruptura (tf)</b>			
	<b>AV</b>	<b>BG</b>	<b>Phi</b>	<b>Intervalo</b>	<b>AV</b>	<b>BG</b>	<b>Phi</b>	<b>Intervalo</b>
<b>350</b>	73	71	107	37 - 132	44	29	60	23 - 75
<b>425</b>	97	97	143	49 - 178	54	35	73	28 - 91
<b>700</b>	203	224	307	103 - 389	89	60	120	46 - 149
<b>400</b>	41	72	69	21 - 88	19	45	39	12 - 59
<b>500</b>	57	96	93	28 - 120	24	56	49	15 - 74
<b>600</b>	75	122	120	35 - 155	29	67	59	18 - 89
<b>400</b>	157	210	232	83 - 292	53	96	105	30 - 137
<b>600</b>	298	385	426	156 - 553	79	145	157	45 - 205
<b>700</b>	165	182	221	60 - 282	659	678	798	258 - 1064

**c) Adequabilidade dos métodos propostos para estimativa do atrito lateral mobilizada na ruptura:**

⇒ É indispensável, para uma comprovação mais precisa da contribuição das parcelas de resistência de atrito lateral e de ponta das estacas, provas de carga instrumentadas. A adoção dos valores de atrito lateral na ruptura, através da medida direta no trecho linear da curva carga x recalque é passível de questionamento, trazendo em si algum nível de subjetividade.

⇒ Na Tabela 6.2 apresentam-se os valores da razão entre cargas de ruptura por atrito lateral estimadas X medidas (Provas de Carga):

**Tabela 6.2 - Comparação entre cargas de ruptura por atrito lateral estimadas X medidas (Provas de Carga)**

Estaca	Diâmetro (mm)	Métodos (tf)			Atrito lateral medido (tf)	Carga estimada/medida		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
HLC4	350	44	29	60	16	2,75	1,81	3,75
HLC6	425	54	35	73	32	1,69	1,09	2,28
E2	700	89	60	120	64	1,39	0,94	1,88
E 138	400	19	45	39	60	0,32	0,75	0,65
E 63	500	24	56	49	75	0,32	0,75	0,65
E 111	600	29	67	59	108	0,27	0,62	0,55
B	400	96	147	173	84	1,14	1,75	2,06
E	400	64	179	143	84	0,76	2,13	1,71
M	400	74	147	149	83,5	0,88	1,76	1,79
O	400	101	163	204	84	1,20	1,94	2,43
D	400	66	117	146	84	0,79	1,39	1,74
F	400	121	160	205	84	1,44	1,90	2,44
G	400	74	147	149	108	0,68	1,36	1,38
H	400	67	143	151	72	0,93	1,99	2,09
E27	600	78	136	140	132	0,59	1,03	1,06
E56	600	88	157	164	115,5	0,76	1,36	1,42
E86	600	84	155	174	115,5	0,73	1,34	1,50
A	600	97	149	176	76,2	1,27	1,95	2,31
L	600	100	176	195	132	0,76	1,33	1,48
N	600	67	143	151	132	0,50	1,08	1,14
C	600	88	157	164	152,4	0,58	1,03	1,08
E 711	700	165	182	221	100	1,65	1,82	2,21
							Estimado maior que o medido	
							Estimado menor que o medido	

⇒ Observa-se, para este conjunto de dados, que o Método de Aoki & Velloso forneceu valores mais conservadores, enquanto que os Métodos de Bustamante & Ganeselli e de

Philipponnat apresentaram valores contrários a segurança. A variabilidade das previsões é evidente, sendo inerente ao uso de métodos estatísticos.

**d) Adequabilidade dos métodos propostos em relação as cargas de ruptura estimadas, com relação as cargas de ruptura medidas (Método de Van der Veen (1953)):**

⇒ Observa-se, para este conjunto de dados, em relação a carga de ruptura das estacas, que as três metodologias propostas forneceram valores contrários a segurança, ou seja, valores estimados maiores que os valores medidos. Exceção é feita as estacas analisadas na COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS), E138 (400 mm), E63 (500 mm) e E111 (600 mm).

⇒ Na Tabela 6.3 apresentam-se os valores obtidos na razão entre cargas de ruptura estimadas X medidas (Método de Van der Veen (1953)):

**Tabela 6.3 - Comparação entre cargas de ruptura estimadas X medidas (Método de Van der Veen (1953))**

Estaca	Diâmetro (mm)	Métodos (tf)			Van der Veen (tf)	Carga estimada/medida		
		AV	BG	Phi		AV	BG	Phi
HCL-4	350	73	71	107	51	1,43	1,39	2,10
HCL- 6	425	97	97	143	72	1,35	1,35	1,99
E2	700	203	224	307	99	2,05	2,26	3,10
E 138	400	41	72	69	110	0,37	0,65	0,63
E 63	500	57	96	93	197	0,29	0,49	0,47
E 111	600	75	122	120	267	0,28	0,46	0,45
B	400	169	248	267	189	0,89	1,31	1,41
E	400	178	326	284	220	0,81	1,48	1,29
M	400	318	461	484	220	1,45	2,10	2,20
O	400	197	287	342	170	1,16	1,69	2,01
D	400	310	371	432	220	1,41	1,69	1,96
F	400	349	449	542	189	1,85	2,38	2,87
G	400	318	461	484	220	1,45	2,10	2,20
H	400	156	251	264	151	1,03	1,66	1,75
E27	600	329	394	438	184	1,79	2,14	2,38
E56	600	386	470	523	241	1,60	1,95	2,17
E86	600	406	482	553	255	1,59	1,89	2,17
A	600	381	452	524	230	1,66	1,96	2,28
L	600	328	414	459	283	1,16	1,46	1,62
N	600	156	251	264	269	0,58	0,93	0,98
C	600	386	470	523	382	1,01	1,23	1,37
E 711	700	659	678	799	281	2,35	2,41	2,84
							Estimado maior que o medido	
							Estimado menor que o medido	

⇒ A razão entre cargas previstas e estimadas varia entre 0,5 e 3,0. Esta dispersão observada nos resultados é significativa e tem implicações importantes em projetos correntes, na medida que fatores de segurança igual a 2 (FS=2), usualmente adotados, pode não representar condições efetivas de estabilidade. Ou seja, para uma razão entre cargas previstas / cargas medidas igual a 2, um fator de segurança igual a 2 representa uma carga de projeto da mesma ordem de magnitude da carga de ruptura da estaca. Por este motivo, é fundamental a avaliação da aplicabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga com base no CPT, conforme proposto no presente estudo.

**e) Análise das deformações (recalques):**

⇒ As deformações nas provas de carga necessárias para caracterizar a ruptura do sistema solo-estaca devem atingir deformações superiores a  $D/30$  (NBR 6122/96).

⇒ A relação entre os recalques atingidos nas provas de carga e as deformações elásticas das estacas, fornece uma indicação direta das limitações do uso do Método de Van der Veen (1953). Em várias provas de carga a deformação máxima medida é da mesma ordem de magnitude do recalque elástico da estaca.

⇒ Na Tabela 6.4 estão apresentadas as comparações entre as deformações atingidas nas Provas de Carga e as deformações necessárias para caracterizar a carga de ruptura das estacas, segundo a NBR 6122/96. É apresentado também a aplicabilidade do Método de Van der Veen frente as deformações atingidas:

**Tabela 6.4 - Comparação entre deformações atingidas (Prova de Carga) X deformações para ruptura (NBR 6122/96 e Norma Inglesa)**

Dâmetro (mm)	$D/30$ (mm)	Deformações atingidas (mm) - Prova de Carga	Recalque de ruptura (mm) - NBR 6122/96	Recalque de ruptura (mm) - Norma Inglesa
350	11,67	15,84 (D/22)	12,51	35
400	13,33	0,75 (D/534) - 6,88 (D/59)	14,74 - 16,42	40
425	14,17	26,76 (D/15)	14,81	42,5
500	16,67	2,18 (D/230)	19,63	50
600	20,00	1,68 (D/358) - 12,46 (D/49)	21,75 - 23,12	60
700	23,33	54,85 (D/13) - 88,21 (D/8)	24,18 - 26,42	70
		Não satisfatório - Método de Van der Veen (1953)		
		Satisfatório - Método de Van der Veen (1953)		

Obs: O número entre parênteses representa a razão entre o diâmetro da estaca e a deformação atingida.

⇒ As deformações atingidas da COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS) e Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS), comprometeram a precisão dos valores de capacidade de carga das estacas através do Método de Van der Veen (1953). Os recalques atingidos pelas provas de carga apresentaram deformações muito aquém das deformações necessárias para a caracterização da carga de ruptura segundo a Norma Inglesa. Em relação a NBR 6122/96, os valores apresentaram uma maior dispersão, dificultando a caracterização de um patamar de deformações ideais.

### **6.2 Sugestões para pesquisas futuras**

⇒ Compilar um maior número de dados de sondagens CPT em solos residuais, com o intuito de aumentar o banco de dados disponibilizado neste trabalho.

⇒ Utilizar estes dados para estimativa da capacidade de carga em outros tipos de estacas, em locais onde haja provas de carga disponíveis.

⇒ Instrumentar estacas com o objetivo de isolar as parcelas de resistência por atrito lateral e ponta das estacas, para melhor compreender o fenômeno da interação solo-estaca em solos residuais.

⇒ Uma vez ampliado o banco de dados, estabelecer recomendações de projeto com base nos métodos existentes. Desenvolver, se necessário, outros métodos de estimativa da carga de ruptura aplicados às condições locais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: solo - ensaio de penetração de cone in situ (CPT): método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: estacas - prova de carga estática - método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.
3. ALMEIDA, M. S. S. **Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996.
4. AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975. v. 5, p. 373-388.
5. AOKI, N. Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macizo de solos. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., 1997, São Carlos. **Anais...** São Carlos: USP/Escola de Engenharia de São Carlos/Departamento de Engenharia de Estruturas, 1997. v. 1, p. 7-11.
6. AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 1976. 44 p.
7. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3441**: test method for deep, quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soil. West Conshohocken, 1975.
8. BALDI, G. et al. Interpretation of CPTs and CPTUs: drained penetration of sands. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR, FIELD INSTRUMENTATION AND IN-SITU MEASUREMENTS, 4., 1986, Singapore. **Proceedings...** Singapore: Nanyang Technical Institute, 1986.
9. BALDI, G. et al. Cone resistance of dry medium sand. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Stockholm, 1981. v. 2, p. 427-432.
10. BALIGH, M. M. Undrained deep penetration. 2. Pore pressure. **Géotechnique**, London, v. 36, n. 4, p. 487-501, dez. 1986.
11. BALIGH, M. M.; LEVADOUX, J. N. Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 112, n. 7, p. 727-745, July 1986.

12. BANERJEE, P.; DAVIES, T. G. The behaviour of axially and laterally loaded single embedded in non-homogeneous soils. **Géotechnique**, London, v. 28, n. 3, p. 309-326, 1978.
13. BARENTSEN, P. Short description of a field-testing method with coneshaped sounding apparatus. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Boston. **Proceedings...** Cambridge: Harvard University, 1936.
14. BEGEMANN, H. K. S. P. The use of the static soil penetrometer in Holland. **New Zealand Engineering**, Wellington, v. 18, n. 2, p. 41-49, 1963.
15. BEGEMANN, H. K. S. P. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. **Proceedings...** University Press, 1965.
16. BRUGGER, P. J. et al. Parâmetros geotécnicos da argila de Sergipe segundo a Teoria dos Estados Críticos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994.
17. BURLAND, J. B.; COOKE, R. W. The design of bored piles in stiff clays. **Ground Engineering**, v. 7, p. 28-38, 1974.
18. BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam: Balkema, 1982. v. 2, p. 493-500.
19. CAMPANELLA, R. G. **Guidelines for geotechnical design using the cone penetrometer test and CPT with pore pressure measurement**. Vancouver: University of British Columbia, 1995.
20. CASAGRANDE, A. **The structure of clay and its importance in foundation engineering**. In: CONTRIBUTIONS to soil mechanics 1925-1940. Boston: Boston Society of Civil Engineers, 1932. p. 72-112.
21. CHEN, B. S.; MAYNE, P. W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 33, p. 488-498, 1996.
22. COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. Propriedades geotécnicas das argilas moles do Recife. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E

- ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. p. 563-572.
23. CUMMINGS, A. E.; KERKHOFF, G. O.; PECK, R. B. Effects of driving piles into soft clay. New York ASCE, v. 115, p. 275-285, 1950.
24. DANZINGER, F. A. B.; VELLOSO, D. A. Correlações entre SPT e resultados de penetração contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. p 103-113.
25. DANZINGER, F. A. B.; VELLOSO, D. A. Correlation between CPT and SPT for some brazilian soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, Linköping, 1995. **Proceedings...** Linköping: Swedish Geotechnical Society, 1995. p. 155-160.
26. DE RUITER, J. Elastic penetrometer for site investigations. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**, New York, v. 97, n. 2, p. 457-472, 1971.
27. DE RUITER, J. The static cone penetration test state-of-the-art-report. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam: Balkema, 1982. p. 389-405.
28. DE RUITER, J. & BERINGEM, F. L. 1979. **Pile Foundation for Large North Sea Structures**. Marine Geotechnology, 3(3): 267-314.
29. DUNCAN, M. J.; BUCHIGNANI, A. L. **An engineering manual for settlements studies**. Berkeley: University of California, 1976.
30. EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1974, Stockholm. **Proceedings...** Linköping: Swedish Geotechnical Society, 1974.
31. EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam: Balkema, 1982.
32. GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.
33. GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 67-74.



34. HORN, H. M. **Influence of pile driving and pile characteristics on pile foundation performance**. New York: ASCE, 1966.
35. HOULSBY, G. T.; TEH, E. I. Analysis of the piezocone in clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1988, Orlando, Florida. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1988. p. 777-783.
36. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 1., 1998, Atlanta. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1998.
37. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, 1995, Linköping. **Proceedings...** Linköping: Swedish Geotechnical Society, 1995.
38. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1988.
39. INTERNATIONAL reference test procedure for cone penetration test (CPT). In: SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE. Report to the ISSMFE technical committee on penetration testing of soils - TC 16 with reference test procedures CPT-SPT-DP-WST. Linköping, 1989. (SGI information, 7).
40. JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of the Society of Hungarian Architects and Enginners**, p. 355-358, 1944.
41. JAMIOLKOWSKI, M. et al. New developments in field and laboratory testing of soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1985.
42. JAMIOLKOWSKI, M. & LANCELLOTTA, R. 1988. **Relevance of in-situ test Results for Evaluation of Allowable Base Resistance of Bored Piles in Sands**. In: VAN IMPE(ED), DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER PILES: 107-119. Rotterdam: Balkema.
43. LADD, C. C. et al. Stress-deformation and strength characteristics: state-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** 1977. v.2, p. 421-494.
44. LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.
45. LANCELLOTTA, R. **Geotechnical engineering**. Amsterdam: Balkema, 1995.
46. LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. On the soil-structure interaction and its influence in the distribution of foundation loads and settlements. In: EUROPEAN CONFERENCE

- ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1991, Florence. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1991. v. 1, p. 475-478.
47. LOPES, F. R. & LAPROVITERA, H. 1988. **On the Prediction of the Bearing Capacity of Bored Piles from Dynamic Penetration Tests**. In: VAN IMPE(ED), DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER PILES: 537-540. Rotterdam: Balkema.
48. LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. London: Blackie Academic and Professional, 1997.
49. MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H.  $K_o$  - OVR relationships in soil. **Geotechnical Engineering**, v. 108, n. 6, p. 851-872, 1982.
50. MEIGH, A. C. **Cone penetration testing: methods and interpretation**. London: Butterworths, 1987.
51. MEYERHOF, G. G. 1983. **Scale Effects of Ultimate Pile Capacity**. JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING, ASCE, 109(6): 797-806.
52. MILITITSKY, J. **Installation of bored piles in stiff clays: an experimental study of local changes in soil conditions**. Ph. D. Thesis, University of Surrey. 488p. 1983.
53. MILITITSKY, J. **Provas de Carga Estáticas**. In: SEFE, 2, São Paulo. Anais, ABEF/ABMS, V2, p. 203-228, 1991.
54. NEDERLANDS NORMALISATIE-INSTITUUT. **NEN 5140**: determination of the cone resistance and sleeve friction of soil. Delft, 1996.
55. NORWEGIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. **Guidelines for CPTs**. Oslo, 1994.
56. NUNES, A. J. DA COSTA. **Engenharia Geotécnica**. Rio de Janeiro: Tecnosolo, 1992.
57. PHILIPPONNAT, G. Methode pratique de calcul d'un pieu isole a l'aide du penetromete statique. Tradução de N. S. Godoy e N. Azevedo Júnior. **Revue Française de Géotechnique**, Paris, 1986. Título original: Methode pratique de calcul d'un pieu isole a l'aide du penetromete statique.
58. POULOS, H. G. Pile behaviour; theory and application. **Géotechnique**, London, v. 39, n. 3, p. 365-415, 1989.
59. POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Wiley & Sons, 1980.
60. PRICE, G. & WARDLE, I. F. 1982. **A Comparison Between Cone Penetration Tests Results and the Performance of Small Diameter Instrumented Piles in stiff Clay**. Proc. 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, 2: 775-780. Amsterdam.

61. QUARESMA, A. R. et al. Investigações geotécnicas. In: FUNDAÇÕES: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996. cap. 2.
62. ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetrometer test. 1. Sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 20, n. 4, p. 718-733, 1983.
63. ROBERTSON, P. K. In-situ testing and its application to foundation engineering, **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 23, n. 4, p. 573-594, 1986.
64. ROCHA FILHO, P.; SCHNAID, F. Cone penetration testing in Brazil: national report. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, Linköping, 1995. **Proceedings...** Linköping: Swedish Geotechnical Society, 1995. p. 29-44.
65. ROCHA FILHO, P.; ALENCAR, J. A. Piezocone tests in the Rio de Janeiro soft clay deposit. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1985. p. 859-862.
66. ROCHA FILHO, P.; SALES, M. M. O uso do piezocone em ensaios off-shore em águas profundas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. p. 531-538.
67. SANGLERAT, G. **Penetrometer and Soil – Exploration**. Amsterdam: Elsevier, 1972.
68. SCHAAP, L. H. J.; ZUIDBERG, H. M. Mechanical and electrical aspects of the electric cone penetration. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam: Balkema, 1982. v. 2, p. 841-851.
69. SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for cone penetration test, performance and design**. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 1978. (Report FHWA TS-78-209US).
70. SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 96, n. 3, p. 1011-1043, 1970.
71. SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.
72. SCHNAID, F. et al. Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 34, n. 2, p. 143-159, 1997.

73. SWEDISH GEOTECHNICAL SOCIETY. **Recommended standard for cone penetration tests**. Stockholm, 1993.
74. SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **A short course in foundation engineering**. London: Newnes-Butterworths, 1977.
75. SOARES, J. M. D. **Caracterização do depósito de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1997.
76. SOARES, J. M. D.; SCHNAID, F.; BICA, A. V. D. Determination of the characteristics of a soft clay deposit in southern Brazil. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997. **Proceedings...** Amsterdam: Balkema, 1997. p. 297-302.
77. TEH, C. I.; HOULSBY, G. T. An analytical study of the cone penetration test in clay. **Géotechnique**, London, v. 41, n. 1, p. 17-43, 1991.
78. TEJCHMAN, A. & GWIZDALA, K. 1988. **Comparative Analysis of Bearing Capacity of Large Diameter Bored Piles**. In: VAN IMPE(ED), DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER PILES: 553-558. Rotterdam: Balkema.
79. VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich, 1953. v 2, p. 84-90.
80. VELLOSO, D. A. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.
81. VESIC, A. S. Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS, 1965, Durham. **Proceedings...** Durham: Duke University, 1967. p. 53-68.
82. WALDEMAR HACHICH ... [ et al. ]. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996.

## ANEXO

### A.1. Banco de dados - Sondagens

#### A.1.1. Sondagens CPT da ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)

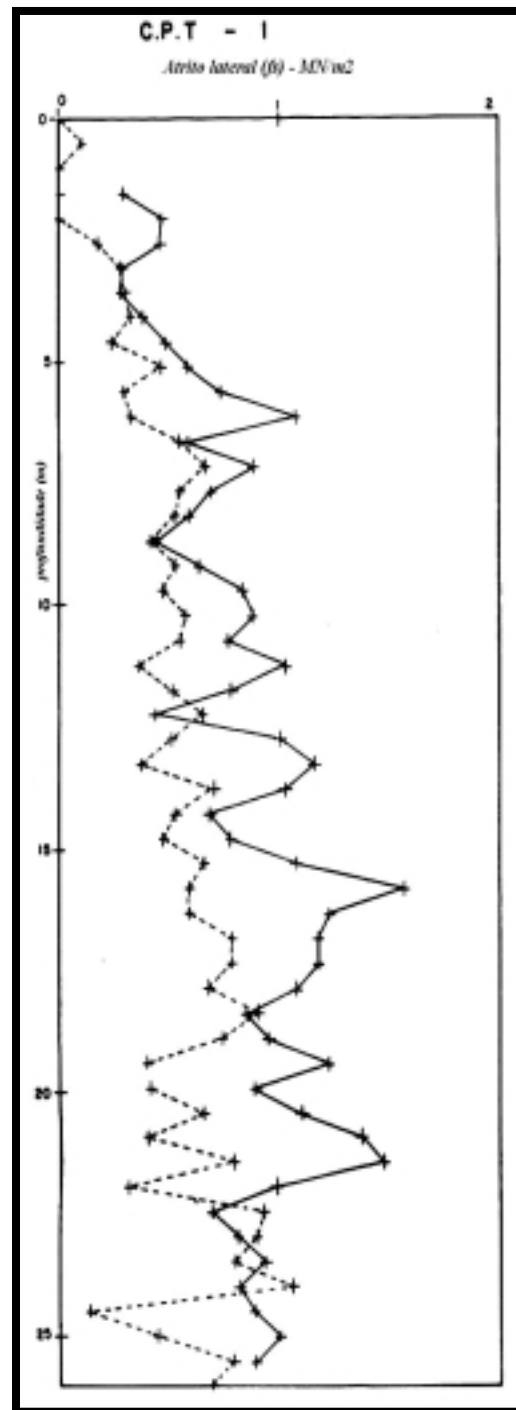
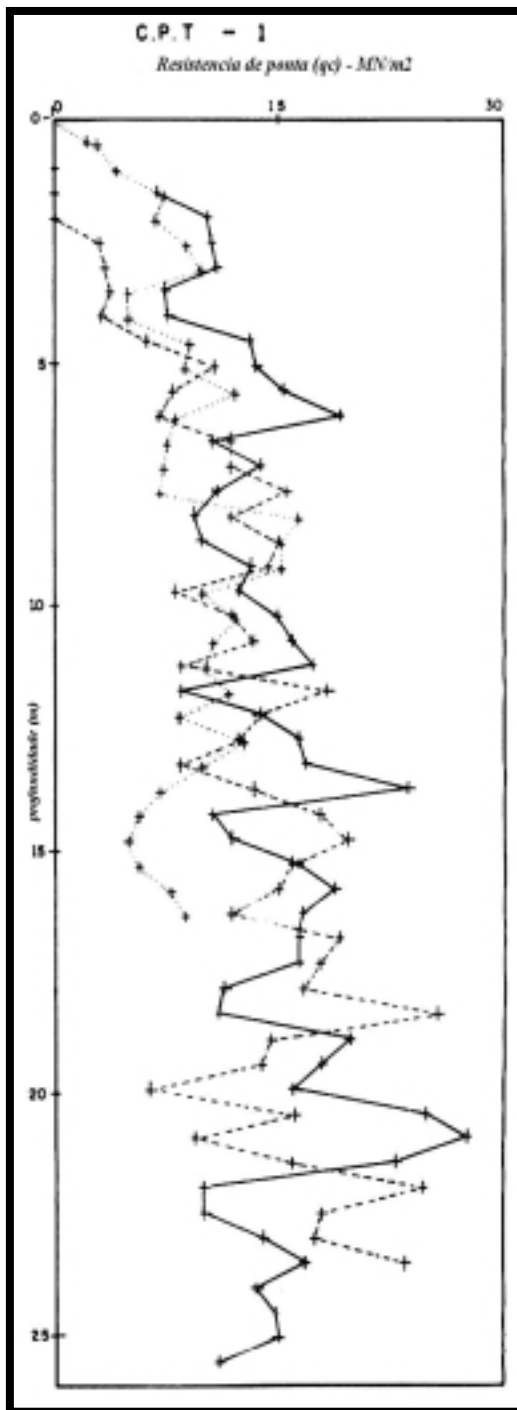


Figura A.1. - Resistência de ponta (qc) do S1      Figura A.2. - Atrito lateral (fs) do S1

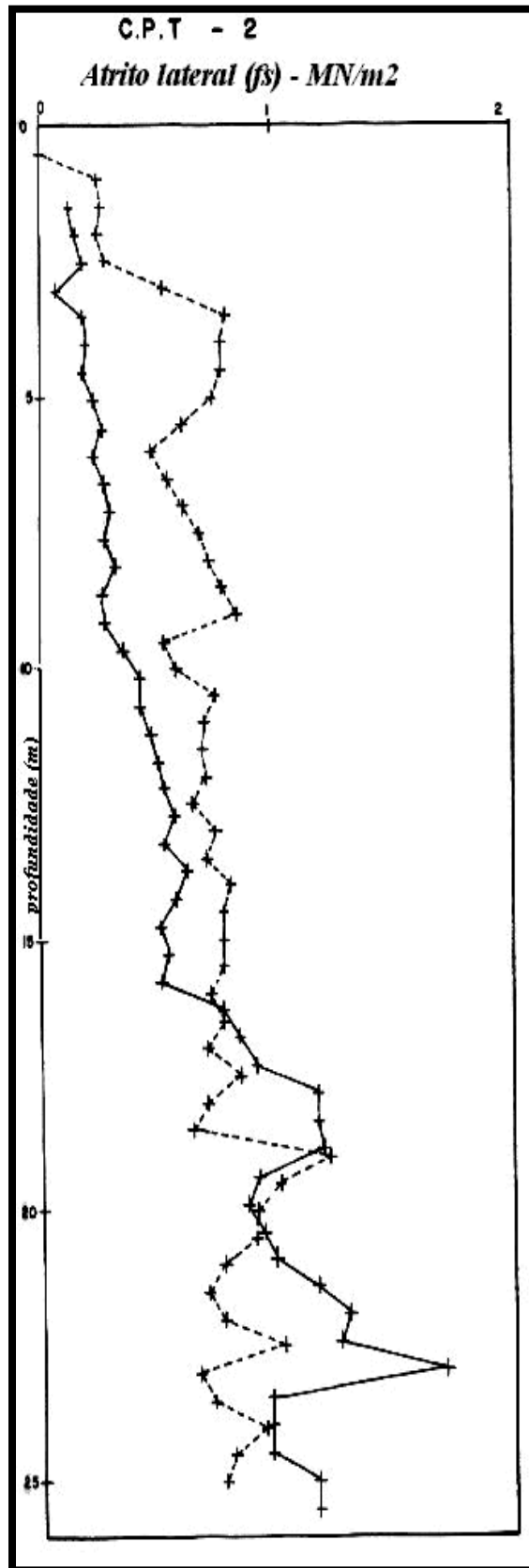
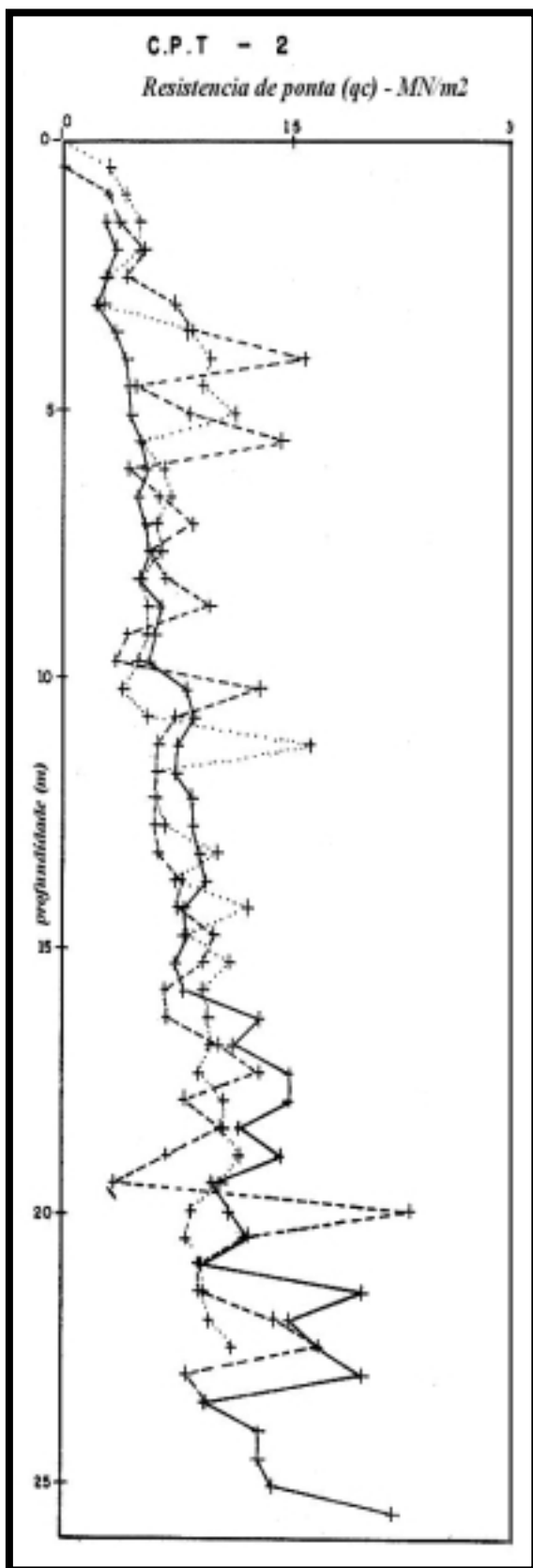


Figura A.3. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S2

Figura A.4. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S2

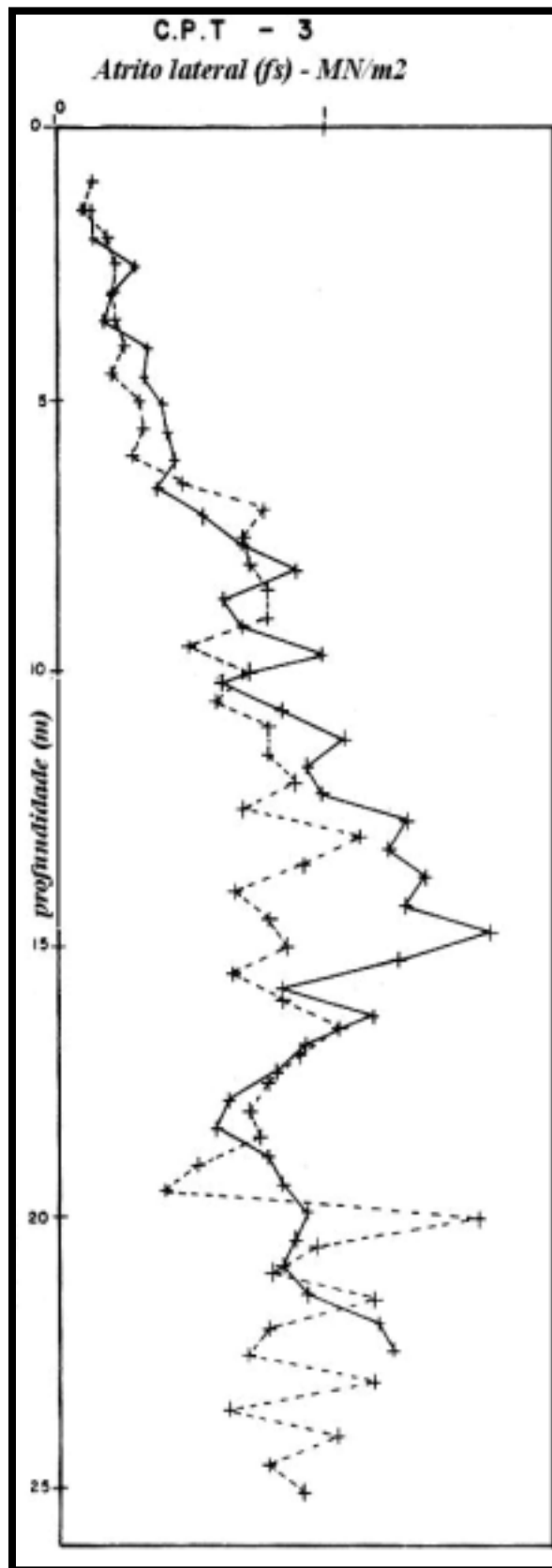
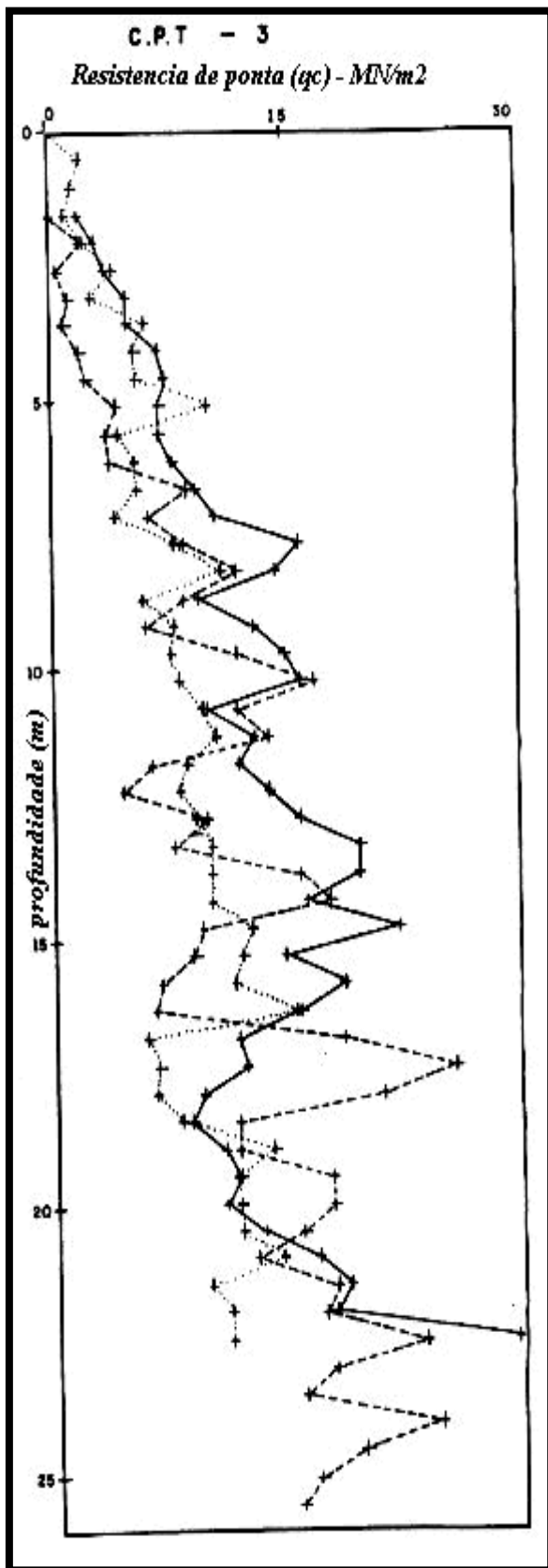
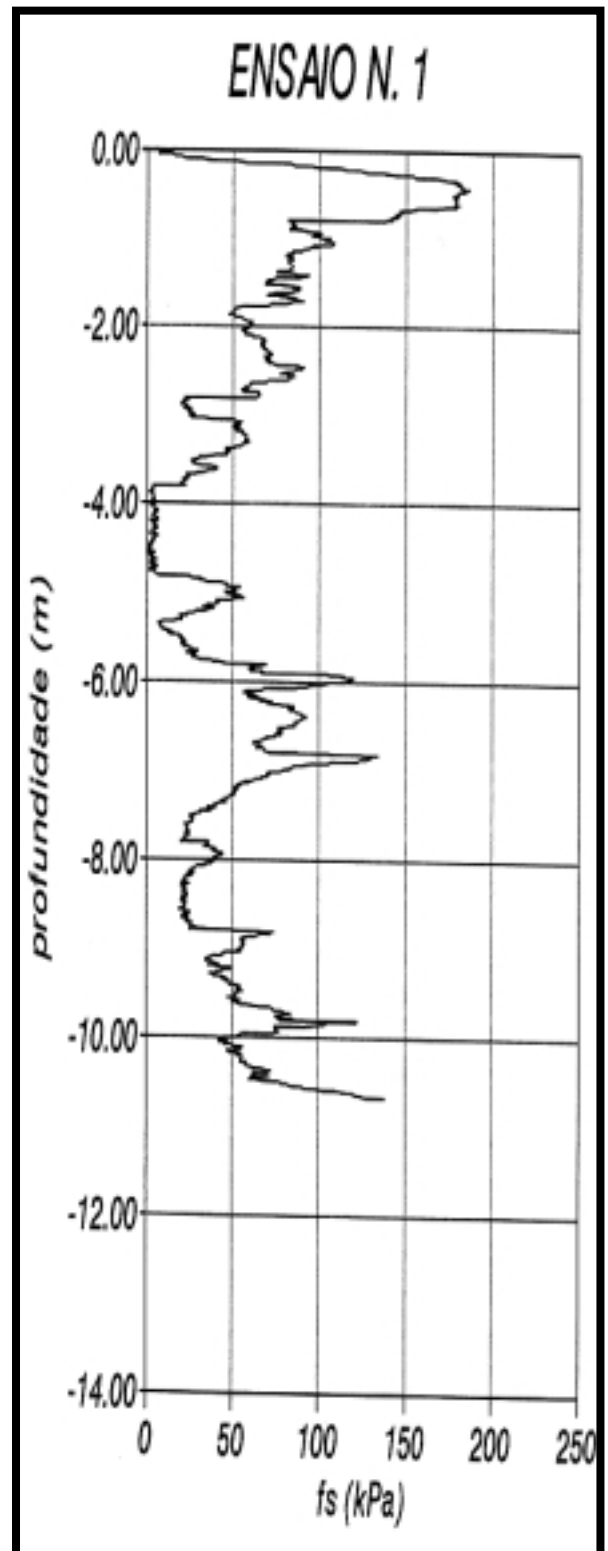
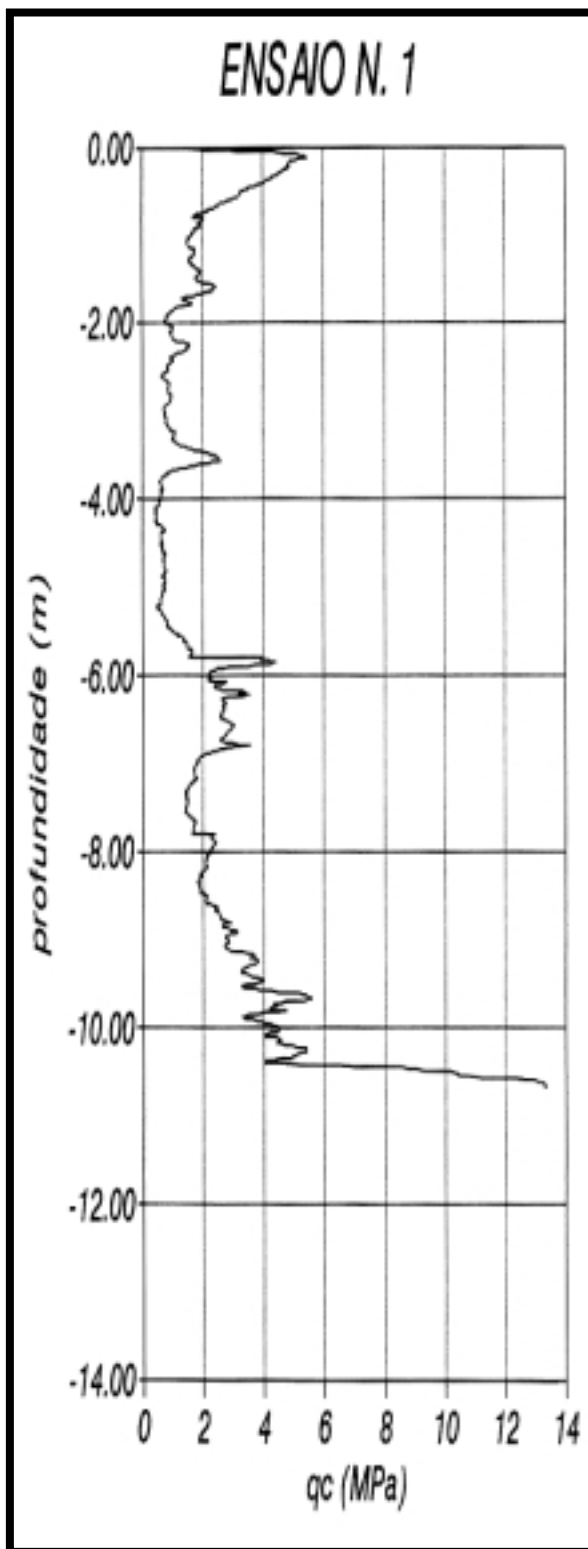


Figura A.5. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S3

Figura A.6. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S3

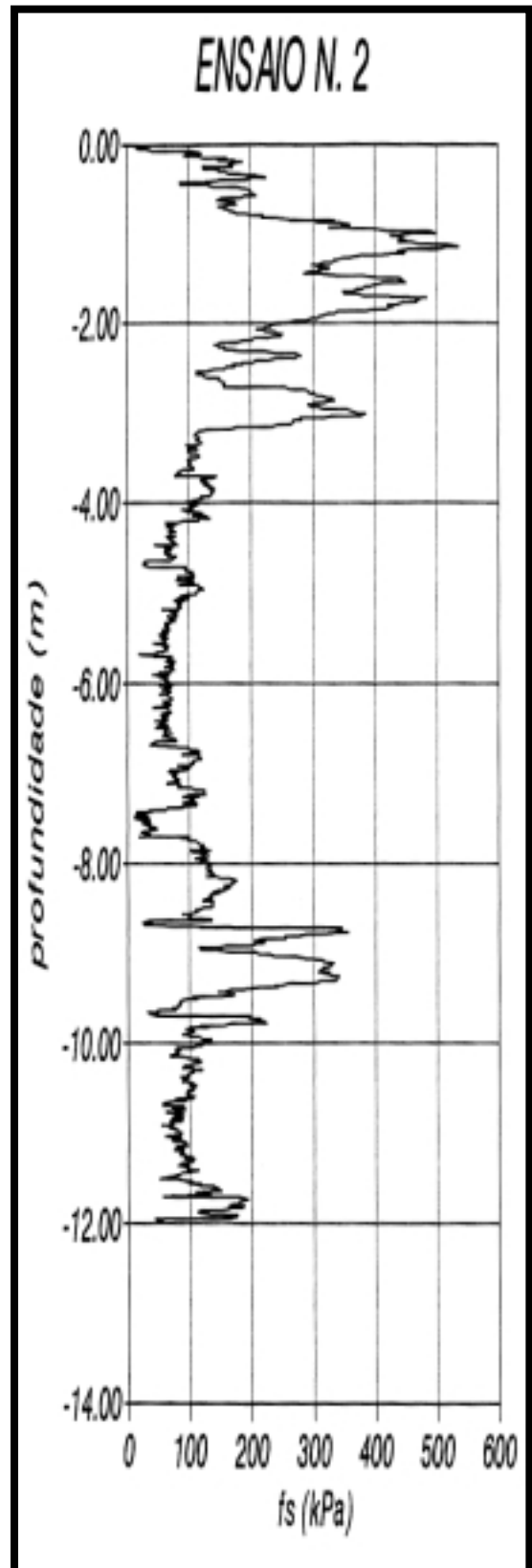
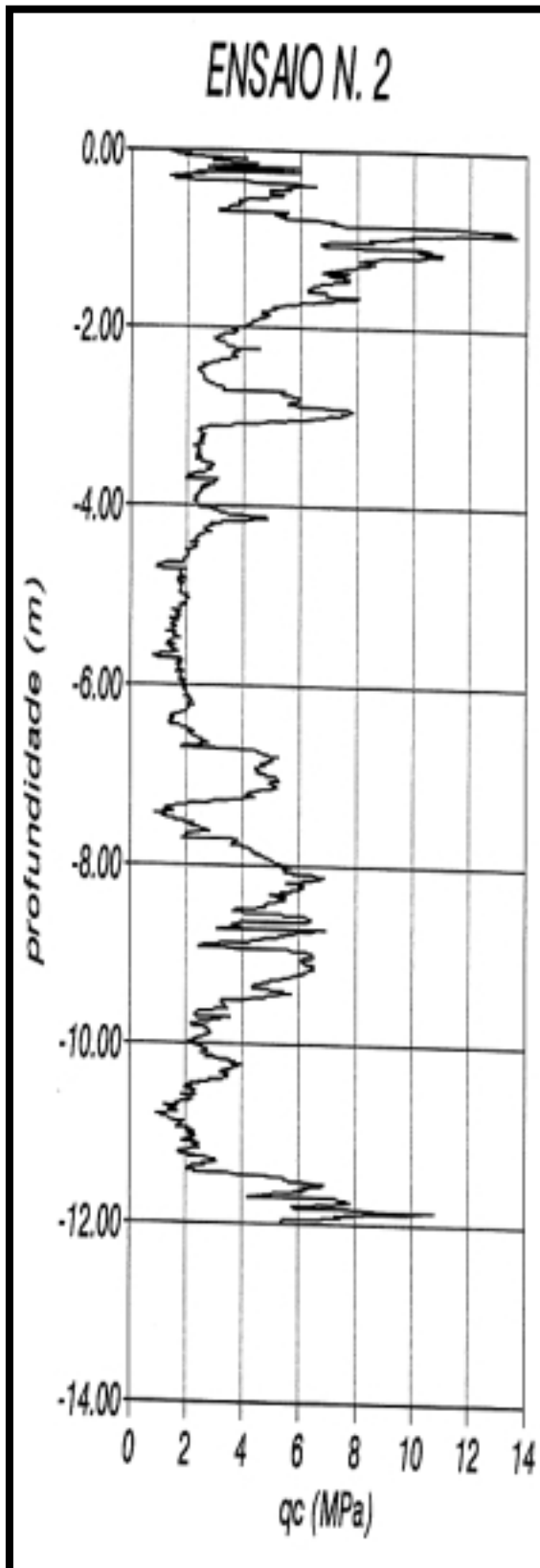
**A.1.2. Sondagens CPT da COPESUL (Pólo Petroquímico-Triunfo/RS)**



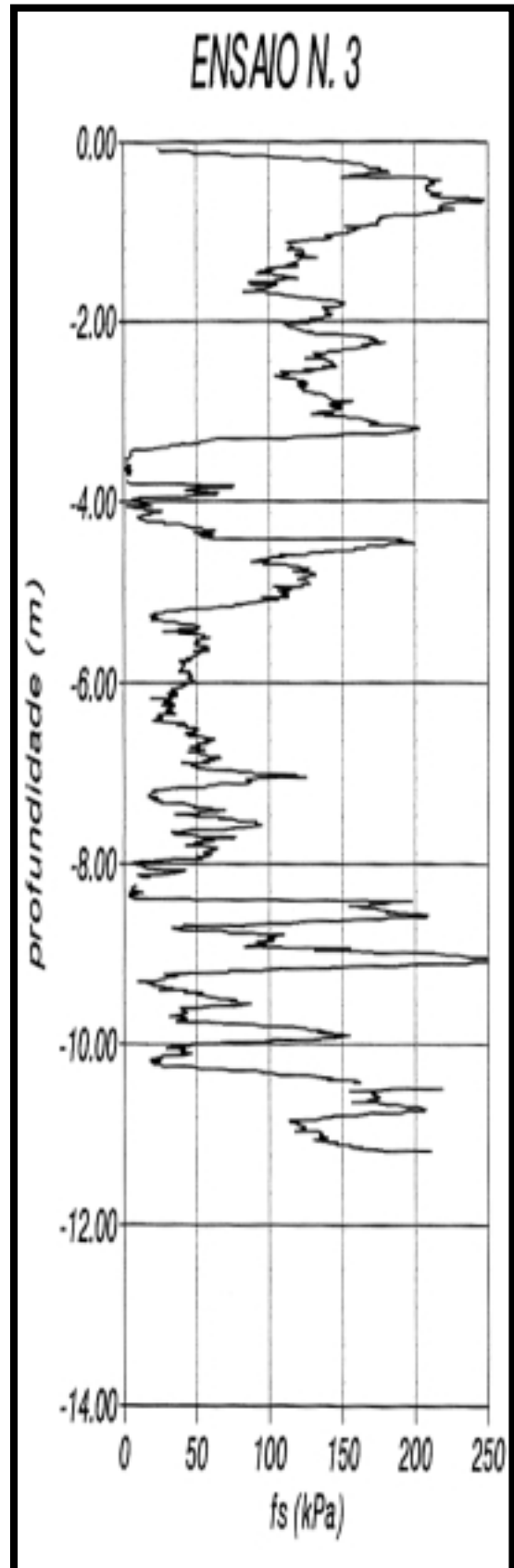
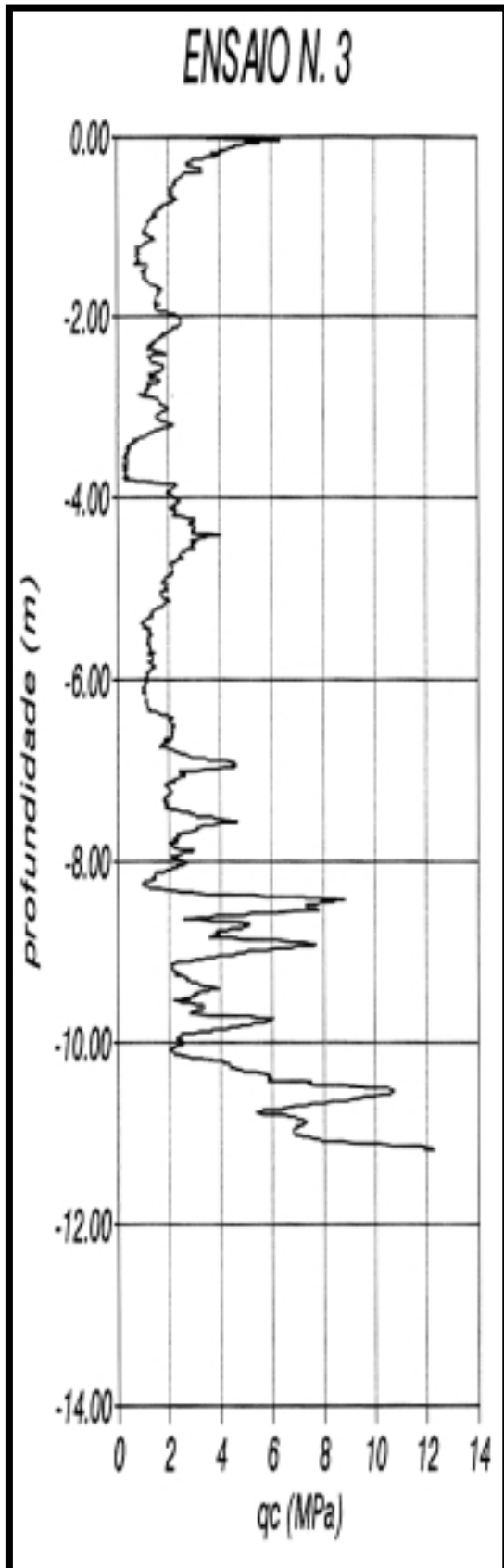
**Figura A.7. – Resistência de ponta (qc) do S1**

**Figura A.8. – Atrito lateral (fs) do S1**

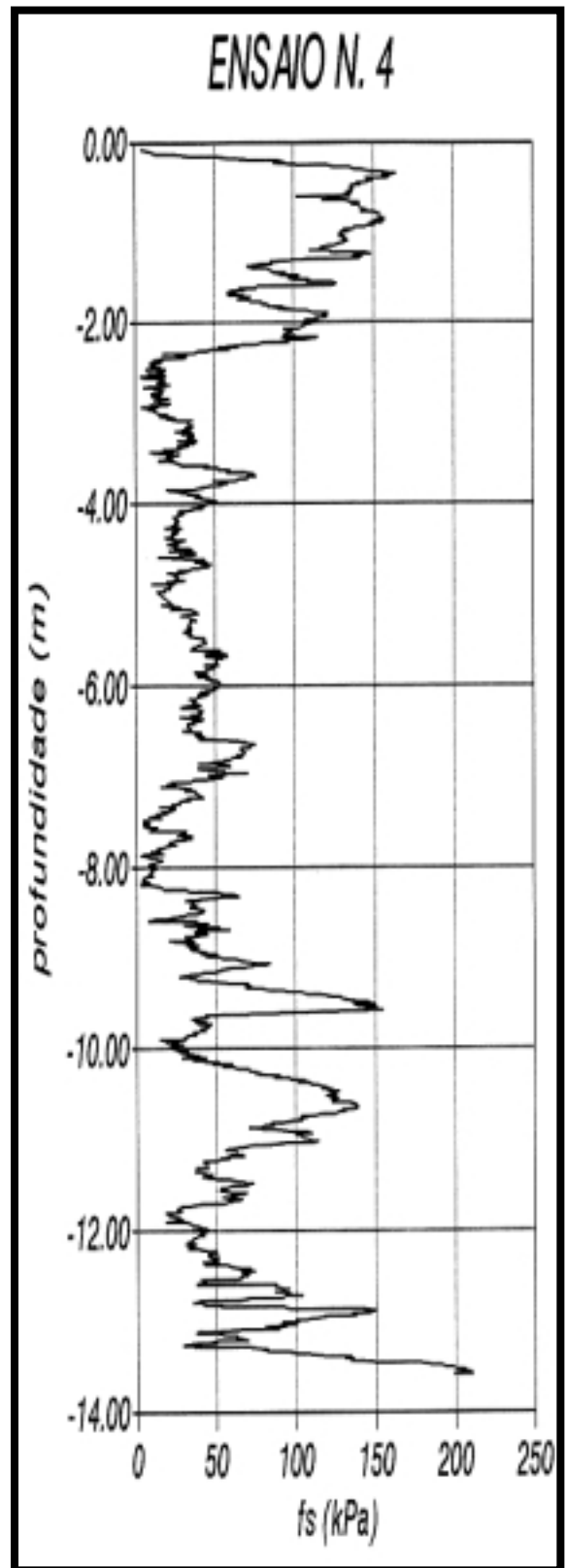
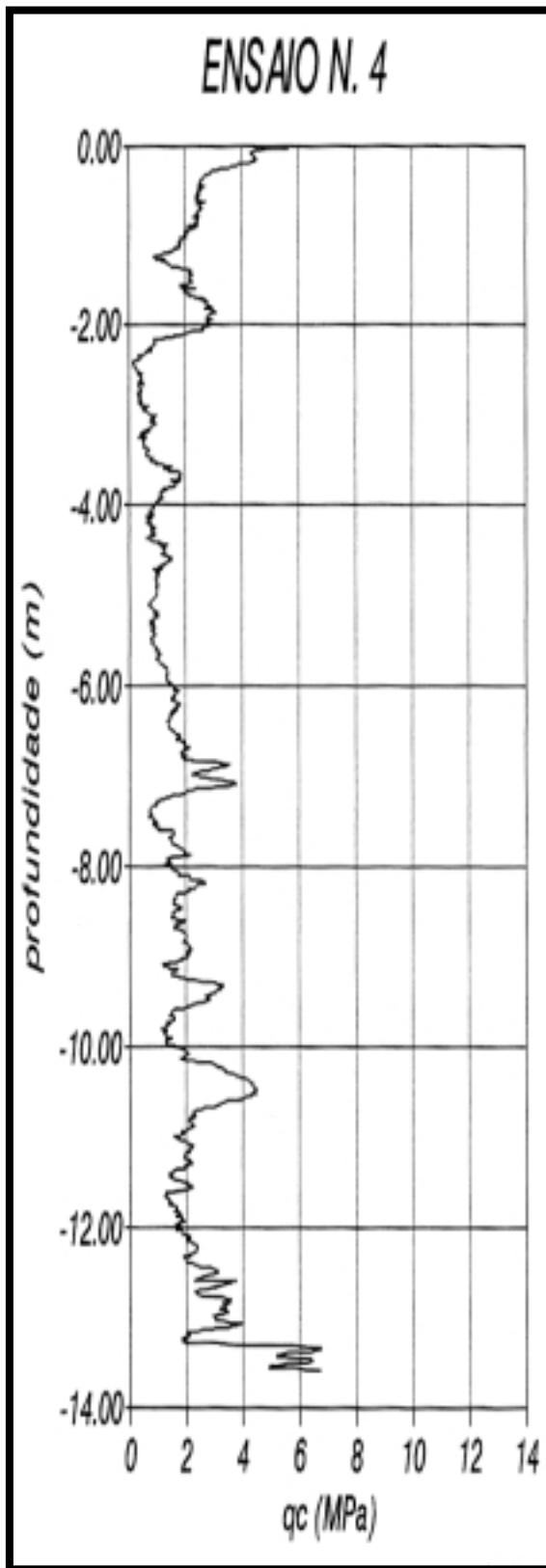




**Figura A.9. – Resistência de ponta (qc) do S2** **Figura A.10. – Atrito lateral (fs) do S2**

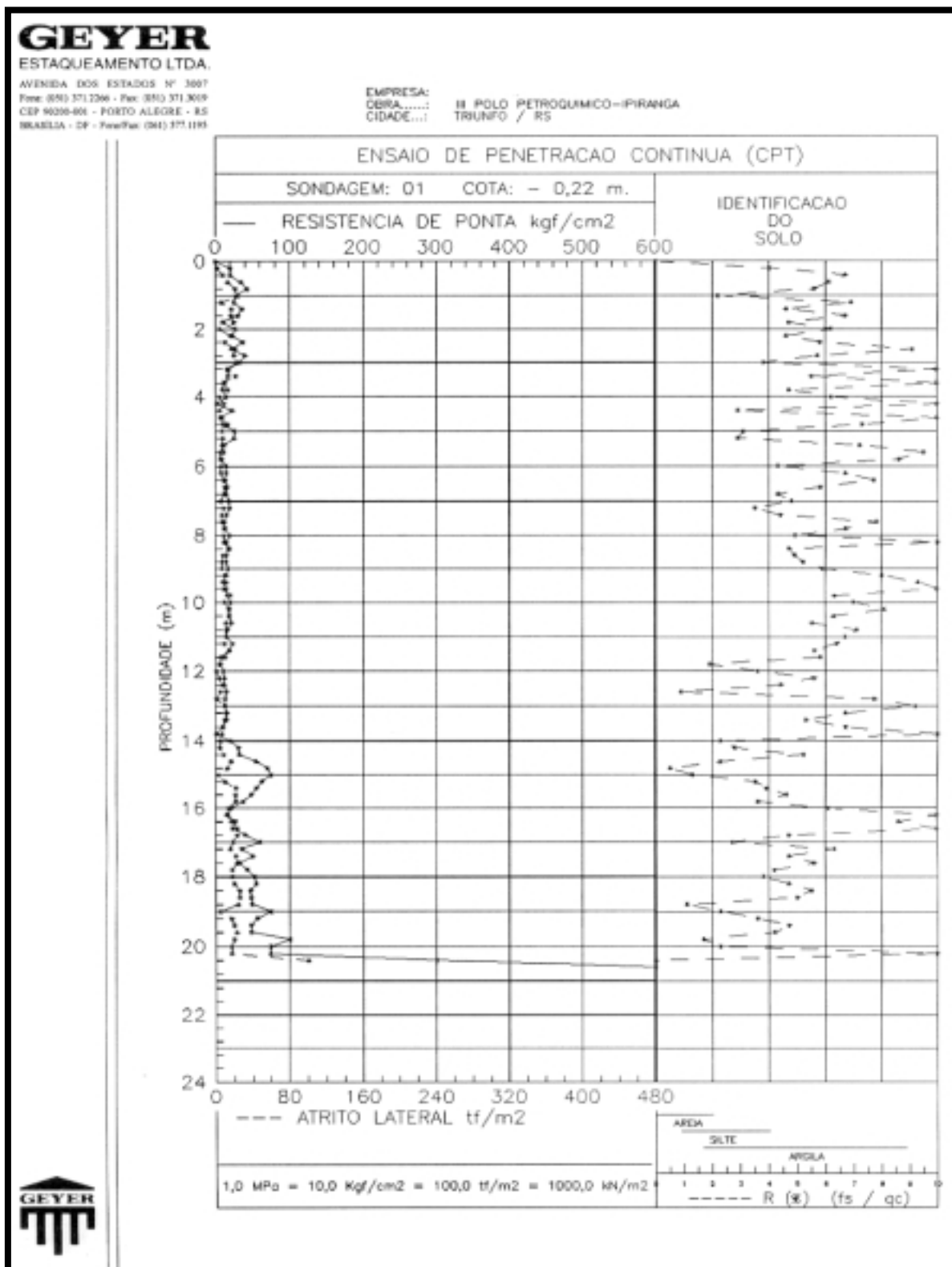


**Figura A.11. – Resistência de ponta (qc) do S3** **Figura A.12. – Atrito lateral (fs) do S3**



**Figura A.13. – Resistência de ponta ( $q_c$ ) do S4** **Figura A.14. – Atrito lateral ( $f_s$ ) do S4**

**A.1.3. Sondagens CPT da Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**



**Figura A.15. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S1**

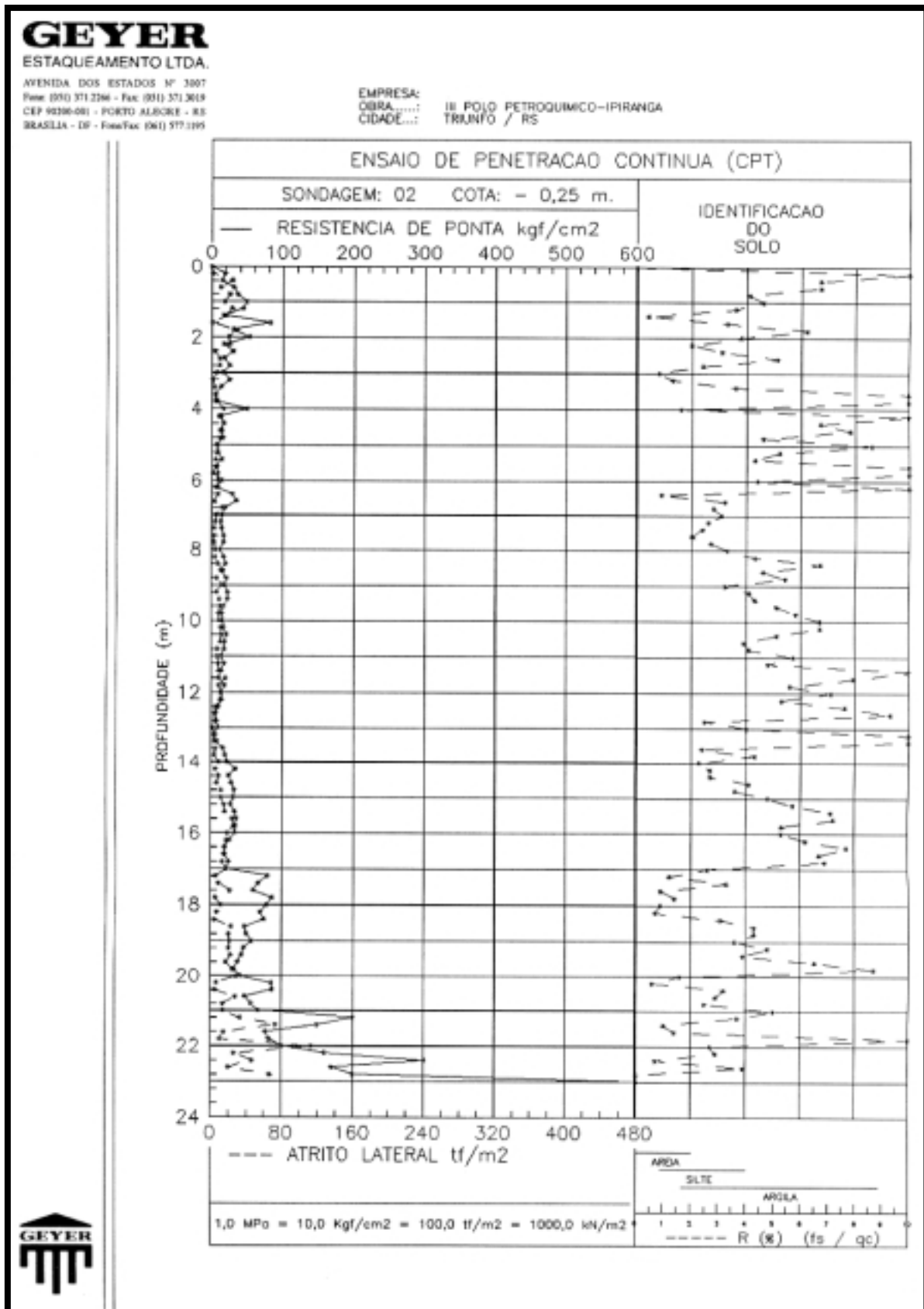
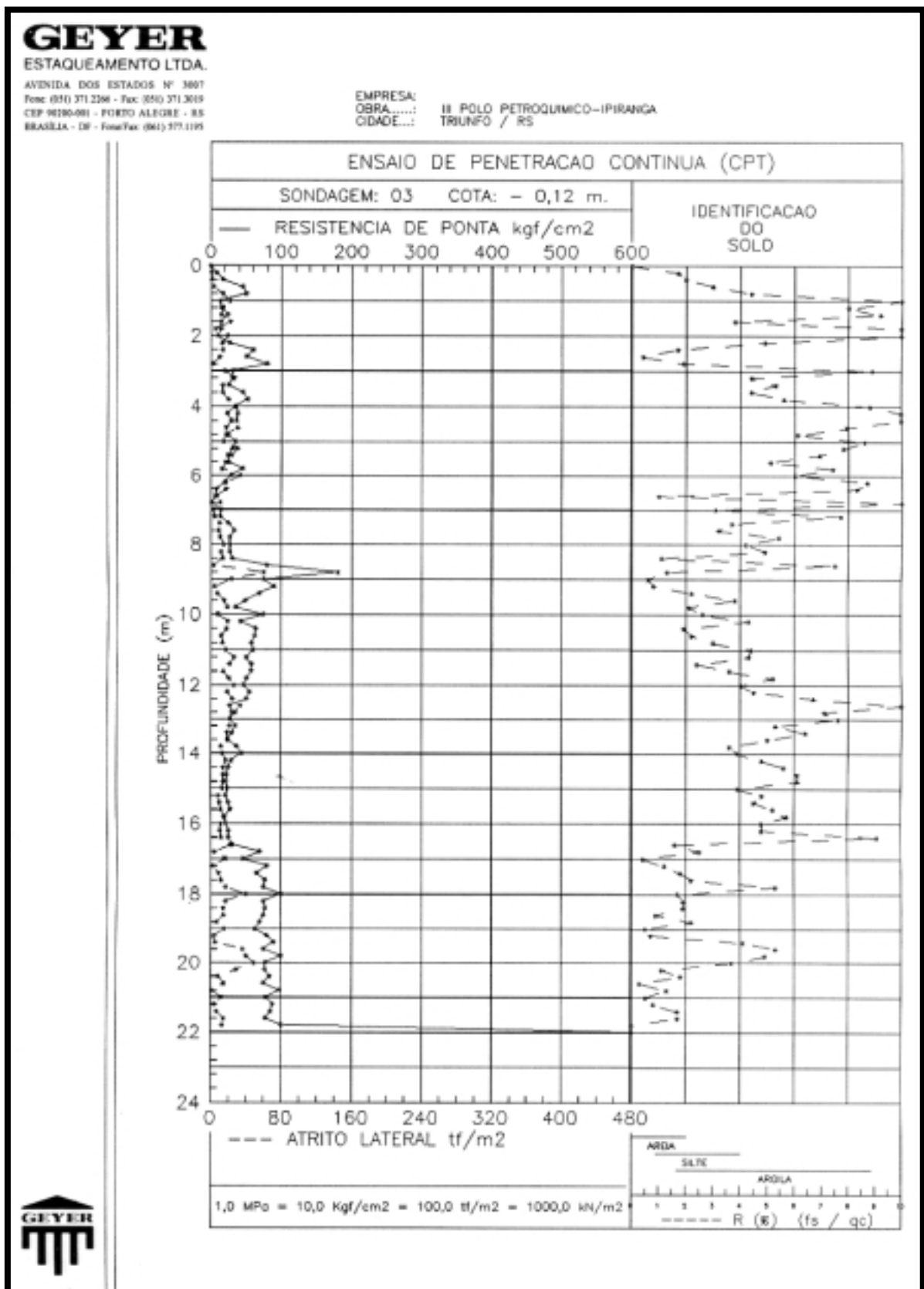
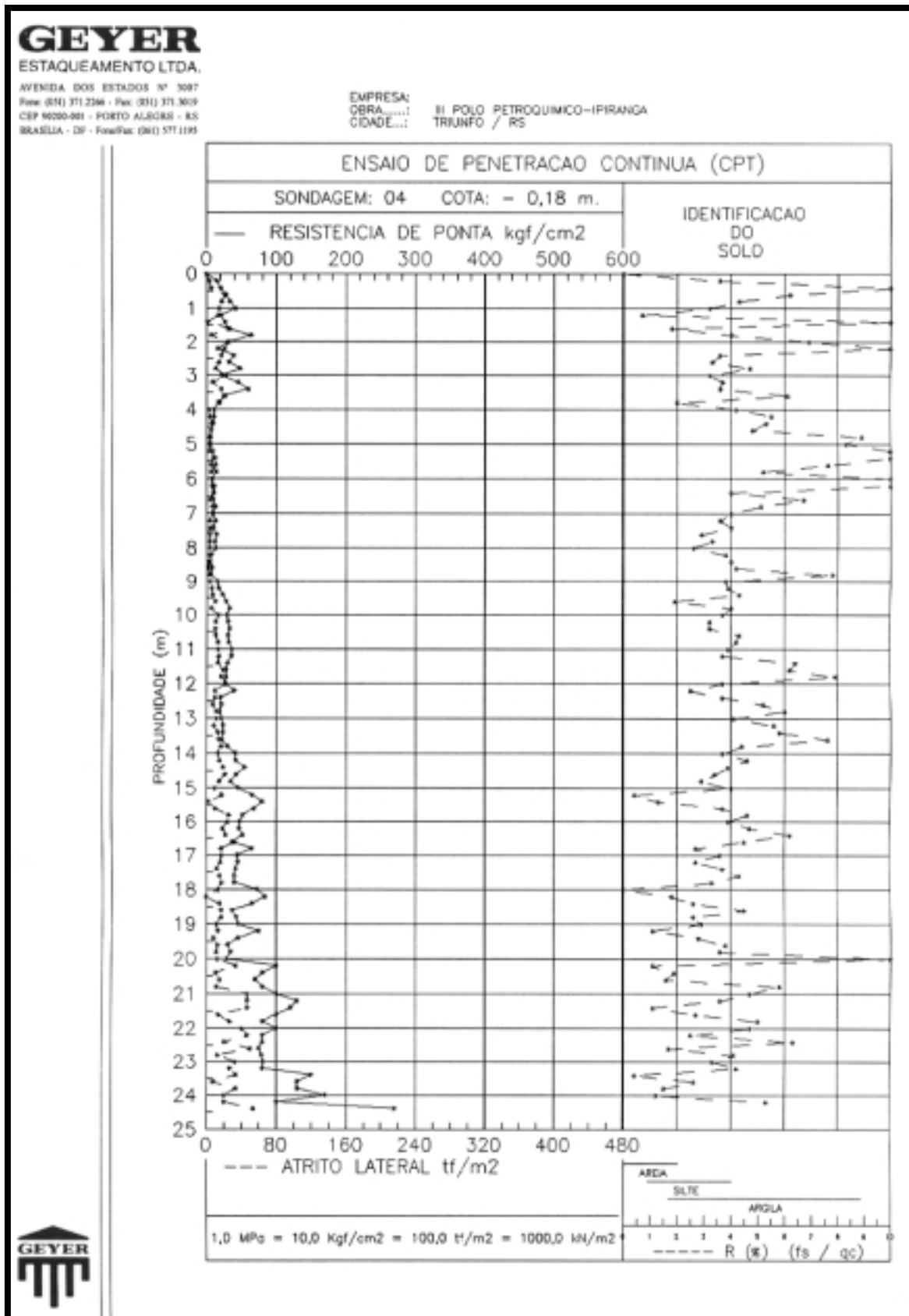


Figura A.16. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S2



**Figura A.17. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S3**



**Figura A.18. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S4**

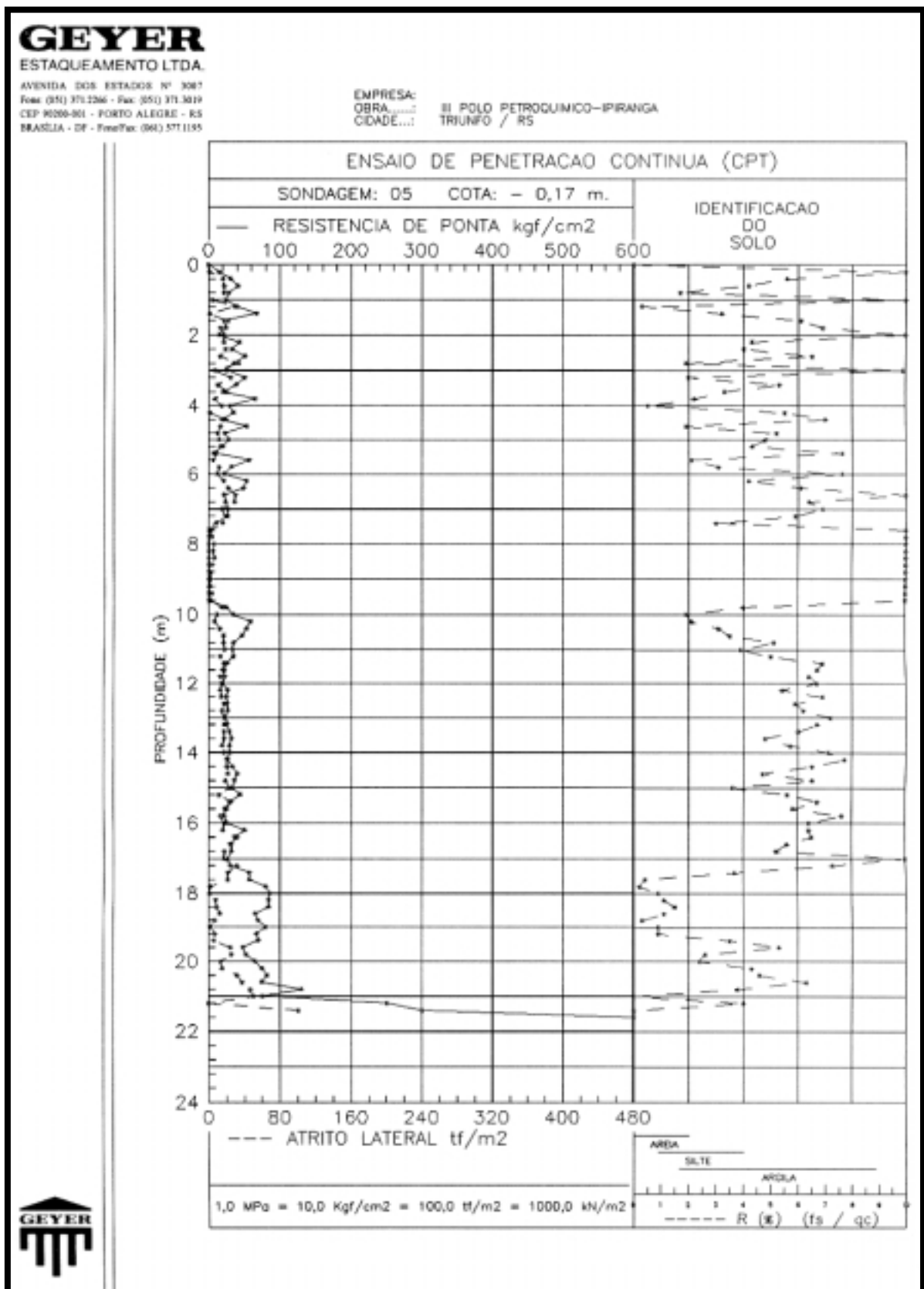


Figura A.19. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S5



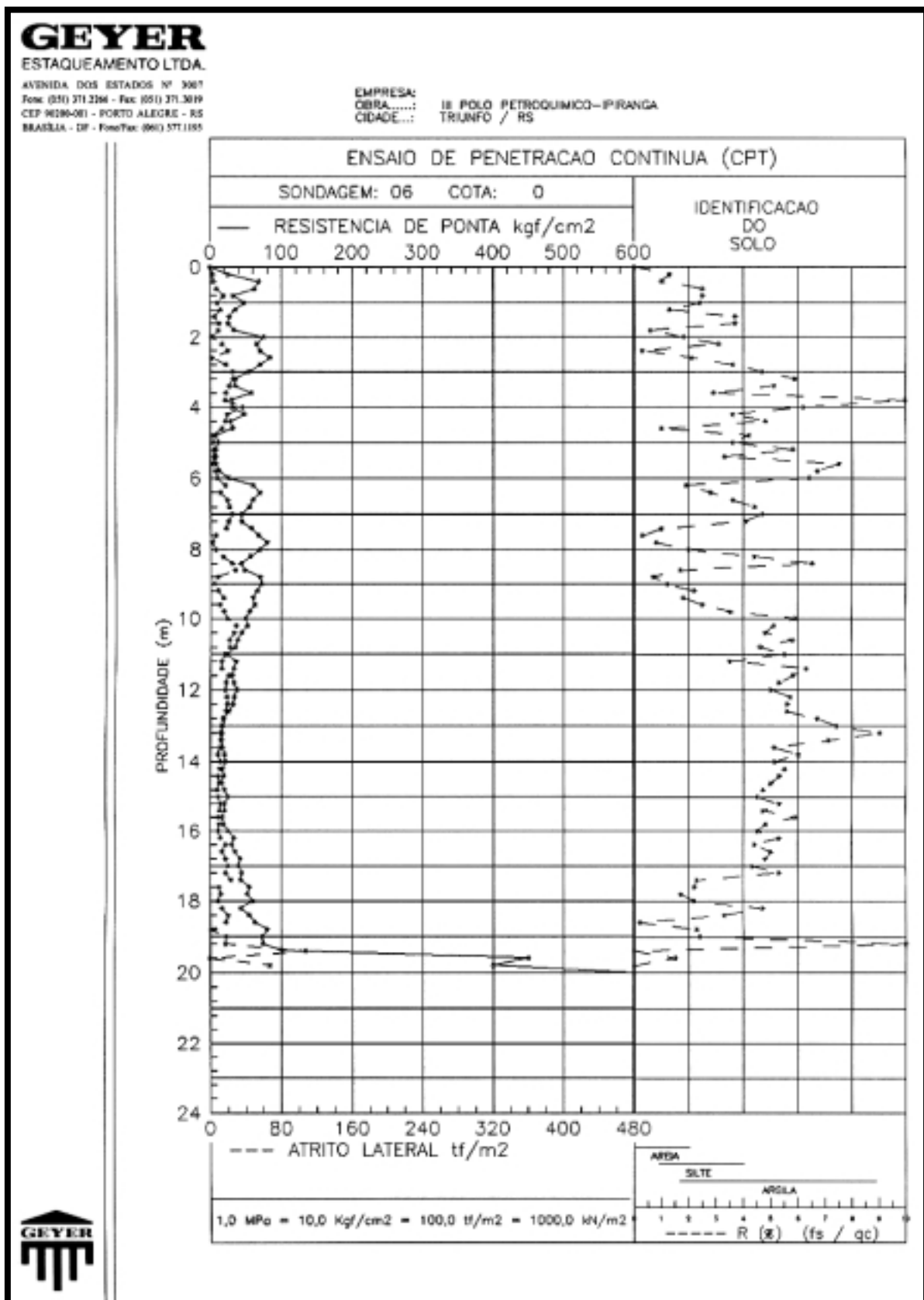


Figura A.20. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S6

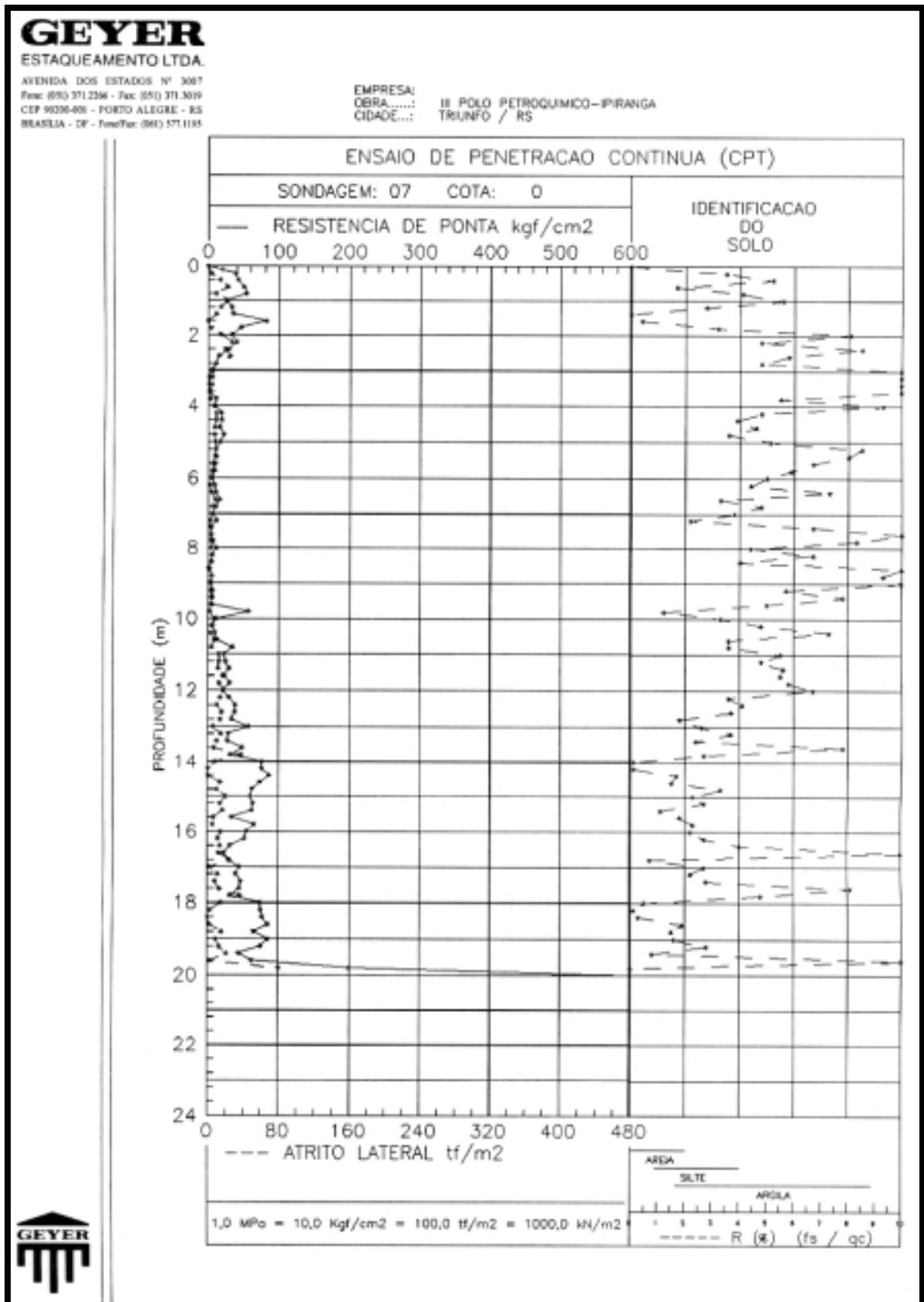
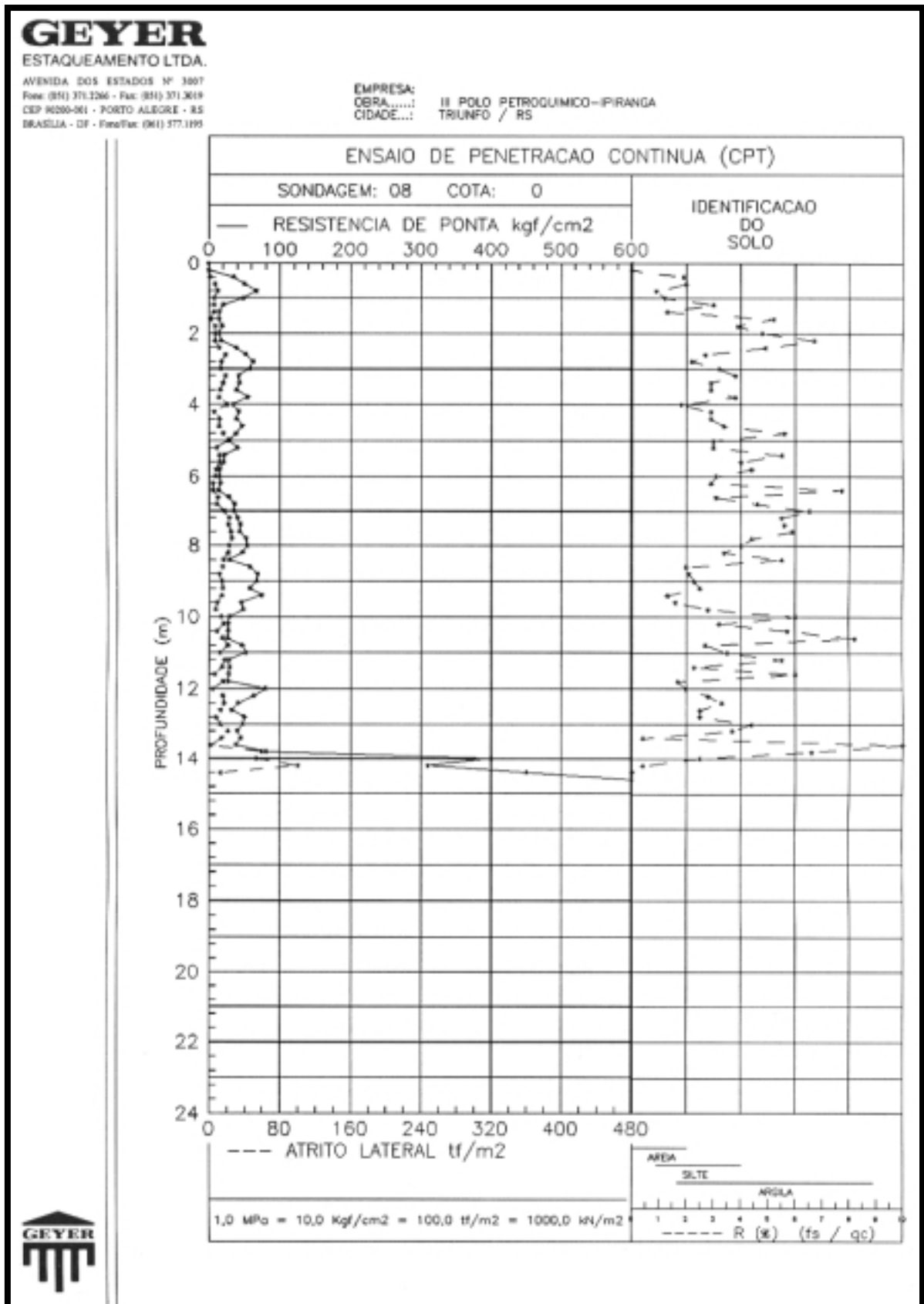
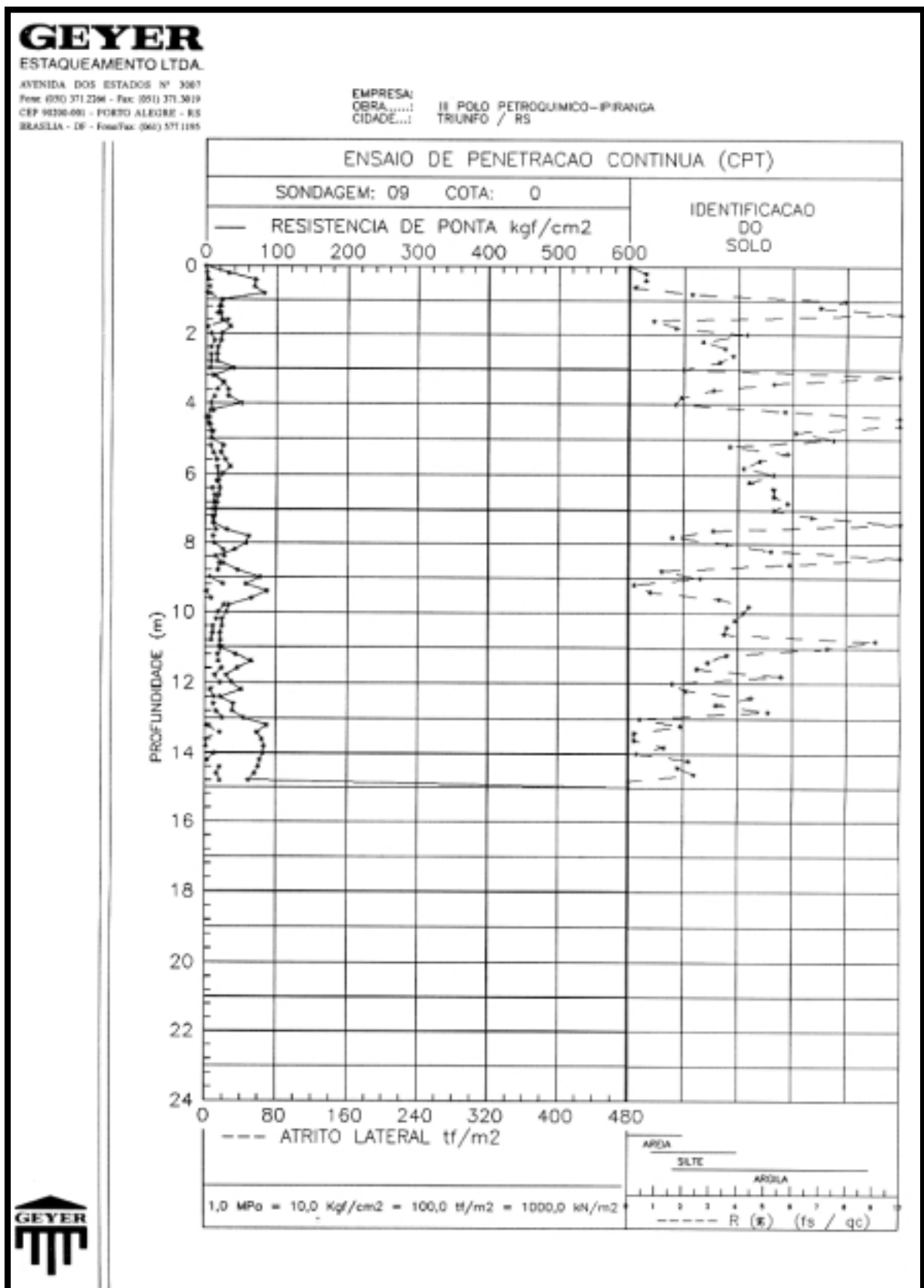


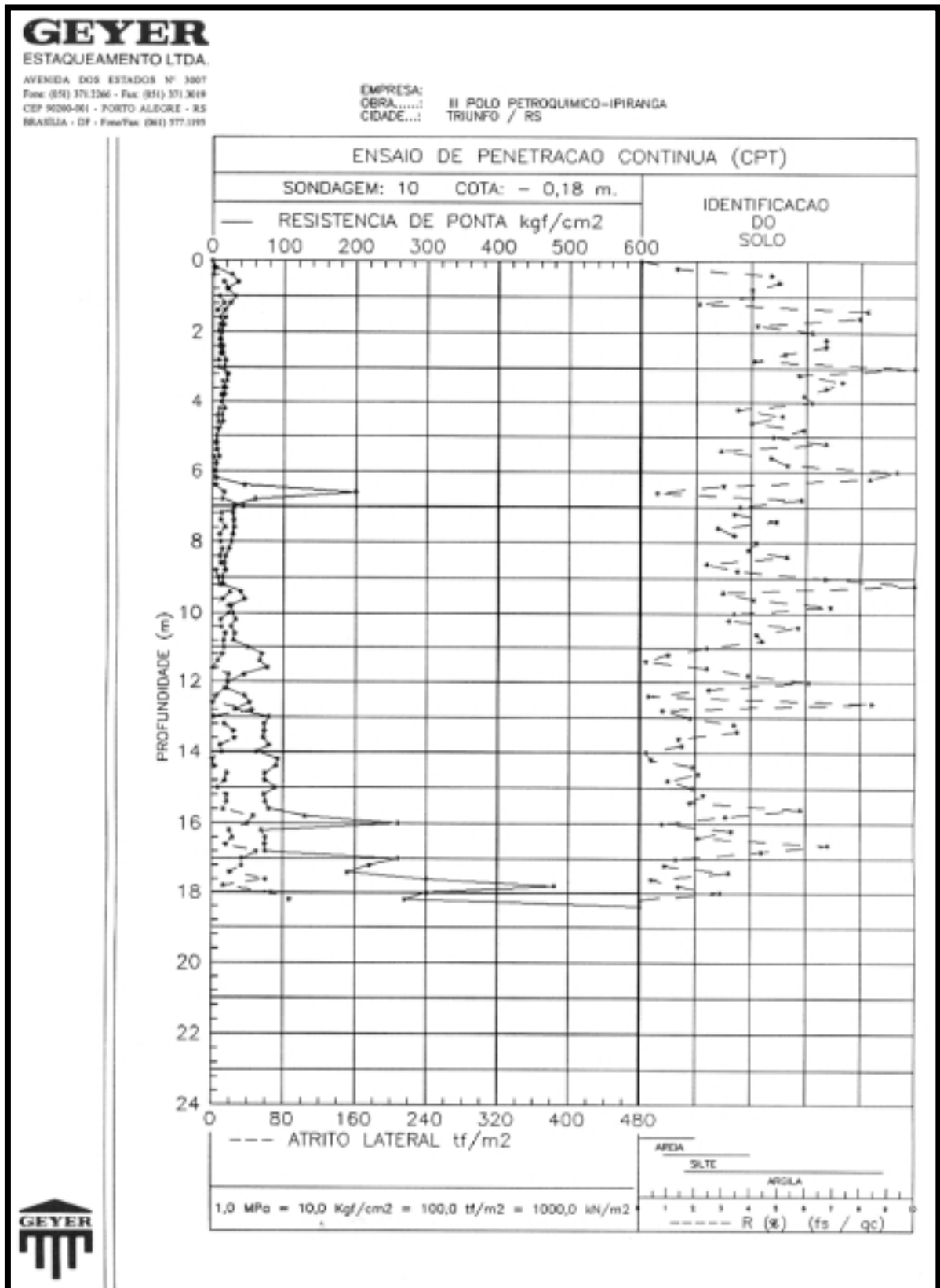
Figura A.21. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S7



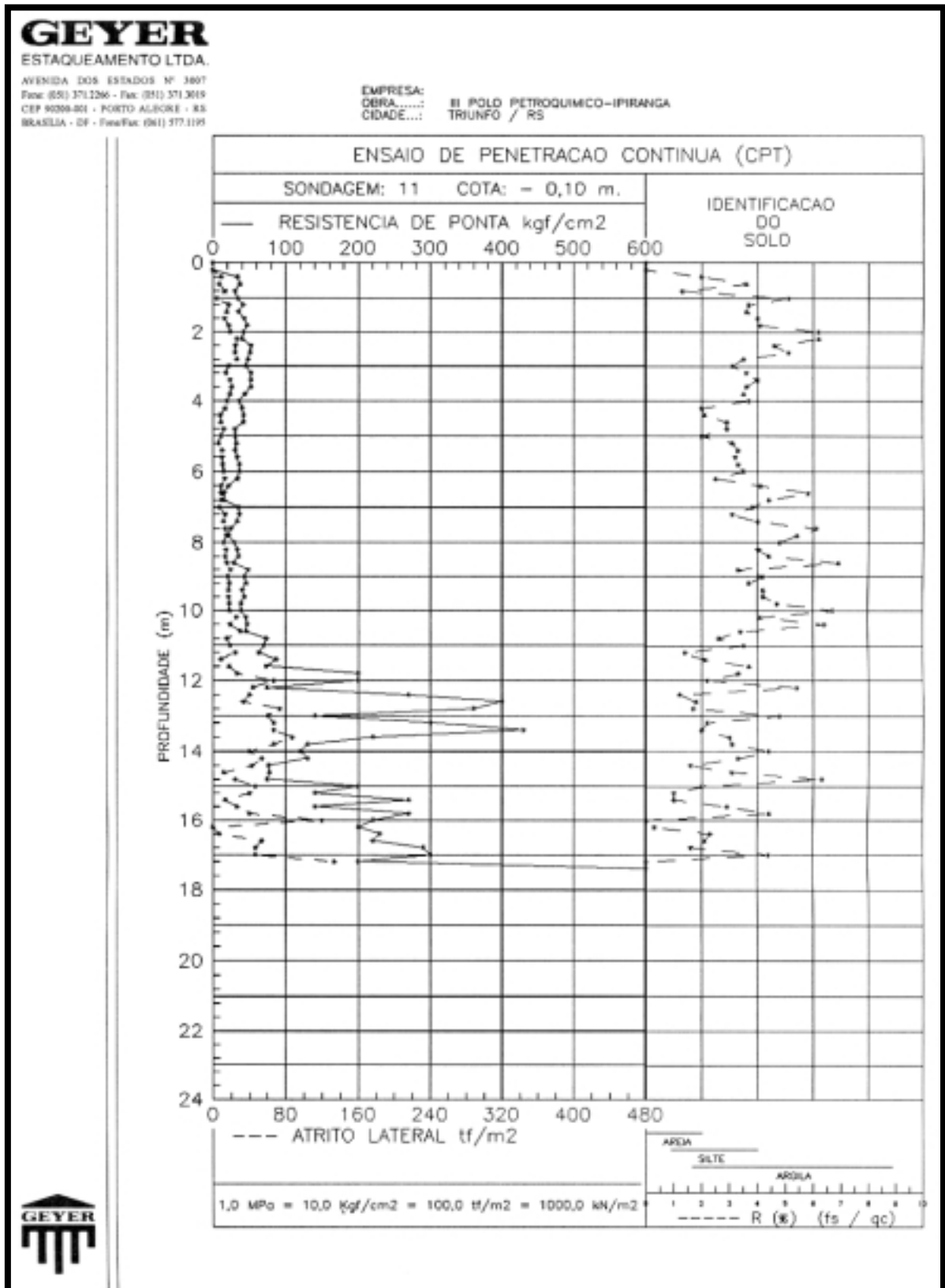
**Figura A.22. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S8**



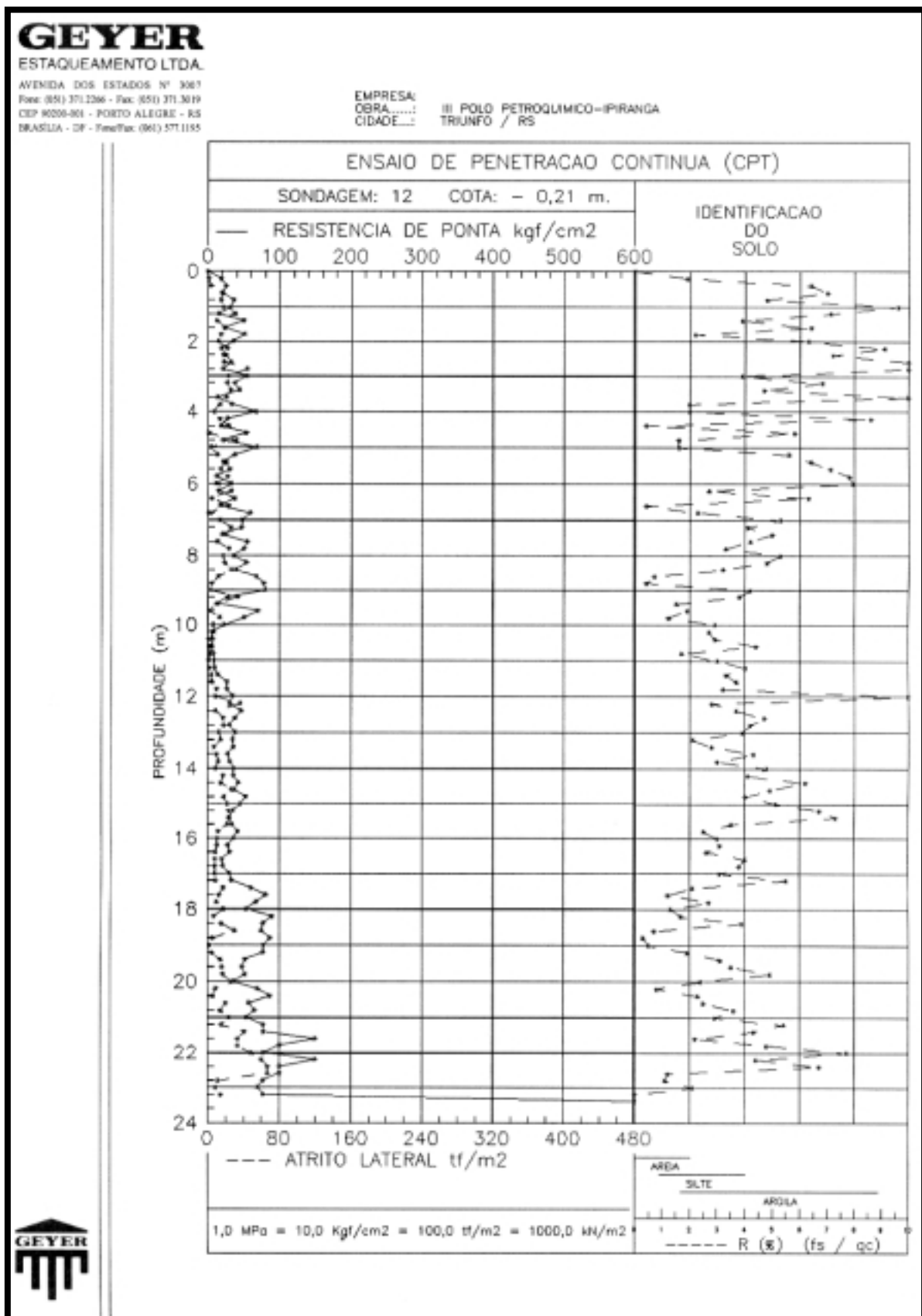
**Figura A.23. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S9**



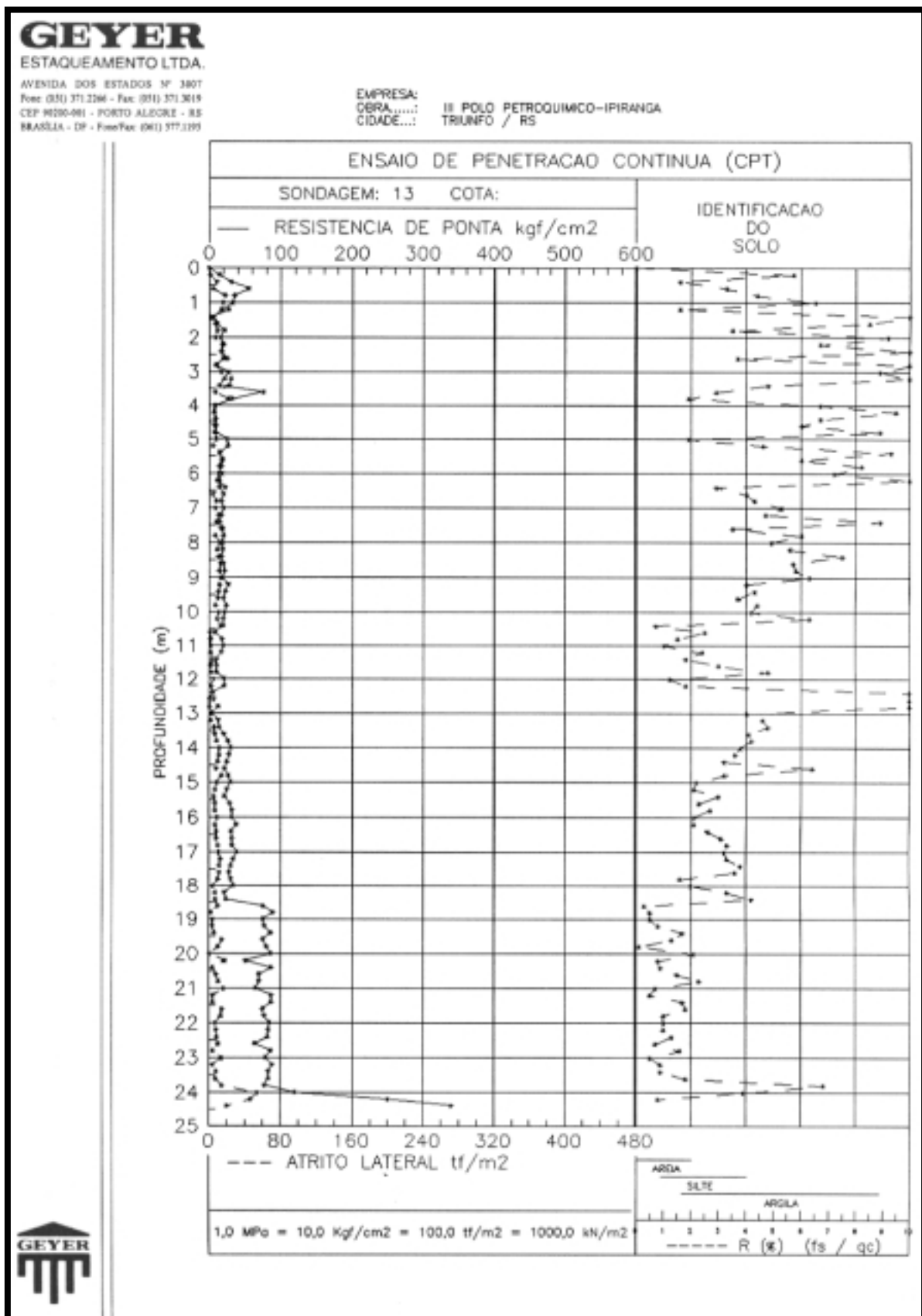
**Figura A.24. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S10**



**Figura A.25. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S11**

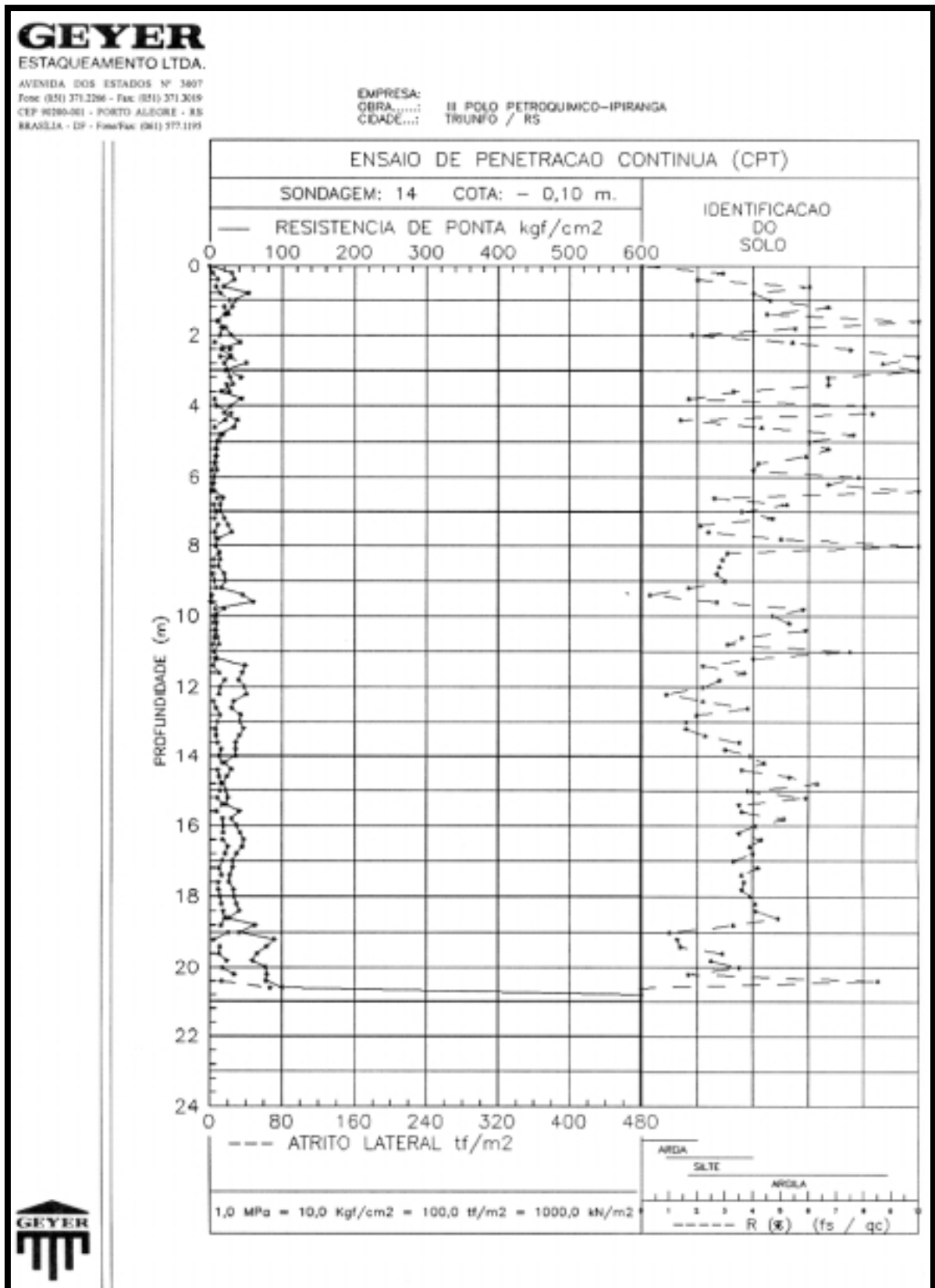


**Figura A.26. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S12**

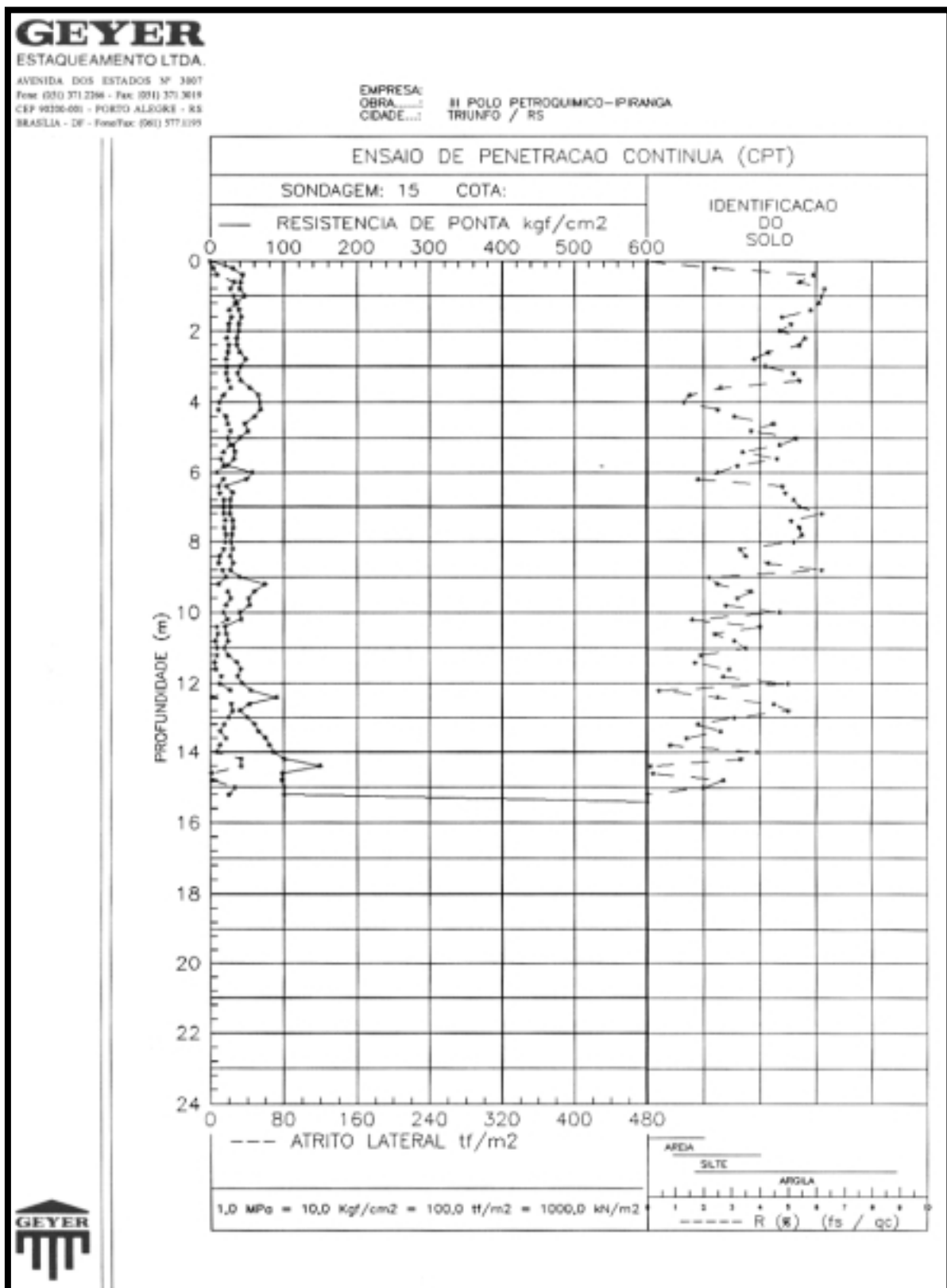


**Figura A.27. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S13**

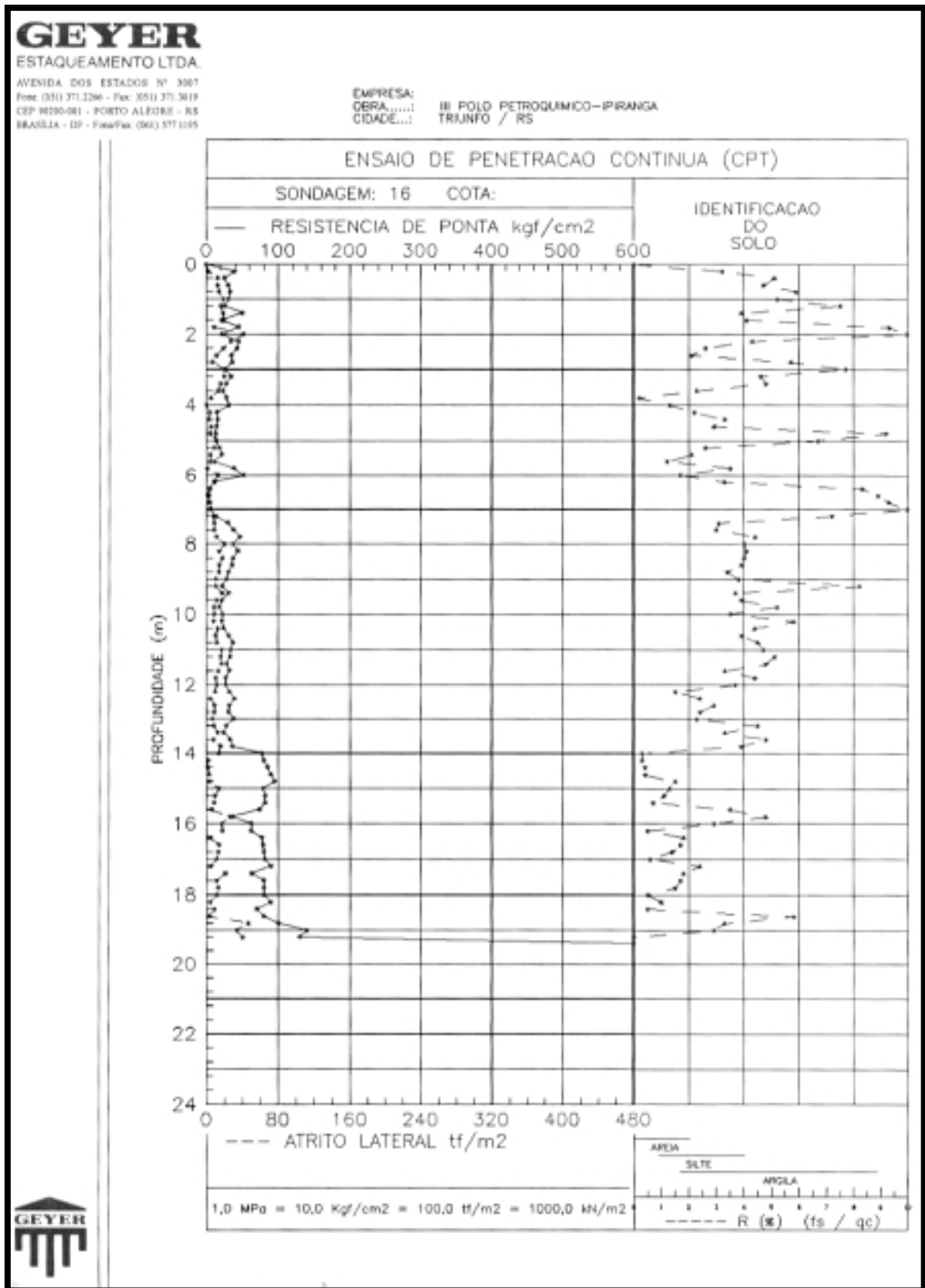




**Figura A.28. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S14**

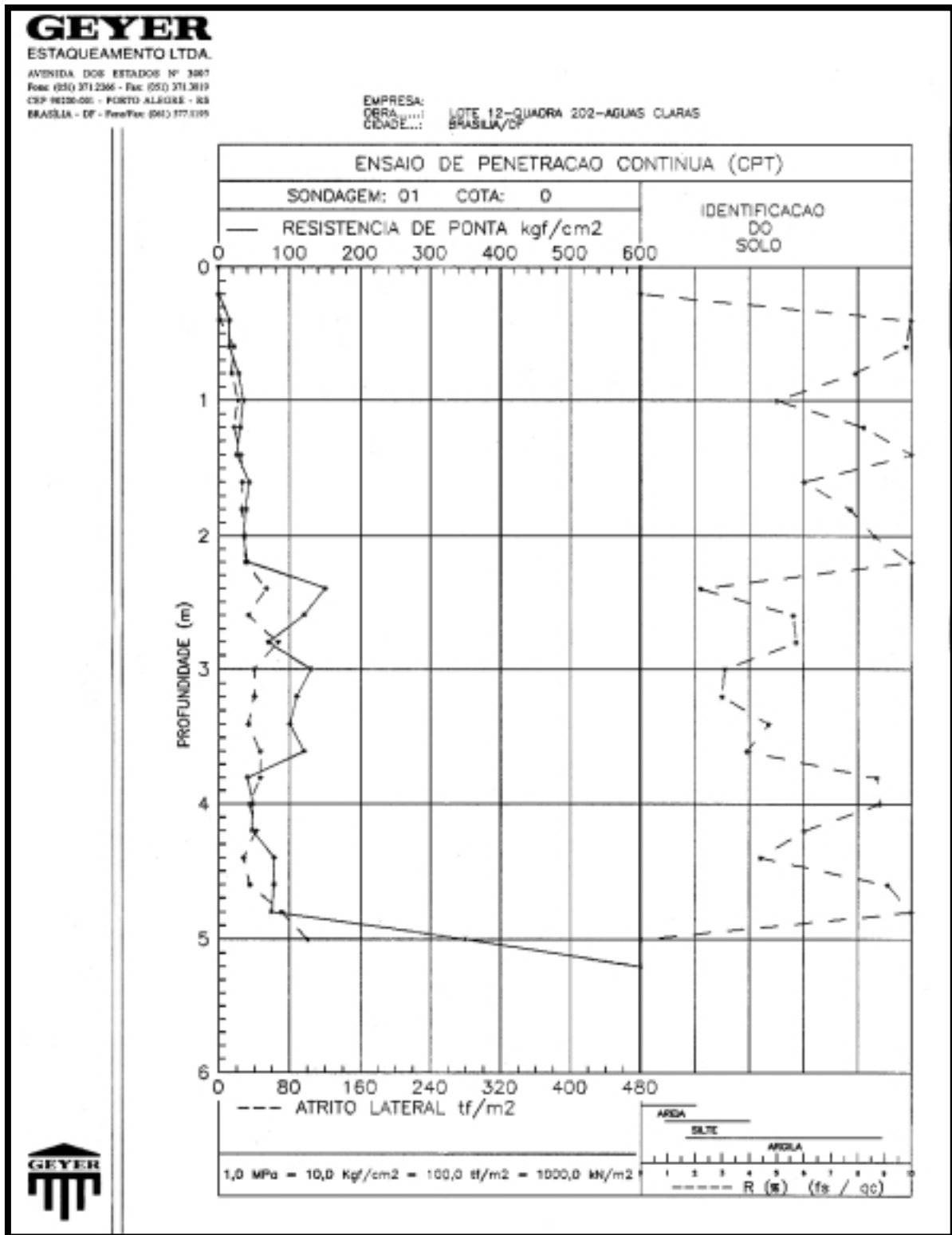


**Figura A.29. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S15**

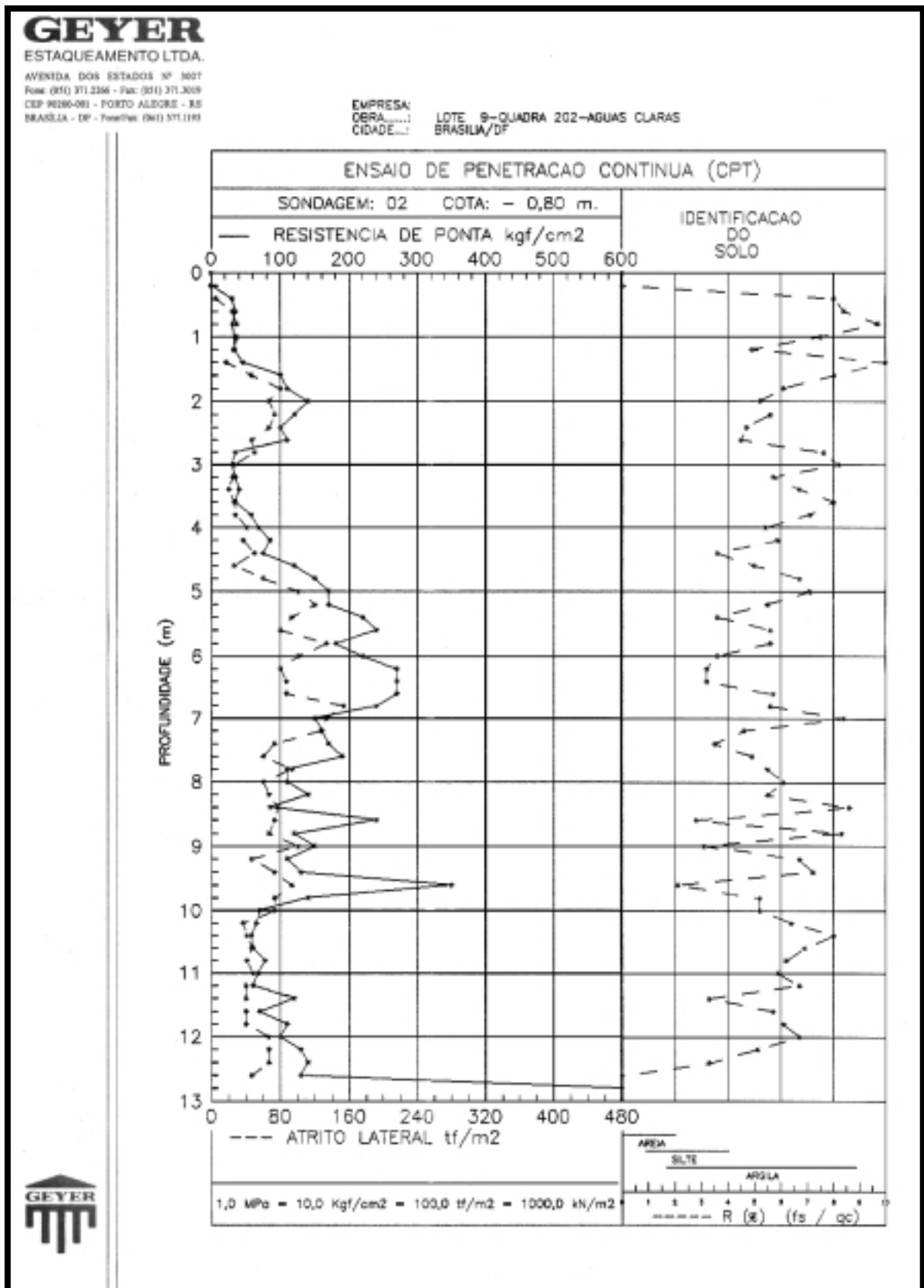


**Figura A.30. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S16**

**A.1.4. Sondagens CPT da COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**



**Figura A.31. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S1**



***Figura A.32. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S2***

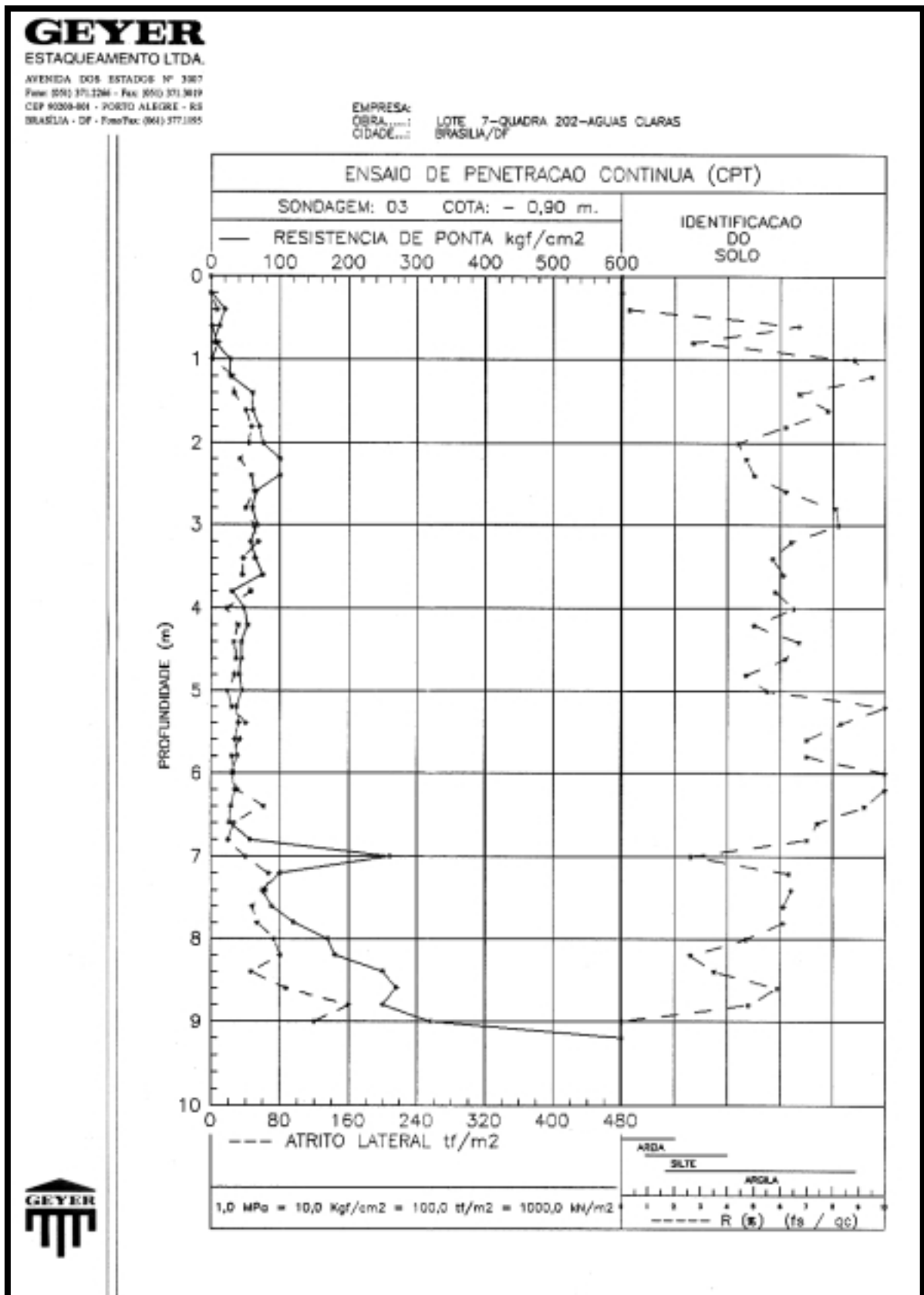
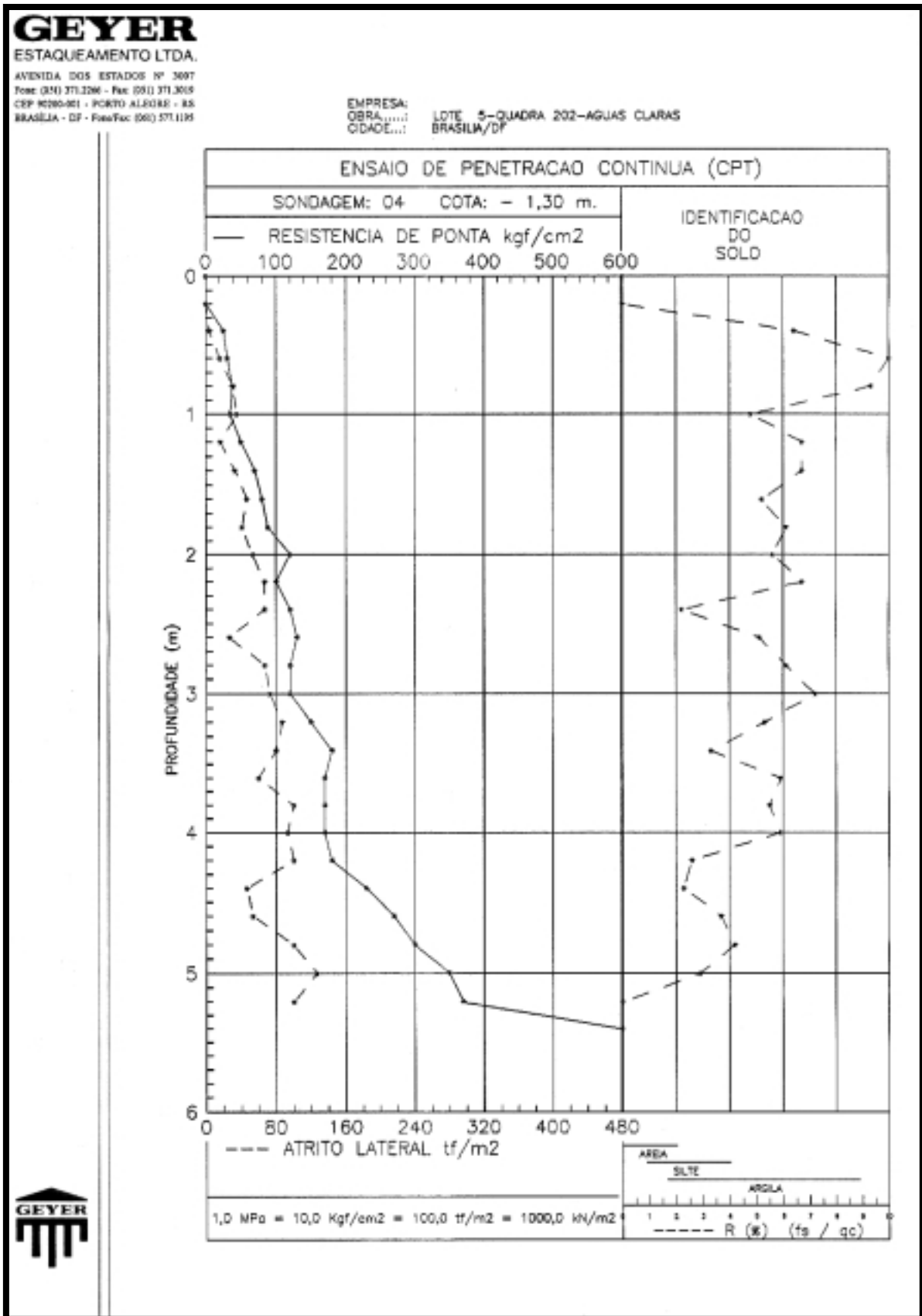
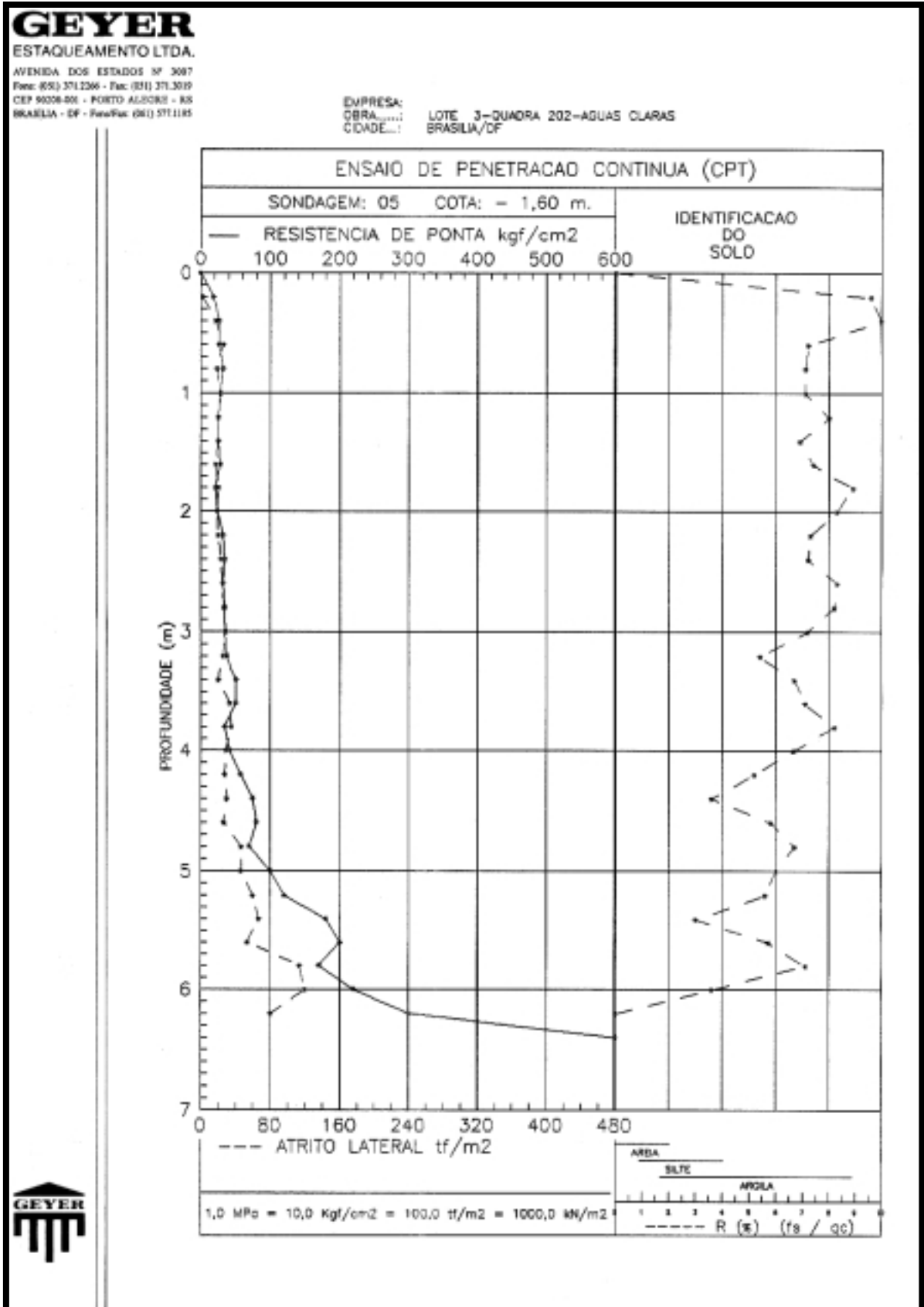


Figura A.33. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S3

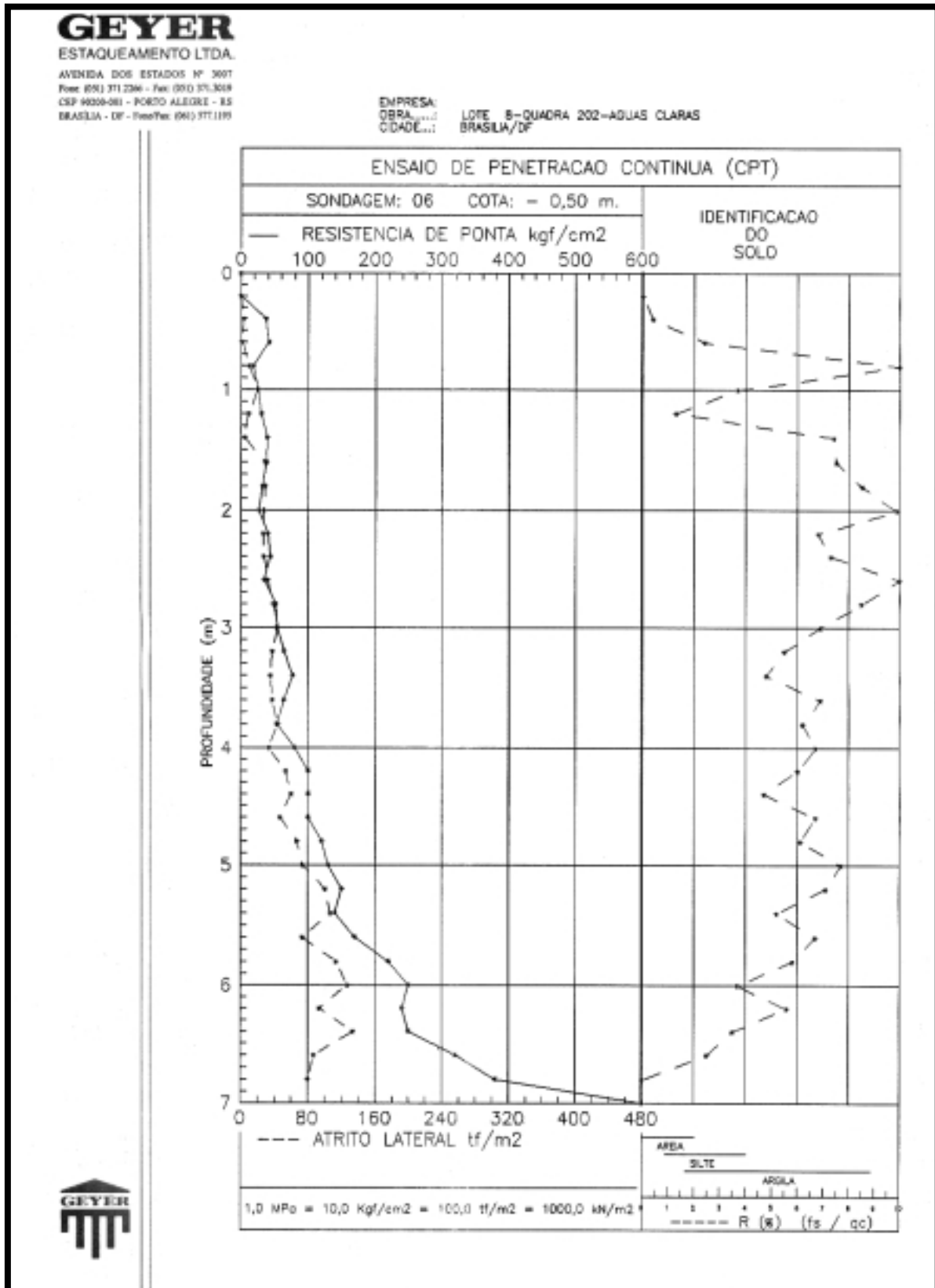


**Figura A.34. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S4**

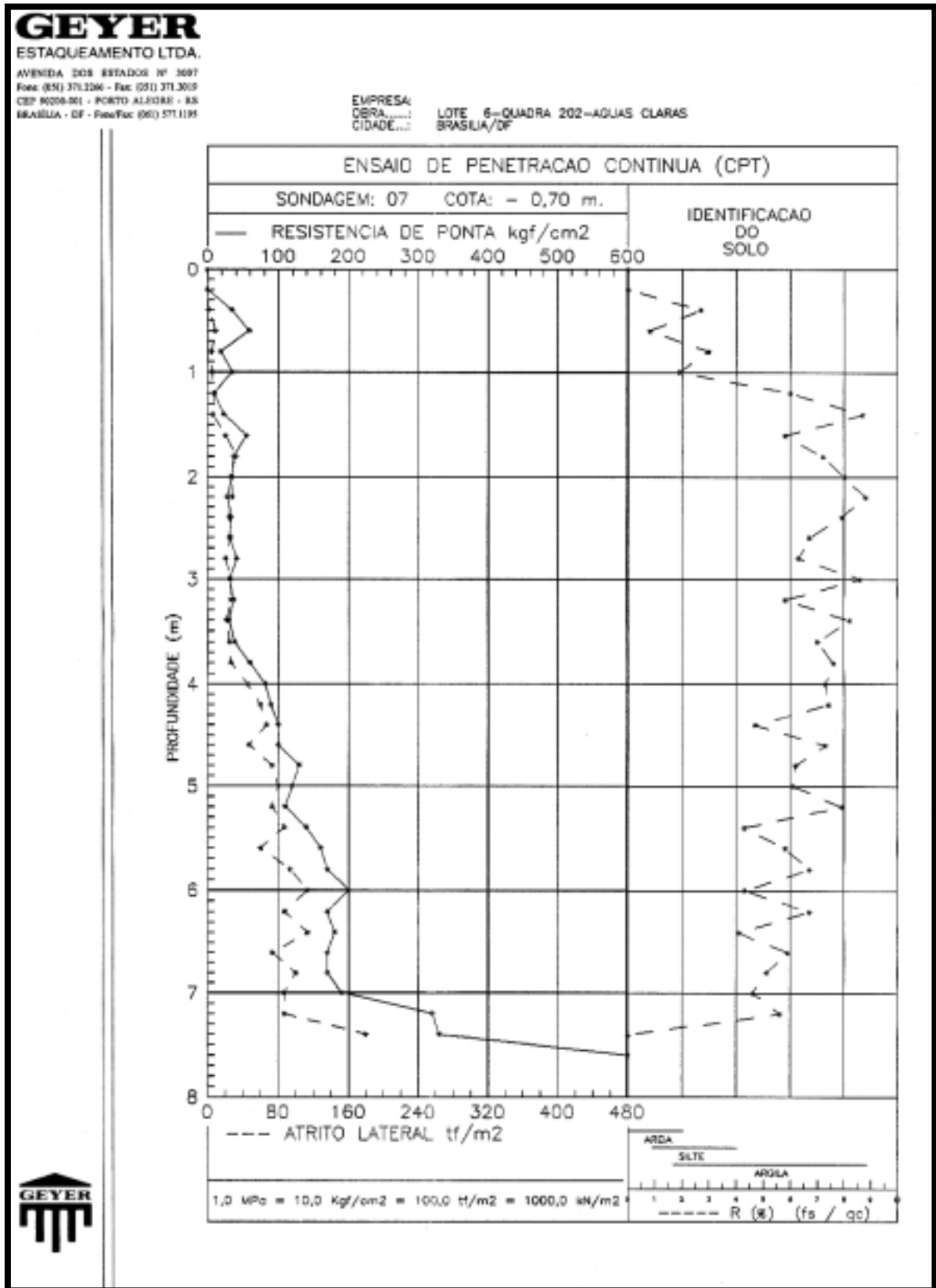


**Figura A.35. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S5**

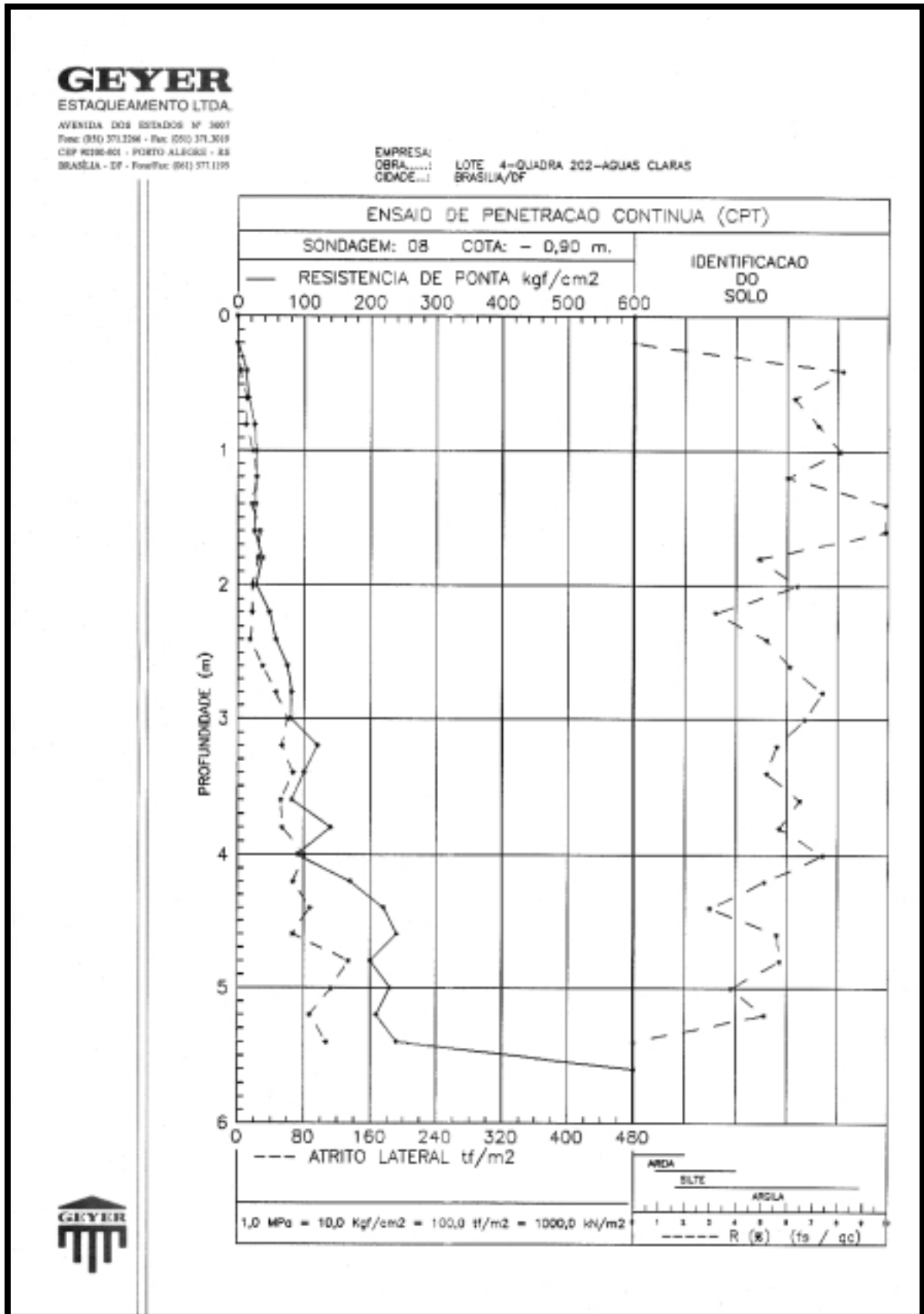




**Figura A.36. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S6**



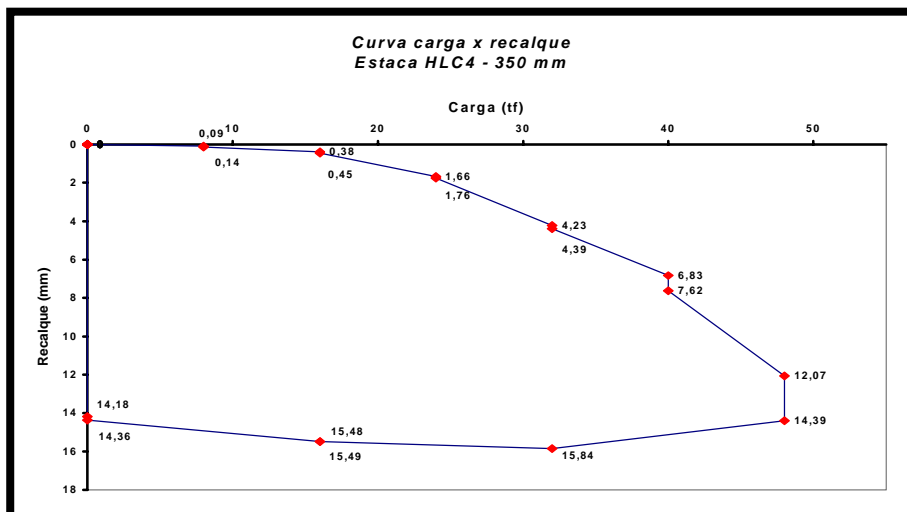
**Figura A.37. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S7**



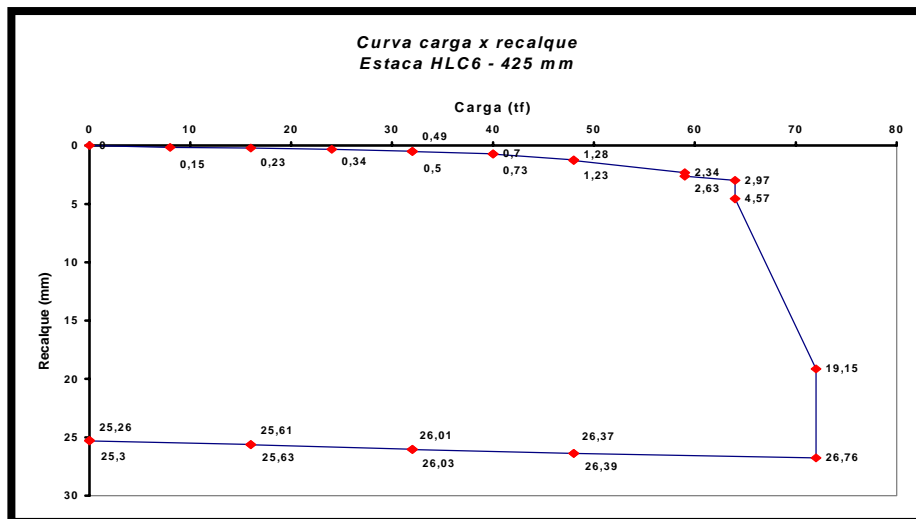
**Figura A.38. – Resistência de ponta (qc) e atrito lateral (fs) do S8**

**A.2. Banco de dados - Provas de Carga**

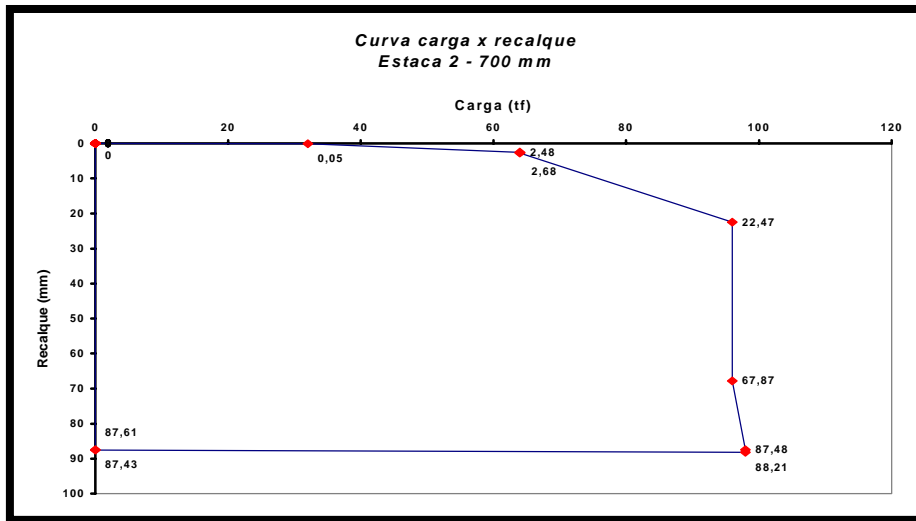
**A.2.1. Provas de Carga da ABEF/EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/SP)**



**Figura A.39. – Prova de Carga SML – HLC4 - 350 mm**

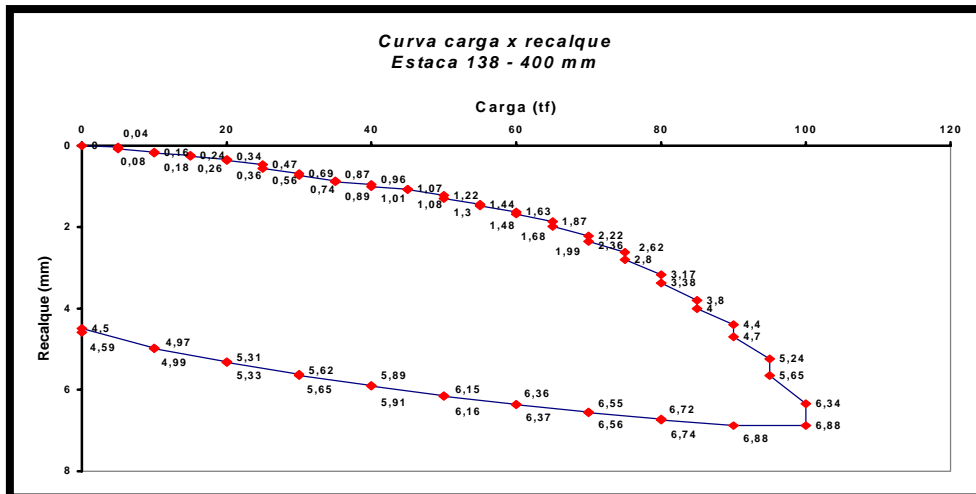


**Figura A.40. – Prova de Carga SML – HLC6 - 425 mm**

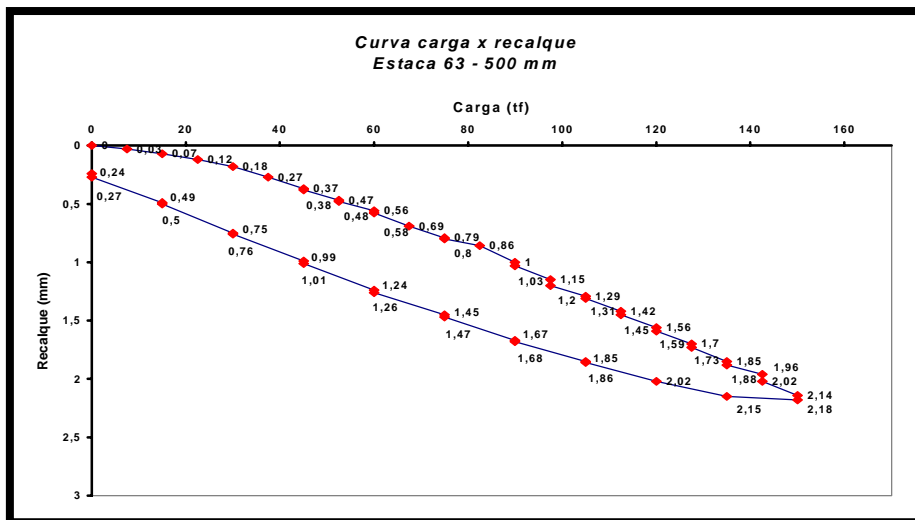


**Figura A.41. – Prova de Carga SML – E2 - 700 mm**

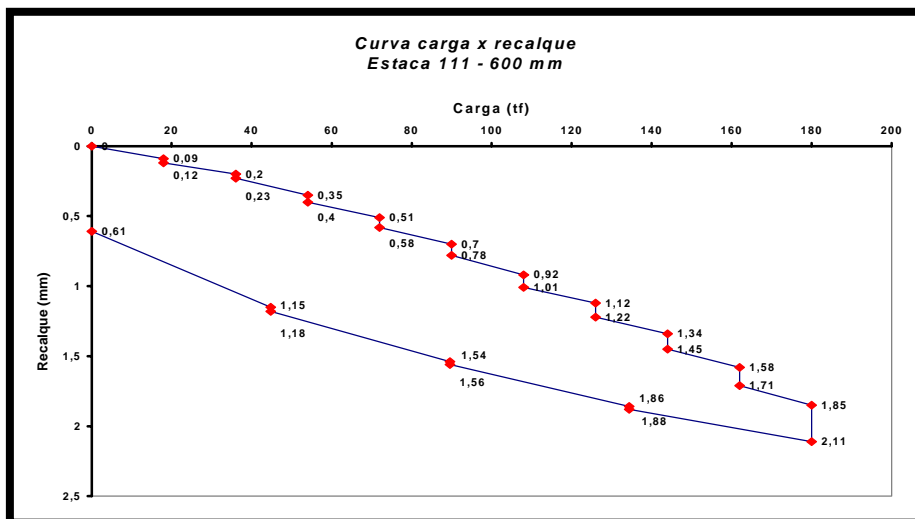
**A.2.2. Provas de Carga da COPESUL**



**Figura A.42. – Prova de Carga SML – E138 - 400 mm**

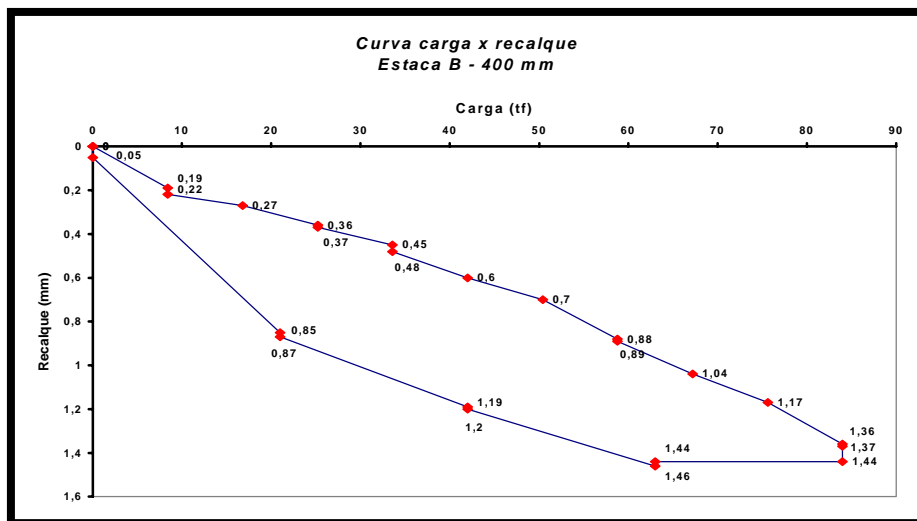


**Figura A.43. – Prova de Carga SML – E63 - 500 mm**

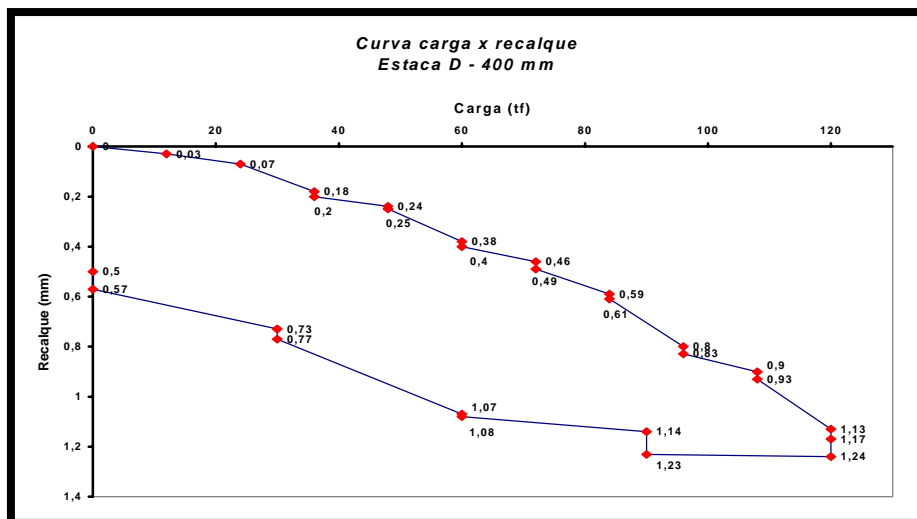


**Figura A.44. – Prova de Carga SML – E111 - 600 mm**

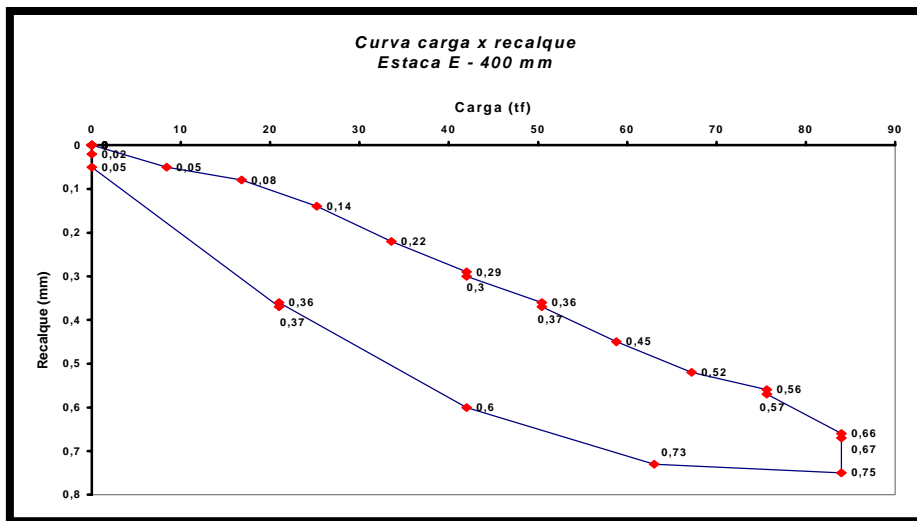
**A.2.3. Provas de Carga da Ipiranga Petroquímica (Pólo Petroquímico - Triunfo/RS)**



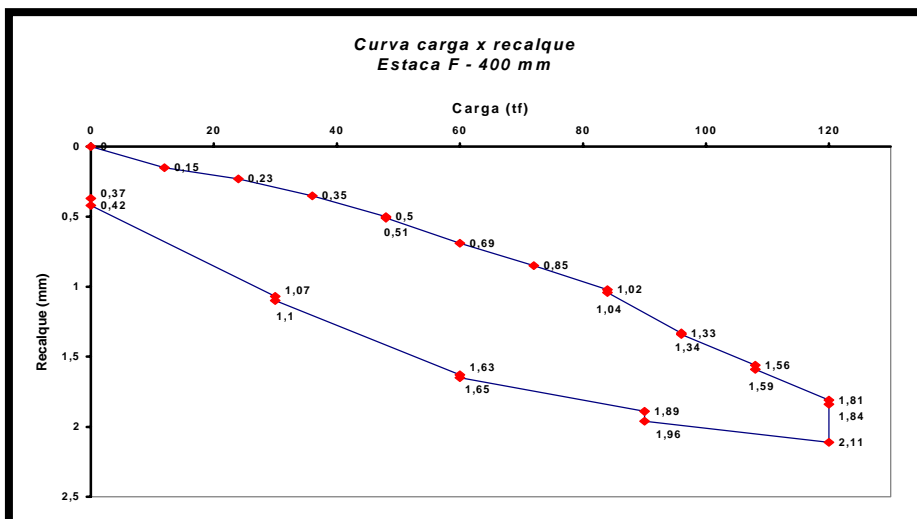
**Figura A.45. – Prova de Carga SML – B - 400 mm**



**Figura A.46. – Prova de Carga SML – D - 400 mm**

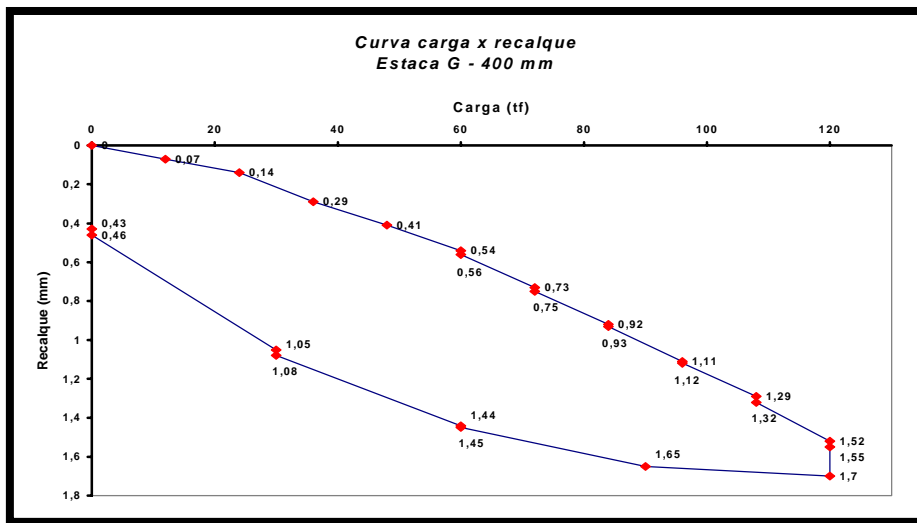


**Figura A.47. – Prova de Carga SML – E - 400 mm**

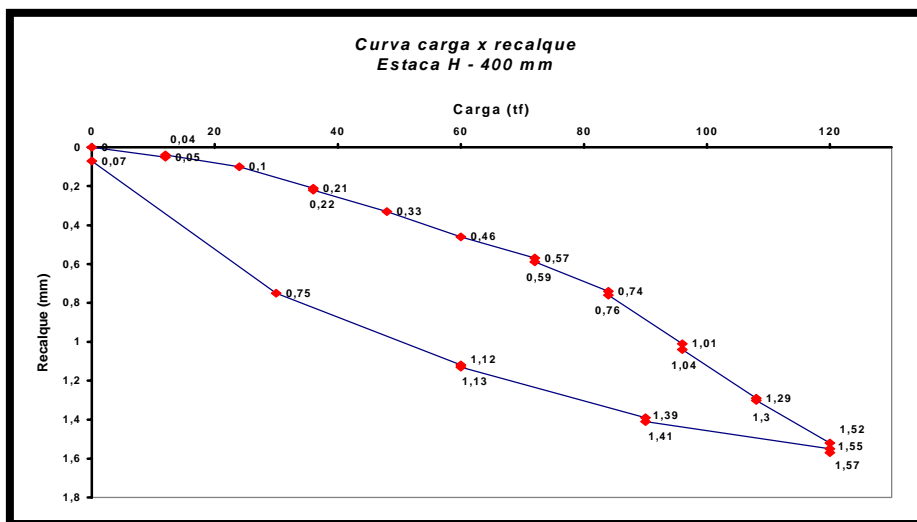


**Figura A.48. – Prova de Carga SML – F - 400 mm**

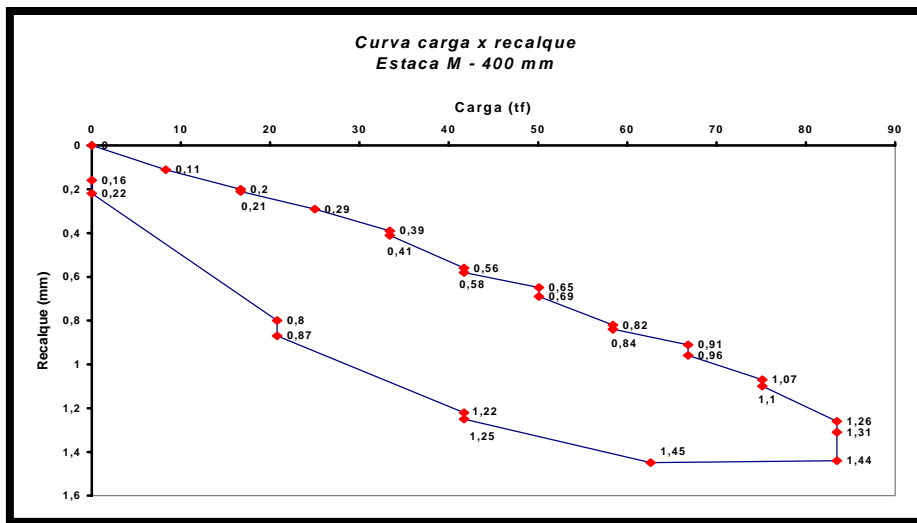




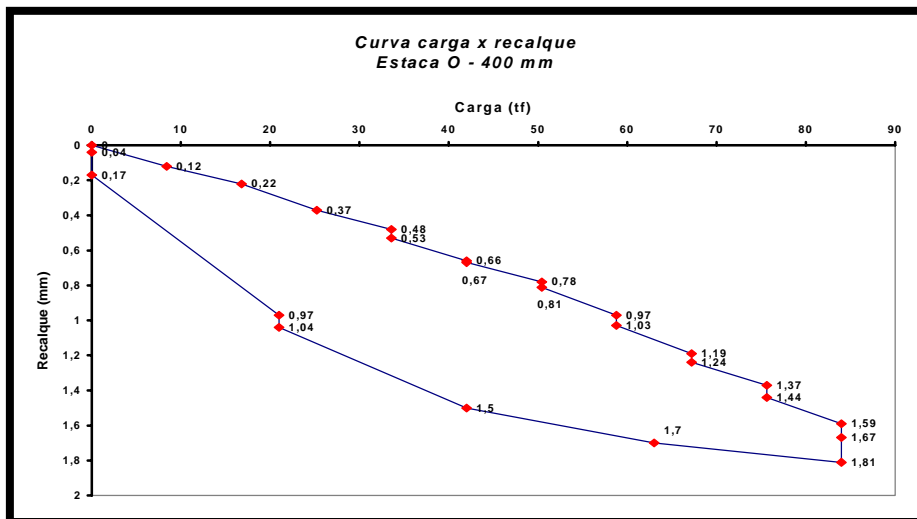
**Figura A.49. – Prova de Carga SML – G - 400 mm**



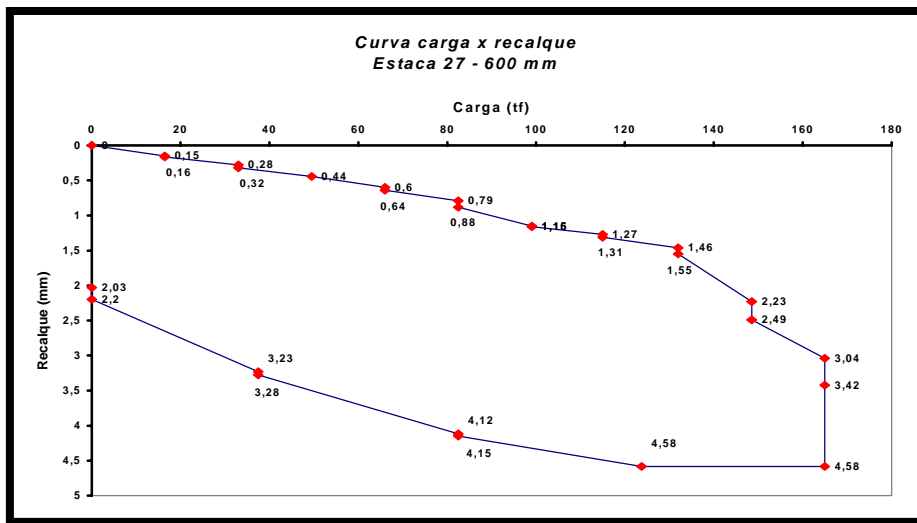
**Figura A.50. – Prova de Carga SML – H - 400 mm**



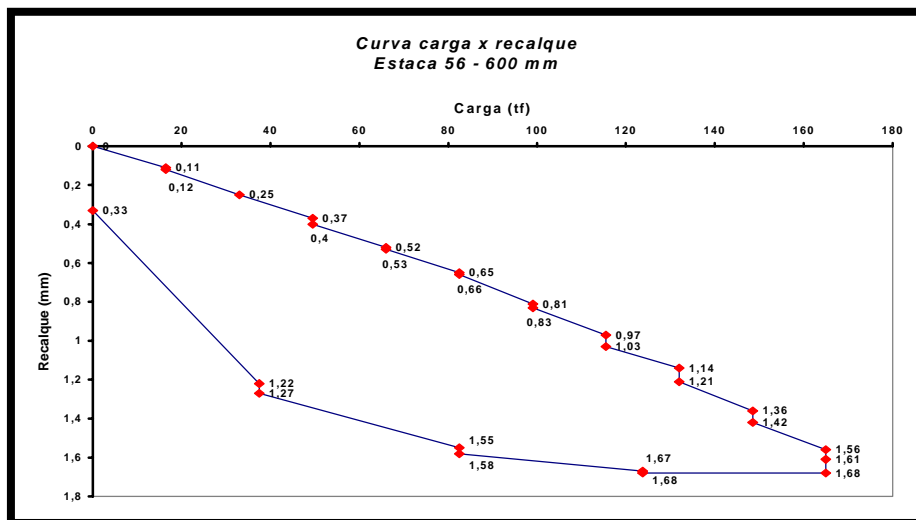
**Figura A.51. – Prova de Carga SML – M - 400 mm**



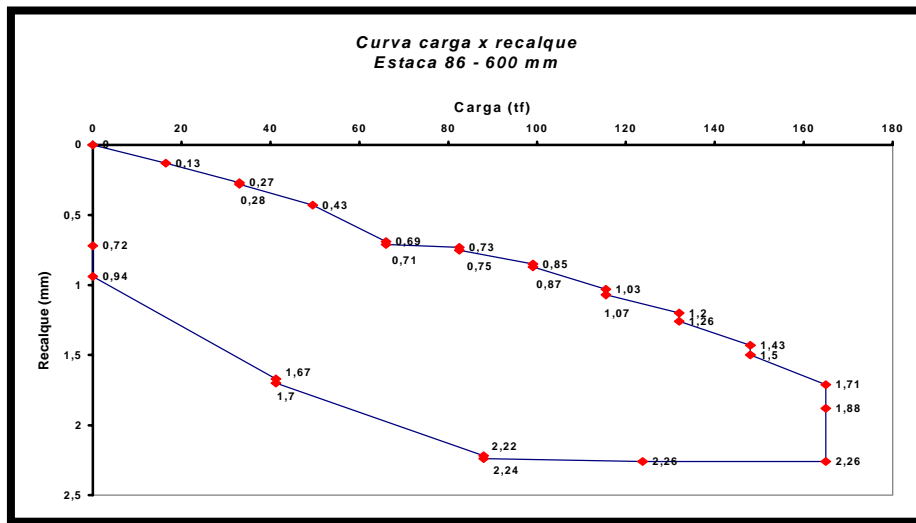
**Figura A.52. – Prova de Carga SML – O - 400 mm**



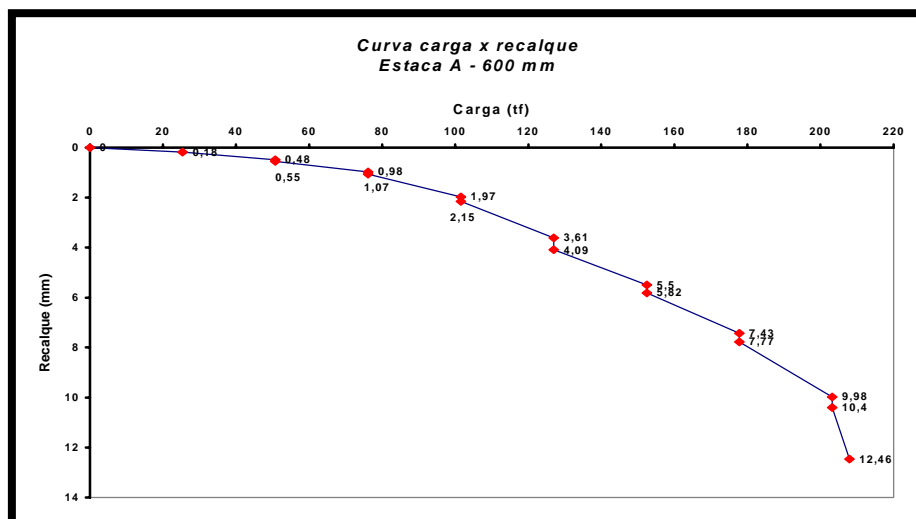
**Figura A.53. – Prova de Carga SML – E27 - 600 mm**



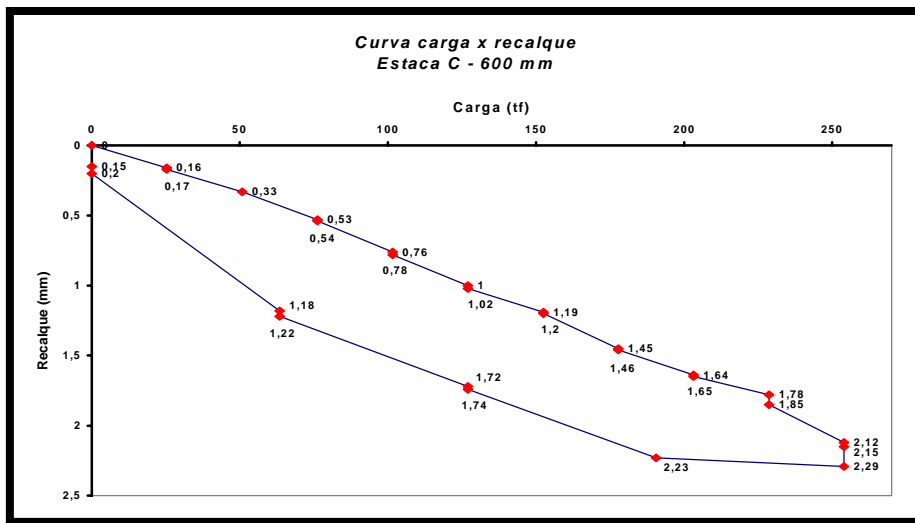
**Figura A.54. – Prova de Carga SML – E56 - 600 mm**



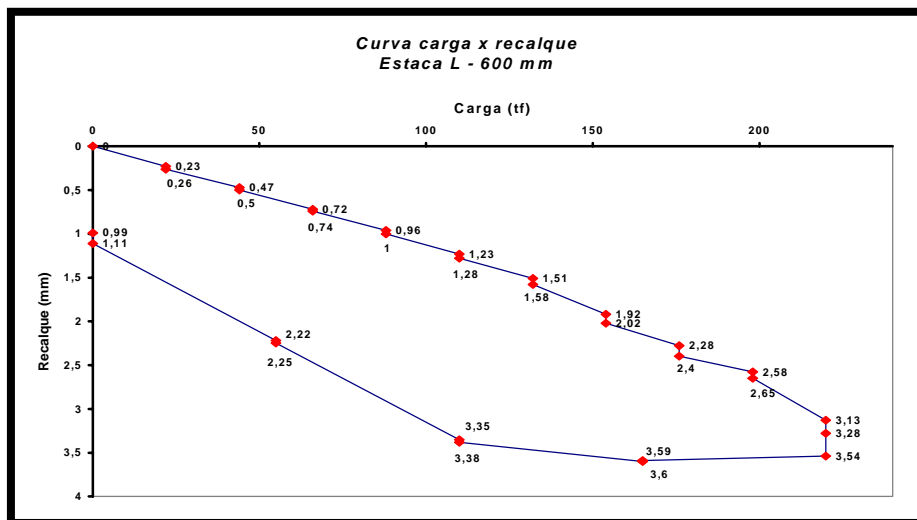
**Figura A.55. – Prova de Carga SML – E86 - 600 mm**



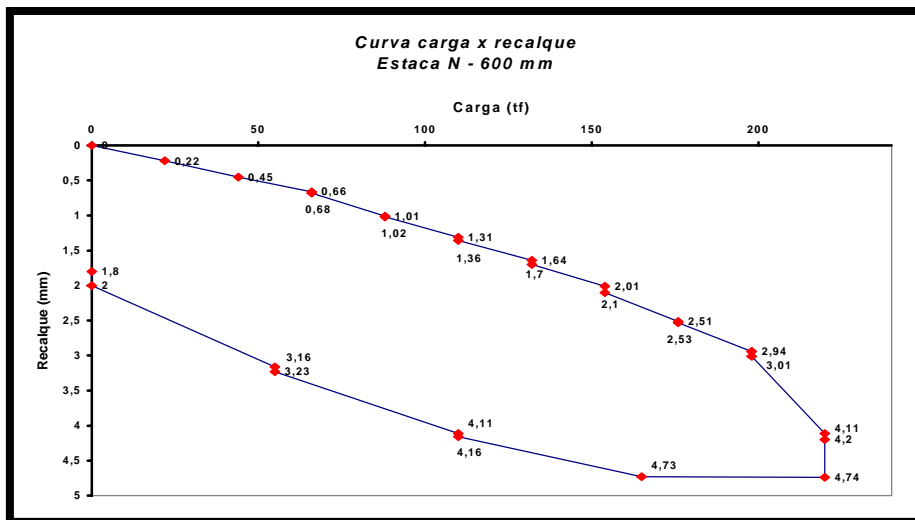
**Figura A.56. – Prova de Carga SML – A - 600 mm**



**Figura A.57. – Prova de Carga SML – C - 600 mm**

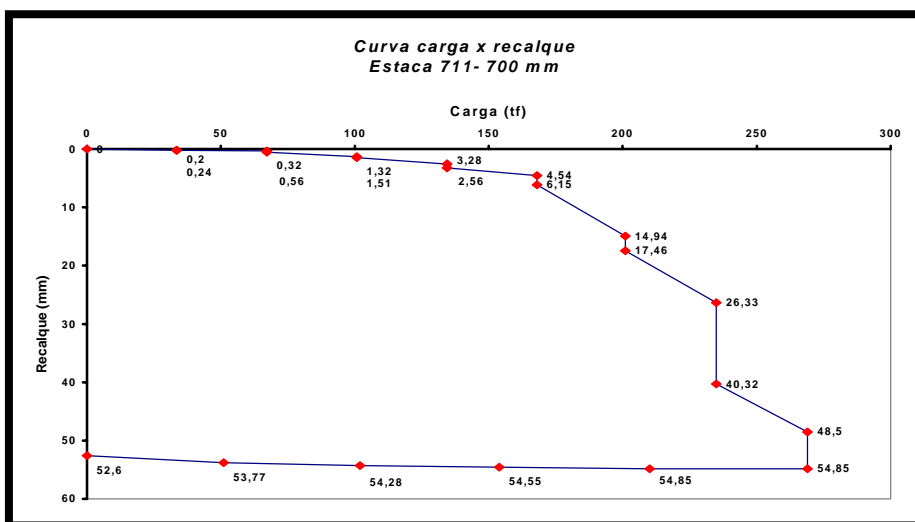


**Figura A.58. – Prova de Carga SML – L - 600 mm**



**Figura A.59. – Prova de Carga SML – N - 600 mm**

**A.2.4. Prova de Carga da COOPERCEF (Cooperativa dos funcionários da Caixa Econômica Federal - Águas Claras/DF)**



**Figura A.60. – Prova de Carga SML – E711 - 700 mm**