

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
METÁLICAS CRAVADAS NA BACIA DE TAUBATÉ
ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA DINÂMICA DE
ENERGIA CRESCENTE.**

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP
EXEMPLAR REVISADO
Data de entrada no Serviço: 04.1.02.1.02.....
Ass.: *Quibene*

IGOR ADOLFO DE ÁVILA



Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil: Geotecnia

ORIENTADOR: Prof. Dr. Nelson Aoki

DEDALUS - Acervo - EESC



31100036861

São Carlos
2001

Class. TESE
Cutt. 0542
Tombo T0030/02

* 1221194

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

A958a Ávila, Igor Adolfo de
Análise do comportamento de estacas metálicas
cravadas na Bacia de Taubaté através de provas de
carga dinâmica de energia crescente / Igor Adolfo de
Ávila. -- São Carlos, 2001.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de
São Carlos-Universidade de São Paulo, 2001.

Área: Geotecnia.


Orientador: Prof. Dr. Nelson Aoki.

1. Estacas metálicas. 2. Estacas cravadas.
3. Prova de carga dinâmica. 4. Energia crescente.
5. Transferência de carga. 6. Bacia de Taubaté.
7. Formação Tremembé. 8. Folhelho. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

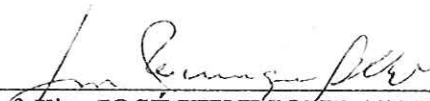
Candidato: Engenheiro **IGOR ADOLFO DE AVILA**

Dissertação defendida e julgada em 21-11-2001 perante a Comissão Julgadora:




Prof. Dr. **NELSON AOKI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



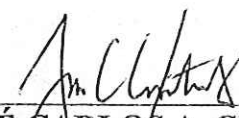
Prof. Tit. **JOSÉ HENRIQUE ALBIERO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovado



Profa. Dra. **BERNADETE RAGONI DANZIGER**
(Universidade Federal Fluminense/UFF)

aprovado



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Nelson Aoki pela dedicada orientação e grandiosos ensinamentos transmitidos.

À empresa GEOMEC por ceder todos os dados necessários para a realização desta pesquisa. Aos Engs. Sérgio C. Paraíso e Cláudia Maria C. Costa responsáveis pelo meu despertar para a pós-graduação.

À empresa SONDOTEC, responsável pelo meu engajamento na Engenharia de Fundações.

Ao Eng^o Luiz Carlos Guerra pelo exemplo de profissional competente e pelo apoio sempre presente.

À empresa IN SITU pelo apoio com o programa CAPWAPC.

Às minhas queridas avós Milta de Mello e Jesuína Tavares Pinheiro. Aos meus pais José Carlos de Ávila e Ilma Pinheiro de Ávila pelo exemplo de serenidade, retidão e boa conduta. Aos meus irmãos Erika, Emiliano, Milta e Maria Rosa pelo incentivo e carinho. À minha namorada Patrícia pelo companheirismo e dedicação.

Aos amigos Luiz Baras, Irahy e Sidnei pelos momentos de compreensão, reflexão e descontração proporcionados.

Aos demais colegas, professores e funcionários do Departamento de Geotecnia da EESC/USP pela colaboração.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida.

E a todos aqueles que, de alguma maneira, ajudaram na concretização deste trabalho.

"Because nature is infinitely variable, the geological aspects of our profession assure us that there will never be two jobs exactly alike. Hence, we need never fear that our profession will become routine or dull. If it should, we can rest assured that we would not be practicing it properly".

R.B.Peck

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	i
Lista de Tabelas.....	iv
Lista de Abreviaturas e Siglas	v
Lista de Símbolos	vi
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – Generalidades	1
1.2 – Objetivo.....	2
1.3 – Organização da dissertação.....	3
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 – Conceitos fundamentais na engenharia de fundações.....	4
2.2 – Fórmulas dinâmicas	5
2.3 – Teoria da equação da onda	8
2.3.1 – Introdução.....	8
2.3.2 – Formação e propagação de ondas.....	8
2.3.3 – Determinação da velocidade da onda	11
2.3.4 – Equilíbrio de forças	11
2.3.5 – Análise dinâmica	13
2.3.6 – Efeito da resistência do solo na propagação da onda de tensão.....	15
2.3.7 – O modelo de Smith.....	17
2.4 – Aplicações da equação da onda	21
2.4.1 – O ensaio dinâmico com a utilização do Analisador de Cravação de Estacas (<i>PDA</i>).....	21
2.4.2 – O equipamento de <i>PDA</i> (Pile Driving Analyzer)	21
2.4.3 – A determinação da resistência última pelo método de <i>CASE</i>	23
2.4.4 – O CAPWAPC (CASE PILE WAVE ANALYSIS PROGRAM).....	26
2.4.5 – Eficiência do martelo e transferência de energia.....	32
2.4.6 – A aplicação do Princípio de Hamilton ao impacto do martelo.....	35
2.4.7 – Tensões dinâmicas de cravação.....	39
2.4.7.1 – Ondas de força descendentes (<i>downward</i>) e ascendentes (<i>upward</i>).....	40
2.4.7.2 – Avaliação das tensões de cravação	41
2.4.7.3 – A fórmula de GAMBINI (1986).....	43
2.5 – O ensaio de carregamento dinâmico.....	45
2.5.1 – O ensaio de carregamento dinâmico de energia constante.....	45
2.5.2 – O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente	46

3 – CASO DE OBRA	48
3.1 – Geologia regional.....	48
3.2 – Investigações geotécnicas.....	51
3.2.1 – Ensaio de laboratório.....	51
3.2.2 – Ensaio de campo.....	55
3.3 – Características das estacas ensaiadas e do sistema de cravação.....	56
3.4 – Metodologia de execução do Ensaio de Carregamento Dinâmico	57
3.5 – Metodologia das análises CAPWAPC	58
4 – RESULTADOS E ANÁLISES.....	60
4.1 – Comportamento estático (Previsão da resistência última do sistema)	62
4.1.1 – A previsão por fórmulas estáticas semi-empíricas.....	62
4.1.2 – A previsão por fórmulas dinâmicas	65
4.1.3 – Mecanismos de transferência de carga.....	68
4.1.4 – A confiabilidade do ensaio de carregamento dinâmico.....	78
4.2 – Comportamento dinâmico	79
4.2.1 – Aplicação do Princípio de Hamilton.....	79
4.2.2 – Tensões dinâmicas de cravação.....	81
4.2.3 – A eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento.....	84
5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	86
5.1 Conclusões	86
5.2 – Sugestões Para Futuras Pesquisas	87
ANEXO A – PERFIS GEOTÉCNICOS.....	88
ANEXO B – PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS E DOS FUROS DE SONDAGEM	
.....	95
ANEXO C – TABELAS DOS VALORES DA RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA	
PREVISTOS POR AOKI-VELLOSO E DÉCOURT-QUARESMA E MEDIDOS	
PELO CAPWAPC.	100
ANEXO D – TABELAS E GRÁFICOS DOS VALORES DE TRANSFERÊNCIA DE	
CARGA.....	104
ANEXO E – TABELAS E GRÁFICOS DOS VALORES DA RESISTÊNCIA LATERAL	
UNITÁRIA MOBILIZADA.....	119
ANEXO F – CURVAS DA CONFIABILIDADE DA PROVA DE CARGA DINÂMICA DE	
ENERGIA CRESCENTE.....	134
ANEXO G – GRÁFICOS DA APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DE HAMILTON AO	
IMPACTO DO MARTELO.....	142
ANEXO H – EFICIÊNCIA DOS SISTEMAS DE CRAVAÇÃO E AMORTECIMENTO	150
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	158

Lista de Figuras

FIGURA 2.1 – Representação esquemática do elemento isolado de fundação	4
FIGURA 2.2 – Representação esquemática do sistema de cravação	5
FIGURA 2.3 – Representação esquemática do sistema de amortecimento	6
FIGURA 2.4 - Formação da onda no impacto (Apud Niyama, 1991)	9
FIGURA 2.5 – Deformação do elemento de estaca devido à propagação da onda ...	12
FIGURA 2.6 – Reflexão das ondas de força e velocidade na ponta da estaca. a) ponta livre. b) ponta engastada (Apud Niyama, 1991).....	15
FIGURA 2.7 – Registro típico das curvas de Força e Velocidade. (Apud Niyama, 1991).....	16
FIGURA 2.8 – Modelo de Smith (Apud Smith, 1960)	18
FIGURA 2.9 –Diagrama Resistência x Deslocamento na ponta da estaca (modelo de Smith, Apud Aoki, 1997)	19
FIGURA 2.10 – Esquema dos extensômetros e acelerômetros numa estaca circular	22
FIGURA 2.11 – Processo de Iteração e Simulação feito pelo CAPWAP (Apud Hannigan, 1990)	28
FIGURA 2.12 – Modelo CAPWAP do sistema estaca-solo (Apud GRL, Inc.)	29
FIGURA 2.13 – Cálculo da Energia Transferida (Apud Hannigan, 1990)	33
FIGURA 2.14 – Energia Transferida para a Situação de Fácil Cravação (Apud Hannigan, 1990)	34
FIGURA 2.15 - Energia Transferida para a Situação de Difícil Cravação (Apud Hannigan, 1990)	35
FIGURA 2.16 – Aplicação do princípio de Hamilton até o limite inferior de resistência.....	37
FIGURA 2.17 – Aplicação do princípio de Hamilton entre o limite inferior e o superior de resistência.	37
FIGURA 2.18– Aplicação do princípio de Hamilton até o pós ruptura.	38
FIGURA 2.19 – Procedimento de cálculo a) <i>wave down</i> b) <i>wave up</i> (Apud Hannigan, 1990).....	41
FIGURA 2.20 – Procedimento de cálculo da tensão de tração (Apud Hannigan, 1990).....	42
FIGURA 2.21 Curva Resistência total (R_t)x Deslocamento Dinâmico (DMX) no ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Constante (Apud Aoki, 1997)	46

FIGURA 2.22 Curva de Resistência Estática Mobilizada (<i>RMX</i>) x Deslocamento Dinâmico (<i>DMX</i>) no ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente (Apud Aoki, 1997)	47
FIGURA 3.1 – Distribuição das regiões administrativas do estado de São Paulo e limites da área estudada (Apud Hasui et al. 1978)	48
FIGURA 3.2 – Valores mínimo, médio e máximo e coeficiente de variação do índice de resistência à penetração (SPT) com a profundidade, frente o contexto geológico.....	55
FIGURA 3.3 – Detalhe típico do perfil metálico e suas características geométricas.....	56
FIGURA 4.1 – Qualidade dos ajustes (“Match Quality”) dos sinais medidos e calculados.....	60
FIGURA 4.2 – Sinais de campo medidos para a estaca 11Q1 (Fonte: GEOMECC – Engenheiros Consultores S/C Ltda).....	61
FIGURA 4.3 – Coeficiente de variação da resistência lateral e a resistência lateral unitária média dos valores medidos, segundo o modelo CAPWAPC e metodologia DIET, e previstos segundo os métodos de AOKI-VELLOSO e DÉCOURT-QUARESMA, ao longo da profundidade e frente o contexto geológico.	64
FIGURA 4.4 – Comparação da resistência calculada por CHELLIS VELLOSO e a resistência obtida pelo CAPWAPC.	66
FIGURA 4.5 – Frequência relativa acumulada da razão entre os valores de resistência calculados por CHELLIS VELLOSO e obtidos pelo modelo CAPWAPC.	66
FIGURA 4.6 – Comparação da resistência calculada por UTO et al (1985) a resistência obtida pelo CAPWAPC.	67
FIGURA 4.7 – Frequência relativa acumulada da razão dos valores de resistência calculados por UTO et al. (1985) e obtidos pelo modelo CAPWAPC.....	67
FIGURA 4.8 – Curva resistência x deslocamento da estaca 18M2.....	68
FIGURA 4.9 – Curva resistência x deslocamento da estaca 12E2.	69
FIGURA 4.10 – Representação esquemática da mobilização da resistência lateral	70
FIGURA 4.11 – Representação esquemática de estacas que atingiram um valor de pico para a resistência de ponta.	72

FIGURA 4.12 – Representação esquemática de estacas em que a resistência de ponta é crescente com os deslocamentos.	74
FIGURA 4.13 – Resistência lateral unitária x deslocamento local, para a estaca 11Q1.....	76
FIGURA 4.14 – Resistência lateral unitária média x profundidade para todas as estacas ensaiadas	77
FIGURA 4.15 – Sobreposição das curvas de resistência estática, obtidas nas análises CAPWAPC, para os quatro primeiros golpes na estaca 8P1	79
FIGURA 4.16 – Aplicação do Princípio de Hamilton na cravação da estacas 21A1	80
FIGURA 4.17 – Comparação dos valores de tensões de cravação previstos por GAMBINI (1986) e medidos pelo equipamento de ensaio dinâmico.	82
FIGURA 4.18 – Comparação dos valores de tensões de cravação previstos por GAMBINI (1986) e medidos pelo equipamento de ensaio dinâmico, para eficiência de até 50%.....	83
FIGURA 4.19 – Comparação entre os valores de tensões de cravação previstos pela expressão de Gambini modificada e os valores medidos pelo equipamento de ensaio dinâmico	84
FIGURA 4.20 – Evolução da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento para a estaca 9 V1.	85

Lista de Tabelas

TABELA 2.1 – Fatores de amortecimento determinados por correlação com medidas de campo, (Apud GRL, Inc).....	26
TABELA 2.2 – Condições de carregamento do sistema estaca-solo durante o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.....	39
TABELA 2.3 – Máximas tensões de cravação recomendadas pelo FHWA (Apud Hannigan, 1990)	43
TABELA 3.1 – Valores de E , γ e c , para estacas de aço.....	57
TABELA 3.2 – Locação, tipo de perfil, comprimento, peso do martelo e idade das estacas ensaiadas.....	57
TABELA 4.1 – Deslocamento do topo quando a resistência lateral atinge seu valor máximo.....	70
TABELA 4.2 - Percentual de resistência lateral mobilizada quando ocorre a ruptura do sistema	71
TABELA 4.3 – Deslocamentos necessários para mobilizar a resistência de pico na ponta.....	72
TABELA 4.4 – Deslocamentos do topo da estaca necessários para mobilizar a resistência de pico total e da máxima resistência de ponta.	74

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CASE	-	Case Institute of Technology
CAPWAP	-	Case Pile Wave Analysis Program
CAPWAPC	-	Case Pile Wave Analysis Program Continuous Version
NBR	-	Norma Brasileira Registrada
PDA	-	Pile Driving Analyser

Lista de Símbolos

A	-	Área da seção transversal da estaca
a	-	Aceleração da partícula
c	-	Velocidade de propagação da onda de tensão longitudinal
C_1	-	Compreensão temporária do sistema de amortecimento
C_2	-	Encurtamento elástico do fuste da estaca
C_3	-	Deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca (<i>quake</i> de ponta)
c_p	-	Coesão de pico
c_r	-	Coesão residual
D	-	Deslocamento
DMX	-	Máximo deslocamento da estaca
e_f	-	Fator de correção do atrito lateral ($e_f = 2.5$)
e_o	-	Fator de correção do comprimento efetivo
E	-	Módulo de Elasticidade do material da estaca
EMX	-	Energia cinética máxima aplicada ao sistema estaca solo
ε	-	Deformação específica
F	-	Força na seção
$F_{(t)}$	-	Força no tempo t
f_{ck}	-	Resistência característica do concreto à compressão
ϕ_p	-	Ângulo de atrito de pico
ϕ_r	-	Ângulo de atrito residual
H	-	Altura de queda do martelo
Z	-	Impedância da estaca
IP	-	Índice de plasticidade do solo
J	-	Constante de amortecimento dinâmico (" <i>damping</i> ")
J_c	-	Constante de amortecimento dinâmico do método CASE
K	-	Parcela elástica do deslocamento na seção (repique elástico)

L	-	Comprimento da estaca
LL	-	Limite de liquidez
LP	-	Limite de plasticidade
M	-	Massa da estaca
N_{SPT}	-	Valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca
R	-	Resistência
R'	-	Resistência estática por meio de fórmula dinâmica
R_d	-	Resistência dinâmica
R_p	-	Resistência de ponta
R_s	-	Resistência estática
R_t	-	Resistência total (estática + dinâmica)
ρ	-	Massa específica do material da estaca
s	-	Resistência lateral local mobilizada
S	-	Parcela permanente do deslocamento ou penetração no solo
(nega)		
t_1	-	Tempo relativo ao primeiro pico máximo de velocidade
t_2	-	Tempo que representa o retorno da reflexão da ponta
U	-	Energia potencial disponível
$u(x,t)$	-	Deslocamento da seção x, no instante de tempo t
$u(z,t)$	-	Deslocamento da seção z, no instante de tempo t
v	-	Velocidade de impacto do martelo
V_p	-	Velocidade da onda na ponta da estaca
$V(t)$	-	Velocidade no tempo t
W'	-	Peso do martelo
W_c	-	Peso do capacete
W_{nc}	-	Trabalho das forças não conservativas
W_p	-	Peso da estaca
X	-	Perdas de energia no sistema de cravação e amortecimento
T	-	Energia cinética total do sistema
Δt	-	Intervalo de tempo de duração do impacto
Δu	-	Deslocamento finito
Δx	-	Intervalo finito de um segmento de estaca

RESUMO

ÁVILA, I.A. de (2001) *Análise do comportamento de estacas metálicas cravadas na Bacia de Taubaté através de provas de carga dinâmica de energia crescente*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Neste trabalho, estudou-se o comportamento de estacas metálicas, do tipo perfil soldado, cravadas na formação Tremembé, na Bacia de Taubaté, em São Paulo. A formação Tremembé é constituída por folhelhos pirobetuminosos, cujo mineral predominante é a montmorilonita. Foram analisados os resultados de provas de carga dinâmica de energia crescente em 14 estacas, sendo que, em todas elas, o sistema estaca – solo foi levado à ruptura. Por meio da análise de 101 golpes, examinou-se o comportamento estático, segundo o modelo CAPWAPC, e o comportamento dinâmico do sistema. O comportamento estático foi investigado com base na aplicabilidade das fórmulas estáticas semi-empíricas e fórmulas dinâmicas para a previsão da resistência. O mecanismo de transferência de carga foi estudado mediante a identificação de formas típicas de curvas de resistência estática mobilizadas pelo fuste e pela ponta, para o caso analisado. O comportamento dinâmico foi investigado na análise da ruptura e pós ruptura do sistema, pela aplicação do Princípio de Hamilton ao impacto do martelo. Verificou-se que o mecanismo de transferência de carga do sistema estaca – solo foi fortemente influenciado pela variabilidade de resistência das camadas de solo atravessadas pelo elemento estrutural de fundação. A quebra da estrutura do folhelho pelo processo de cravação também interferiu na transferência de carga. Constatou-se a aplicabilidade do repique como instrumento de controle de cravação de estacas metálicas.

Palavras chave: Estacas metálicas, estacas cravadas, prova de carga dinâmica, energia crescente, transferência de carga, Bacia de Taubaté, formação Tremembé, folhelho.

ABSTRACT

ÁVILA, I.A. of (2001) Analysis of the behavior of steel piles driven in Taubaté Basin by dynamic loading test with increasing energy. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In this work the behavior of steel piles driven in Tremembé formation, in the Taubaté Basin, São Paulo was studied. The Tremembé formation is constituted by bituminous shale, which predominant mineral clayey component is the montmorillonite. The dynamic loading tests results with increasing energy in 14 piles were analyzed, with all of the tests taken to system rupture. Through the analysis of 101 blows it was studied the static behavior, according to the CAPWAPC model, and the dynamic behavior of the system. The use of the dynamic and semi-empiric static formula for resistance prediction was evaluated. The load transfer mechanisms were studied by pattern form of mobilized static resistance curves by the shaft and toe. The application of Hamilton's principle to hammer impact allowed to analyze the failure and post failure of the pile-soil system. It was observed that the pile-soil load transfer mechanism was strongly influenced by the resistance variability of crossed soil layers by the structural element of foundation. The material break during the driving process also interfered in load transfer mechanism. The use of rebound as o instrument of steel pile driving control shows reliable.

Keywords: Steel piles, driven piles, dynamic loading test, increasing energy, load transfer, Taubaté Basin, Tremembé formation, shale.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 – Generalidades

A utilização do ensaio de carregamento dinâmico tem sido cada vez mais freqüente na prática de engenharia de fundações no Brasil e no mundo. Esta técnica de instrumentação tem conquistado a atenção de um número crescente de profissionais que, sem dúvida, se rendem à tamanha riqueza de informações e potencialidades. No entanto, como toda atividade de engenharia, é preciso ser praticada por profissionais qualificados e conscientes da amplitude e das limitações de tal procedimento. Neste sentido, este trabalho visa colaborar para uma melhor compreensão e aproveitamento das potencialidades que essa tecnologia tem a oferecer à prática de fundações.

Neste trabalho, estuda-se o comportamento de estacas metálicas, do tipo perfil soldado, cravadas na formação Tremembé, na Bacia de Taubaté, no estado de São Paulo. Para tanto, utilizou-se dos resultados de provas de carga dinâmicas de energia crescente realizadas em 14 estacas, todas levadas à ruptura do sistema. Foram efetuadas 101 análises CAPWAPC e, de posse desses resultados, estudou-se o comportamento estático e dinâmico do sistema estaca – solo. O comportamento estático foi estudado segundo o modelo CAPWAPC, avaliando a aplicação de fórmulas semi – empíricas e fórmulas dinâmicas para a previsão da resistência. Já em relação ao comportamento dinâmico, foi estudado o emprego da fórmula de GAMBINI (1986) para a previsão das tensões de cravação. A eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento foi analisada, além da investigação do comportamento na ruptura e pós-ruptura à luz do Princípio de Hamilton. O comportamento, segundo o modelo CAPWAPC, foi investigado mediante uma forma padrão das curvas de mobilização da resistência lateral e ponta, além do estudo da mobilização da resistência lateral unitária, tendo em vista o contexto geológico. O uso das fórmulas

dinâmicas de CHELLIS (1951), modificada por VELLOSO (1987), e de UTO et al. (1985), foi avaliado, tendo como referência os resultados estáticos obtidos pelo modelo CAPWAPC. Finalmente, examina-se a aplicabilidade da fórmula de GAMBINI (1986) para o caso de estacas metálicas, comparando os valores previstos por este método com os medidos na instrumentação dinâmica.

1.2 – Objetivo

Na fase de projeto de fundações por estacas, utilizam-se vários métodos empíricos de previsão da resistência última. Geralmente, esses métodos foram desenvolvidos mediante retro - análises de provas de carga, executadas em maciços de solo de diferentes formações geológicas, e que podem não ser válidas em casos especiais. A experiência mostra que algumas fundações, em determinadas formações geológicas, se comportam de modo inesperado, seja devido à gênese do maciço, seja devido aos efeitos da execução. Os solos de formação complexa possuem estrutura e resistência muito variáveis ao longo da profundidade. Esta variabilidade é, usualmente, identificada pelo alto valor do coeficiente de variação das propriedades medidas nos ensaios “in situ” (SPT, CPT, etc.). Normalmente, os métodos empíricos baseiam-se nesses ensaios e, em consequência, a variabilidade dos resultados previstos é condicionada pela variabilidade do maciço. Considerando que a confiabilidade depende do coeficiente de variação, conclui-se que, se o método de cálculo não levar em conta a modificação das propriedades originais, devido aos efeitos de instalação, certamente poderá apresentar graves falhas de previsão. De fato, a quebra da estrutura do solo pode conduzir à diminuição da sua resistência original, reduzindo a heterogeneidade do comportamento do sistema. Nesse caso, tais métodos de cálculo não podem ser aplicados em sua forma original, necessitando ser ajustados à formação geológica em estudo. O objetivo desta dissertação é expor que esse fato foi observado nos solos sedimentares da Bacia de Taubaté, mostrando o caráter especial desta formação geológica.

A norma brasileira NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações - sugere a verificação da capacidade de carga de uma estaca por meio de prova de carga dinâmica apenas para as estacas pré-moldadas de concreto, não havendo referência às estacas metálicas, talvez, devido ao escasso número de ensaios neste tipo de

estaca. Este trabalho tenta validar a utilização do repique como instrumento de controle da capacidade de carga desse tipo de estaca no solo em estudo. Esta validação será feita por meio da comparação de resultados de provas de carga dinâmica de energia crescente com as fórmulas dinâmicas de cravação.

Este trabalho também visa estudar os mecanismos de transferência de carga estaca-solo, associados aos aspectos geológicos das camadas de solo atravessadas pelo elemento estrutural de fundação.

O comportamento na ruptura e no pós – ruptura do sistema estaca – solo será examinado à luz do Princípio de Hamilton.

1.3 – Organização da dissertação

Inicialmente, após esta introdução, será apresentada, no Capítulo 2, a revisão bibliográfica pertinente ao assunto em estudo. Alguns conceitos iniciais, fundamentais à prática de fundações e algumas terminologias, que se seguirão durante todo o texto, serão introduzidos. Na seqüência, virá uma breve descrição cronológica dos primeiros métodos de análise de cravação de estacas, até o advento da teoria da equação da onda. Nesta etapa, serão descritos os conceitos fundamentais da teoria da equação da onda e sua aplicação na verificação do comportamento do sistema estaca-solo. No Capítulo 3, será apresentado o caso da obra objeto de nosso estudo. Serão descritos os aspectos geológicos e geotécnicos do local investigado e as características das estacas ensaiadas. No Capítulo 4, serão expostos os resultados e as análises. Os resultados foram divididos em comportamento estático e dinâmico. Nos resultados do comportamento estático, as fórmulas estáticas semi empíricas e as fórmulas dinâmicas de previsão de resistência serão avaliadas. Posteriormente, o estudo do mecanismo de transferência de carga segundo os padrões de comportamento serão apresentados. Em termos de comportamento dinâmico, será aplicado o princípio de conservação da energia ao impacto do martelo, a previsão e verificação de tensões dinâmicas de cravação e a avaliação da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento. Finalmente, no Capítulo 5, será apresentada a conclusão de todo o estudo realizado e as sugestões para novas pesquisas relacionadas à engenharia de fundações.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Conceitos fundamentais na engenharia de fundações

Na Engenharia de Fundações, distingue-se a expressão *elemento isolado de fundação* da expressão *fundação de uma obra*. A expressão *elemento isolado de fundação* aplica-se ao sistema simples formado pelo *elemento estrutural de fundação (EEF)* e pelas camadas do *maciço de solo (MS)* que o envolvem, CINTRA & AOKI (1999). A *fundação de uma obra* é o conjunto de elementos isolados de fundação. A fig. 2.1 representa um elemento isolado de fundação.

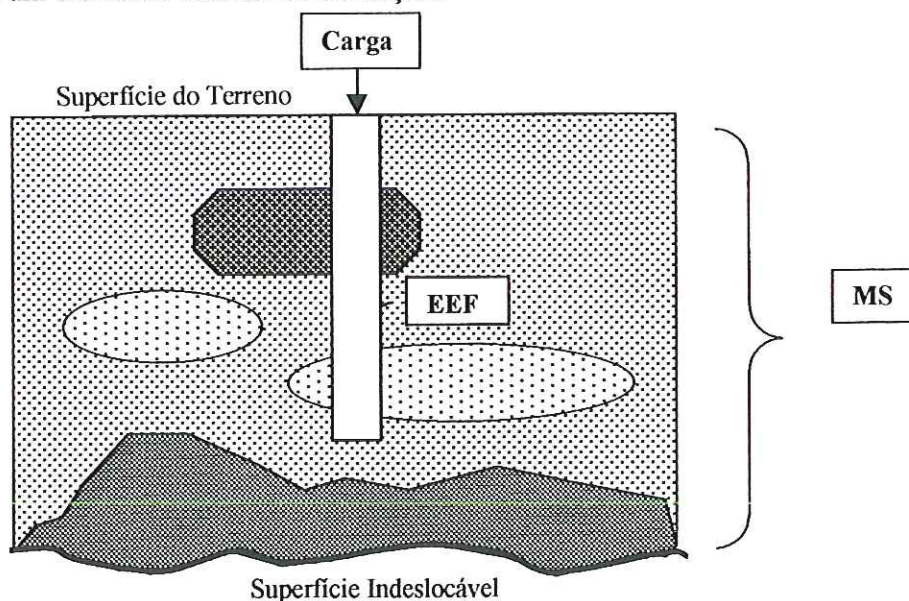


FIGURA 2.1 – Representação esquemática do elemento isolado de fundação

Entende-se por *capacidade de carga* ou *resistência última* do sistema a máxima resistência oferecida pelo *elemento isolado de fundação*. Esta capacidade é limitada pelo seu elo mais fraco: o elemento estrutural ou, geralmente, o maciço de solo. O comportamento do sistema estaca - solo é dependente, essencialmente, da geometria dos elementos do sistema, da reologia dos materiais desses elementos e do tipo de fundação executada. A geometria do elemento estrutural é caracterizada pelo

seu comprimento e sua seção transversal, enquanto a geometria do maciço de solos pela forma e dimensões das camadas constituintes. A deformação lenta do concreto e o adensamento de uma camada de argila mole são exemplos de fenômenos envolvendo comportamento de materiais, que devem ser descritos em termos reológicos, ou seja, de uma relação tensão \times deformação \times tempo. O termo tipo de fundação diz respeito às peculiaridades da sua metodologia de execução.

Uma estaca pode estar sujeita a carregamento estático ou dinâmico. Diz-se que uma estaca está sob carregamento estático, quando este é realizado com acréscimos de carga infinitamente pequenos, por um período de tempo infinitamente grande. Já o carregamento dinâmico é caracterizado pela aplicação de uma carga, que varia ao longo do tempo. O impacto de um martelo caindo de uma certa altura é um exemplo de carregamento dinâmico, que dura alguns milissegundos.

2.2 – Fórmulas dinâmicas

Um dos primeiros métodos de análise da cravação de uma estaca foi por meio das fórmulas dinâmicas de cravação. Esse processo compara a energia potencial disponível (U) com o trabalho realizado pelas forças não conservativas (W_{nc}) mais as perdas de energia ao final do impacto. A energia potencial (U) é devida ao peso do martelo (W') suspenso a uma altura H (fig. 2.2), e o trabalho realizado corresponde à resistência última vezes a penetração permanente, podendo ser expresso como se segue:

$$U = W_{nc} + \text{perdas} \quad W'.H = R.S + X,$$

$$R = \frac{W'.H - X}{S}$$

onde: W' – Peso do martelo

H – altura de queda do martelo

R – Resistência à cravação (dinâmica e estática)

S – Penetração permanente da estaca por golpe (nega)

X – Perdas de energia no sistema de cravação e amortecimento

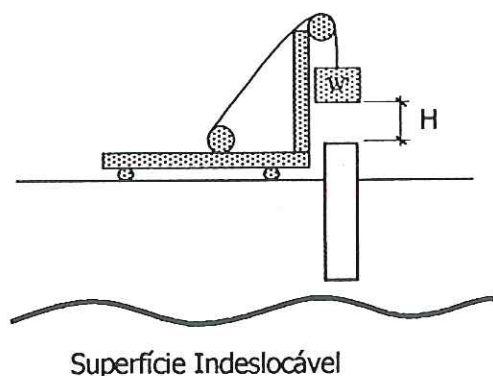


FIGURA 2.2 – Representação esquemática do sistema de cravação

Essa fórmula expressa o equilíbrio entre esforços atuantes e resistentes desenvolvidos em um impacto newtoniano.

SMITH (1960) comenta que os editores do Engineering News Record tinham, até aquela data, catalogadas cerca de 450 fórmulas dinâmicas, enquanto CHELLIS (1951) lista 38 delas.

WHITAKER & BULLEN (1981) citam a fórmula de Weisbach, em 1820, como a primeira fórmula dinâmica da história. Na seqüência cronológica, vem a fórmula de Sanders, que, em 1851, propôs a seguinte fórmula para estacas de madeira:

$$R = \frac{W'H}{S} \quad (2.1)$$

em que: R – Resistência oferecida pelo solo; Coeficiente de segurança igual a 8 (oito)

Em 1898, *Wellington* publicou sua fórmula, também conhecida por fórmula do *Engineering News*. Um fator de segurança igual a 6 (seis) é sugerido pelo autor.

$$R = \frac{W'.H}{s+C} \quad (2.2)$$

em que: R – Resistência.

C – Constante, que depende do tipo de martelo.

Algumas fórmulas dinâmicas consideram o peso da estaca e as perdas de energia, como HILEY, que propõe a seguinte expressão, de acordo com WHITAKER & BULLEN (1981):

$$R = \frac{\eta.W'.H}{s+C/2} + W + P \quad (2.3)$$

em que: P – Peso da estaca

$$C = C1 + C2 + C3$$

C1 = compressão temporária do sistema de amortecimento (fig. 2.3)

C2 = compressão temporária da estaca

C3 = compressão temporária do solo sob a estaca ("quake" de ponta)

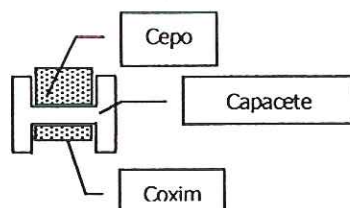


FIGURA 2.3 – Representação esquemática do sistema de amortecimento

$$\eta = \frac{W' + r^2 \cdot P}{W' + P}$$

r – coeficiente de restituição

A fórmula de CHELLIS (1951), modificada por VELLOSO (1987), bastante empregada em nosso país, é representada pela seguinte expressão:

$$R = \frac{C2 \cdot E \cdot A}{\alpha \cdot l} \quad (2.4)$$

em que:

R = Resistência mobilizada

C2 = é a parcela de deslocamento elástico do fuste da estaca

E = módulo de elasticidade

A = área da seção transversal

l = comprimento cravado da estaca

$$\alpha = \beta + \psi(1 - \beta)$$

$$\beta = \frac{R_p}{R_u} \quad R_p = \text{resistência de ponta; } R = \text{resistência total}$$

ψ = coeficiente que é função da distribuição de atrito ao longo da estaca

UTO et al. (1985), baseando-se na teoria da equação da onda, que será explicada a seguir, propõe a seguinte expressão:

$$R = \frac{E \cdot A \cdot K}{e_o \cdot L} + \frac{N \cdot U \cdot l}{e_f} \quad (2.5)$$

em que:

R = resistência mobilizada (tf)

A = área da seção transversal da estaca (m²)

E = módulo de elasticidade (tf/m²)

K – repique (C2+C3; C3 = S)

L = comprimento total da estaca (m)

l = comprimento cravado (m)

U = perímetro da seção transversal (m)

N = valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca

C3 = deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca (m)

e_f = fator de correção do atrito lateral (e_f = 2.5)

e_o = fator de correção do comprimento efetivo ($e_o = \sqrt[3]{1.5 \frac{Wh}{Wp}}$, Wh – peso do martelo; Wp – peso da estaca)

Existe um grande número de fórmulas dinâmicas de cravação de estacas, sem que haja uma concordância com relação às suas utilizações. As fórmulas dinâmicas são métodos empíricos, que foram propostas pelos seus autores mediante experiências com determinados tipos de estacas, numa certa formação, o que restringe a sua utilização para determinadas situações.

2.3 – Teoria da equação da onda

2.3.1 – Introdução

Contrastando com a simplicidade das fórmulas dinâmicas, surgiu a análise da cravação de estacas pela equação da onda, que estuda o fenômeno da propagação da onda de compressão longitudinal em estacas, causado pelo impacto do martelo durante a cravação. Esse processo de análise somente tornou-se possível após o desenvolvimento de computadores, devido à sua complexidade matemática.

2.3.2 – Formação e propagação de ondas

TIMOSHENKO & GOODIER (1951) e GOBLE et. al. (1980) citam que Saint Venant, em 1865, fez o primeiro estudo da cravação de uma estaca utilizando a propagação unidimensional da onda. Já segundo SMITH (1960), foi D. V. Isaacs, em 1931, quem primeiro indicou a ação da onda durante a cravação de estacas. Mas a primeira solução computacional para a teoria da equação da onda foi proposta por SMITH (1960). A onda é formada devido ao impacto do martelo na estaca durante a sua cravação, ou recravação. A fig. 2.4 mostra uma onda longitudinal de compressão sendo gerada na extremidade superior da estaca, iniciando uma zona comprimida no topo, que, com o tempo, é transmitida para as zonas inferiores. Essa propagação de onda de compressão de uma zona para outra se dá a uma velocidade c , que depende do meio, ou seja, das características da estaca. ^{o meio!} No concreto, essa velocidade varia entre 3.000 a 4.000 m/s, no aço é cerca de 5.120 m/s e na madeira varia entre 3050 e 3660 m/s.

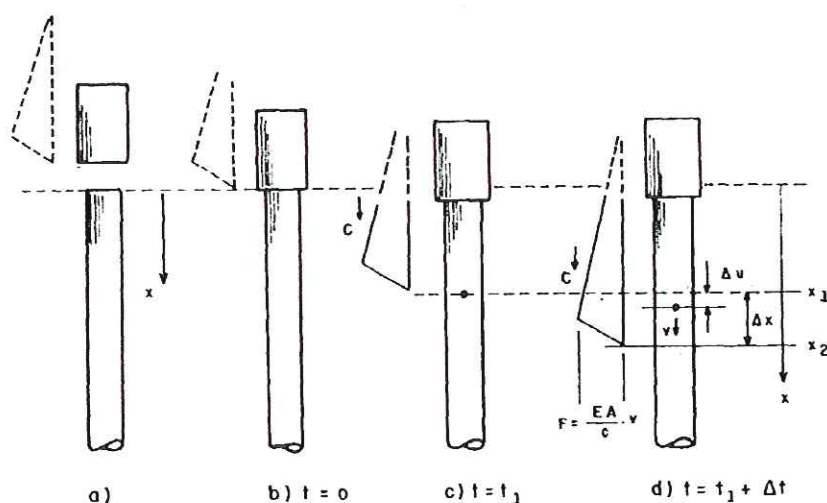


FIGURA 2.4 - Formação da onda no impacto (Apud Niyama, 1991).

Durante um intervalo de tempo Δt , a onda atravessou e transmitiu uma onda de compressão por uma distância Δx , intervalo que imprimiu uma velocidade v na partícula, inicialmente em repouso ($v = 0$; $t = t_1$), situada na frente da onda. Essa partícula com velocidade v deslocou-se Δu da sua posição inicial, que corresponde ao encurtamento elástico do elemento de comprimento Δx . É importante não confundir a velocidade de propagação da onda de compressão c , com a velocidade da partícula v . Dito isto, tem-se:

$$c = \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta u}{\Delta x} \quad (2.7)$$

$$v = \frac{\Delta u}{\Delta t} \quad (2.8)$$

$$a = \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (2.9)$$

De (2.6) (2.7) e (2.8) tem-se:

$$\varepsilon = \frac{v}{c} \quad (2.10)$$

Pela lei de Hooke tem-se:

$$\sigma = E.\varepsilon \quad \frac{F}{A} = E.\varepsilon \quad , \text{ substituindo (2.10), tem-se:}$$

$$F = \frac{E.A}{c}.v \quad (2.11)$$

em que: E – Módulo de Elasticidade do material da estaca

A – Área da seção transversal da estaca

A eq. (2.11) mostra a proporcionalidade entre a força F e a velocidade v . Este fator, que vale $\frac{E.A}{c}$, é denominado de impedância (Z). A força F também pode ser escrita como:

$$F = Z.v \quad (2.12)$$

A relação expressa na equação acima é a base das medidas na equação da onda. O *PDA (Pile Driving Analyzer)* mede, independentemente, deformação, que é convertida em força, e aceleração, que é integrada para se obter velocidade. Quando a velocidade é multiplicada pela impedância, $\frac{E.A}{c}$, o resultado é comparado ao da força medida. Esta relação é uma referência de como está a proporcionalidade dos sinais, e uma checagem da qualidade dos dados de força e velocidade determinados independentemente. Cabe ressaltar que a proporcionalidade é mantida enquanto não ocorre a mobilização das resistências do solo ao longo do fuste e da ponta da estaca.

Aplicando a segunda lei de Newton no trecho Δx pode-se obter:

$$F = m.a, \text{ que equivale a } F = \rho.A.\Delta x.\frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (2.13)$$

em que ρ é a massa específica do material da estaca.

Considerando o elemento inicialmente em repouso ($v_0 = 0$; $\Delta v = v$), de (2.6), (2.11) e (2.13) resulta em:

$$F = \frac{E.A}{c}.v = \rho.A.c.v \quad c^2 = \frac{E}{\rho} \quad (2.14)$$

Da eq.(2.14) pode-se concluir que a velocidade de propagação da onda só depende das características do meio, ou seja, do módulo de elasticidade e da massa

específica da estaca. Já a velocidade da partícula, além de depender de F e ρ , depende também do nível de tensões imposto ao sistema.

2.3.3 – Determinação da velocidade da onda

É importante notar que cada material (aço, concreto e madeira) tem uma velocidade de propagação da onda e módulo de elasticidade. Na utilização do *PDA*, esses valores deverão ser determinados, para que os valores de força, energia e capacidade de carga não sejam estabelecidos incorretamente. A velocidade da onda na estaca pode ser determinada pela colocação de um acelerômetro nesta antes dela ser posicionada para a cravação, dando-lhe um golpe com uma pequena marreta. Cada vez que uma onda de tensão passar pelo nível do acelerômetro, um pico de aceleração positiva será observado. O intervalo de tempo entre dois picos consecutivos de aceleração (T), dividido por duas vezes o comprimento da estaca ($2L$), será a velocidade de onda na estaca ($c = \frac{2L}{T}$). Uma vez determinada a velocidade da onda na estaca, o módulo de elasticidade poderá ser calculado por:

$$E = \rho \cdot c^2$$

em que: E – módulo de elasticidade

ρ – massa específica da estaca

c – velocidade de propagação da onda na estaca

2.3.4 – Equilíbrio de forças

Seja o segmento de estaca da fig. 2.5, com área de seção transversal A , módulo de elasticidade E e massa específica ρ , sujeito a um estado de tensão, num tempo t , proveniente da propagação de uma onda longitudinal de compressão. O elemento infinitesimal dx , sujeito a um estado de tensão, sofre deslocamento devido às deformações elásticas provocadas pelo carregamento. As forças $F1$ e $F2$ são esforços normais, que atuam, respectivamente, na parte inferior e superior do elemento em estudo e valem:

$$F1 = E \cdot A \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.15)$$

$$F2 = E \cdot A \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \cdot dx \right] \quad (2.16)$$

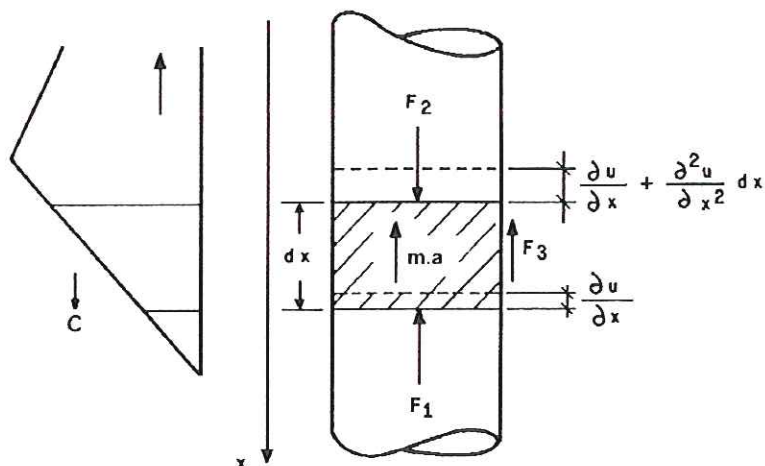


FIGURA 2.5 – Deformação do elemento de estaca devido à propagação da onda

A força F_3 corresponde à resistência do solo ao longo de dx e $m.a$ representa a resistência do elemento à passagem da onda (força de inércia). Fazendo o equilíbrio de forças tem-se:

$$m.a = F_2 - F_1 - F_3 \quad (2.17)$$

sendo que:

$$F_3 = s.U.dx \quad (2.18)$$

em que: s – resistência lateral local mobilizada

U – perímetro do elemento

Como:

$$c^2 = \frac{E}{\rho} \quad ; \quad a = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{e} \quad m = A.dx.\rho, \text{ substituindo as eqs. (2.15),}$$

(2.16) e (2.18) em (2.17), ter-se-á:

$$A.dx.\rho. \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}.dx \right].E.A - E.A \frac{\partial u}{\partial x} - s.U.dx$$

$$A.dx.\rho. \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}.dx.E.A - s.U.dx$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2. \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{s.U}{\rho.A}$$

$$c^2. \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{s.U}{\rho.A} \quad (2.19)$$

A eq. (2.19) representa a condição de equilíbrio dinâmico das forças que atuam num volume infinitesimal de uma estaca a uma profundidade x , num tempo t . Esta equação é uma diferencial parcial pelo fato de apresentar duas variáveis independentes, a posição x e o tempo t . A expressão tem como valores constantes a área A , o perímetro U , a massa específica ρ e o módulo de elasticidade E ; como variáveis dependentes, tem o deslocamento $u(x,t)$, a velocidade $v(x,t)$, a aceleração $a(x,t)$, a resistência local mobilizada $s(x,t)$ e as forças $F1$, $F2$ e $F3$.

A solução geral dessa equação diferencial parcial, de segunda ordem, não homogênea, é o deslocamento $u(x,t)$.

2.3.5 – Análise dinâmica

A análise dinâmica é feita por meio dos sinais gravados de força e aceleração. Tendo um destes dados como entrada, o outro é calculado e apresentado como saída. O registro da aceleração permite avaliar a resistência na interação do solo que confina a estaca. Na ausência de resistência do solo, a aceleração no topo da estaca permite determinar, pelas leis de Newton e Hooke, a força no seu topo. A presença de uma determinada resistência ao longo e sob a ponta da estaca altera a força no topo desta, de maneira que seu valor e localização podem ser determinados. Um modelo simples de resistência do solo é utilizado, que consiste num comportamento elasto-plástico da resistência ao cisalhamento e viscoso linear do amortecimento dinâmico.

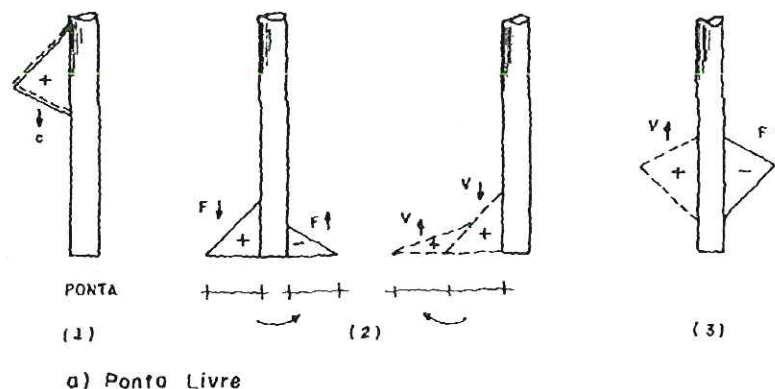
Os instrumentos de medida foram desenvolvidos de tal maneira que uma interrupção do serviço de cravação inferior a 30 minutos é suficiente para a sua instalação. Esses instrumentos, que registram sinais ocorridos em milissegundos (força e aceleração), permitem a previsão da resistência última do sistema formado pelo Elemento Estrutural de Fundação – Maciço de Solos. Essa previsão da resistência última foi inicialmente desenvolvida por SCANLAN & TOMKO (1969), trabalho posteriormente estendido por RAUSCHE et al. (1972) para, a partir dos sinais de força e aceleração, calcular a distribuição de resistência ao longo da estaca.

RAUSCHE et al. (1972) dizem que uma estaca sob impacto pode ser analisada em termos de tensões ou deslocamento por meio da análise de um conjunto

de massas. A estaca é dividida em elementos com propriedades elásticas, representadas por molas e propriedades inerciais, estas representadas por um conjunto de massas. Modelos de massa – mola usados nessas análises foram primeiramente considerados por SMITH (1960), SAMSON et al. (1963) e FOREHAND & REESE (1964).

Para a obtenção de resultados qualitativos no estudo da propagação da força aplicada pelo martelo, é bastante útil uma análise da estaca como meio elástico contínuo. Estudos de St. Venant foram analisados por DONNELL (1930) e TIMOSHENKO (1951).

Quando uma onda de tensão chega à ponta da estaca, o gradiente de tensão modifica-se. Caso a ponta da estaca esteja livre, as partículas desta região estarão sujeitas a uma aceleração bem maior, pois não existirá mais material para ser deformado. Nesse caso, a estaca é tracionada, fazendo a onda de compressão que chega à extremidade refletir como onda de tração, invertendo o seu sinal (fig.2.6 a). Já a onda de velocidade reflete com o mesmo sinal, duplicando a sua amplitude. No caso de uma ponta engastada, em que não é possível uma aceleração das partículas, o movimento destas na onda de reflexão será no sentido oposto, invertendo o sinal da velocidade e duplicando a amplitude da força. A fig. 2.6 b a seguir mostra o que foi descrito.



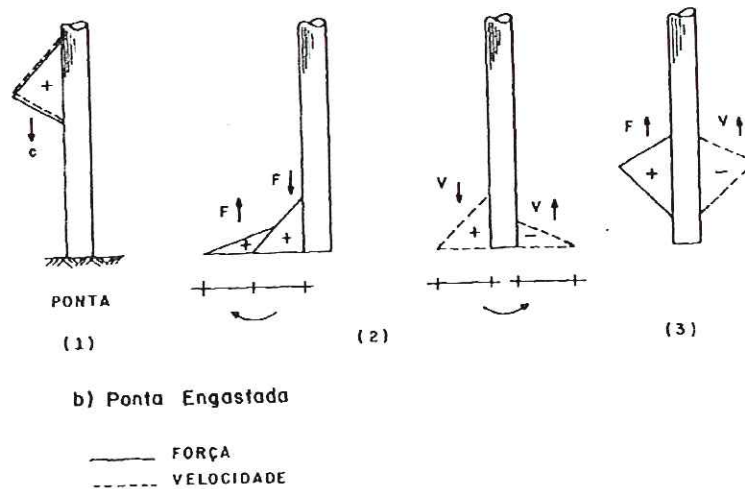


FIGURA 2.6 – Reflexão das ondas de força e velocidade na ponta da estaca.

a) ponta livre. b) ponta engastada (Apud Niyama, 1991).

Uma aproximação é feita por meio do cálculo da força no topo, considerando a estaca livre, usando os sinais de velocidade, calculados pela integração numérica da aceleração. A diferença entre a força calculada na estaca considerada livre e a força medida é a força devida ao solo. Então, a relação da força de resistência ao longo do tempo é determinada.

2.3.6 – Efeito da resistência do solo na propagação da onda de tensão

As curvas de ondas de força e $V \cdot \frac{E.A}{c}$ (velocidade V vezes a impedância da estaca, $\frac{E.A}{c}$) registradas pelo Analisador de Cravação de Estacas podem ser utilizadas para avaliar a localização e a magnitude das forças de resistência do solo na estaca. Como mostrado na seção anterior, as ondas de força e velocidade propagadas são proporcionais ao impacto. Esta relação mantém-se verdadeira até que reflexões da resistência do solo ou mudanças na seção transversal da estaca cheguem à posição dos sensores. As reflexões de resistência do solo ocorrerão num tempo $\frac{2.x}{c}$ depois do impacto, em que x é a profundidade da resistência e c a velocidade de propagação da onda de compressão no material da estaca. Desde que o tempo de reflexão e a velocidade da onda sejam conhecidos, a profundidade da resistência

pode ser determinada. As forças de resistência do solo causarão um acréscimo na propagação da onda de força e um proporcional decréscimo na propagação da onda de velocidade, afastando as duas curvas.

A fig. 2.7 mostra um registro contínuo dos valores de força e velocidade vezes impedância num ponto da estaca ao longo do tempo, quando esta encontra resistência do solo ao longo do seu comprimento. Devido à resistência do solo, tem-se a trajetória de ondas incidentes e refletidas, mostradas na parte inferior do gráfico. O tempo inicial corresponde ao instante em que a onda descendente passa ao nível dos sensores. Cada onda descendente percorre uma distância x e, ao encontrar uma resistência Rax , tem sua amplitude reduzida em $\frac{1}{2}RAx$, assim como cada onda ascendente tem um incremento do mesmo valor. A proporcionalidade das duas curvas força F e velocidade v é mantida pela impedância Z até a chegada, por meio das ondas refletidas, dos primeiros sinais de resistência lateral. As curvas, então, começam a afastar-se de uma distância, medida na vertical, igual ao somatório da resistência lateral até a posição analisada (NIYAMA 1991).

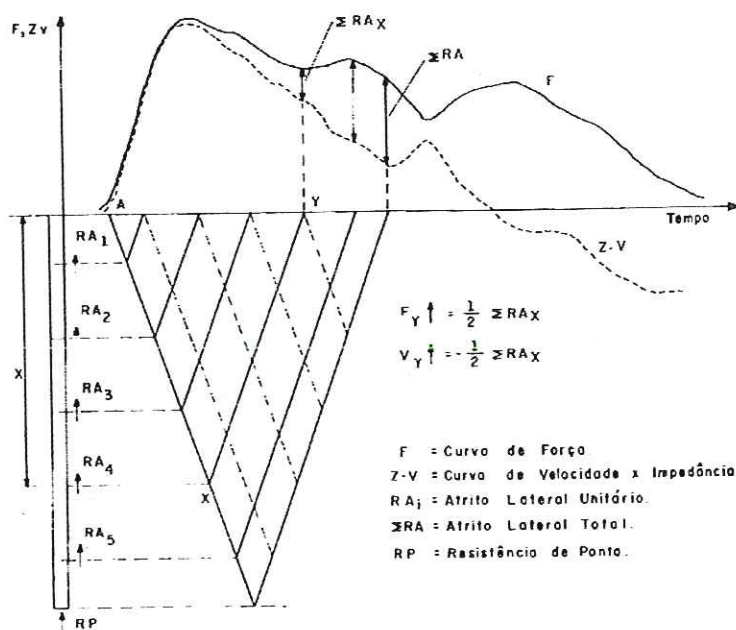


FIGURA 2.7 – Registro típico das curvas de Força e Velocidade. (Apud Niyama, 1991)

2.3.7 – O modelo de Smith

Segundo SMITH (1960), foi D. V. Isaacs, em 1931, quem primeiro indicou a ação da onda durante a cravação de estacas. Em 1938, E.N. Fox publicou uma solução da equação da onda aplicada à cravação de estacas, mas, devido à complexidade matemática e por não existirem computadores naquela época, foi obrigado a adotar diversas simplificações, reduzindo a aplicabilidade da solução. Em 1960, E.A.L. Smith, utilizando o conceito da equação da onda, integração numérica e computadores eletrônicos, propôs um modelo matemático para representar o fenômeno de cravação de estacas, tornando-se a base para o desenvolvimento do atual estado de conhecimento sobre o fenômeno de cravação de estacas.

A fig. 2.8 mostra o modelo numérico proposto, no qual se representam os elementos como o martelo, cepo, capacete e estaca por uma série de pesos e molas.

Os elementos rígidos e pesados são representados por pesos, sem elasticidade, como o capacete. Já a estaca, que é compressível, é dividida em comprimentos unitários e molas individuais, que simbolizam seu peso e elasticidade, respectivamente. Para o martelo esquematizado na figura, considera-se este como possuidor de peso e elasticidade. As forças de resistência do solo são representadas pela combinação de molas elasto-plásticas e pistons lineares ligados em cada elemento de estaca cravada.

O tempo durante o qual ocorre a ação é dividido em intervalos pequenos, como 1/4.000 s. As ações de cada peso e mola são calculadas separadamente para cada um e para todos os intervalos de tempo, sendo determinadas matematicamente as resistências e penetrações da estaca em qualquer instante e para qualquer tipo de terreno.

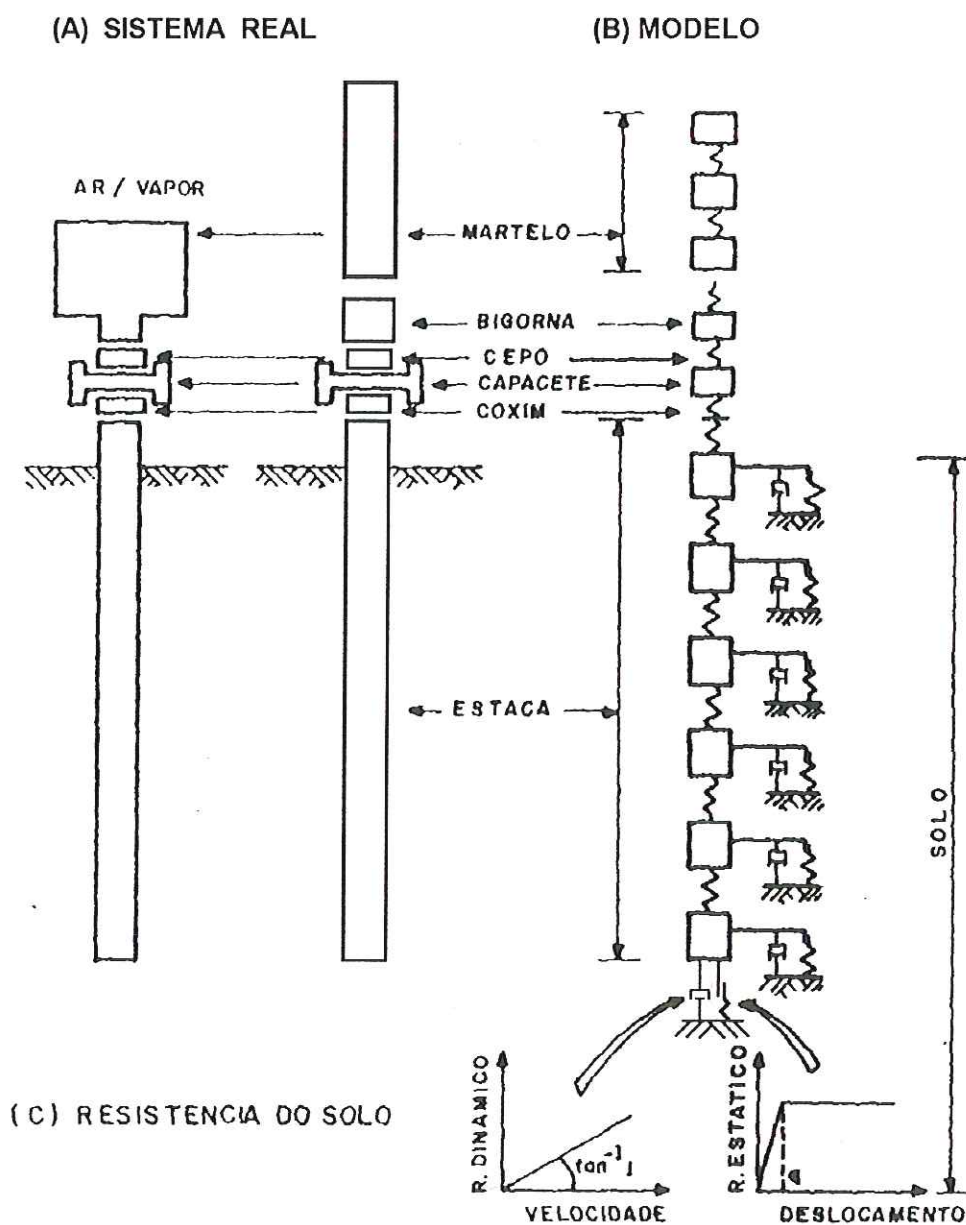


FIGURA 2.8 – Modelo de Smith (Apud Smith, 1960)

RESISTÊNCIA DE PONTA

Para a resistência estática na ponta da estaca (R_p), utiliza-se a proposta de CHELLIS (1951), que considera o terreno comprimindo-se elasticamente até um certo deslocamento, denominado de “quake” (C_3), a partir do qual o terreno rompe plasticamente com resistência estática constante (R_p), fig. 2.9, ou última (R_u).

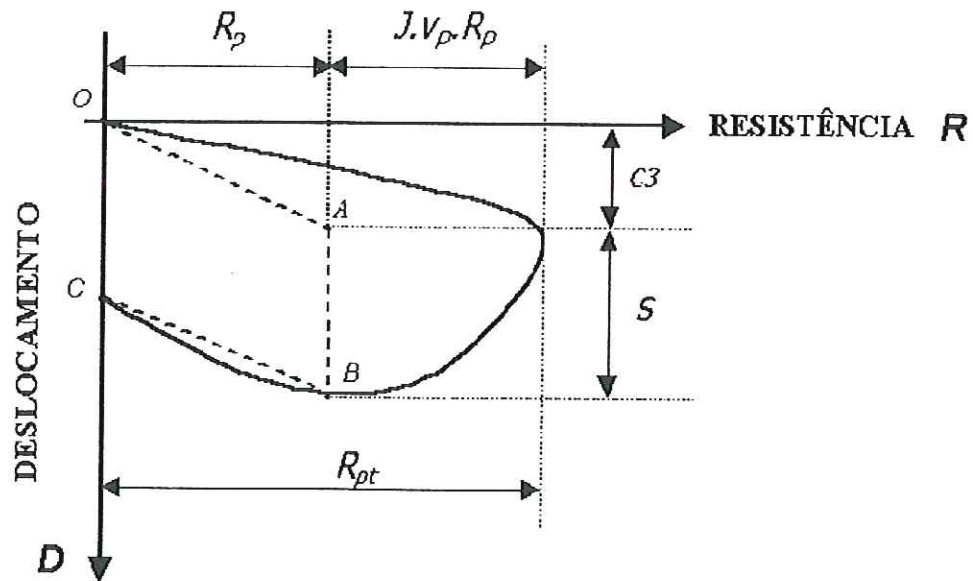


FIGURA 2.9 – Diagrama Resistência x Deslocamento na ponta da estaca (modelo de Smith, Apud Aoki, 1997)

Começando em O , a ponta da estaca penetra em uma distância C_3 (usualmente 0,25cm), comprimindo o solo elasticamente, de modo que, no ponto A , a resistência do terreno atinge o seu valor último R_u . Ocorre a ruptura plástica, com uma resistência constante, até atingir o ponto B , quando se dá a descompressão elástica igual a C_3 , e o movimento termina em C , onde as forças se anulam. O deslocamento permanente da estaca, denominado de nega (S), é igual ao segmento $AB = OC$.

Como essa consideração não leva em conta o tempo, foi introduzido um fator adicional de amortecimento viscoso, já que o terreno oferece uma resistência maior ao movimento rápido do que ao lento. Mediante o cálculo numérico da equação da onda, tem-se a velocidade da ponta da estaca v_p em qualquer instante. A multiplicação de v_p por uma constante de amortecimento J ($J.v_p$) representará a parcela de amortecimento na resistência do sistema. Portanto, a resistência total (R_t) do sistema é composta de uma parcela estática e uma dinâmica, que, para a ponta da estaca, vale:

$$R_{pt} = R_p + J.v_p.R_p \quad (2.20)$$

RESISTÊNCIA LATERAL

No caso da resistência desenvolvida ao longo do fuste da estaca, adota-se um valor J' , aplicado nos elementos unitários representativos da resistência desenvolvida lateralmente, enquanto o valor de J seria aplicado somente na ponta da estaca.

Dependendo das condições geotécnicas, a distribuição da resistência sob a ponta e ao longo do fuste da estaca pode ser modificada, para melhor representar as condições de contorno do problema.

Portanto, as molas são utilizadas para modelar a resistência estática, enquanto os pistons, para modelar a resistência dinâmica, devido ao amortecimento (“*damping*”). A expressão a seguir mostra as parcelas de resistência do sistema.

$$R_t = R_s + R_d = R_s + J \cdot v_p \cdot R_s \quad (2.21)$$

em que: R_t – Resistência total

R_s – Resistência estática

R_d – Resistência dinâmica

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS SISTEMAS

Sistema de Cravação (fig. 2.2)

O martelo, por ser normalmente uma peça curta, pesada e rígida, pode ser representado por um elemento de massa, sem elasticidade.

Sistema de Amortecimento (fig. 2.3)

O cepo, pela sua capacidade de comprimir subitamente e, em seguida, expandir-se é representado por uma mola, assim como o coxim.

O capacete, assim como o martelo, pode ser representado por um elemento de massa, sem elasticidade.

Sistema de Estaca-Solo (fig. 2.1)

A estaca é representada por elementos de massa, para o seu peso, e molas para a sua elasticidade.

O solo é representado por molas elasto-plásticas e pistons visco-lineares, ligados a cada elemento de estaca.

Numa cravação abaixo da superfície de apoio do equipamento, é preciso utilizar-se de um prolongador, representado por elementos de massa e mola.

2.4 – Aplicações da equação da onda

A equação da onda pode ser utilizada tanto para prever quanto verificar o comportamento de estacas cravadas. Nesse tópico, será exposto como é utilizada a técnica de instrumentação dinâmica, para verificar o comportamento de estacas. Para tanto, os métodos de *CASE* e *CAPWAP* serão descritos e suas principais características apresentadas.

2.4.1 – O ensaio dinâmico com a utilização do Analisador de Cravação de Estacas (*PDA*).

Medições dinâmicas de deformação e aceleração, transformadas em força e velocidade podem ser utilizadas para quantificar os sistemas de cravação, amortecimento e estaca-solo durante a cravação ou na recravação. Essas medidas de força e velocidade são usadas para estimar a capacidade de carga da ^{EIP}estaca, a eficiência do martelo e a energia transferida, as tensões desenvolvidas na estaca durante a cravação, a avaliação de danos na estaca, além de proporcionar a seleção de dados representativos para a adoção de parâmetros nas análises da equação da onda.

No Brasil, esse ensaio é normalizado pela ABNT (1996) – NBR 13208: Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de ensaio. Esta norma, que prescreve o método de ensaio de carregamento dinâmico em estacas, fundamentado na teoria da equação da onda, visa verificar o comportamento na interação estaca - solo, durante a aplicação de uma força de impacto no topo da estaca.

2.4.2 – O equipamento de *PDA* (Pile Driving Analyzer)

O sistema de instrumentação *PDA* consiste de dois acelerômetros, dois transdutores de deformação e um Analisador de Cravação de Estacas (*PDA*), que caracterizam o equipamento de ensaio dinâmico de alta deformação. Os acelerômetros e transdutores de deformação são colocados, por meio de parafusos ou chumbadores, a dois diâmetros da cabeça da estaca, em posições diametralmente opostas, para compensar um possível efeito de flexão causado por golpes excêntricos. Os sinais coletados de cada medidor, a cada golpe, são enviados por

meio de cabos para o equipamento de *PDA*, que os transcodifica e processa. A fig. 2.10 mostra um esquema de posicionamento dos extensômetros e acelerômetros numa estaca circular.

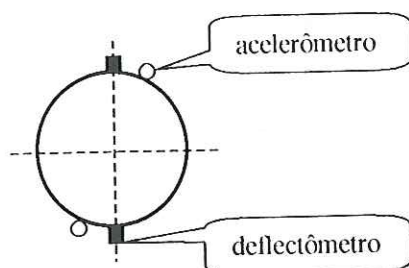


FIGURA 2.10 – Esquema dos extensômetros e acelerômetros numa estaca circular.

Os transdutores são medidores de deformação conectados a uma concentração de pontos de tensão. Os acelerômetros são equipamentos piezoelétricos com amplificadores internos para redução de ruídos. O *PDA* é um computador de campo portátil, que processa os sinais de deformação e aceleração vindos dos dois transdutores de deformação e dois acelerômetros. O *PDA* amplifica, filtra e calibra cada sinal do transdutor de deformação. Cada sinal do acelerômetro é condicionado por seu próprio alimentador de corrente, e o sinal enviado para um integrador especialmente projetado. Para cada golpe do martelo, o *PDA* converte os sinais analógicos de aceleração e deformação em dados digitais de força e velocidade em função do tempo. Os sinais de força, velocidade e aceleração em função do tempo são gravados, podendo ser analisados a qualquer hora. O *PDA* permite selecionar um total de 36 variáveis a serem impressas em cada golpe do martelo, dentre os quais, podemos citar a máxima força de compressão (*FMX*) medida no nível dos sensores, a máxima força de tração (*CTN*) calculada abaixo dos sensores, a máxima energia transferida (*EMX*), a máxima velocidade (*VMX*) no nível dos sensores, a capacidade de carga estática pelo método de Case (*RMX*) e o deslocamento máximo no nível dos sensores (*DMX*).

Conforme o item 4.8.2 da NBR 13208, a interpretação dos sinais medidos deve ser feita por um procedimento consagrado nacional e/ou internacionalmente. Para o caso de avaliação da resistência última, tem-se o método simplificado de *CASE* e o método numérico *CAPWAP*. A mesma norma sugere a aferição pelo

método *CAPWAP* de pelo menos um dos resultados obtidos pelo método simplificado.

2.4.3 – A determinação da resistência última pelo método de *CASE*

Como a cravação de estacas provoca a ruptura do solo, é lógico usar medidas feitas durante a cravação para prever a capacidade de carga de estacas, segundo RAUSCHE et al. (1985). Esta era a base de todas as fórmulas dinâmicas usadas até a chegada da equação da onda. Como somente medidas simples eram possíveis de serem feitas (nega) no período dessas formulações, era natural utilizar-se da conservação de energia para a análise da resistência à penetração. Resultados não satisfatórios eram obtidos por essa pobre representação dos elementos dos sistemas de cravação, amortecimento e estaca-solo. Com o desenvolvimento da eletrônica, melhores métodos de análise foram desenvolvidos. Nos anos 30, foram feitas medidas das forças desenvolvidas durante a cravação de estacas. Um extensivo programa de ensaios em estacas, conduzido pelo *Michigan Highway Department*, foi executado em 1961, quando foram realizadas medidas de força e aceleração do sistema de cravação. Segundo RAUSCHE et al. (1985), em 1964, começou um programa de pesquisa no *Case Institute of Technology* (agora *Case Western Reserve University*), o que possibilitou a coleta de um grande volume de dados de força e aceleração, medidos durante a cravação ou recravação de estacas. Esse projeto continuou por anos, tornando rotina a realização de tais medições. A partir daí, surgiram métodos de análise utilizando-se de soluções simplificadas da propagação unidimensional da onda. Tais soluções podem ser obtidas em tempo real, para cada golpe do martelo. Esses métodos foram melhorados no decorrer do tempo e tornaram-se conhecidos como *Método de Case*.

A equação básica do *Método de Case* (Rausche, 1985) é :

$$R_t = \frac{1}{2} \left[F(t) + F\left(t + \frac{2L}{c}\right) \right] + \frac{M \cdot c}{2L} \left[v(t) - v\left(t + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad (2.22)$$

em que: R_t – Resistência total (estática e dinâmica)

$F(t)$ – Força no tempo 1

$F\left(t + \frac{2L}{c}\right)$ – Força no tempo 2

$V(t)$ – Velocidade no tempo 1

$V(t + \frac{2L}{c})$ – Velocidade no tempo 2

M – Massa da estaca

c – Velocidade da onda na estaca

L – Comprimento da estaca

em que t e $t + \frac{2L}{c}$ representam os instantes de impacto e de retorno da reflexão de ponta.

Essa expressão mostra que a soma das parcelas de resistência de ponta e lateral podem ser determinadas mediante o conhecimento dos valores da força e velocidade em qualquer ponto da estaca.

A resistência total é calculada por meio dos valores de força e velocidade medidos no impacto, entre os tempos 1 e 2, que ocorrem no intervalo $\frac{2.L}{c}$ depois do tempo 1. O intervalo $\frac{2.L}{c}$ é o tempo necessário para a onda de tensão propagar-se, numa velocidade c , por toda a estaca, de comprimento L , até a sua ponta e retornar ao topo.

RAUSCHE et al. (1985) demonstram a eq. (2.22), provando que o cálculo da resistência consiste na média de dois valores de força, selecionados em intervalos de tempo separados de $\frac{2.L}{c}$, mais a aceleração média no mesmo intervalo de tempo vezes a massa da estaca. A eq. (2.22) dá a resistência total à penetração da estaca, levando em consideração que esta tem uma seção transversal constante e apresenta um comportamento elasto-plástico.

Como parte da resistência total da eq. (2.22) é dependente da velocidade, esta precisa ser subtraída para a determinação da capacidade estática. A maneira como a resistência é determinada pode não representar a resistência estática do sistema, já que surge uma resistência devida à rápida penetração da estaca. Uma aproximação para lidar com este problema é dividir a resistência total, R_t , em uma parcela estática, R_s , e outra dinâmica, R_d . Então, a resistência total à cravação fica:

$$R_t = R_s + R_d \quad (2.23)$$

Como a resistência total é determinada pela eq. (2.22), e R_d pode ser calculada, determina-se R_s . Para a determinação de R_d , supõe-se que a resistência dinâmica possa ser expressa como uma função linear da velocidade da ponta da estaca. Então,

$$R_d = J.v_p$$

em que: J – constante de amortecimento dinâmico (“*damping*”)

v_p – velocidade da ponta da estaca

A velocidade da ponta da estaca pode ser estimada pelas medidas da velocidade na cabeça desta. A resistência dinâmica devida ao amortecimento (“*damping*”) pode ser expressa pela equação:

$$Damping = j_c \left(\frac{M.c}{L} \right) .v_p$$

em que: j_c – Fator de amortecimento adimensional de Case (Damping de Case)

v_p – Velocidade da ponta da estaca

Uma vez estimada a resistência dinâmica, a estática pode ser determinada, fazendo:

$$R_s = R_t - R_d$$

$$R_s = R_t - Damping$$

$$R_s = R_t - j_c \left[\frac{E.A}{c} .v(t) + F(t) - R(t) \right] \quad (2.24)$$

Uma consideração igualmente importante é a influência do tempo na variação da resistência do sistema. Os efeitos do amolgamento, poro – pressão e drapejamento (“*flutter*”) diminuem com o tempo, provocando aumento (cicatrização) ou diminuição (relaxação) da resistência. Para o estudo desses comportamentos, é preciso ensaiar a estaca no final da cravação e repetir o ensaio em outras datas.

Na eq. (2.24), exceto pelo valor de j_c , todos os outros são conhecidos pelas medidas no ensaio dinâmico. Por meio de uma grande quantidade de provas de carga estáticas em estacas que tiveram seus valores dinâmicos medidos, extraiu-se o valor de j_c , cujos resultados estão listados na tabela 2.1. O valor da capacidade última pode variar muito, em função da definição de ruptura adotada. VESIC (1975) diz que os resultados dos diversos critérios não variam muito, quando se trata de estacas de

pequeno diâmetro (30 cm), mas que diferenças consideráveis podem aparecer para estacas longas ou de grande diâmetro. O critério de Davisson foi selecionado para a definição de ruptura, que, de acordo com FELLENIUS (1980), define ruptura como a carga correspondente ao deslocamento que excede à compressão elástica da estaca em 4 mm mais um fator igual ao diâmetro da estaca dividido por 120.

TABELA 2.1 – Fatores de amortecimento determinados por correlação com medidas de campo, (Apud GRL, Inc).

Tipo de solo	Valor da Correlação J_c	Intervalo Sugerido J_c
Areia	0.05	0.05-0.220
Areia siltosa Silte arenoso	0.15	0.15-0.30
Silte	0.3	0.20-0.45
Argila siltosa Silte argiloso	0.55	0.40-0.70
Argila	1.10	0.60-1.10

Nota-se que a constante de amortecimento depende do tipo de solo na ponta da estaca.

2.4.4 – O CAPWAPC (CASE PILE WAVE ANALYSIS PROGRAM)

Na análise de cravação da estaca, existem três incógnitas: as forças na estaca, o deslocamento da estaca e as condições de contorno da estaca. Se duas das três são conhecidas, a outra pode ser determinada. O CAPWAP é um programa desenvolvido inicialmente por Rausche em 1970, em sua tese de doutorado, na *Case Western Reserve University*. O programa usa os registros de força e velocidade obtidos no *PDA*. Com os valores da força e deslocamento da estaca quantificados, o programa CAPWAP, utilizado por um engenheiro experiente, pode determinar as condições de contorno, por meio de um processo de tentativa e erro de ajuste (“*match*”) dos sinais. As condições de contorno incluem a resistência última mobilizada da estaca, a distribuição de resistência e as características de *quake* e *damping*.

As últimas versões do programa utilizam um modelo de segmentos de estaca, no qual cada elemento é definido por sua impedância ($\frac{E.A}{c}$). O comprimento de cada elemento de estaca é escolhido de maneira que cada segmento tenha o mesmo tempo de propagação da onda. O solo é modelado, utilizando-se a teoria da propagação da onda padrão, aplicando os componente elasto – plásticos e visco lineares para representarem as forças de reação estáticas e dinâmicas do solo. Cada reação do solo é descrita pela resistência estática última, o *quake* e a constante de amortecimento *damping*. O programa usa o modelo de estaca contínua, a velocidade registrada na cabeça da estaca e o modelo do solo assumido, que consiste da distribuição da resistência do solo, *quakes*, e as características de amortecimento (*damping*) de cada elemento de solo ao longo do fuste e sob a ponta. Com os dados de entrada do deslocamento da estaca e as condições de contorno assumidas, o programa calcula a curva de força na cabeça da estaca. Essa força calculada é comparada com a força que foi medida pelo PDA durante o ensaio. Num processo iterativo do computador, a sensibilidade do engenheiro é usada para modificar o modelo do solo até que o melhor ajuste (“*best match*”) entre as curvas de força medida e calculada seja atingido. O modelo do CAPWAP e o processo de iteração estão ilustrados na fig.2.11.

As diversas incógnitas correlacionam-se no sentido de representar matematicamente a realidade física. A fig. 2.12, a seguir, representa o modelo utilizado para simbolizar a interação estaca – solo.

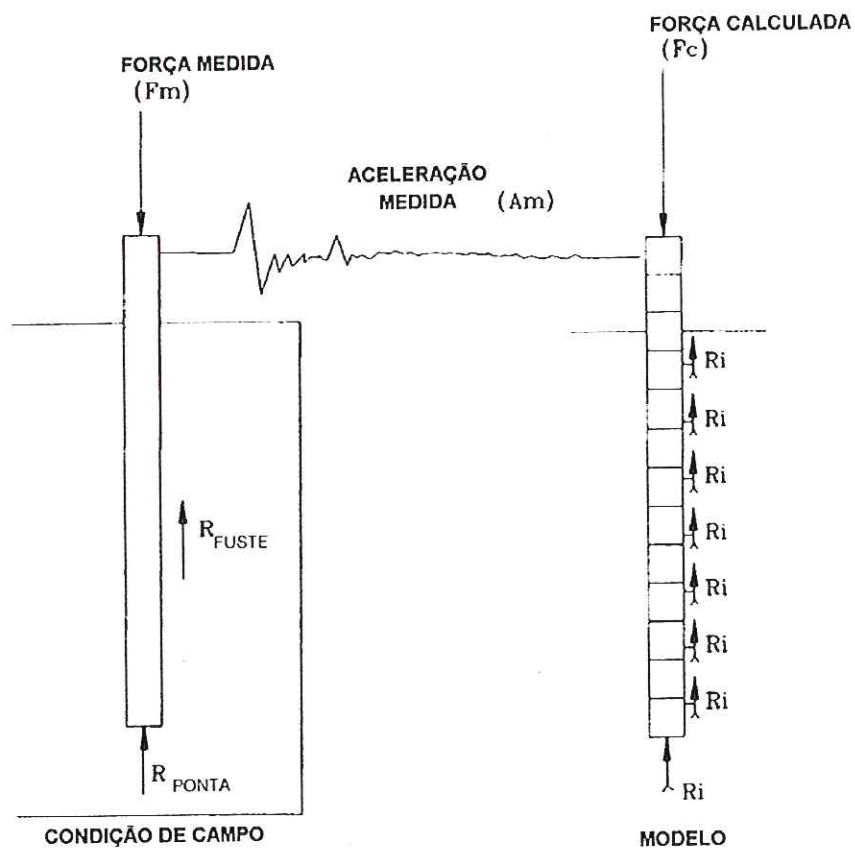


FIGURA 2.11 – Processo de Iteração e Simulação feito pelo CAPWAP (Apud Hannigan, 1990)

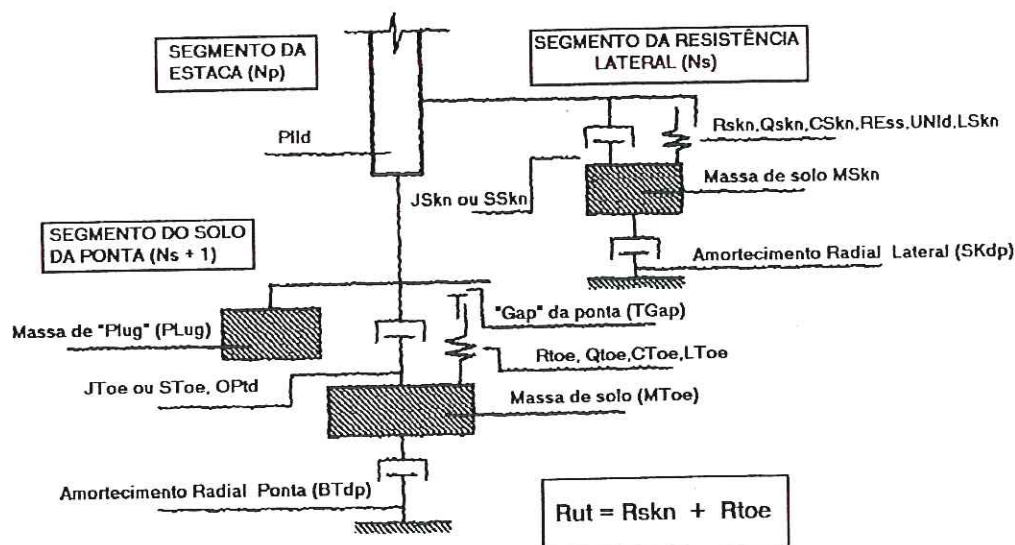


FIGURA 2.12 – Modelo CAPWAP do sistema estaca-solo (Apud GRL, Inc.)

Cada incógnita tem seu significado físico, que vai se integrando às demais incógnitas, no intuito de dar a solução do problema, representado pelas superposição das curvas medidas no campo e calculadas pelo programa. A seguir, descrever-se-ão as incógnitas envolvidas na análise *CAPWAP*.

R_{ut} – Máxima resistência total mobilizada, que corresponde ao somatório da máxima resistência de ponta (R_{toe}) e a máxima resistência lateral mobilizada (R_{skn}), no golpe analisado. R_{skn} – é a soma das resistências laterais do vários segmentos em que a estaca foi dividida para análise.

Q_{skn} – Deformação elástica do solo adjacente ao fuste da estaca (“*quake lateral*”), em função da correspondente resistência lateral mobilizada. Como a estaca pode atravessar camadas de solo com características distintas, a resistência lateral desenvolvida em cada elemento de estaca será diferente, assim como suas deformações elásticas laterais, que podem ser analisadas separadamente (Q_i).

Q_{toe} – Corresponde à deformação elástica do solo sob a ponta da estaca (“*quake de ponta*”), em função da correspondente carga mobilizada de ponta.

PIld – Corresponde ao amortecimento (“*damping*”) imposto pelo material que compõe a estaca à ação dinâmica em reação à passagem da onda de impacto. Em uma estaca de aço, esse coeficiente é inferior ao de uma de concreto.

PLug – A massa de *plug* corresponde à massa de solo de embuchamento de ponta de estacas vazadas ou lateral de estacas de perfis metálicos.

TGap – Corresponde a um espaço vazio, que pode se formar entre a ponta da estaca e a superfície do solo onde estaria apoiada. Esse comportamento pode ocorrer em estacas apoiadas em rocha ou em solos de alta resistência, ou ainda, quando ocorre levantamento em função da cravação de estacas vizinhas.

JSkn – É o coeficiente adimensional de amortecimento lateral, também denominado “*damping*” lateral de *CASE*. Representa o amortecimento dinâmico do movimento da estaca imposto pelo solo adjacente ao fuste da estaca.

JToe - É o coeficiente adimensional de amortecimento de ponta, também denominado “*damping*” de ponta de *CASE*. Representa o amortecimento dinâmico do movimento da estaca imposto pelo solo sob a ponta da estaca.

SSkn - É o coeficiente de amortecimento lateral, também denominado “*damping*” lateral de Smith. Representa o mesmo efeito de JSkn, porém, em relação à impedância e à resistência estática lateral do solo ($SSkn = JSkn \cdot \frac{Z}{R_s}$)

SToe - É o coeficiente de amortecimento de ponta, também denominado “*damping*” de ponta de Smith. Representa o mesmo efeito do JToe, porém, em relação à impedância e à resistência estática de ponta do solo ($SToe = JToe \cdot \frac{Z}{R_s}$)

OPtd – Opção de coeficiente de amortecimento. Permite alterar o modelo da resistência do amortecimento dinâmico na ponta. Para OPtd = 0, modelo padrão viscoso; OPtd = 1, modelo de Smith, em que a resistência dinâmica é função também da resistência estática; OPtd = 2, modelo misto, sendo de Smith até a total mobilização da resistência estática e viscoso após esse instante.

CSkn – Deformação lateral devida ao descarregamento. Coeficiente usado para redefinir os valores das deformações elásticas laterais do solo (QSkn) durante o descarregamento, o qual pode ser menor ou igual ao adotado no carregamento.

CToe – Deformação da ponta devida ao descarregamento. Coeficiente usado para redefinir os valores das deformações elásticas da ponta do solo (QToe) durante o descarregamento, o qual pode ser menor ou igual ao adotado no carregamento.

SKdp – Amortecimento da massa de solo lateral. Coeficiente adimensional, que especifica o amortecimento do deslocamento do solo adjacente ao fuste da estaca.

MSkn – Massa de solo lateral. Massa de solo mobilizada adjacente ao fuste da estaca. Esta incógnita representa a massa de solo lateral que se “desloca” conjuntamente com o fuste da estaca devido ao carregamento aplicado.

BTdp – Amortecimento da massa de solo sob a ponta. Coeficiente adimensional que especifica o amortecimento do solo existente sob a ponta da estaca.

MToe – Massa de solo sob a ponta. Massa de solo mobilizada sob a ponta da estaca. Utilizada quando a estaca se apoia sobre solos de alta resistência à cravação, pois, nesses casos, a onda de compressão, ao chegar à base da estaca, pode propagar-se pela massa de solo existente sob a mesma. Não deve ser confundida com *Plug*, que tem significado distinto.

REss – Tensão residual. Especifica a análise ou não de tensões residuais.

UNld – Descarregamento. Atrito negativo mobilizado devido ao movimento ascendente da estaca causada pela inversão do sinal da velocidade das partículas.

Níveis de descarregamento lateral (LSkn) e de ponta (LToe). É a relação entre o chamado “nível de descarregamento” e a resistência estática respectivamente de um elemento de atrito lateral (LS) e da resistência de ponta (LT). Abaixo, no nível de recarregamento, a rigidez do solo é igual à rigidez de descarregamento, num segundo ou posterior ciclo de carregamento.

O processo de ajuste das curvas medidas, e calculadas nos vários tempos, é controlado por diversos fatores. A distribuição de resistência lateral, o modelo de resistência na ponta e a resistência última mobilizada são um dos fatores de maior influência no ajuste das curvas. Durante o processo de iteração, o programa avalia a qualidade do ajuste (“*match quality*”) pela soma dos valores absolutos das diferenças relativas às curvas medidas e calculadas. O número do “*match quality*” é calculado pela soma dos valores individuais do “*match quality*” em quatro regiões das curvas.

Segundo HANNIGAN (1990), a unicidade e exatidão do modelo do solo é verificada, usando a curva de força medida como entrada e confirmando o “*best match*” entre as curvas de velocidade medidas e calculada na cabeça da estaca. Entretanto, DANZIGER et al. (1996) fizeram retro-análises de registros de estacas cravadas numa areia calcária, concluindo que a solução do tipo *CAPWAP* não é única. Alguns registros foram escolhidos e os ajustes das curvas realizados pelo mesmo engenheiro, com base em diferentes parâmetros iniciais. Foi observada a

possibilidade de atingir-se curvas de velocidade similares mediante diferentes parâmetros do solo.

Uma vez atingido o “*best match*”, o programa imprime o modelo de solo que gerou este ajuste, com os valores da resistência última mobilizada, a distribuição de resistência ao longo da profundidade, o *quake*, o parâmetro *damping* e o perfil de tensões, forças e velocidades nos segmentos da estaca. O programa CAPWAPC também simula o ensaio de carregamento estático, usando o modelo da estaca, a distribuição de resistência do solo, e o *quake*. O ensaio de carregamento estático simulado é feito pela aplicação de incrementos de carga na cabeça da estaca e o cálculo da penetração do elemento, associado a valores estáticos de resistência. Por essa análise, a curva carga – deslocamento da cabeça da estaca é determinada. O critério de ruptura convencional adotado é o de Davisson. A análise CAPWAPC requer um certo esforço computacional e algum tempo por parte do engenheiro que o está realizando. Por isso, é feita em escritório, para possibilitar uma análise mais detalhada.

2.4.5 –Eficiência do martelo e transferência de energia

A energia transferida para o topo da estaca é calculada pelo *PDA* usando as medidas de força e velocidade por meio da seguinte expressão:

$$E(t) = \int_0^t F(t).V(t).dt \quad (2.25)$$

em que: E – Energia ao nível dos sensores expressa em função do tempo
 F – Força ao nível dos sensores expressa em função do tempo
 V – Velocidade, pela integração da aceleração, no nível dos sensores expressa em função do tempo t.

A fig.2.13 mostra um exemplo de medida da energia transferida.

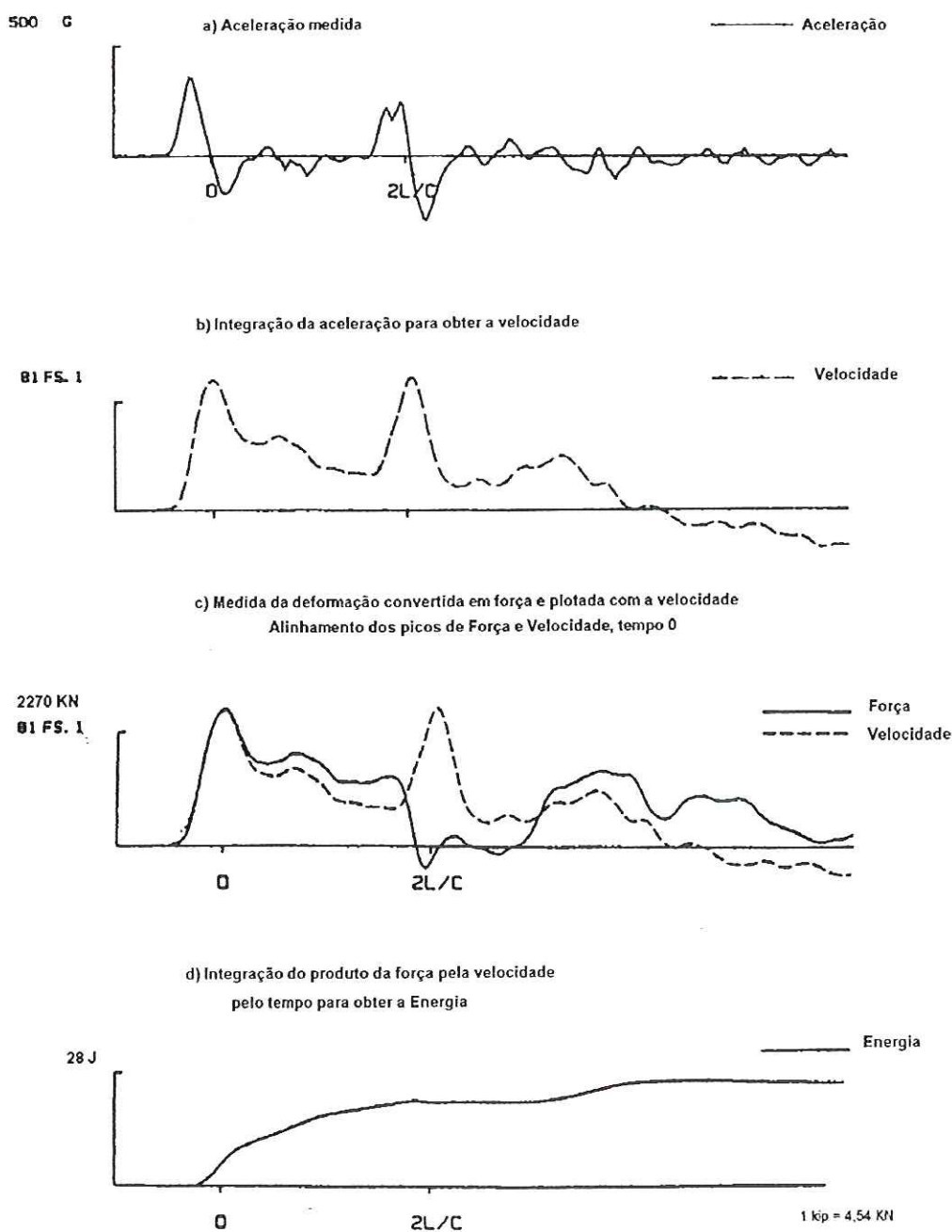


FIGURA 2.13 – Cálculo da Energia Transferida (Apud Hannigan, 1990)

O primeiro gráfico mostra a aceleração medida, que é integrada para se obter a velocidade, mostrada no gráfico seguinte. Ao mesmo tempo, a deformação é convertida em força. Os picos de força e velocidade são alinhados no tempo 0. Então, o produto da força e velocidade é integrado e, pela eq. (2.25) obtém-se a energia que chega ao sistema estaca-solo.

A máxima energia cinética transferida para o topo da estaca, EMX , corresponde ao máximo valor de $E(t)$. Esta máxima energia transferida para o topo da estaca é a energia disponível, que é transformada em energia de deformação do sistema estaca - solo. É também de interesse a energia restante no sistema estaca - solo depois de terminada a interação das forças de impacto. Esse valor final da energia, EFN , é a parcela de energia que se transformou em trabalho. A diferença entre EMX e EFN é a energia elástica, ou a energia que retorna ao sistema de cravação.

Em situações de fácil cravação, como mostra a fig. 2.14, os valores de EMX e EFN são geralmente iguais, já que não ocorre repique.

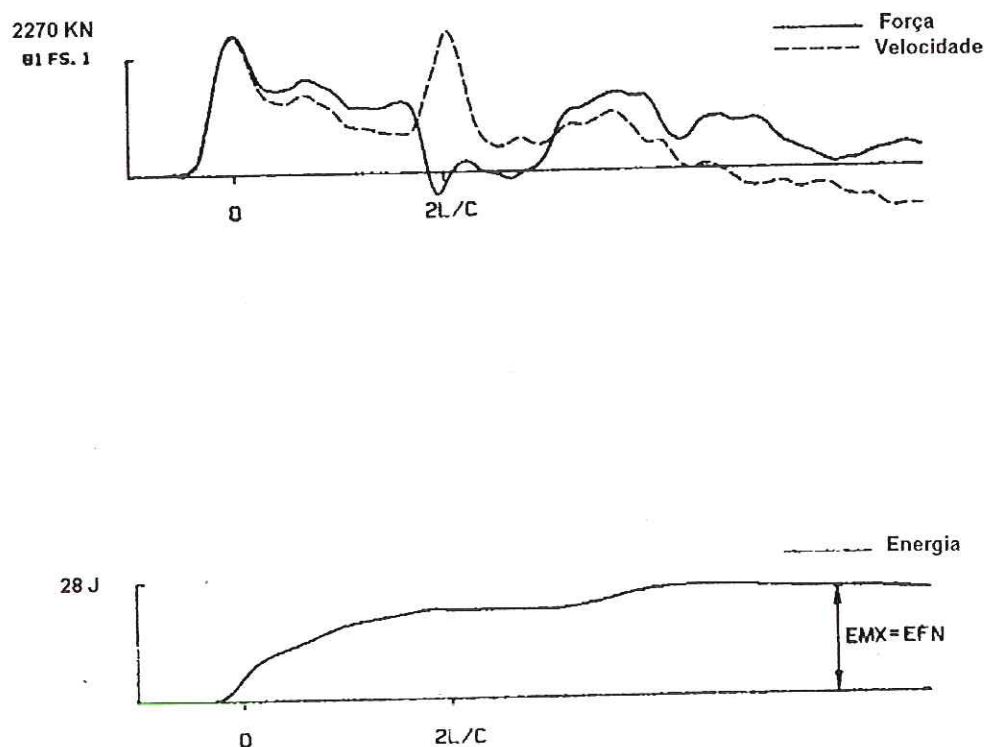


FIGURA 2.14 – Energia Transferida para a Situação de Fácil Cravação

(Apud Hannigan, 1990)

Nos casos de difícil cravação, fig. 2.15, os valores de EMX e EFN não são os mesmos, já que ocorre repique, e a estaca devolve energia ao sistema de cravação.

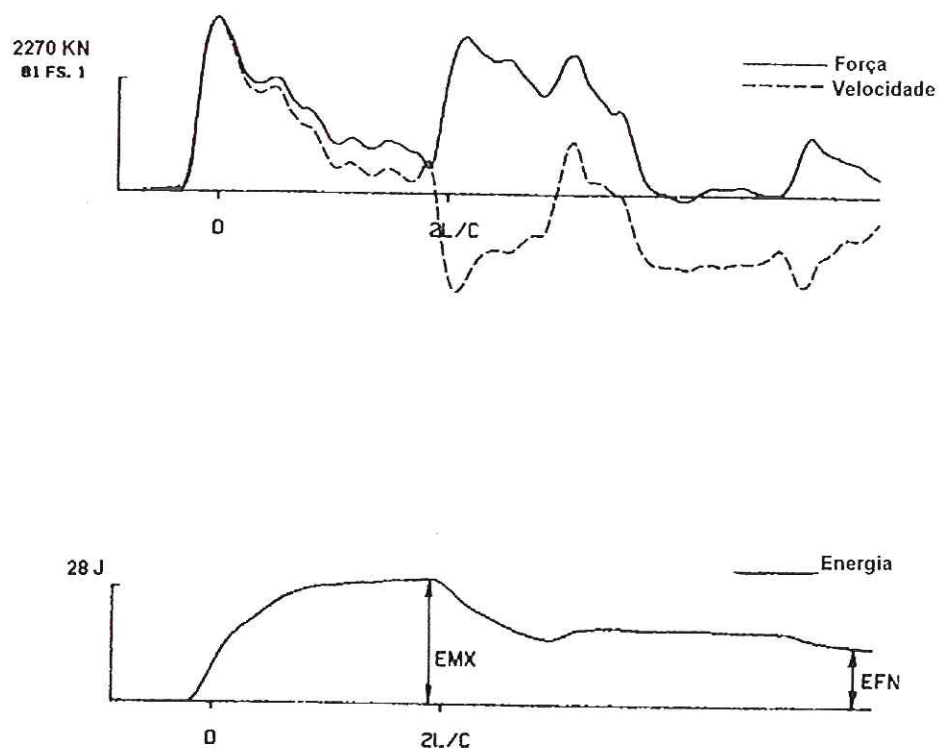


FIGURA 2.15 - Energia Transferida para a Situação de Difícil Cravação

(Apud Hannigan, 1990)

Nesse caso, EMX ocorre dentro do tempo $\frac{2L}{c}$, um pouco antes do repique. A máxima energia transferida para o topo da estaca, EMX , pode ser usada para avaliar a eficiência do sistema de cravação e amortecimento. Como a energia é medida no topo da estaca, ela é representativa da eficiência de todo o sistema de cravação e amortecimento, e não apenas da eficiência do martelo. A razão entre a máxima energia transferida ao topo da estaca e a energia potencial disponível do martelo é denominada de eficiência. Os valores de eficiência costumam variar entre 30 e 60 %.

2.4.6 - A aplicação do Princípio de Hamilton ao impacto do martelo.

Conforme CLOUGH & PENZIEN (1975), o princípio de Hamilton pode ser expresso da seguinte forma:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc})dt = 0 \quad (2.26)$$

em que: T = energia cinética total do sistema

V = energia potencial do sistema, incluindo a energia de deformação e a energia potencial de qualquer força conservativa externa.

W_{nc} = trabalho efetuado pelas forças não conservativas que atuam no sistema, incluindo o amortecimento e quaisquer cargas externas

δ = variação ocorrida durante o intervalo de tempo indicado.

O princípio de Hamilton estabelece que a variação de energia cinética e potencial, mais a variação do trabalho efetuado pelas forças não conservativas, dentro do sistema, durante o intervalo de tempo t_1 a t_2 , é zero. Como no ensaio dinâmico é possível calcular a energia transferida ao sistema estaca-solo, AOKI (1997) mostra a aplicação do princípio de Hamilton na cravação de estacas, em que o sistema estaca – maciço de solos é submetido a ação de um impacto do martelo, de energia cinética total T , que mobiliza a resistência total Rt (estática + dinâmica) e provoca o deslocamento máximo D . As figs.2.16 a 2.18 e a tabela 2.2 mostram as curvas $Rt \times D$ e as variações de T , V e W_{nc} para as diversas condições de carregamento que o sistema estaca-solo pode sofrer durante o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Na fig. 2.16, no instante t_1 , imediatamente antes do impacto do martelo no topo da estaca, toda a energia do sistema está armazenada na forma de energia cinética T_1 (ponto O). Após um tempo Δt ($\Delta t = t_2 - t_1$), toda esta energia cinética transforma-se em energia potencial V_1 , representada pela área OA_1C_1O . O trecho OA_1 representa a fase de carregamento do sistema, quando ocorre a mobilização de uma resistência R_1 e provoca um deslocamento máximo igual ao trecho OC_1 . Nessa fase aplicou-se o princípio de Hamilton entre os tempos t_1 , que corresponde ao instante imediatamente anterior ao impacto do martelo e t_2 , quando ocorreu o deslocamento máximo (OC_1) do sistema. Aplicando-se o princípio de Hamilton na fase de descarregamento (trecho A_1B_1), nota-se que toda a energia potencial V_1 é convertida em energia de deformação elástica Ve_1 , pois a curva de descarregamento é coincidente com a de carregamento e o deslocamento final é igual a zero. Este fato, durante o ensaio dinâmico, é notado pelo registro de um deslocamento permanente S (nega) igual a zero e um

deslocamento máximo D_1 igual ao deslocamento elástico K_1 (repique). Nesse caso, o sistema estaca-solo apresentou um comportamento perfeitamente elástico.

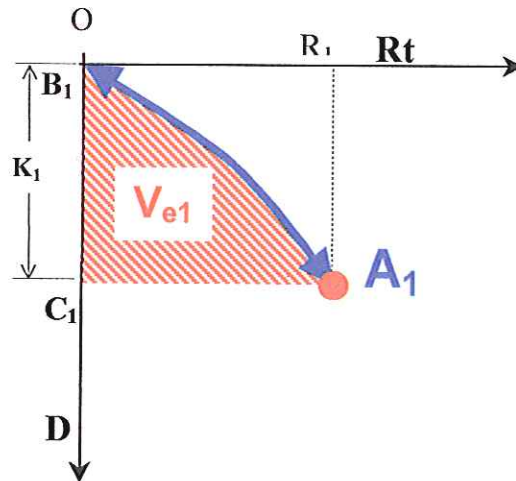


FIGURA 2.16 – Aplicação do princípio de Hamilton até o limite inferior de resistência.

Aplicando-se uma energia cinética superior à do caso anterior ($T_2 > T_1$), a resistência mobilizada atinge um valor R_2 , fig. 2.17, e o deslocamento total um valor OC_2 . Utilizando o princípio da conservação da energia na fase de carregamento, percebe-se novamente a energia cinética T_2 sendo totalmente transformada em energia potencial V_2 , agora representada pela área OA_2C_2O . Quando descarregado, o sistema descreve a curva A_2B_2 , mostrando que uma parte da energia potencial V_2 foi transformada em trabalho W_{nc} ($S > 0$) e outra parte em energia de deformação elástica V_{e2} (K_2).

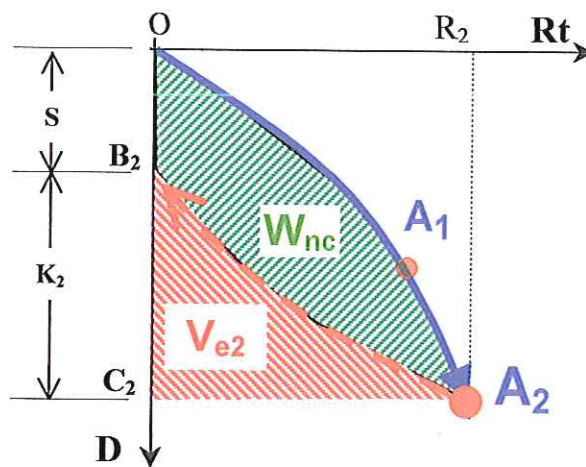


FIGURA 2.17 – Aplicação do princípio de Hamilton entre o limite inferior e o superior de resistência.

O ponto a partir do qual começa ocorrer a plastificação de algum material constituinte do sistema (ponto A_1), define o limite inferior de *resistência* (*lower bound*). Essa plastificação é notada pelo surgimento de deslocamentos permanentes (nega).

Aumentando ainda mais a energia cinética, pelo aumento da altura de queda do martelo, a curva de carregamento descreve a trajetória OA_3 (fig.2.18).

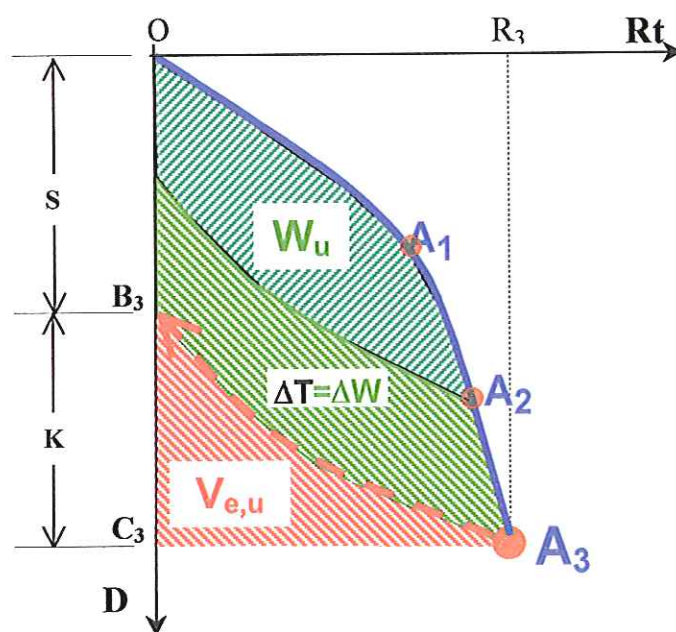


FIGURA 2.18 – Aplicação do princípio de Hamilton até o pós ruptura.

A partir de A_2 , todo acréscimo de energia cinética ΔT é transformado em acréscimo de trabalho ΔW , caracterizando o pós-ruptura. No pós-ruptura, o sistema cessa sua capacidade de absorver energia de deformação elástica e todo o acréscimo de energia é transformado em trabalho, ou seja, a taxa de variação da energia de deformação é igual a taxa de variação do trabalho das forças atuantes. Nesta etapa, o sistema desloca-se como corpo rígido, configurando o trecho A_2A_3 . Considerando os teoremas de análise limite em Mecânica dos Solos, o início desse trecho define o limite superior de resistência (*upper bound*), configurando uma superfície de ruptura do sistema. Ao limite superior corresponde à máxima resistência do sistema. Já o limite inferior de resistência (*lower bound*) é igual à menor resistência a partir da qual um material do sistema começa a plastificar-se (ponto A_1).

Entre os limites inferior e superior de resistência ainda ocorrem acréscimos de energia de deformação elástica (aumento do repique), e parte do deslocamento permanente medido no topo da estaca pode ser, na verdade, energia de deformação elástica não manifestada devido à contenção do solo adjacente à estaca, sendo armazenada, então, na forma de tensões residuais.

A tabela 2.2 mostra um resumo do que foi descrito.

TABELA 2.2 – Condições de carregamento do sistema estaca-solo durante o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.

Condição de carregamento/descarregamento do sistema	Pontos	T	V	W_{nc}	OBS.
1) Antes/até o limite inferior ($S=0$; $D_1=K_1$)	O	T_1	0	0	
	A ₁	0	V_1	0	$V_1=T_1$
	B ₁	0	Ve_1	0	$Ve_1=V_1$
2) Entre os limites inferior e superior ($D_2=S+K_2$)	O	T_2	0	0	
	A	0	V_2	0	$V_2=T_2$
	B	0	Ve_2	W_{nc}	$Ve_2+W_{nc}=V_2$
3) Limite superior	O	T_u	0	0	
	A	0	V_u	0	$V_u=T_u$
	B	0	Ve,u	W_u	$Ve,u+W_u=V_u$
4) Pós ruptura ($\Delta W=\Delta T$)	O	$T_u+\Delta T$	0	0	
	A	0	$V_u+\Delta T$	0	
	B	0	Ve,u	$W_u+\Delta W$	$(\Delta W=\Delta T)$

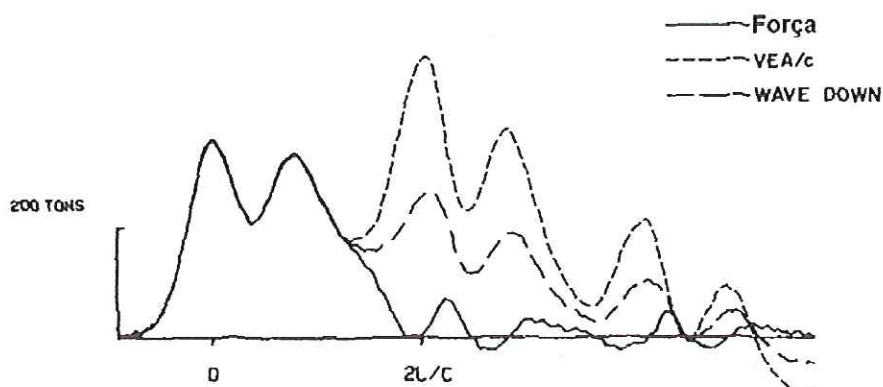
2.4.7 – Tensões dinâmicas de cravação

O processo de introdução de estacas por cravação causa tensões no elemento estrutural, podendo danificá-lo irreversivelmente. Para evitar isso, pode-se lançar mão da instrumentação dinâmica durante o processo de cravação, dificultando que se atinjam ou superem os valores limites de resistência do material constituinte desse elemento estrutural.

2.4.7.1 – Ondas de força descendentes (*downward*) e ascendentes (*upward*)

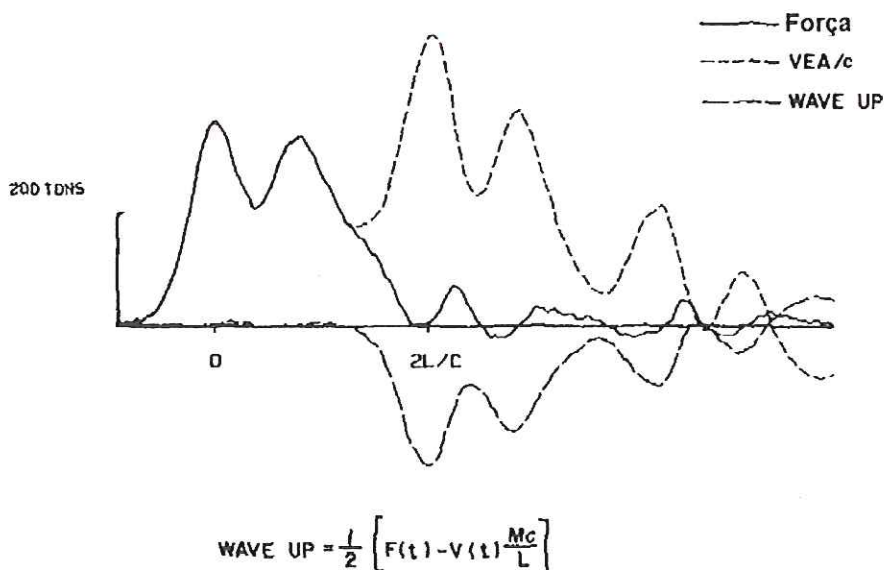
Uma compreensão adicional da resposta do solo durante a cravação de estacas pode ser dada pela análise das ondas de força descendentes (*downward*) e ascendentes (*upward*). As ondas de força descendentes, *wave down*, são úteis para a avaliação da mínima força de compressão descendente disponível para reagir às forças de tração. As ondas de força ascendentes, *wave up*, podem ser utilizadas para identificar a distribuição de resistência do solo e a máxima força de tração. Ambas podem ser observadas na tela do *PDA* durante a instrumentação. Ambas são calculadas por meio dos valores de força e velocidade medidos. A onda descendente é calculada pela metade da soma das curvas de força e velocidade, em qualquer tempo, enquanto a onda ascendente é a metade da diferença entre essas medidas.

A fig. 2.19 mostra o procedimento de cálculo de *wave up* e *wave down*.



$$\text{WAVE DOWN} = \frac{1}{2} \left[F(t) + V(t) \left(\frac{Mc}{L} \right) \right]$$

a) Procedimento de Cálculo do Wave Down



b) Procedimento de Cálculo do Wave Up

FIGURA 2.19 – Procedimento de cálculo a) *wave down* b) *wave up*

(Apud Hannigan, 1990)

2.4.7.2 – Avaliação das tensões de cravação

O *PDA* pode ser usado para calcular as tensões de compressão e tração desenvolvidas durante a cravação. As tensões de compressão são uma medida direta dos transdutores de deformação localizados no topo estaca. Todavia a máxima tensão medida pelos sensores pode não ser o máximo valor desta grandeza em toda a estaca. Isto ocorre quando se cravam estacas em rocha ou em solo muito compacto. Nestes casos, uma análise da equação da onda, ou do *CAPWAP* deve ser feita para determinar a máxima tensão de compressão em outros pontos da estaca. Um fator de multiplicação pode ser estabelecido e aplicado na tensão de compressão medida na cabeça da estaca para estimar o nível máximo de tensão de compressão durante a cravação em qualquer ponto.

As tensões de tração não são diretamente medidas, mas são calculadas com base no *wave up* e *wave down*. O *PDA* procura a máxima força de tração ascendente no tempo $\frac{2L}{c} \pm 20\%$. A mínima força de compressão descendente entre o tempo do

impacto e $\frac{2L}{c}$ é sobreposta à máxima força de tração ascendente para obter a tração resultante. A fig. 2.20 mostra o procedimento para o cálculo da força de tração. Curvas típicas de força e velocidade, quando se tem uma fácil cravação, são mostradas no primeiro gráfico, e as correspondentes curvas de *wave up* e *wave down* no segundo gráfico.

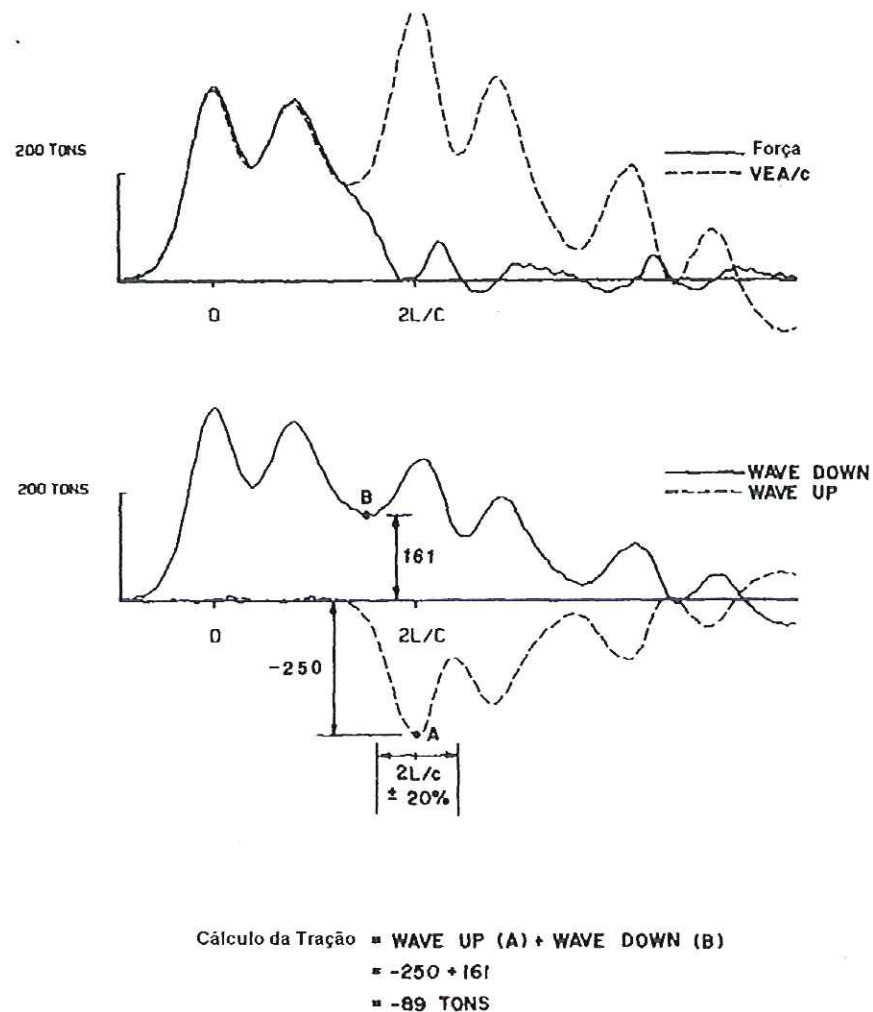


FIGURA 2.20 – Procedimento de cálculo da tensão de tração (Apud Hannigan, 1990)

O ponto *A* é a máxima força de tração ascendente no tempo $\frac{2L}{c} \pm 20\%$. O ponto *B* é a mínima força de compressão descendente, entre o impacto, tempo 0 e $\frac{2L}{c}$. A tensão de tração resultante é a diferença entre a força de tração do ponto *A* e a

força de compressão do ponto *B*. A força de tração resultante para uma estaca de concreto quadrada de 45 cm, da fig. 2.20, é de 890 kN, que corresponde a um tensão de tração de 3,85 MPa.

HANNIGAN (1990) cita o trabalho do *Federal Highway Administration (FHWA)*, que sugere valores máximos admissíveis de tensões de cravação, os quais estão na tabela 2.3 abaixo.

TABELA 2.3 – Máximas tensões de cravação recomendadas pelo FHWA

(Apud Hannigan, 1990)

Tipo de Estaca	Máxima Tensão de Compressão	Máxima Tensão de Tração
Aço	$0,9 F_y$	$0,9 F_y$
Madeira	$3,0 \sigma_a$	$3,0 \sigma_a$
Concreto Premoldado	$0,85 f'_c$	$3\sqrt{f'_c}$
Concreto Protendido	$0,85 f'_c - f_{pe}$	$3\sqrt{f'_c} + f_{pe}$

Nota: F_y – Resistência ao escoamento

σ_a – Tensão de projeto admissível

f'_c – Resistência à compressão do concreto

f_{pe} - Protensão

2.4.7.3 – A fórmula de GAMBINI (1986)

GAMBINI (1986) propõe a seguinte expressão para o cálculo de tensões dinâmicas de cravação para estacas pré-moldadas:

$$\sigma = \frac{v_0 \cdot I_w \cdot C_F}{10 \cdot A} \quad (2.27)$$

$$v_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h'} \quad (2.28)$$

$$h' = f \cdot H \cdot \left[\frac{W'}{W' + W_c} \right]^2 \quad (2.29)$$

$$C_F = 0,86.(1 - e^{-(0,12.I_r)}) \quad (2.30)$$

$$I_r = \frac{I_p}{I_M} \quad (2.31)$$

$$I_p = \rho.A \quad (2.32)$$

$$I_M = \sqrt{W'.K} \quad (2.33)$$

$$c = \sqrt{\frac{E.g}{\rho}} \quad (2.34)$$

em que:

v_0 – velocidade do conjunto martelo – capacete depois do choque (m/s)

g – aceleração da gravidade (m/s²)

h' – altura equivalente de queda (m)

I_r – razão entre as impedâncias

I_p – impedância da estaca (N. s/m)

ρ – peso específico do concreto (N. s/m)

c – velocidade de propagação da onda de tensão (m/s)

E – módulo de elasticidade do material da estaca (N/m²)

A – área da seção transversal da estaca (m²)

f – eficiência do martelo

W' – peso do martelo (N)

W_c – peso do capacete (N)

K – coeficiente de rigidez do coxim (N/m)

ALMEIDA (1985) fez um estudo paramétrico por equação da onda, com o objetivo de examinar quais os principais fatores que influem nas tensões de cravação. Os parâmetros considerados de grande influência foram: a energia do martelo, o coeficiente de rigidez do coxim e o coeficiente de restituição do cepo. Os dois primeiros parâmetros são levados em conta pela expressão de Gambini, sendo que o terceiro, por ser de pequena variação, provavelmente já foi levado em consideração pela fórmula, que é de natureza empírica. Portanto, considera-se que a eq. (2.27) seja capaz de produzir resultados confiáveis.

2.5 – O ensaio de carregamento dinâmico

O Ensaio de Carregamento Dinâmico pode ser realizado com energia constante ou crescente. No primeiro, golpes de mesma altura de queda do martelo são aplicados na cabeça da estaca; enquanto no segundo, aplicam-se golpes com alturas de queda crescentes.

2.5.1 – O ensaio de carregamento dinâmico de energia constante

No ensaio de energia constante, aplicam-se impactos de mesma energia (mesma altura de queda do martelo) sobre os sistemas de amortecimento e estaca - maciço de solos. Para cada impacto, registra-se o deslocamento permanente da estaca S (nega) e a parcela elástica de deslocamento K (repique), CHELLIS (1951). Durante esse procedimento, pode-se ou não utilizar a instrumentação dinâmica com o *PDA*, quando se registram a aceleração e a deformação específica de uma seção da estaca ao longo do tempo. Nesta situação, esse ensaio parece apenas uma maneira mais sofisticada, em relação às fórmulas dinâmicas, de analisar o fenômeno da cravação, só que, desta vez, levando em conta as perdas de energia e utilizando um modelo mais condizente com o fenômeno. Nessa técnica, para a obtenção da curva Resistência x Deslocamento, adota-se o referencial no topo inicial da estaca. Conforme se vê na fig. 2.21, golpes de mesma energia provocam os mesmos deslocamentos máximos D ($D=s+k$), mobilizam a mesma resistência e descrevem as mesmas curvas OABC, CDEF e FGHI. Por adotar-se o referencial sempre no mesmo ponto, antes do primeiro golpe, tem-se a impressão de que se atingiu a resistência última do sistema pelos pontos ADG.

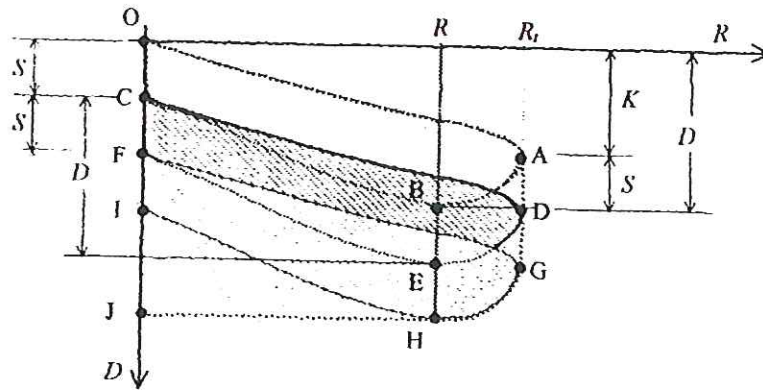


FIGURA 2.21 Curva Resistência total (R_t)x Deslocamento Dinâmico (DMX) no ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Constante

(Apud Aoki, 1997)

Para um referencial absoluto, adotado no topo inicial da estaca, sucessivos golpes no ensaio de carregamento dinâmico de energia constante mostram apenas o mesmo ponto na curva resistência R deslocamento D , não definindo uma curva.

Para atingir a ruptura, é necessário provocar grandes deslocamentos. A resistência correspondente a pequenas penetrações da estaca no solo são valores mobilizados e não últimos, AOKI (1991). No ensaio de energia constante, nem sempre a resistência mobilizada corresponde à resistência última que, para isso, teria de provocar um deslocamento dinâmico muito grande. Portanto, conclui-se que essa metodologia de ensaio não permite determinar a resistência última do sistema, AOKI (1997).

2.5.2 – O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente

Já nesta outra metodologia, os impactos sofridos pelo sistema amortecimento e estaca – solo são de energias crescentes, AOKI (1989), pois entende-se que somente assim é possível ter a certeza de que a resistência última do sistema foi mobilizada. As energias crescentes são obtidas pelo aumento das alturas de queda do martelo que golpeia a estaca. Assim, quando, em sucessivos impactos de energia crescente, a resistência mobilizada permanecer invariável tem-se a resistência última do sistema. Nessas condições, atinge-se a condição de mobilizar toda a resistência

disponível, estando esse valor sobre a reta assíntota da curva resistência x deslocamento, TERZAGHI (1943). A fig. 2.22 mostra a curva resistência estática R versus deslocamento dinâmico D , para o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, onde tem-se o referencial sempre no topo da estaca, ou seja, o referencial volta ao ponto de origem O .

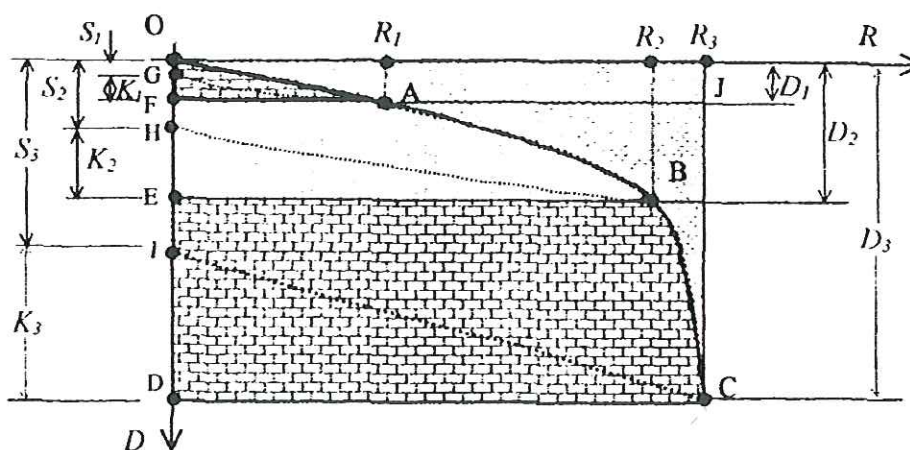


FIGURA 2.22 Curva de Resistência Estática Mobilizada (RMX) x Deslocamento Dinâmico (DMX) no ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente

(Apud Aoki, 1997)

Neste ensaio, foram aplicados três impactos de energias crescentes, mobilizando resistências estáticas R e provocando deslocamentos máximos D , correspondentes. Esses deslocamentos, compostos de parcelas elásticas K e parcelas permanentes S . As curvas OAG , OBH e OCI mostram os sucessivos golpes aplicados com suas respectivas resistências mobilizadas e deslocamentos. Esse processo de crescimento da energia aplicada vai sendo realizado até que se caracterize a ruptura do sistema.

É importante notar que, como o golpe seguinte é capaz de representar as características apresentadas nos golpes anteriores, o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas cravadas é possível de ser repetido, o que garante a sua confiabilidade.

3 – CASO DE OBRA

A obra em questão trata-se de uma fábrica, situada no cruzamento das rodovias Dutra e Carvalho Pinto, no município de Taubaté – SP.

3.1 – Geologia regional

Aa Bacia de Taubaté localiza-se no Vale do Paraíba, na região administrativa 3, porção leste do estado de São Paulo (fig. 3.1).

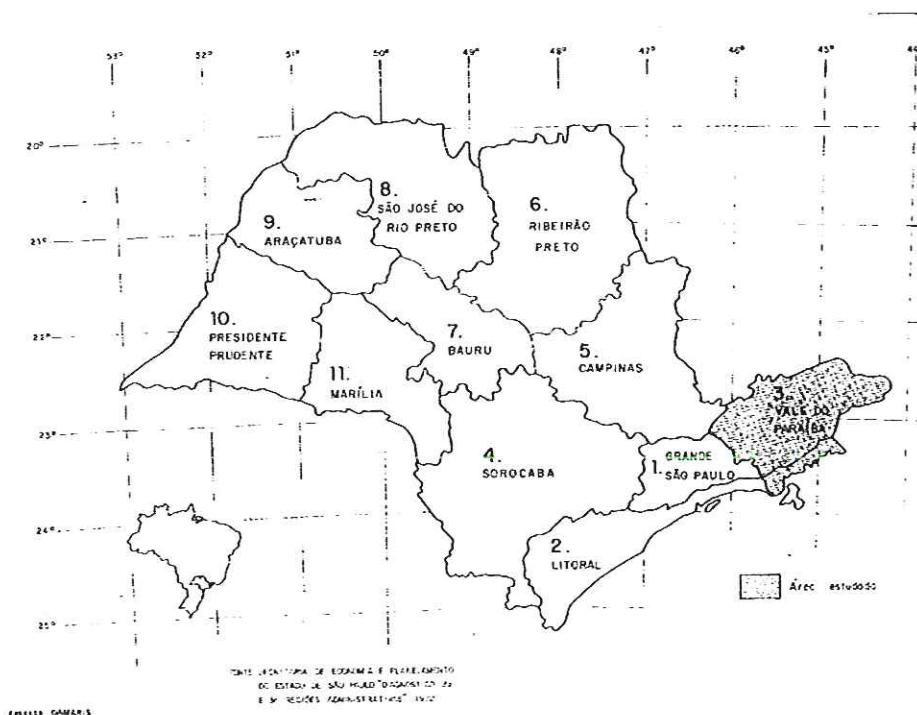


FIGURA 3.1 – Distribuição das regiões administrativas do estado de São Paulo e limites da área estudada (Apud Hasui et al. 1978)

A bacia de Taubaté é uma unidade geotectônica embutida no complexo cristalino pré-cambriano do leste paulista, entre a Serra da Mantiqueira ao norte e o planalto da Bocaina ao sul; e entre as serranias das regiões de Arujá a oeste e de Queluz a leste. Tem comprimento de 173 km, largura de até 20 km e cobre uma extensão de aproximadamente 2.400 km², segundo HASUI & PONÇANO (1978). Trata-se de uma bacia continental cenozóica de grande importância, quer por suas características peculiares e por refletir a história geológica mais recente de uma vasta área, quer por abrigar uma população e um complexo industrial em franca expansão, graças à sua posição privilegiada no eixo São Paulo – Rio de Janeiro. De acordo com RIBEIRO FILHO (1943), a Bacia de Taubaté abriga o leito, meandros abandonados, planícies de inundação e terraços modernos da parte superior do médio rio Paraíba do Sul e seus afluentes. O rio Paraíba do Sul é o coletor da drenagem, que, proveniente das zonas marginais mais elevadas, adentra a bacia. A quebra dos perfis dos cursos d'água, na passagem do Cristalino para a bacia, levou à formação de aluviões a jusante, por vezes, até bastante amplos, como nos rios Jaguari, Una e Guaratinguetá, dentre outros. Bordejando descontinuamente as várzeas, dispõem-se terraços quaternários, 3 a 8 metros acima do nível da planície de inundação, sustentados por cascalho e areia.

Segundo HASUI & PONÇANO (1978), nos afloramentos, expõem-se camadas de folhelhos, argilitos, siltitos, arenitos, conglomerados e termos intermediários. Os folhelhos podem ocorrer em camadas espessas, como nas proximidades de Tremembé, ou intercalados, em outros sedimentos. Neste último caso, ocorrem em meio a sedimentos com evidências de transporte fluvial. Os sedimentos têm cores variadas, em tons de amarelo, vermelho, arroxeadado e cinza, predominando esta última cor característica dos folhelhos. Tons de verde também são vistos em alguns setores.

SUGUIO (1969) diz que, em termos de constituição mineralógica, com exceção dos folhelhos, os sedimentos são ricos em feldspato e minerais pesados. Já nos folhelhos, há predominância de argilas motmoriloníticas.

Os sedimentos da bacia podem ser agrupados em três conjuntos, cada qual caracterizando um ambiente de deposição: lacustre, fluvial e marginal. Os sedimentos lacustres estão representados por folhelhos pirobetuminosos e argilitos;

os fluviais, por sedimentos de todas as classes granulométricas; os marginais abrangem brechas sedimentares, conglomerados e sedimentos conglomeráticos.

Como subunidades geológicas, a referida bacia apresenta:

O Embasamento Cristalino, composto de rochas metamórficas, de idade précambriana, na sua maioria, constituídas por gnaisses e micaxistos. Os gnaisses apresentam-se em dois tipos principais: um intensamente granitizado e outro micáceo.

Sedimentos antigos, de idade controvertida, estimando-se que suas origens datem do fim do período Terciário e início do Quaternário. Essa grande subunidade geológica subdivide-se, de acordo com a sua composição litoestratigráfica, nas formações Tremembé e Caçapava, segundo HASUI & PONÇANO (1978) e HASUI et al. (1978). A primeira constitui-se de um pacote sedimentar lacustrino, encontrada diretamente sobre o embasamento cristalino, sendo caracterizada pelos folhelhos pirobotuminosos, e de um conteúdo fóssilífero bastante diversificado. Nos folhelhos, a predominância é de argilas motmoriloníticas. A formação Caçapava acha-se superposta à anterior, sendo constituída de argilitos, arenitos e conglomerados. Entremeando às duas formações, encontra-se um nível conglomerático superposto às camadas argilosas impermeáveis (folhelhos), onde se acha localizado o lençol freático da região.

Finalmente, os Sedimentos Aluvionares, de origem recente, encontram-se depositados em planícies de inundação do rio Paraíba do Sul, constituídos de materiais argilo-arenosos e orgânicos.

SAAD (1990) relata que os principais recursos naturais da bacia são as areias para a construção civil, as argilas para a indústria química, as argilas para cerâmica vermelha e cascalho para estradas vicinais. Secundariamente, a bacia apresenta um potencial para folhelhos oleígenos e linhito, para fins energéticos, e turfa para uso em fertilizantes, além de energéticos. Ainda relata que, por se tratar de uma região altamente desenvolvida do ponto de vista industrial e agrícola, as atividades minerárias existentes enfrentam conflitos com as atividades de expansão urbana.

Em meados de 1949, o Conselho Nacional de Petróleo (CNP), hoje Petrobrás, iniciou uma série de estudos sistemáticos para conhecer o potencial dessa jazida betuminosa. Esses estudos terminaram concluindo que a exploração da jazida era



inviável economicamente. Apesar disso, as pesquisas continuaram, orientadas para o interesse científico, no intuito de conhecer a natureza geológica da Bacia. A implantação de grandes indústrias na região requereu fundações profundas, que atingiram as camadas onde ocorrem os folhelhos, tornando necessário o estudo deste material sob o ponto de vista geotécnico.

3.2 – Investigações geotécnicas

3.2.1 – Ensaio de laboratório

As propriedades geotécnicas dos folhelhos da Formação Tremembé foram estudadas por TANAJURA (1983), mediante ensaios de laboratório realizados em amostras indeformadas, extraídas em blocos a céu aberto. Os principais ensaios foram: teor de umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica real, cisalhamento direto e adensamento. Esses folhelhos são argilas duras, pré-adensadas, com estrutura descontínua devido à presença de fissuras, planos de fraqueza e estratificação, além de conter uma quantidade apreciável de óleo e matéria orgânica.

Os resultados encontrados por TANAJURA (1983) são os que se seguem:

a) o teor de matéria orgânica é 14% e o de óleo superior a 1,52%;

A mensuração do teor de óleo se fez com o uso de solventes, pelo processo de extração contínua de éter sulfúrico. O teor de matéria orgânica foi determinado pelo ensaio de perda ao fogo. Por esse processo, os resíduos voláteis (água, óleo, gases e parte da matéria orgânica) queimam-se à temperatura entre 105° C e 110° C, enquanto que toda a matéria orgânica queima-se a 550° C. Os resultados estão discriminados em: matéria orgânica 14,60%, cinza a 550° C 54,00 % e materiais voláteis a 105° C 31,40 %.

b) a massa específica real dos grãos (γ_s) varia de 2,25 a 2,50 g/cm³;

Os valores obtidos para a massa específica real, inferiores ao intervalo entre 2,5 a 3,0 g/cm³, normalmente encontrados na maioria dos solos, confirma a presença de óleo e matéria orgânica nas amostras.

c) a massa específica aparente varia de 1,5 a 1,8 g/cm³;

Na análise de vários corpos de prova, a autora verificou que existe uma relação positiva entre o volume do corpo de prova e a massa específica aparente (γ). Quanto maior o volume do corpo de prova utilizado, maior o valor da massa específica aparente natural. Esses resultados indicam que os valores de γ dependem do tamanho da amostra. Uma possível explicação para essa relação é o fato de que, ao moldarem-se corpos de prova de menores volumes, ocorre uma maior alteração do material. Não se deve esquecer de que os folhelhos são solos duros, cujas laminações estão dispostas paralelamente como “folhas” de um livro. Conseqüentemente, ao realizar-se a talhagem, essas folhas separam-se, provocando uma expansão do material.

d) o teor de umidade varia de 42 a 57%.

Os valores encontrados pelo método convencional não representam a realidade, pois trata-se dos teores dos materiais que volatizam a 110°C. As demais propriedades físicas, que são função do teor de umidade, também terão seus valores comprometidos.

e) o material possui mais de 70% de material fino e mais de 20% de argila ($\phi < 2\mu$);

f) no gráfico de atividade, as amostras apresentaram atividades diferentes (ativo e normal). Quando o ensaio foi feito de acordo com a ABNT, os solos apresentaram uma atividade normal. Mas, quando foram obtidos sem secagem prévia, os solos foram caracterizados como ativos, o que está mais de acordo com o comportamento desse material;

g) no gráfico de plasticidade (gráfico de Casagrande), o solo situou-se abaixo da linha *A* e à direita da linha *B*, caracterizando um solo de pouca plasticidade. Foram conduzidas duas séries de ensaios, uma com secagem prévia do material e outra sem secagem prévia. TANAJURA (1983) verificou que a amostra seca ao ar apresentou plasticidade menor que a amostra úmida, comportamento geralmente encontrado em

solos que contêm matéria orgânica. O $I_c > 1$ está de acordo com a classificação de argilas duras;

h) as frações argila encontradas foram: motmorilonita, mica e caulinita;

A difratometria de raio X é o método principal para o reconhecimento dos argilominerais e baseia-se na interferência dos raios-X sobre os planos atômicos das estruturas cristalinas.

i) os parâmetros de resistência são: $c_p=160$ kPa; $\phi_p=18^\circ$; $c_r=0$; $\phi_r=13^\circ$, com planos de estratificação paralelos. Os valores c e ϕ são os valores da coesão e ângulo de atrito, respectivamente, e os coeficientes p e r são os valores de pico e residual encontrados em ensaios de cisalhamento direto;

Os resultados de ensaios mostram que, quase sempre, o valor da coesão residual é nulo. Segundo SKEMPTON (1964), as deformações que se processam entre a resistência de pico e a residual fazem com que a coesão praticamente desapareça. Durante este processo, o ângulo de atrito também decresce.

Nas argilas préadensadas, durante o processo de cisalhamento, verifica-se uma tendência a apresentar aumentos de volume, principalmente, depois de atingir a tensão de pico. Parte da queda do valor da resistência de pico é devida a um acréscimo no teor de umidade, outra parte a uma orientação das partículas na zona de ruptura e à formação de um deslizamento ao longo das mesmas, conforme SKEMPTON (1964).

A resistência residual é um parâmetro que independe da trajetória de tensões e da estrutura original do material. Segundo VARGAS (1978), a menor resistência residual, em certas argilas préadensadas, reflete uma destruição de estrutura e de ligações coesivas entre partículas. Uma estrutura única, provavelmente, ocorre no estado residual e a resistência depende dessa estrutura.

O conceito de resistência residual é importante no estudo de todas as argilas, porém, de particular importância no estudo das argilas rijas ou duras préadensadas.

A resistência ao cisalhamento de uma argila rija ou dura não é um valor absoluto: varia com as condições de drenagem, da velocidade do ensaio, do valor das tensões aplicadas e da presença de descontinuidades. A resistência de uma argila

varia em função do grau de fissuramento, da direção das fissuras e do tamanho das amostras. SKEMPTON e PETLEY (1967) concluíram que a resistência ao longo das descontinuidades é igual ou quase igual à resistência residual. Segundo esses mesmos autores, a resistência nas fissuras pode ser interpretada como a resistência residual da argila. LO (1970) definiu que, do ponto de vista geotécnico, é importante determinar a resistência da camada de argila para as condições de campo, que seria um valor intermediário entre a resistência de pico e a residual.

As altas tensões de pico eram devidas a fortes ligações interpartículas, que desaparecem ao atingir níveis de deformação relativamente pequenos, devidas à reordenação estrutural do material. Essas fortes ligações, responsáveis pelas tensões de pico, não são recuperadas, porque a nova estrutura tende para valores de tensões residuais.

j) a pressão de préadensamento é maior que 2 MPa.

No ensaio de adensamento, as curvas de expansão (descarga) são muito próximas das de compressão (carga), caracterizando um comportamento quase elástico do material. Nos primeiros estágios de carregamento, nota-se uma expansão do material, o que pode ser explicado pela penetração de água entre as lâminas.

As propriedades de uma argila são determinadas, fundamentalmente, pelas características físico-químicas dos vários minerais constitutivos e pela proporção relativa em que esses minerais estão presentes. Como os folhelhos contêm quantidade apreciável de óleo e matéria orgânica, os ensaios de caracterização apresentaram resultados não condizentes com aqueles geralmente encontrados em materiais finos, préadensados e de consistência dura. TANAJURA (1983) concluiu que, em se tratando de materiais especiais, como os folhelhos da formação Tremembé, algumas correções em certos ensaios tradicionais (LL, LP) devem ser feitas, além de substituir alguns ensaios usuais (w , γ_s) por outros não convencionais em Geotecnia.

3.2.2 – Ensaio de campo

Foram realizados 19 (dezenove) furos de sondagem (SPT), com profundidades em torno de 20m em relação ao nível do terreno. No anexo A estão os perfis geotécnicos de algumas destas sondagens.

No intuito de descrever a variabilidade geotécnica do local ensaiado, traçaram-se as curvas dos valores extremos e médio do índice de resistência à penetração e do coeficiente de variação dos valores de N (SPT) ao longo da profundidade, para as 19 sondagens, conforme mostra a fig. 3.2.

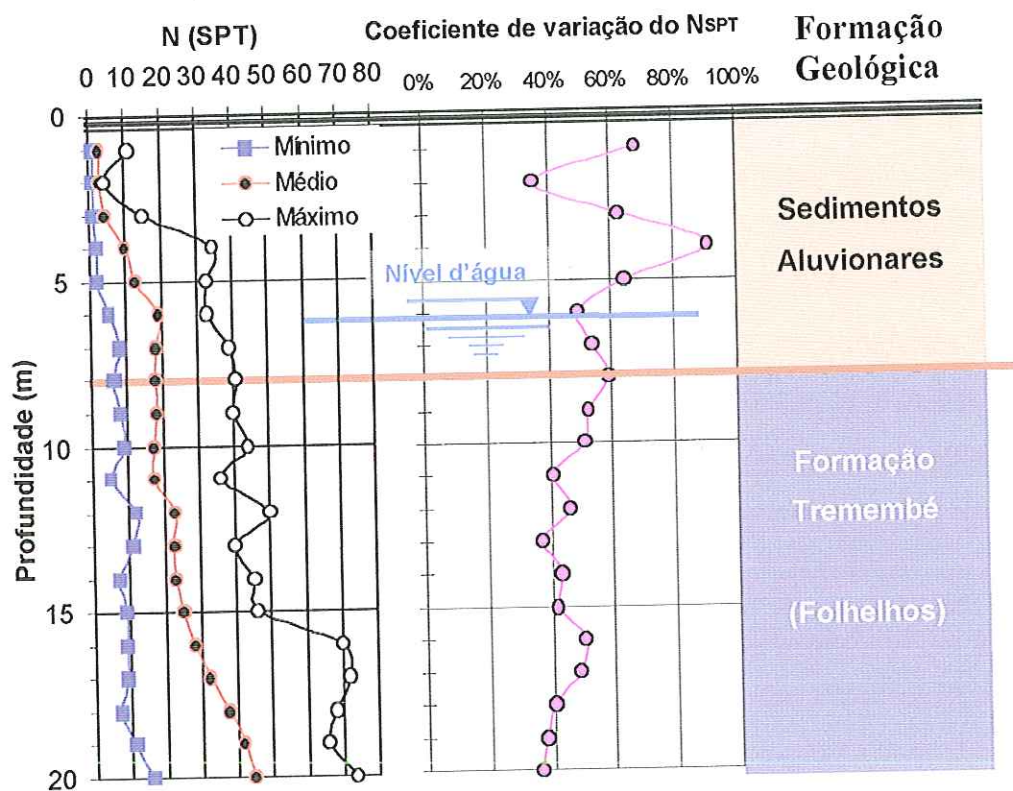


FIGURA 3.2 – Valores mínimo, médio e máximo e coeficiente de variação do índice de resistência à penetração (SPT) com a profundidade, frente o contexto geológico.

Espera-se que a variabilidade da resistência do sistema se correlacione diretamente com este diagrama. Nota-se que o coeficiente de variação oscila entre 38 e 90 %, nas camadas de sedimentos aluvionares, e entre 38 e 50 % nas camadas de sedimentos antigos da formação Tremembé.

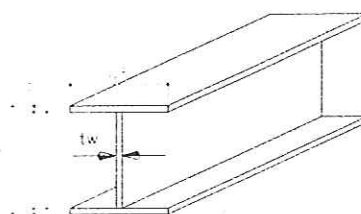
A análise estatística dos valores de N(SPT), a cada profundidade, mostra que o coeficiente de variação mantém-se num valor aproximadamente constante ao longo

da formação Tremembé. Comparando o coeficiente de variação da camada de folhelho com a camada superior, nota-se que essa diferença de variabilidade tem uma provável influência da formação geológica.

3.3 – Características das estacas ensaiadas e do sistema de cravação

Como elemento estrutural de fundação, utilizaram-se perfis metálicos soldados, da série CS, do tipo USIMEC (Usiminas Mecânica), cujo detalhe típico e características geométricas estão mostradas na fig. 3.3.

DETALHE TÍPICO DO PERFIL METÁLICO



PERFIL	DIMENSÕES (mm)					cm ²	EIXO X-X		EIXO Y-Y		m ² /m	kg/m
	d	bf	tf	tw	h	A	I _x (cm ⁴)	w _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	w _y (cm ³)	U	P
CS250x63	250	250	12,5	8,0	225,0	80,5	9581	766	3256	260	1,48	63,2
CS250x84	250	250	16,0	12,5	218,0	107,3	12047	964	4170	334	1,48	84,2
CS350x93	350	350	12,5	9,5	325,0	118,4	27646	1580	8935	511	2,08	92,9
CS350x153	350	350	22,4	12,5	305,2	195,0	45097	2577	16012	915	2,08	153,0
CS450x198	450	450	22,4	12,5	405,2	252,3	99167	4407	34027	1512	2,68	198,0
CS500x221	500	500	22,4	12,5	455,2	280,9	137656	5506	46674	1867	2,98	220,5
CS550x228	550	550	19,0	16,0	512,0	290,9	165283	6010	52703	1916	3,27	228,4

FIGURA 3.3 – Detalhe típico do perfil metálico e suas características geométricas.

Como características dos perfis metálicos é importante acrescentar:

- Aço NTU – QC – 250 – Norma Técnica Usiminas (NTU). Qualidade comercial alta resistência – QC;
- $F_y \geq 250\text{MPa}$ (Limite de escoamento)
- $F_u \geq 400\text{MPa}$ (Limite de ruptura)
- Composição Química: $C_{\text{máx.}}$: 0,22 a 0,45 (%); M_n : 0,60 a 2,0 (%); S_i : 0,50 (máx.%); P : 0,04 (máx.%); S : 0,05 (máx.%).

Para estes perfis foram adotados os seguintes valores de módulo de elasticidade (E), peso específico (γ) e velocidade de propagação da onda de compressão no aço (c), mostrados na tabela 3.1.

TABELA 3.1 – Valores de E , γ e c , para estacas de aço.

E (MPa)	γ (kN/m ³)	c (m/s)
210.000	78,50	5.120

A tabela 3.2 a seguir apresenta algumas informações das estacas ensaiadas, como: suas locações em relação aos eixos do projeto, o tipo do perfil cravado, seu comprimento, o peso do martelo utilizado no ensaio e o tempo decorrido do final da cravação ao dia do ensaio.

TABELA 3.2 – Localização, tipo de perfil, comprimento, peso do martelo e idade das estacas ensaiadas.

ESTACA	PERFIL	L(m)	Martelo (kN)	Idade (dias)
11L1	450x198	13,0	30	7
11Q1	450x198	13,0	30	7
11V1	450x198	13,0	30	4
12E2	500x221	16,0	40	14
14A2	450x198	17,2	30	18
14I1	550x228	16,0	40	15
14J1	450x198	13,0	40	7
18M2	350x93	13,0	40	8
21A1	450x198	19,0	40	12
21E1	500x221	16,2	40	8
21E2	500x221	18,8	40	8
8L1	350x153	13,0	30	7
8P1	350x153	13,0	30	7
9V1	250x63	13,0	30	3

No Anexo B estão as plantas de localização das estacas de toda a obra em estudo.

3.4 – Metodologia de execução do Ensaio de Carregamento Dinâmico

Na obra analisada, foram realizadas 14 provas de carga dinâmica, de um total de 280 estacas, o que corresponde a ensaios em 5% das estacas da obra. Este valor é

superior aos 3% sugeridos pela norma NBR 6122. Cada estágio de carregamento foi realizado conforme a ABNT (1996) – NBR 13208: Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico–Método de ensaio. Esta norma, que prescreve o método de ensaio de carregamento dinâmico em estacas, fundamentado na teoria da equação da onda, visa verificar o comportamento do sistema sob a ação de uma força de impacto aplicada no topo da estaca. A prova de carga foi feita com aplicação de energia crescente (Dynamic Increasing Energy Test – DIET), de acordo com AOKI (1989,2000). O sistema estaca - solo foi levado à ruptura em todas as estacas, o que permitiu a definição da resistência última. Tanto para a cravação das estacas quanto para os ensaios, foram utilizados martelos do tipo “queda livre” com peso de 30 a 40 kN. As estacas foram ensaiadas com idades que variaram de 3 a 18 dias após a cravação. Para a interpretação dos resultados, utilizou-se o método numérico do programa CAPWAPC ®, GRL (1996), que, por meio dos sinais de força e velocidade coletados pelo sistema PDA (Pile Driving Analyzer), permite determinar o diagrama de transferência de carga para cada nível de energia aplicada.

Na metodologia DIET, os impactos sofridos pelo sistema estaca – solo são de energias crescentes, pois entende-se que somente assim é possível garantir que ocorreu a mobilização da resistência última do sistema. As energias crescentes são geradas pelo aumento das alturas de queda do martelo que golpeia a estaca. Assim, quando em sucessivos impactos de energia crescente a resistência mobilizada passa por um valor máximo, tem-se a resistência última do sistema.

3.5 – Metodologia das análises CAPWAPC

Durante as análises CAPWAPC, surgiu a preocupação de garantir a confiabilidade das interpretações realizadas, originando, então, uma metodologia de análise, baseada na coerência dos parâmetros adotados, que desse respaldo ao processo de ajustes e interpretações dos sinais estudados.

Primeiramente, foi feita uma análise automática com o programa CAPWAPC. Depois, corrigiu-se o valor do *quake* de ponta (C3) pela seguinte expressão:

$$C_3 = D_p - S,$$

em que: D_p é o deslocamento máximo da ponta da estaca, medido pela instrumentação

S é a nega de um golpe, medida no papel e lápis

Achou-se necessária tal correção devido aos elevados valores deste parâmetro adotados pelo programa.

Depois da fixação do valor do *quake*, seguiu-se o ajuste dos outros parâmetros envolvidos na análise CAPWAPC. Para os diversos parâmetros, adotaram-se os intervalos sugeridos pelo manual, dando maior atenção aos valores de *Damping* (J_{Skn} e J_{toe}), *Quake* (Q_{skn} e Q_{toe}) e *Gap*, por se tratar de variáveis de melhor compreensão do seu papel no comportamento do sistema.

Na distribuição da resistência lateral, tentou-se estabelecer uma certa coerência dos valores mobilizados em cada segmento de estaca com o N_{SPT} da sondagem mais próxima, além de buscar o melhor ajuste entre os sinais medidos e calculados (“*best match*”).

Como a estaca é pré-moldada, no seu processo de instalação, ocorre deslocamento do solo junto à superfície lateral, sugerindo a utilização dos parâmetros M_{Skn} e SK_{dp} . A sua utilização é sugerida quando se têm pequenos valores de nega (S). Conforme GRL (1996), para maiores valores de S (superiores a 1,3 mm/golpe), a utilização do M_{Skn} provoca acréscimos no valor da resistência mobilizada (cerca de 10%). Este aumento de resistência, quando da utilização desse parâmetro, foi verificado em todos os golpes que provocaram maiores deslocamentos, concordando com GRL (1996). No intuito de evitar-se o trabalho com valores superestimados de resistência, decidiu-se desconsiderar essas análises na interpretação dos sinais e tratamento dos resultados. Outro fator que contribuiu para tal medida foi a recomendação do manual do programa CAPWAPC de não utilizar esta análise em estacas tipo H.

4 – RESULTADOS E ANÁLISES

Antes de analisarmos os resultados é importante lembrar a necessidade de uma boa aquisição dos sinais de campo. A qualidade das interpretações feitas pelo programa CAPWAPC é dependente, dentre outras coisas, dos dados coletados durante o ensaio, pelo método de Case. A fig. 4.1 mostra os ajustes (“match”) dos sinais medidos e calculados para os 101 golpes analisados.

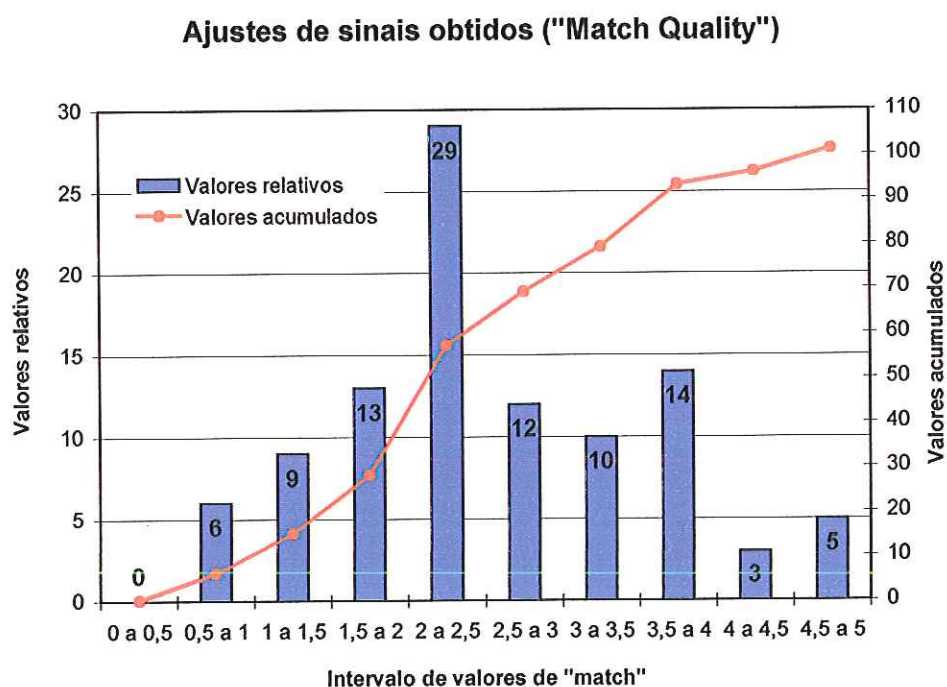


FIGURA 4.1 – Qualidade dos ajustes (“Match Quality”) dos sinais medidos e calculados.

Nota-se que a grande maioria dos ajuste estiveram entre 2 e 2,5 e que em quase 70 % dos casos os valores de “match” foram inferiores a 3,0. Estes valores, considerados de boa qualidade, só foram obtidos graças à realização de um criterioso processo de aquisição dos dados.

Na fig. 4.2 tem-se um exemplo dos sinais medidos no campo, para a estaca 11Q1, mostrando a perfeita proporcionalidade dos sinais de força e velocidade vezes a impedância.

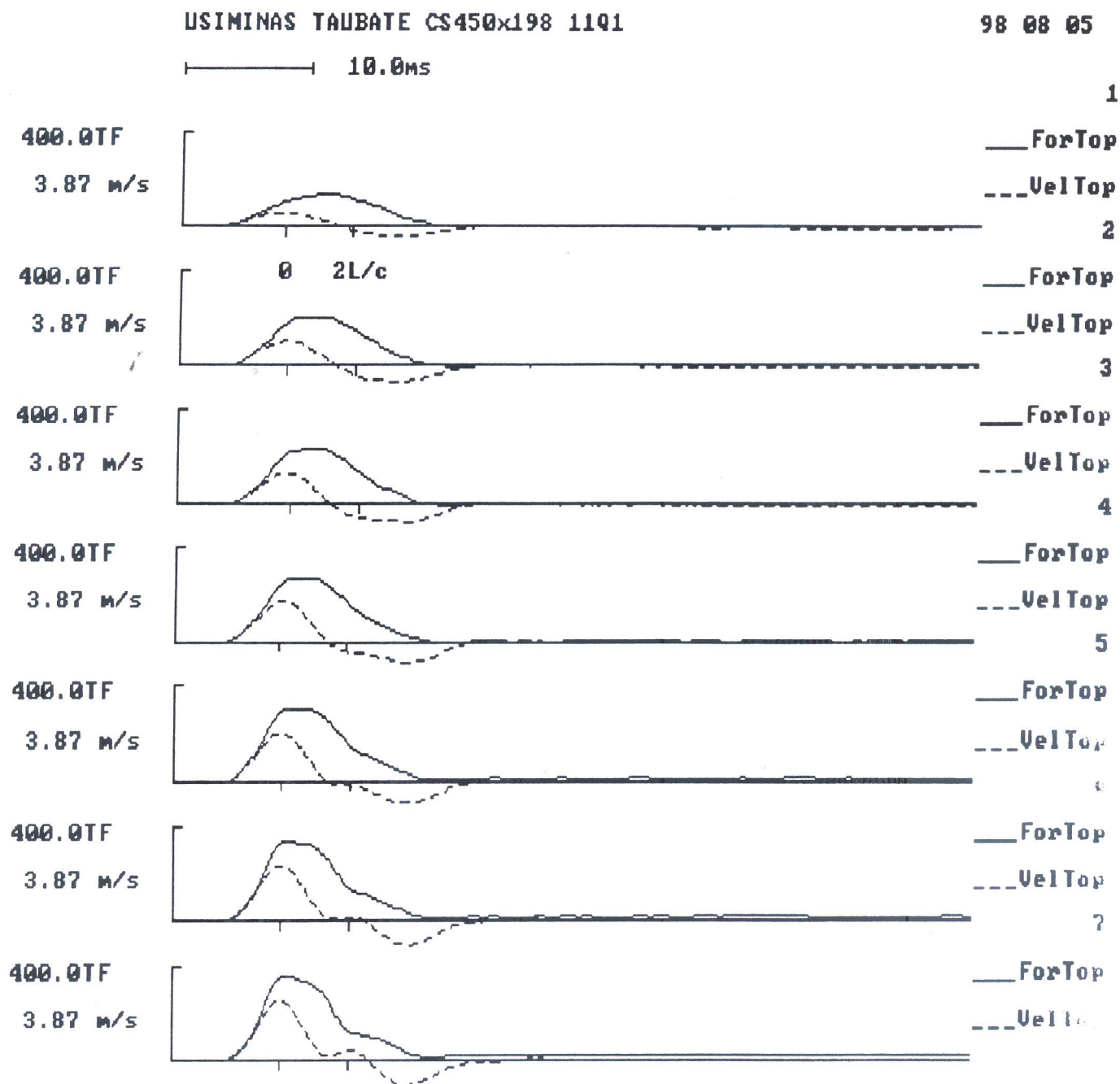


FIGURA 4.2 – Sinais de campo medidos para a estaca 11Q1 (Fonte: GEOMECC – Engenheiros Consultores S/C Ltda).

Os resultados foram divididos em dois grupos, um que corresponde ao estudo do comportamento estático e outro do comportamento dinâmico do sistema estaca solo.

4.1 – Comportamento estático (Previsão da resistência última do sistema)

4.1.1 – A previsão por fórmulas estáticas semi-empíricas

As fórmulas estáticas semi-empíricas utilizadas para a previsão da resistência foram as de AOKI-VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978). Nestas formulações, a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação é composta das parcelas de resistência lateral (R_l) e resistência de ponta (R_p). A fórmula de capacidade de carga proposta por AOKI-VELLOSO (1975) está expressa na eq. (4.1). A primeira parcela corresponde à resistência na ponta e a segunda parcela à resistência lateral.

$$R = \frac{K.N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha.K.N\ell.\Delta\ell) \quad (4.1)$$

em que:

N_p e N_l são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio do elemento estrutural de fundação e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δl ; n é o número de camadas de solo.

F_1 e F_2 são coeficientes de transformação, que englobam o tipo de estaca e o efeito escala entre o protótipo e o modelo. Para estacas pré-moldadas, esses valores são de 1,75 e 3,5, respectivamente.

A_p e U são a área da seção transversal da ponta e o perímetro da seção transversal do fuste.

K e α são coeficientes que dependem do tipo de solo, tendo valores respectivos de 1,0 MPa e 1,4% para as areias; 0,4 MPa e 3,0% para os siltes e 0,2 MPa e 6% para as argilas.

A fórmula proposta por DÉCOURT-QUARESMA está expressa na eq. (4.2).

$$R = 10 \left(\frac{N\ell}{3} + 1 \right) S\ell + C.N_p.A_p \quad (4.2)$$

sendo que: S_l é a área lateral da estaca e C o fator característico do solo. O fator C vale, conforme sugestão dos autores, 120 kPa para as argilas, 200 kPa para os siltes argilosos, 250 kPa para os siltes arenosos e 400 kPa para as arcias. Os autores ainda limitam o valor de N_l ao intervalo entre 3 e 50. Para o cálculo da resistência de ponta, devem-se considerar três valores de N_p : o SPT no nível da ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Os valores previstos, segundo estes métodos semi - empíricos, foram comparados com os medidos e interpretados segundo o modelo CAPWAPC. Em todo o trabalho, a verificação de resistência estática diz respeito aos valores interpretados segundo o modelo CAPWAPC. Portanto, quando se referir a valores estáticos medidos, deve-se entender que se trata de resultados interpretados segundo este modelo. Considerou-se como ruptura o golpe que provocou o primeiro pico de resistência, por acreditar que, desta maneira, a máxima resistência do sistema estaca solo estaria melhor representada. No intuito de comparar os valores previstos com os medidos, levando em conta o contexto geológico, estudou-se a resistência lateral unitária média mobilizada, conforme a fig. 4.3. O primeiro conjunto de curvas mostra o coeficiente de variação da resistência lateral unitária, a cada metro de profundidade. Já o segundo conjunto de curvas mostra a resistência lateral unitária média dos valores medidos, segundo o modelo CAPWAPC e metodologia DIET, e os valores previstos, segundo os métodos de AOKI-VELLOSO (AV) e DÉCOURT-QUARESMA (DQ). Esses valores foram analisados ao longo da profundidade e de acordo com o contexto geológico. As tabelas com os valores utilizados na fig. 4.3 estão no anexo C.

As curvas de resistência lateral unitária média, ao longo da profundidade, mostram que os valores previstos não concordaram com os valores medidos e interpretados com o programa CAPWAPC. Este fato pode ser explicado pela diferença do nível de perturbação causado pela cravação das estacas em relação à perturbação causada pelo ensaio de SPT. O processo de introdução do elemento estrutural de fundação por meio da cravação destruiu a estrutura do folhelho, reduzindo a resistência do sistema estaca-solo.

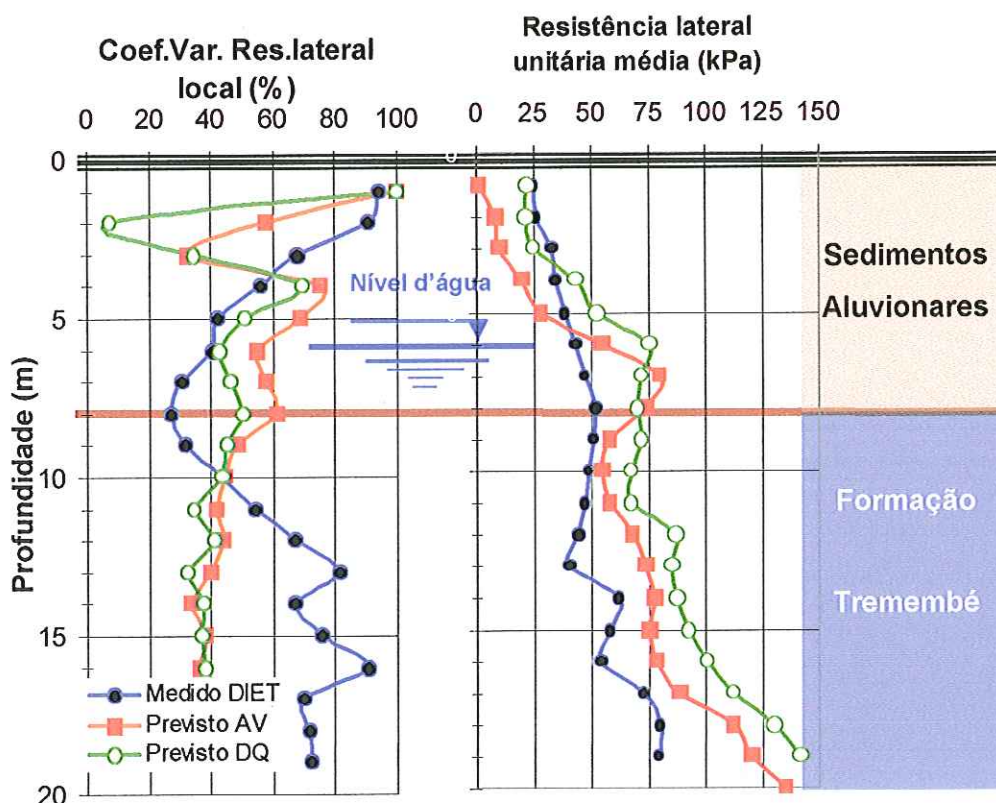


FIGURA 4.3 – O coeficiente de variação da resistência lateral e a resistência lateral unitária média dos valores medidos, segundo o modelo CAPWAPC e metodologia DIET, e previstos segundo os métodos de AOKI-VELLOSO e DÉCOURT-QUARESMA, ao longo da profundidade e frente ao contexto geológico.

As curvas do coeficiente de variação da resistência unitária ao longo da profundidade também mostram a discordância entre valores medidos, segundo o modelo CAPWAPC, e previstos. No caso dos valores medidos, o coeficiente de variação *decreceu com a profundidade, na camada de sedimentos aluvionares*. Na camada referente à Formação Tremembé, o coeficiente de variação cresce com a profundidade até atingir uma camada de folhelho menos intemperizada, passando para um valor aproximadamente constante.

Nota-se que as curvas dos coeficientes de variação dos valores previstos têm o mesmo formato da curva de coeficiente de variação do N_{SPT} , da fig. 3.2, já que estes métodos são baseados no N_{SPT} , mostrando que os métodos de estimativa não levam em conta a perturbação causada pelo processo executivo.

Essas fórmulas semi-empíricas são largamente utilizadas no Brasil, e existem diversos trabalhos demonstrando a boa correlação das resistências previstas por esses

métodos com provas de carga. Entretanto, este estudo mostra o caráter especial dos folhelhos da Formação Tremembé. Isto mostra que o conhecimento da formação geológica é de fundamental importância para o estudo do comportamento estaca-solo e que os métodos de cálculo de capacidade de carga devem levar em consideração a geologia local e as perturbações causadas pelo processo de instalação do elemento estrutural de fundação. Além disso, nos processos de identificação das camadas de solo, feitos nas sondagens, também é preciso identificar características das diversas formações geológicas, para que essas importantes informações sejam levadas em conta no processo de estimativa do comportamento do sistema estaca-solo. Cabe também ao projetista, além de analisar as sondagens, procurar referências que tratem da formação geológica da região.

4.1.2 – A previsão por fórmulas dinâmicas

A utilização das fórmulas dinâmicas para a previsão da resistência estática foi avaliada por meio da comparação dos valores previstos por CHELLIS - VELLOSO e UTO et al. (1985) com os medidos e interpretados pela instrumentação dinâmica.

Na avaliação da fórmula de CHELLIS – VELLOSO, adotou-se um valor experimental para C_2 , que corresponde à seguinte expressão:

$$C_2 = DMX - Dp$$

em que: DMX = máximo deslocamento da estaca (obtido pela instrumentação)
 Dp = deslocamento da ponta da estaca (obtido pela instrumentação)

Para cada golpe do martelo, foram calculadas as resistências mobilizadas utilizando-se da eq. (2.4), e os resultados comparados com as análises CAPWAPC, de acordo com a fig.4.4. Esta figura mostra que o cálculo da resistência pelo método de CHELLIS VELLOSO quase sempre foi conservador, comparativamente ao modelo CAPWAPC. Visando analisar estatisticamente o conjunto de valores, fez-se uma distribuição de frequência relativa acumulada, da razão entre os valores de resistência, calculados por CHELLIS VELLOSO (R), e a resistência obtida no modelo CAPWAPC (R_u), mostrada na fig.4.5. Se forem considerados os valores do CAPWAPC como referência, em 90% dos casos, a eq. (2.4) conduziu a valores a favor da segurança. Em 43% dos casos, a relação R/R_u esteve entre 0,8 e 1,2, ou seja, numa margem de erro de 20%.

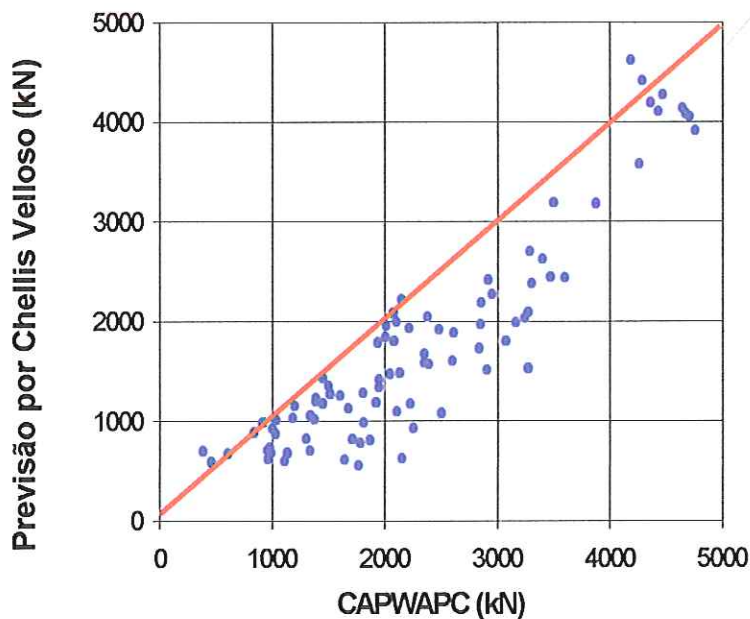


FIGURA 4.4 – Comparação da resistência calculada por CHELLIS VELLOSO e a resistência obtida pelo CAPWAPC.

Vale lembrar que os valores de α , da equação de Chellis-Velloso, calculados variaram entre 0,60 e 0,95, com um valor médio de 0,71, confirmando o valor de 0,7 sugerido por VELLOSO (1987).

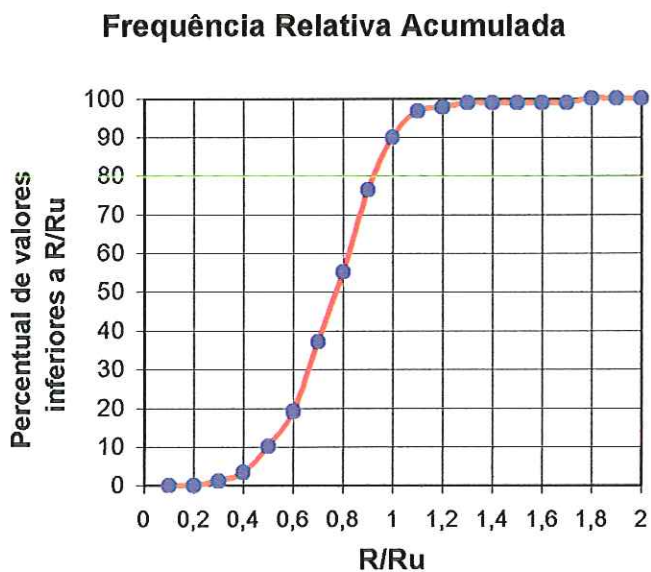


FIGURA 4.5 – Frequência relativa acumulada da razão entre os valores de resistência calculados por CHELLIS VELLOSO e obtidos pelo modelo CAPWAPC.

A fig. 4.6 mostra a comparação dos valores de resistência calculados por UTO et al. (1985) com os obtidos no modelo CAPWAPC.

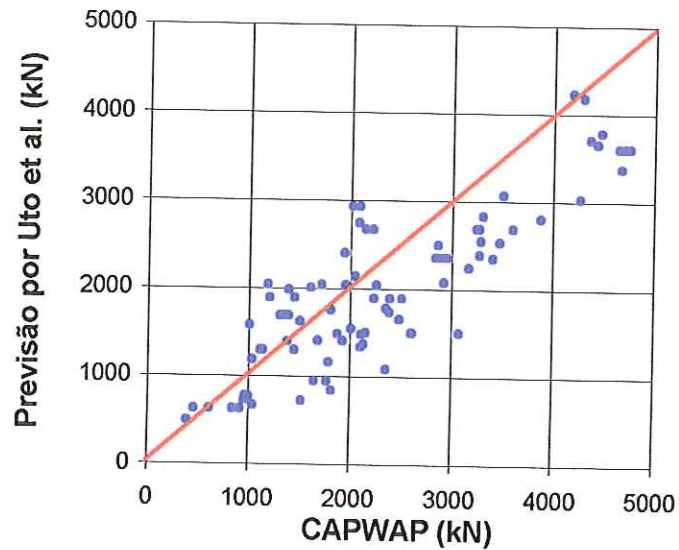


FIGURA 4.6 – Comparação da resistência calculada por UTO et al (1985) a resistência obtida pelo CAPWAPC.

Analisando estatisticamente os resultados obtidos pela expressão de UTO et al.(1985), pode-se concluir que, em 66% dos cálculos, a eq. (2.5) conduziu a valores a favor da segurança e, em 33% dos casos, a relação R/R_u esteve entre 0,8 e 1,2.

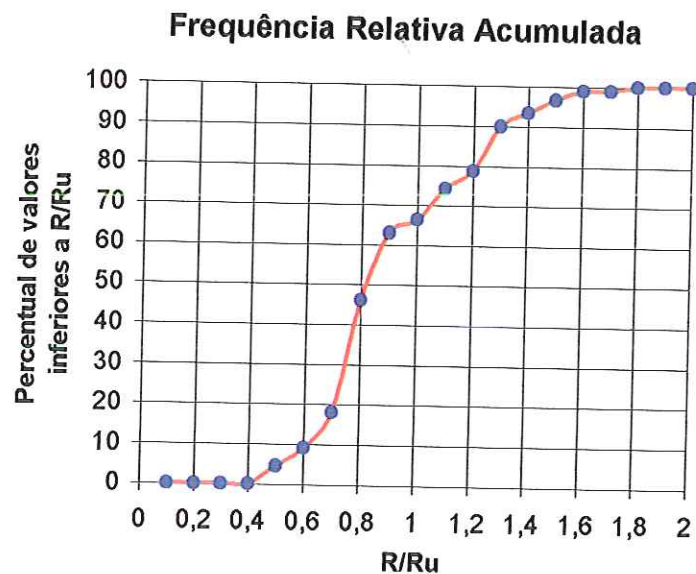


FIGURA 4.7 – Frequência relativa acumulada da razão dos valores de resistência calculados por UTO et al. e obtidos pelo modelo CAPWAPC.

De todo este conjunto de valores, é possível concluir que a previsão de resistência estática por meio dessas fórmulas dinâmicas é um processo confiável e que, portanto, o controle de cravação pelo repique se aplica às estacas metálicas. Com relação às fórmulas adotadas, a expressão de CHELLIS - VELLOSO, apesar de mais conservadora, levou a resultados mais seguros que a de UTO et al.(1985). ROSA (2000) também constatou a confiabilidade destas mesmas fórmulas dinâmicas, quando utilizadas em estacas pré-moldadas de concreto.

4.1.3 – Mecanismos de transferência de carga

Para cada uma das 14 provas de carga dinâmicas realizadas, traçaram-se as curvas de resistência estática mobilizada, conforme o modelo CAPWAPC. Dessas 14 figuras, apresentadas no Anexo D, estabeleceram-se padrões de comportamento, cujos resultados típicos são apresentados a seguir.

A fig. 4.8 apresenta um exemplo típico de uma curva de resistência mobilizada x deslocamento, em que ocorre um pico de resistência seguido de uma diminuição para um valor residual, tanto para a curva de resistência total (lateral + ponta), quanto para as curvas correspondentes às parcelas de resistência lateral e ponta. Outras 8 estacas seguiram esse padrão de comportamento.

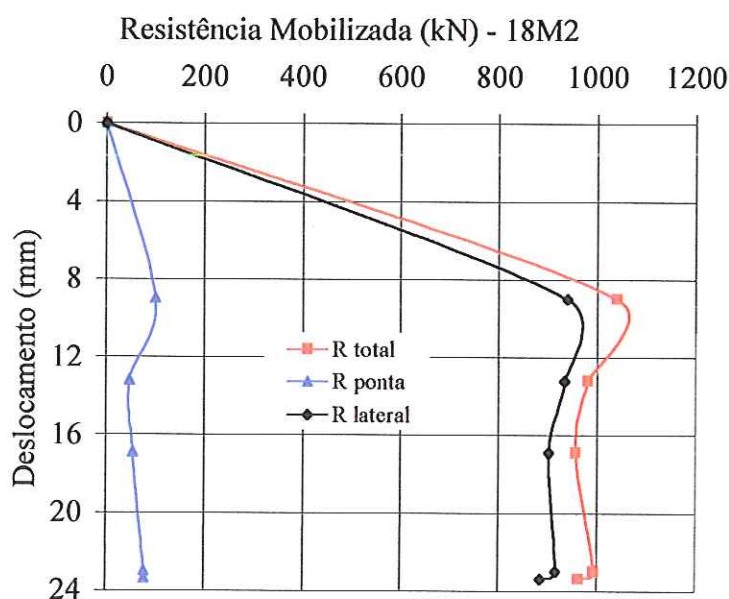


FIGURA 4.8 – Curva resistência x deslocamento da estaca 18M2.

Cada ponto da curva representa um estágio de carregamento (altura de queda do martelo) da prova de carga dinâmica, em que se obtiveram a resistência estática mobilizada, e o deslocamento máximo do topo da estaca. Para um mesmo deslocamento do topo, têm-se as resistências mobilizadas na ponta, lateral e total.

A fig. 4.9 apresenta um exemplo típico de curva resistência mobilizada x deslocamento para o caso em que ocorre um pico de resistência seguido de uma diminuição para um valor residual, para as resistências lateral e total, e em que a resistência de ponta cresce para deslocamentos crescentes. Esse estilo de comportamento pico - residual também foi observado por TANAJURA (1983), ao estudar os folhelhos da formação Tremembé mediante ensaios de cisalhamento direto.

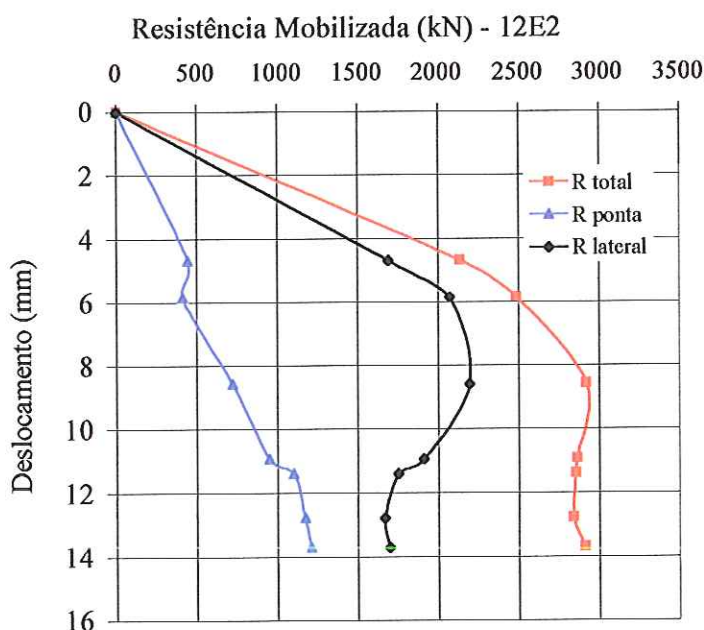


FIGURA 4.9 – Curva resistência x deslocamento da estaca 12E2.

Mobilização da resistência lateral

Em todas as provas de carga, observou-se que a resistência lateral apresenta um valor de pico, seguido de uma diminuição até o valor residual, conforme mostram os exemplos típicos e a representação esquemática da fig. 4.10.

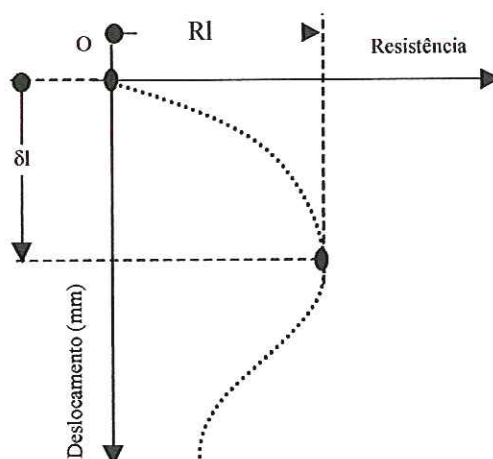


FIGURA 4.10 – Representação esquemática da mobilização da resistência lateral

A tabela 4.1 mostra os deslocamentos do topo (δ_l) necessários para a mobilização do pico de resistência lateral.

TABELA 4.1 – Deslocamento do topo, quando a resistência lateral atinge seu valor máximo.

Estaca	δ_l (mm)	Estaca	δ_l (mm)
11Q1	6,06	9V1	5,31
12E2	8,57	8L1	4,77
8P1	8,49	11L1	8,76
21E2	12,86	14I1	10,26
21E1	4,97	18M2	9,0
11V1	4,38	14A2	5,85
14J1	4,47	21A1	14,16

Em média, o deslocamento necessário para a mobilização da máxima resistência lateral foi de 7,7 mm, com um desvio padrão de 3,0 mm. Este valor

confirma a proposta de VESIC (1975), que sugere deslocamentos do topo da ordem de 10 mm para a mobilização da máxima resistência lateral. Nota-se também que a mobilização da máxima resistência lateral ocorreu quase sempre simultaneamente à mobilização da máxima resistência total.

A tabela 4.2 mostra o percentual de resistência lateral quando ocorre a máxima mobilização total. Exceto a estaca 9V1, em todas as demais, a resistência lateral foi predominante, representando, em média, 74% do valor total mobilizado na ruptura, com um desvio padrão de 16,5 %.

TABELA 4.2 - Percentual de resistência lateral mobilizada quando ocorre a ruptura do sistema

Estaca	% RI	Estaca	% RI
11Q1	89,08	9V1	29,12
12E2	75,16	8L1	77,09
8P1	73,66	11L1	88,75
21E2	84,46	14I1	78,17
21E1	58,67	18M2	90,38
11V1	75,99	14A2	70,28
14J1	52,88	21A1	90,36

Mobilização da resistência de ponta

A fig. 4.11 apresenta de forma esquemática o comportamento típico das estacas em que a resistência de ponta (R_p) atingiu um valor de pico, seguido de uma redução para um valor residual. Este comportamento repetiu-se para mais 6 estacas ensaiadas.

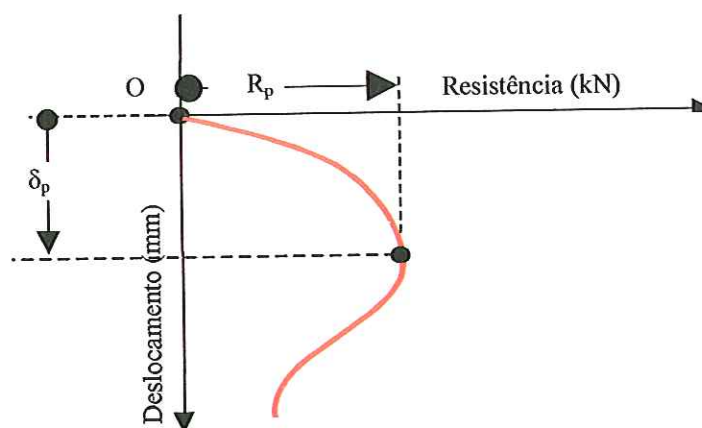


FIGURA 4.11 – Representação esquemática de estacas que atingiram um valor de pico para a resistência de ponta.

A tabela 4.3 apresenta os valores dos deslocamentos do topo necessários à mobilização integral da ponta (δ_p), os deslocamentos do topo necessários à mobilização da máxima resistência total (δ_t), além do deslocamento correspondente a 8% da largura da ponta, quando, de acordo com VESIC (1975), ocorreria a mobilização integral da resistência de ponta, no caso de estacas cravadas.

TABELA 4.3 – Deslocamentos necessários para mobilizar a resistência de pico na ponta.

Estaca	δ_p (mm)	δ_t (mm)	0,08.B (mm)
9V1	12,34	8,58	20
18M2	9,0	9,0	28
8L1	4,77	4,77	28
14J1	6,2	6,2	36
11L1	5,1	8,76	36
14A2	8,34	8,34	36
14I1	5,93	10,26	44
21A1	11,58	14,16	36

Nota-se que, em todos os casos, a ponta atingiu seu valor de pico com deslocamentos bem inferiores a 8 % da largura da ponta. Em média, as estacas

deslocaram 7,4 mm com um desvio padrão de 2,5 mm. Este valor foi muito inferior ao deslocamento esperado para a mobilização integral da ponta. Uma possível explicação para esse comportamento não esperado pode ser a quebra da estrutura do folhelho, quando se introduz o perfil metálico pela cravação. Essa quebra de estrutura modifica o material, que expande, perde resistência e facilita a penetração do elemento estrutural de fundação. TANAJURA (1983) também observou esta perda de resistência quando estudou os folhelhos da formação Tremembé pelo ensaio de cisalhamento direto. Outra explicação é que, como a área de seção transversal de aço do perfil é pequena em relação à sua largura, a ruptura da ponta ocorre para deslocamentos menores. Nos perfis metálicos utilizados neste trabalho, a área de aço é de apenas 30 a 40% da área do quadrado envolvente (área “embuchada”), enquanto para as estacas de concreto vazado, por exemplo, a área de concreto varia de 50 a 80% da área de seção cheia.

Ainda da tabela 4.3, nota-se que, na estaca 9V1, o deslocamento do topo necessário à mobilização integral da ponta foi maior que o deslocamento no topo para a mobilização do pico de resistência total, ou seja, a máxima resistência de ponta ocorreu após a ruptura do sistema estaca-solo. Para as demais estacas, a máxima resistência de ponta ocorreu para deslocamentos menores ou iguais aos necessários para mobilizar a resistência total máxima. Nas estacas 11L1, 14I1 e 21A1, os deslocamentos necessários para mobilizar a máxima resistência de ponta foram inferiores aos necessários para mobilizar a máxima resistência total, ou seja, a ponta rompeu antes da ruptura total do sistema. Para esses casos, a resistência de ponta atingiu seu valor máximo antes mesmo da máxima resistência lateral, discordando da suposição de que para começar a mobilizar a resistência de ponta é preciso romper a resistência lateral.

A fig. 4.12 apresenta de forma esquemática o comportamento típico das estacas que apresentaram um pico de resistência seguido de uma diminuição para um valor residual, no caso de resistência total, enquanto a resistência de ponta cresce para deslocamentos crescentes.

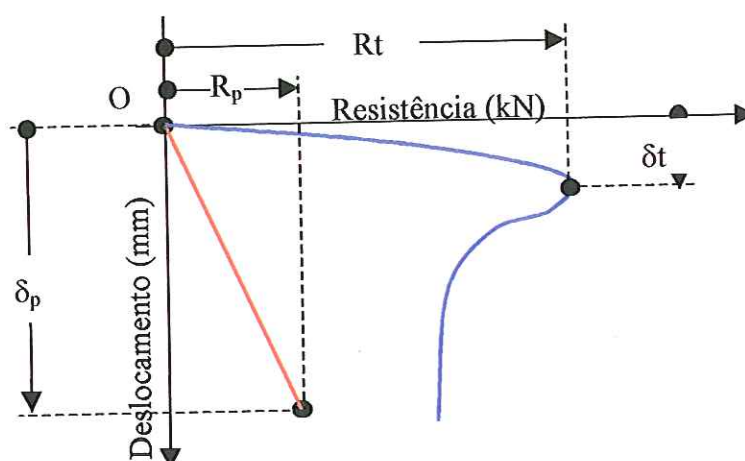


FIGURA 4.12 – Representação esquemática de estacas em que a resistência de ponta é crescente com os deslocamentos.

Apresentam-se, na tabela 4.4, os valores dos deslocamentos do topo necessários à mobilização das resistências de pico total (δ_t) e os valores de deslocamentos do topo correspondentes às máximas resistências de ponta mobilizadas nos ensaios (δ_p).

TABELA 4.4 – Deslocamentos do topo da estaca necessários para mobilizar a resistência de pico total e da máxima resistência de ponta.

Estaca	δ_p (mm)	δ_t (mm)	0,08.B (mm)
8P1	19,97	8,49	28
11V1	11,96	4,38	36
11Q1	9,73	6,06	36
12E2	13,72	8,57	40
21E2	16,05	12,86	40
21E1	13,16	6,20	40

Verifica-se que o deslocamento do topo necessário para a mobilização da máxima resistência de ponta foi inferior a 8 % da largura. Como a resistência total de pico foi comandada pelo atrito lateral, esta regra de 8 % do diâmetro não se aplica. O

deslocamento do topo necessário para a mobilização integral da ponta é maior que o deslocamento do topo para a mobilização da resistência total. Isto se deve ao fato do atrito lateral apresentar um valor residual bem abaixo do valor de pico e ser preponderante na resistência do elemento isolado de fundação. O que ocorre é uma migração de carga da superfície lateral para a ponta, sem que o valor total seja alterado. A grande redução de resistência após atingir o valor de pico também foi notada por TANAJURA (1983), em seus ensaios de laboratório nos folhelhos da formação Tremembé. Nos ensaios de cisalhamento direto, essa queda de resistência, após atingir o valor de pico, foi explicada pela tendência de aumento de volume, geralmente, observada nas argilas pré adensadas. As deformações que ocorrem entre os valores de pico e residual promovem acréscimos no teor de umidade e modificações na estrutura original, fazendo com que o ângulo de atrito diminua e as ligações coesivas entre as partículas quase desapareçam. Quando se crava, esta condição é atingida, logo, a resistência apresentada pelo sistema é a de um valor residual.

Mobilização da resistência lateral unitária para energias crescentes

A seguir, será mostrado o estudo do desenvolvimento da resistência lateral unitária para os diversos golpes aplicados no ensaio dinâmico. Os valores de resistência adotados nas análises foram aqueles referentes ao golpe que provocou o primeiro pico de resistência, por acreditar que o valor último do sistema seja, dessa maneira, melhor representado.

A princípio, parece óbvio pensar que a máxima resistência lateral que o sistema pode oferecer corresponde ao somatório dos máximos valores da resistências locais, em cada profundidade. Tal fato não corresponde à realidade das análises, conforme exemplo que se segue.

A fig.4.13 apresenta um resultado de mobilização da resistência lateral unitária de uma estaca típica. Cada curva corresponde a uma profundidade de análise, que foi feita de 2 em 2 metros, a partir da profundidade de 1,0m. Ao longo

da mesma curva, os diversos pontos correspondem às tensões laterais unitárias mobilizadas e o respectivo deslocamento na profundidade da seção, para cada energia crescente aplicada pelo martelo. Em todas as curvas da fig. 4.13, o terceiro ponto foi destacado por se tratar do golpe que promoveu o primeiro pico de resistência total (3º golpe). O conjunto de curvas mostra que, na profundidade de 11,0m, o pico de resistência ocorreu junto com o desenvolvimento do máximo valor de resistência local unitária. O mesmo não ocorreu para as outras profundidades analisadas, mostrando que, na resistência de pico, o máximo valor da resistência lateral não é igual à soma dos máximos valores de resistência lateral que ocorrem em cada profundidade. Este fato já havia sido verificado por ALBIERO (1990). As curvas correspondentes às profundidades de 1, 3, 5 e 7 m mostram que a resistência lateral unitária cresce com a profundidade nas camadas de sedimentos aluvionares. Esta tendência não é observada nas camadas da formação Tremembé, onde ocorre uma tendência contrária.

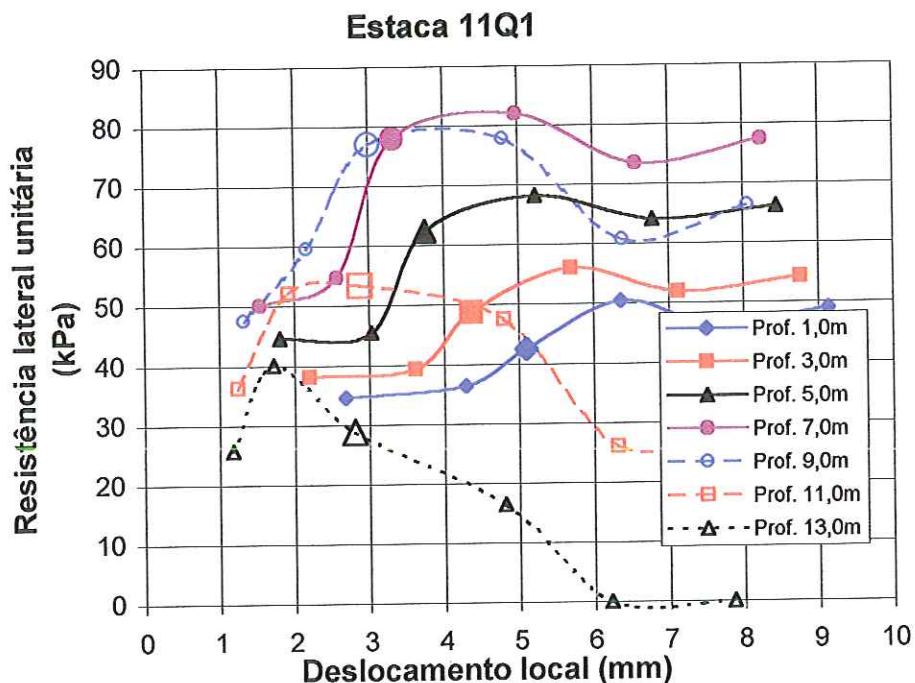


FIGURA 4.13 – Resistência lateral unitária x deslocamento local, para a estaca 11Q1

A constatação feita para a estaca 11Q1 também vale para as outras estacas do conjunto de dados analisados, presentes no Anexo E. Na camada de material aluvionar, a resistência cresce quase linearmente com a profundidade, enquanto na formação Tremembé esse valor decresce até a profundidade de 13m. A partir de 14 m, a pequena quantidade de dados talvez seja a responsável pela variação do comportamento observado.

Vale ressaltar que, na camada aluvionar, para o golpe que provocou o primeiro pico de resistência (3º golpe), os deslocamentos locais são decrescentes com a profundidade. Já na formação Tremembé, nota-se que os deslocamento locais são aproximadamente os mesmos nas diversas profundidades, considerando o mesmo golpe aplicado.

A fig. 4.14 mostra a resistência lateral unitária média de todas as estacas ensaiadas.

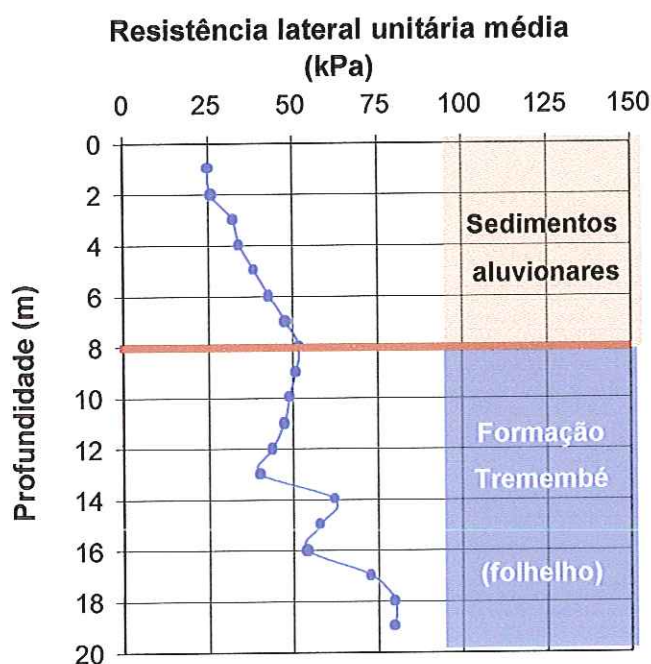


FIGURA 4.14 – Resistência lateral unitária média x profundidade para todas as estacas ensaiadas

A análise do grupo de estacas mostra que a tensão lateral unitária na ruptura, na camada de folhelho foi, em média, igual a 47 kPa, com desvio padrão de 4 kPa, para o trecho de 8 a 13,0 m e de 68 kPa com desvio padrão de 10 kPa para as profundidades de 14 a 19 m. Estes valores estão próximos da tensão média de 51 kPa

sugerida por VELLOSO & HAMMES (1982) para estacas metálicas do tipo trilho cravadas no folhelho da formação Ilhas, na Bahia. Quanto ao valor da tensão na ponta, foi sugerida por AOKI & ALONSO (1990) a expressão $q_0 = C.N$, em que C varia entre 80 e 100 kPa para estacas pré-moldadas de concreto de ponta aberta e fechada, respectivamente, adotando-se $N \leq 60$. No caso da formação Tremembé, constatou-se, para as estacas cujas pontas foram integralmente mobilizadas, um valor médio de C igual a 56 kPa, com desvio padrão de 26 kPa. Este valor pode ser explicado pela maior facilidade de penetração do perfil metálico, se comparado à estaca de concreto vazada de ponta aberta.

4.1.4 – A confiabilidade do ensaio de carregamento dinâmico

Um dos aspectos que garante a confiabilidade do ensaio de carregamento dinâmico é a sua repetitividade. Desde que não ocorra a ruptura do sistema estaca-solo, após cada nível de carregamento, o sistema volta às suas condições iniciais. A fig. 4.15 mostra a sobreposição das curvas de resistência estática x deslocamento, obtidas nas análises CAPWAPC, para os quatro primeiros níveis de carregamento aplicados na estaca 8P1. Os deslocamentos são estáticos e estão referenciados no topo da estaca. À medida que as alturas de queda do martelo são incrementadas, maiores resistências são mobilizadas e os golpes seqüentes sobrepõem-se aos golpes anteriores, até que ocorre a ruptura do sistema estaca-solo. Na fig. 4.15, nota-se que a curva de resistência x deslocamento do terceiro golpe engloba a curva do segundo golpe, que, por sua vez, engloba a do primeiro, mostrando o caráter repetitivo do ensaio e o retorno às condições iniciais após o descarregamento. Já a curva correspondente ao quarto nível de carregamento não se sobrepõe às anteriores, apresentando uma inclinação diferente das demais no trecho de carregamento, caracterizando a ruptura do sistema, pois houve um acréscimo na energia aplicada sem que ocorresse um incremento na resistência mobilizada.

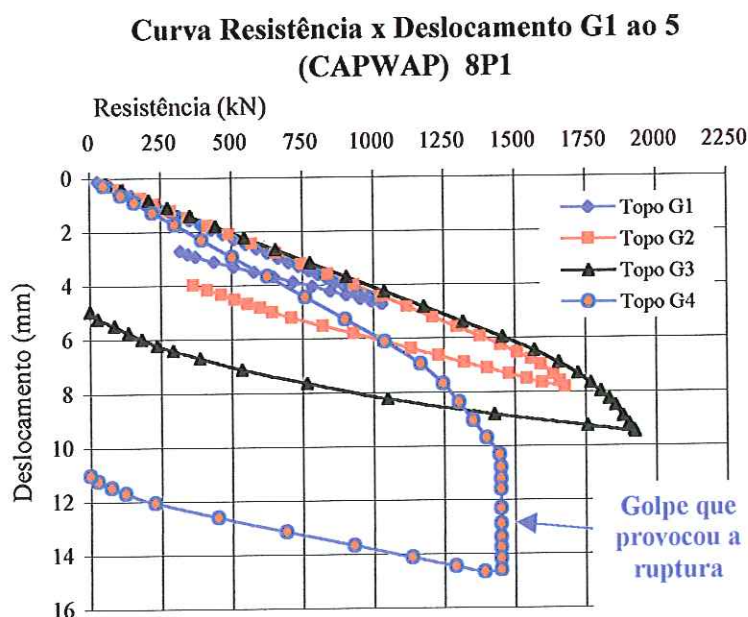


FIGURA 4.15 – Sobreposição das curvas de resistência estática, obtidas nas análises CAPWAPC, para os quatro primeiros golpes na estaca 8P1

Para as demais estacas ensaiadas, as curvas de sobreposição dos diversos golpes aplicados até a ruptura estão apresentadas no Anexo F. Em todas essas estacas, é possível identificar o golpe que provocou a ruptura do sistema por meio da curva que não mais consegue englobar as anteriores. Isto mostra que, até se atingir, a ruptura o ensaio de carregamento dinâmico é repetível, o que lhe confere confiabilidade.

4.2 – Comportamento dinâmico

4.2.1 – Aplicação do Princípio de Hamilton

Visando verificar a aplicabilidade do Princípio de Hamilton ao impacto do martelo, traçaram-se curvas de resistência total (R_t) e estática (R_u) em função do deslocamento total (DMX), apresentadas no Anexo G. A fig. 4.16 representa um exemplo típico desse estudo, em que a estaca 21A1 foi ensaiada para níveis crescentes energia. Para os primeiros níveis de energia, todo o deslocamento medido

foi elástico ($DMX=K; S=0$). Com o incremento da energia aplicada, os deslocamentos elásticos (repique) vão aumentando, e o sistema mobiliza maiores valores de resistência estática (R_u). Até chegar a um determinado estágio de carregamento em que o acréscimos de energia não mais proporcionam a elevação do repique e crescimento da resistência estática mobilizada. O sistema, então, esgota sua capacidade de absorver energia de deformação elástica, deslocando-se como corpo rígido, o que caracteriza a sua ruptura. Todo acréscimo de energia aplicado ao sistema é transformado em trabalho, ou seja, em deslocamento permanente (nega).

Esse esgotamento da capacidade de absorver energia de deformação elástica está evidente a partir do 5º golpe, quando o repique (K) apresenta uma tendência para um valor constante, apesar da aplicação de energias crescentes. Esse comportamento está diretamente relacionado com a mobilização da resistência estática. Quando o repique não mais aumenta, a mobilização da resistência estática também atinge seu valor máximo, caracterizando a ruptura do sistema estaca-solo. A partir deste ponto, os acréscimos de energia transformam-se em trabalho, aqui representado pelo crescimento do deslocamento permanente (nega). Portanto, pode-se concluir que o controle de cravação de estacas metálicas pelo repique é uma ferramenta eficaz para a garantia da resistência do sistema, pois existe uma relação entre o repique e a resistência mobilizada.

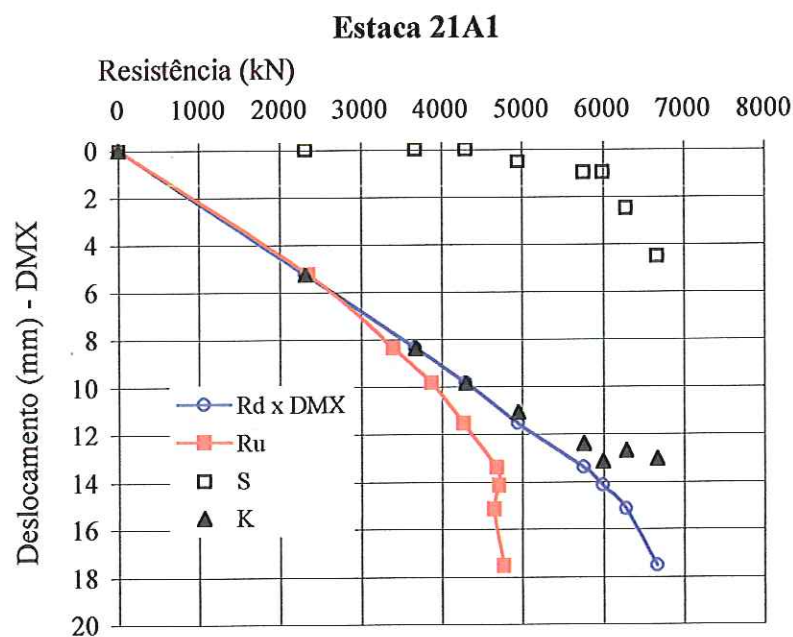


FIGURA 4.16 – Aplicação do Princípio de Hamilton na cravação da estacas 21A1

LIMA (1999), ao analisar provas de carga dinâmicas em estacas do tipo trilho (TR 68) cravadas no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos, também confirmou a confiabilidade do repique como instrumento de verificação de resistência. É importante notar que não existe relação alguma entre a energia S e a resistência R_u , pois, após a ruptura, com o aumento da energia aplicada, o valor da energia vai crescendo sem que ocorra aumento da resistência mobilizada, como mostra a fig. 4.16. Isso demonstra a necessidade do ensaio de carregamento dinâmico ser realizado com energia crescente. Caso houvessem sido aplicados vários golpes com o mesmo nível de energia, estar-se-ia mobilizando sempre a mesma resistência. Só se saberia que se trata da ruptura se fossem aplicados acréscimos de carregamento e o sistema não fosse mais capaz de mobilizar resistência. Daí, então, ter-se-ia a garantia de que se trata da máxima resistência do sistema. É possível mobilizar a máxima resistência do sistema com apenas um golpe do martelo, basta que este seja aplicado com uma energia suficiente para tal, como um dos três últimos golpes do ensaio da estaca 21A1. Mas, para que haja a garantia de que essa resistência é realmente a máxima, é preciso que se apliquem novos golpes com energias superiores, ou seja, que seja feito o ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente.

4.2.2 – Tensões dinâmicas de cravação

Durante a cravação das estacas, são geradas tensões que podem danificar o elemento estrutural de fundação. Para evitar que isto aconteça, é preciso que se tenham métodos de estimativa para a previsão destas tensões. Neste sentido, resolveu-se verificar a adequação da fórmula de GAMBINI (1986), desenvolvida para estacas de concreto, às estacas metálicas. Valores de previsão utilizando esse método são comparados com os valores medidos pela instrumentação dinâmica.

Na previsão das tensões de cravação, foram utilizadas as mesmas expressões das estacas de concreto, só que com as devidas adequações para as estacas metálicas, como velocidade de propagação da onda de compressão no aço ($c=5120$ m/s), módulo de elasticidade ($E=210.000$ MPa), peso específico do aço ($\gamma=78,5$ kN/m³), e a exclusão da parcela de cálculo referente ao coxim, que, geralmente, não é utilizado na cravação de estacas metálicas.

A fig. 4.17 mostra a comparação dos valores de tensões de cravação previstos com os medidos.

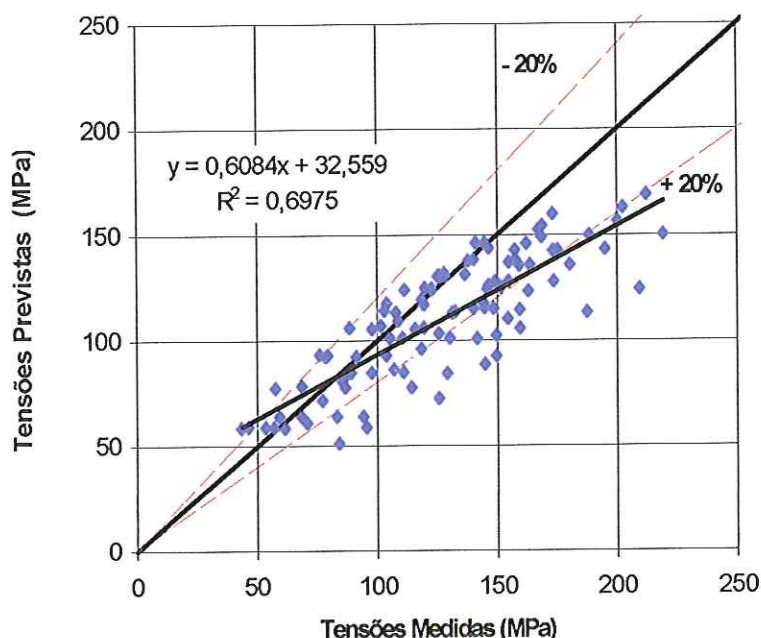


FIGURA 4.17 – Comparação dos valores de tensões de cravação previstos por GAMBINI (1986) e medidos pelo equipamento de ensaio dinâmico.

Em 60% dos casos, os valores previstos estiveram dentro de uma faixa de erro de 20%. Deste estudo, percebeu-se que o método de GAMBINI (1986) obtinha boas previsões para uma determinada faixa de eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento. Quando a eficiência destes sistemas passa de 50 %, este método de previsão começa a subestimar as tensões de cravação, indicando valores inferiores aos medidos. Limitando a comparação entre tensões previstas e medidas para valores de eficiência de até 50 %, tem-se a fig.4.18. Fazendo essa limitação, em 88% dos casos, os valores previstos estiveram dentro de uma faixa de erro de 20%. Disto resulta que o método descrito precisa ser corrigido, caso se esteja trabalhando com sistemas de eficiência superior a 50 %.

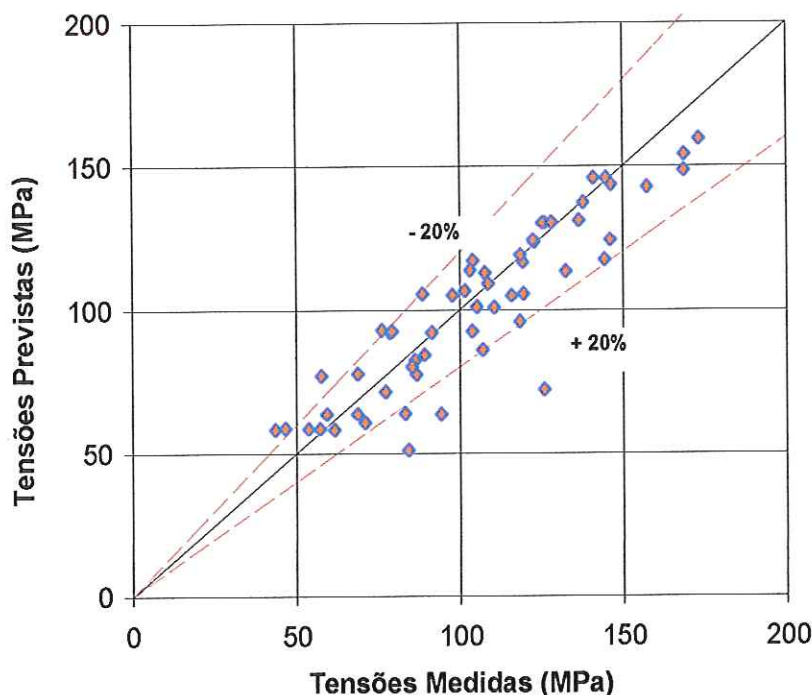


FIGURA 4.18 – Comparação dos valores de tensões de cravação previstos por GAMBINI (1986) e medidos pelo equipamento de ensaio dinâmico, para eficiência de até 50%.

Tentando melhorar a expressão de Gambini para as estacas metálicas, chegou-se à seguinte equação para a correção do parâmetro C_F , da eq.(2.30):

$$C_F = 0,7 \cdot (1 - 2 \cdot e^{(-4 \cdot I_r - 0,5)}) \quad (4.8)$$

Utilizando-se da expressão anterior, obteve-se a fig. 4.19, que mostra a previsão das tensões dinâmicas pela equação de Gambini modificada, independente da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento.

Com essa nova expressão, em 85 % das vezes, os valores previstos estiveram dentro de uma faixa de erro de 20 %.

BALECH (2000) ao estudar estacas pré-moldadas de concreto, cravadas em argila mole, também avaliou a expressão de Gambini para a previsão de tensões dinâmicas, obtendo resultados que levaram à recomendação do uso desta fórmula.

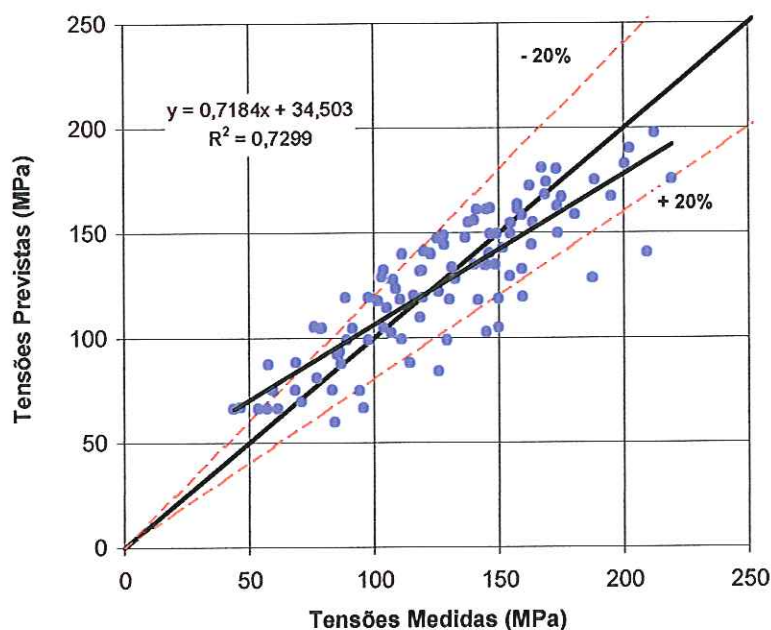


FIGURA 4.19 – Comparação entre os valores de tensões de cravação previstos pela expressão de Gambini modificada e os valores medidos pelo equipamento de ensaio dinâmico

4.2.3 – A eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento

No estudo da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento, considerando todos os golpes aplicados nas 14 estacas ensaiadas, constatou-se que seu valor médio foi de 48%, com um valor mínimo de 21%, máximo de 84% e coeficiente de variação de 29%. Foi notado também que a eficiência dos sistemas é variável durante a execução de um mesmo ensaio, conforme mostram os gráficos do Anexo H.

A fig. 4.20 exemplifica o estudo da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento, para o caso da estaca 9V1. No eixo das ordenadas, à esquerda, tem-se a eficiência de cada golpe aplicado (EMX/Ep), em que EMX é a máxima energia transferida para o sistema, e Ep a energia potencial disponível ($m.g.H$). Ainda no eixo das ordenadas, à direita, tem-se os valores de energia, que podem ser lidas para Ep e EMX . No eixo das abscissas tem-se as alturas de queda do martelo utilizadas para a estacas 9V1.

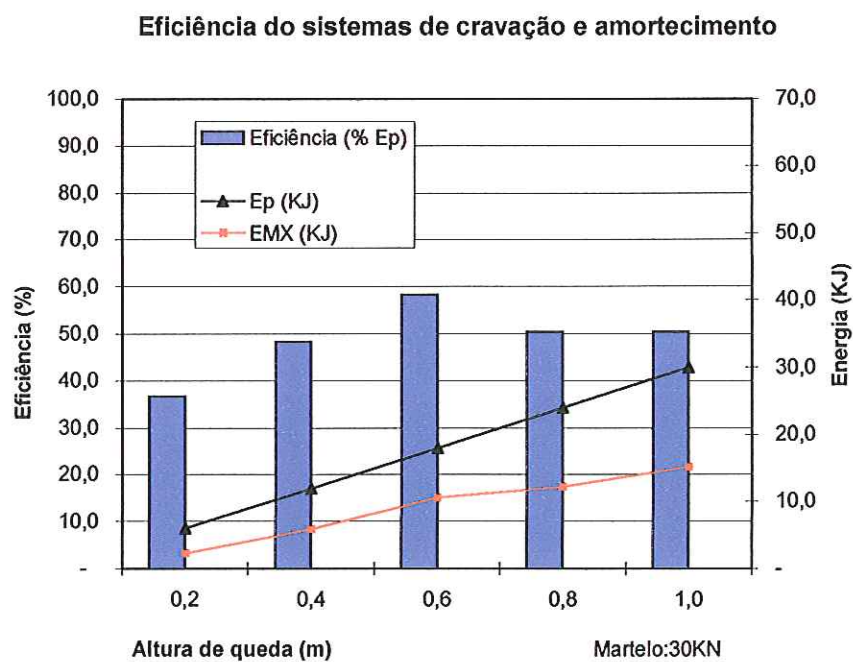


FIGURA 4.20 – Evolução da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento para a estaca 9 V1.

A eficiência mínima obtida no ensaio da estaca 9V1 foi de 37%, quando o martelo de 30 kN foi elevado a uma altura de 0,2 m, e uma eficiência máxima de 58% para o golpe de 0,6 m.

5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 Conclusões

De toda a pesquisa realizada, é possível concluir que nessa formação geológica, do ponto de vista dos seus materiais constituintes e sua variabilidade, a cravação de estacas metálicas influi de modo decisivo no comportamento do sistema estaca solo. Neste sentido, a suscetibilidade da formação Tremembé aos efeitos da cravação é um bom exemplo, já que a sua presença nas camadas atravessadas pelas estacas determinou o modo de transferência de carga do sistema. O processo de execução por cravação também influenciou no comportamento, pois essa maneira de introdução do elemento estrutural causou a destruição da estrutura do folhelho, reduzindo a resistência tanto na interface estaca solo quanto na ponta das estacas. Isto mostra que os métodos estáticos semi – empíricos de previsão da resistência estática não se aplicam ao caso estudado, gerando a necessidade de uma revisão desta metodologia. Portanto, o comportamento do elemento isolado de fundação depende, dentre outras coisas, da variabilidade de resistência das camadas de solo atravessadas, que é função da geologia e do processo de execução. Logo, no estudo do comportamento dos elementos isolados de fundação, é preciso levar em conta a formação geológica. Para isso, a prova de carga dinâmica de energia crescente se mostrou uma alternativa natural, pois, é confiável, de fácil execução e permite a distinção da resistência mobilizada em camadas de mesma formação geológica.

Este estudo também mostra a aplicabilidade da prova de carga dinâmica de energia crescente. Apenas com valores de deformação e aceleração medidos no topo da estaca, ao longo do tempo, foi possível estudar os mecanismos de transferência de carga estaca solo, aplicabilidade das fórmulas dinâmicas, tensões de cravação, eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento e aplicação do princípio da conservação da energia ao impacto do martelo. É preciso aprimorar o conhecimento nessa área de instrumentação para a compreensão cada vez maior das vantagens que

essa ferramenta pode oferecer. A riqueza de informações possíveis de serem obtidas por meio da análise da teoria da equação da onda é surpreendente, tornando tal ferramenta um poderoso instrumento de auxílio em projetos de fundação.

Com a metodologia de ensaio dinâmico é possível fazer-se um grande número de provas de carga, o que possibilita uma análise estatística dos resultados, fazendo com que se tenha uma melhor representatividade do comportamento do sistema.

Comprovou-se que o repique é uma ferramenta eficaz no controle de execução de estacas metálicas cravadas, tal como ocorre no caso de estacas pré - moldadas de concreto.

5.2 – Sugestões Para Futuras Pesquisas

A análise de tensões residuais se faz muito importante, pois parte do deslocamento permanente (nega) pode ser, na verdade, um deslocamento elástico impedido pelas forças de resistência lateral do solo. Seria interessante o estudo de como essas tensões residuais interferem nos mecanismos de transferência de carga estaca-solo.

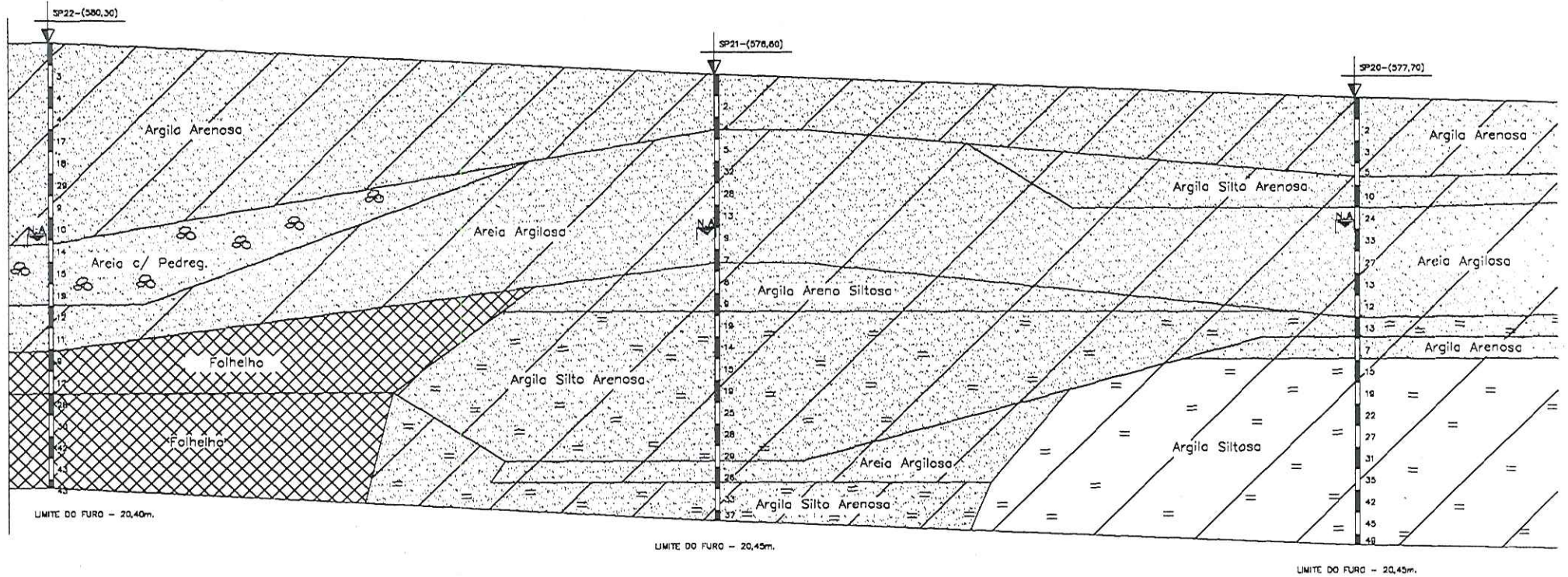
Outra importante fonte de pesquisa seria a aplicação da Geoestatística em Engenharia de Fundações. A variabilidade geotécnica talvez pudesse ser melhor compreendida por essa metodologia e, com isso, ocorreria uma melhoria nas previsões de comportamento. Sabe-se que, em mineração, a quantidade de dados para as análises geoestatísticas é bem superior ao número de informações geralmente disponível em obras de fundações. É preciso pesquisar se essa pequena quantidade de dados, geralmente à disposição do engenheiro de fundações, é suficiente para a aplicação de tal procedimento. Investigar o auxílio da geoestatística em engenharia de fundações, para explicar a variabilidade geotécnica e melhorar os procedimento de previsão de comportamento, e em que regiões seria necessária investigações complementares.

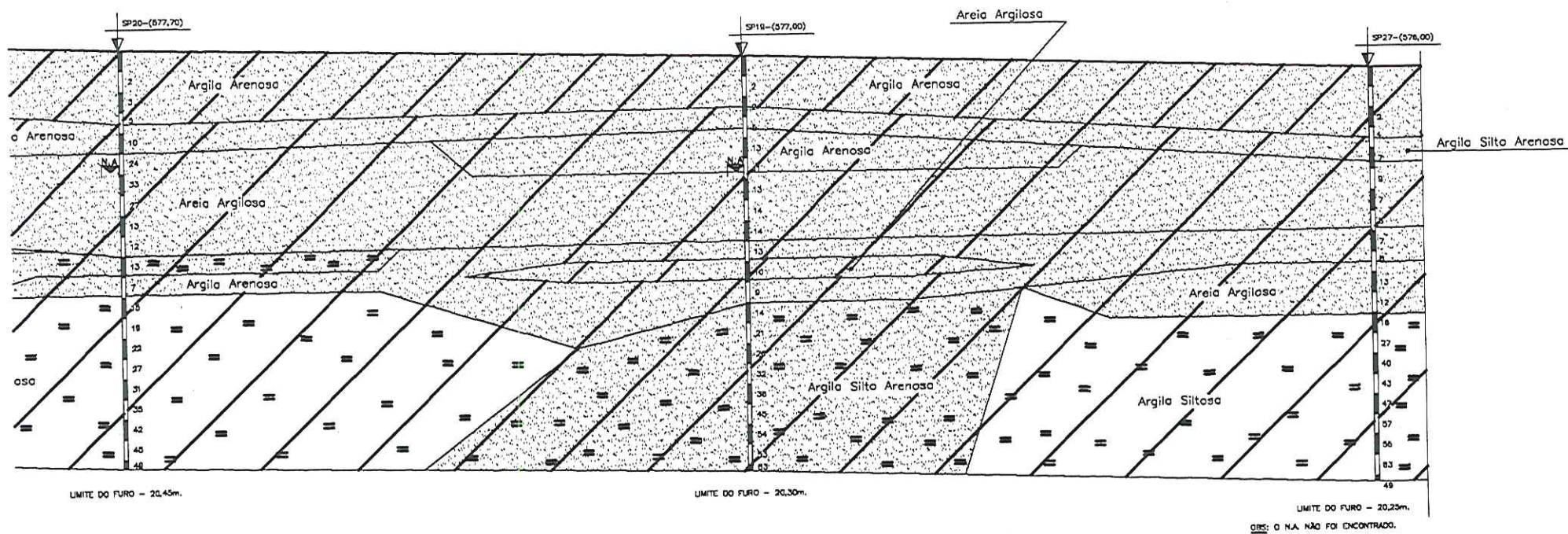
Outra fonte interessante de pesquisa seria o valor da área a ser considerada para a ponta da estaca, no caso de perfis metálicos soldados. Nota-se que a área da seção transversal de aço é bem menor que a área “embuchada” (área do quadrado envolvente).

ANEXO A – PERFIS GEOTÉCNICOS

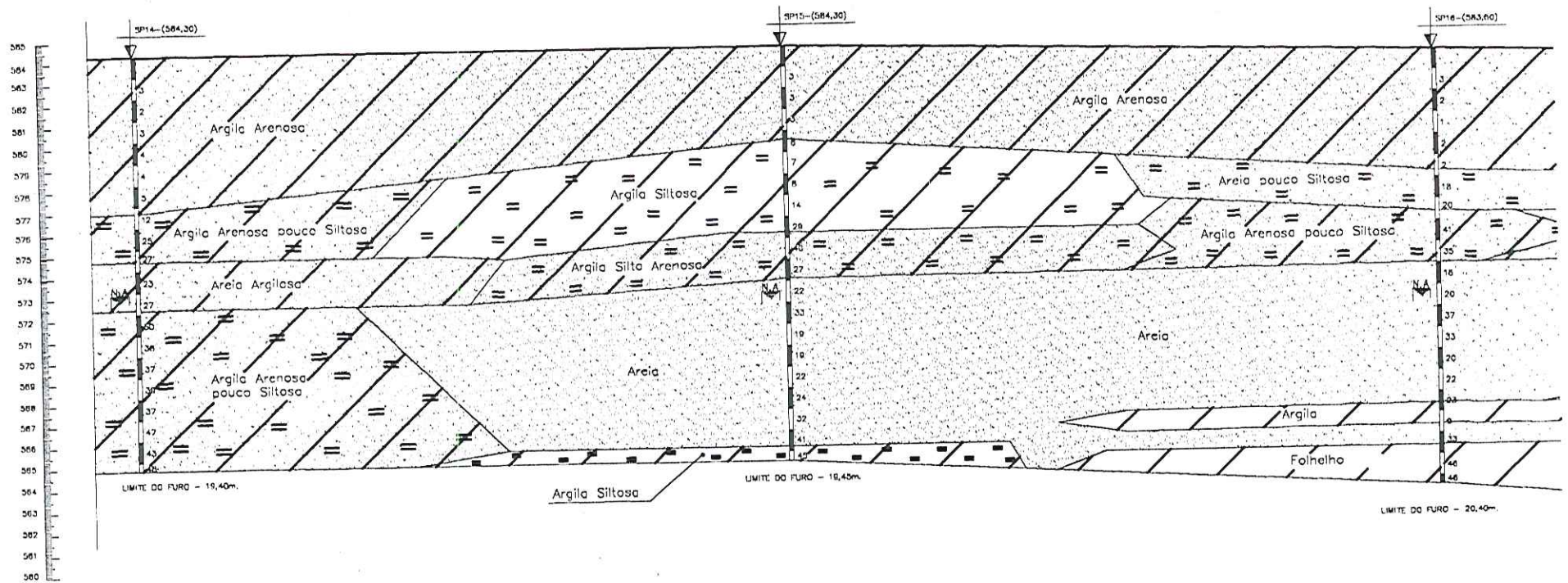
PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

585
584
583
582
581
580
579
578
577
576
575
574
573
572
571
570
569
568
567
566
565
564
563
562
561
560
559
558
557
556
555

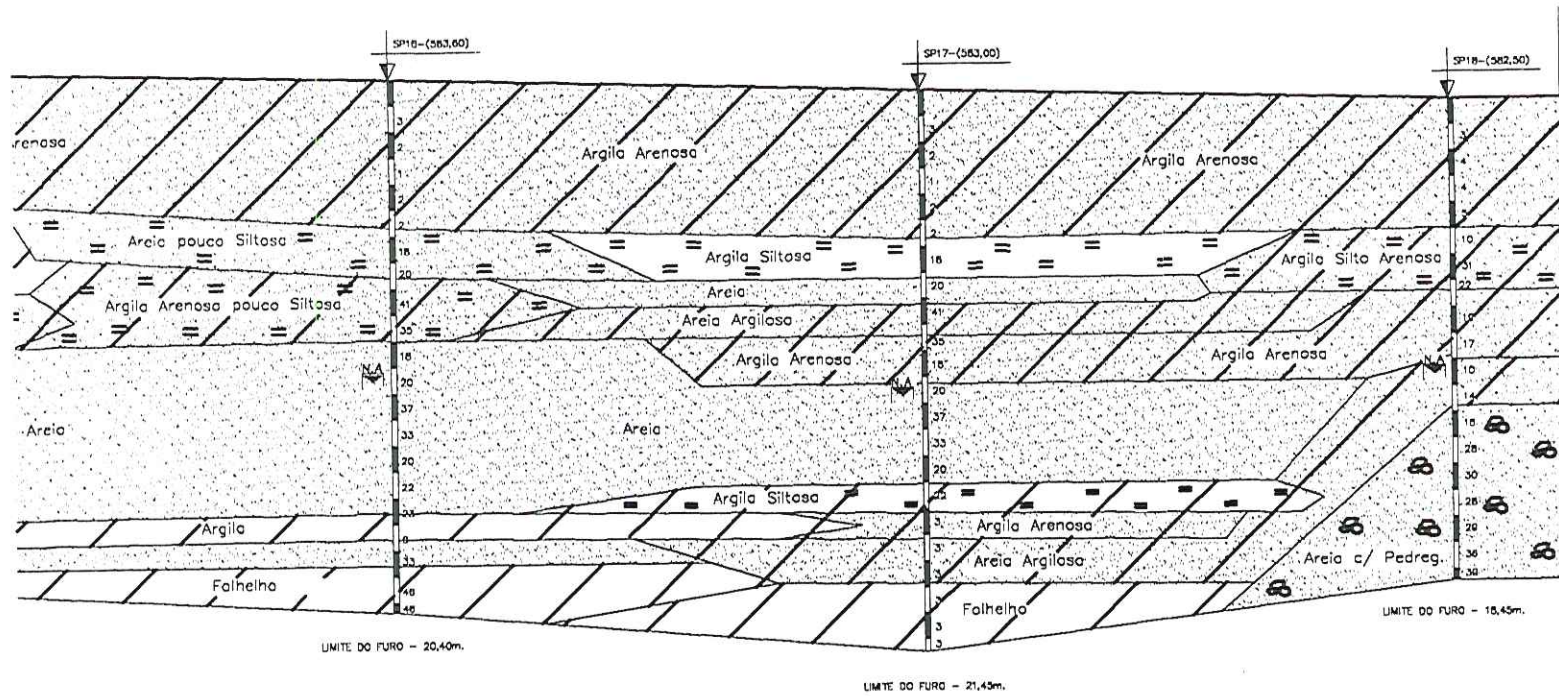




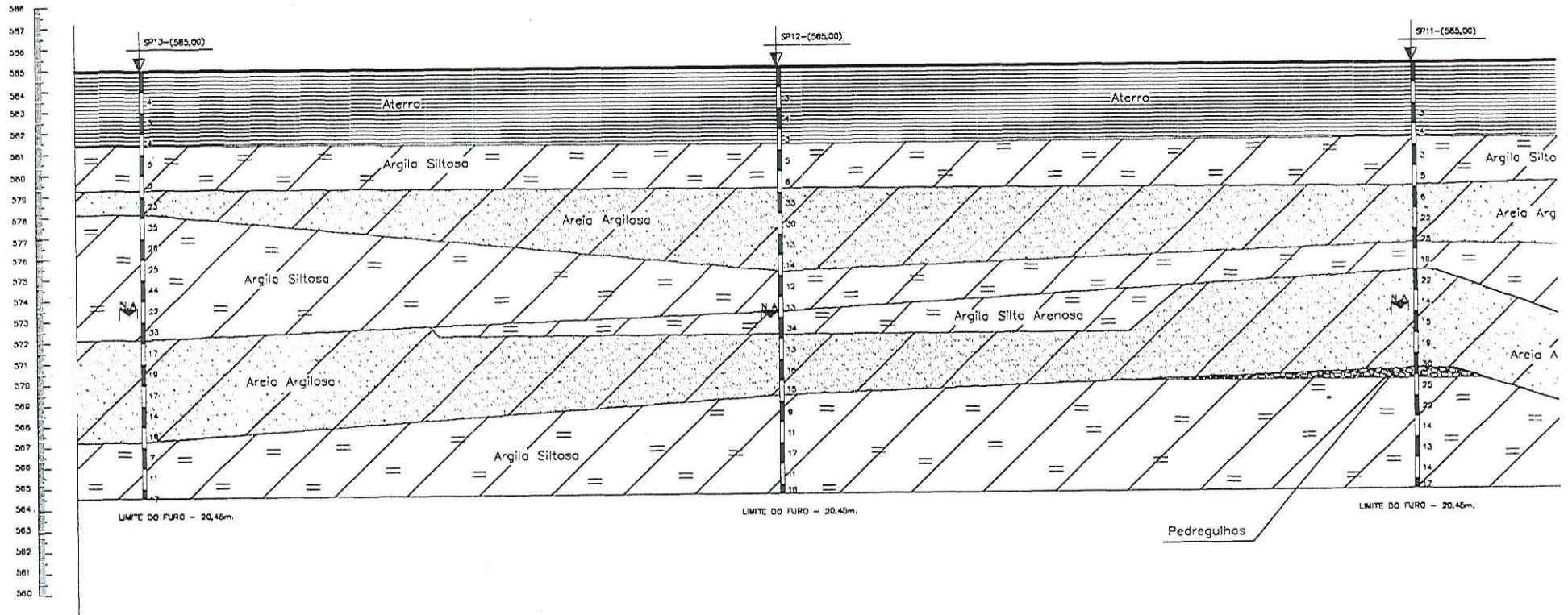
PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO



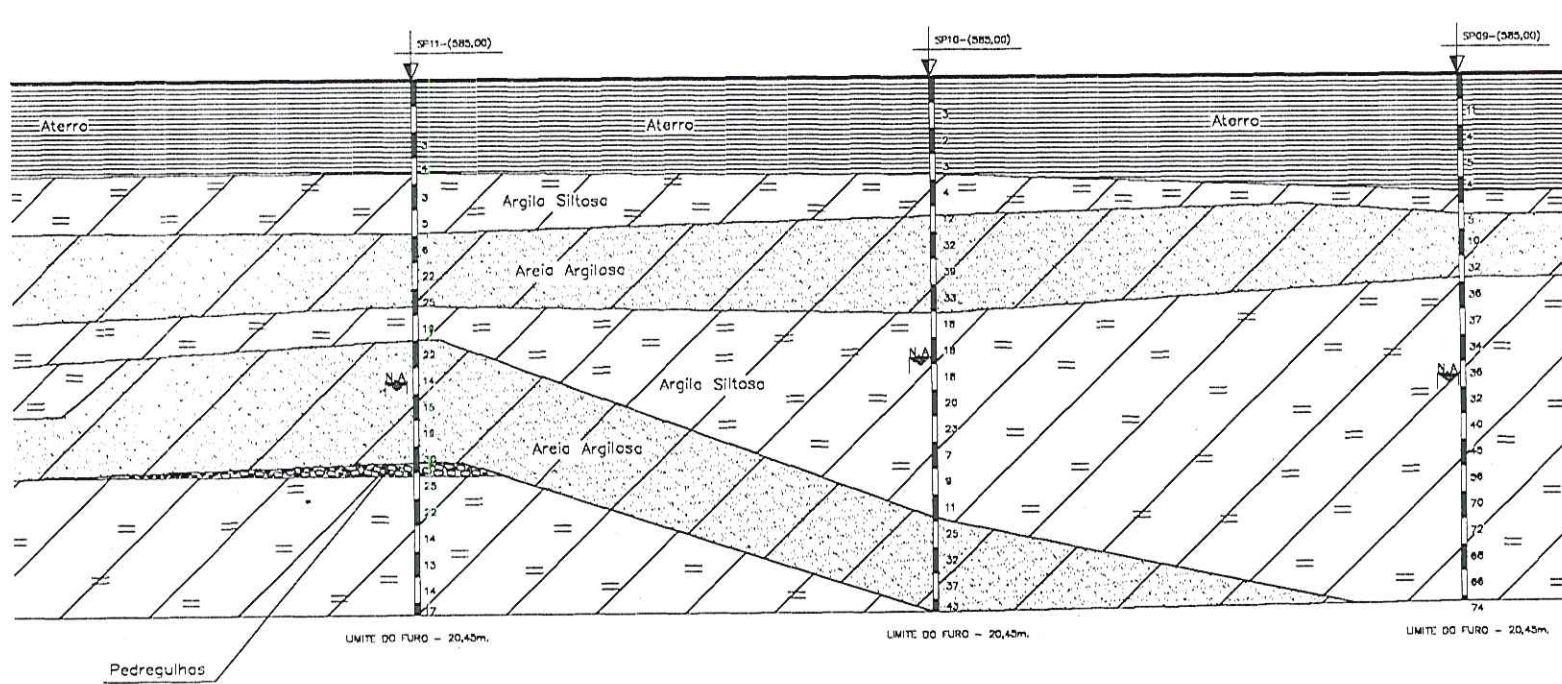
PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO



PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

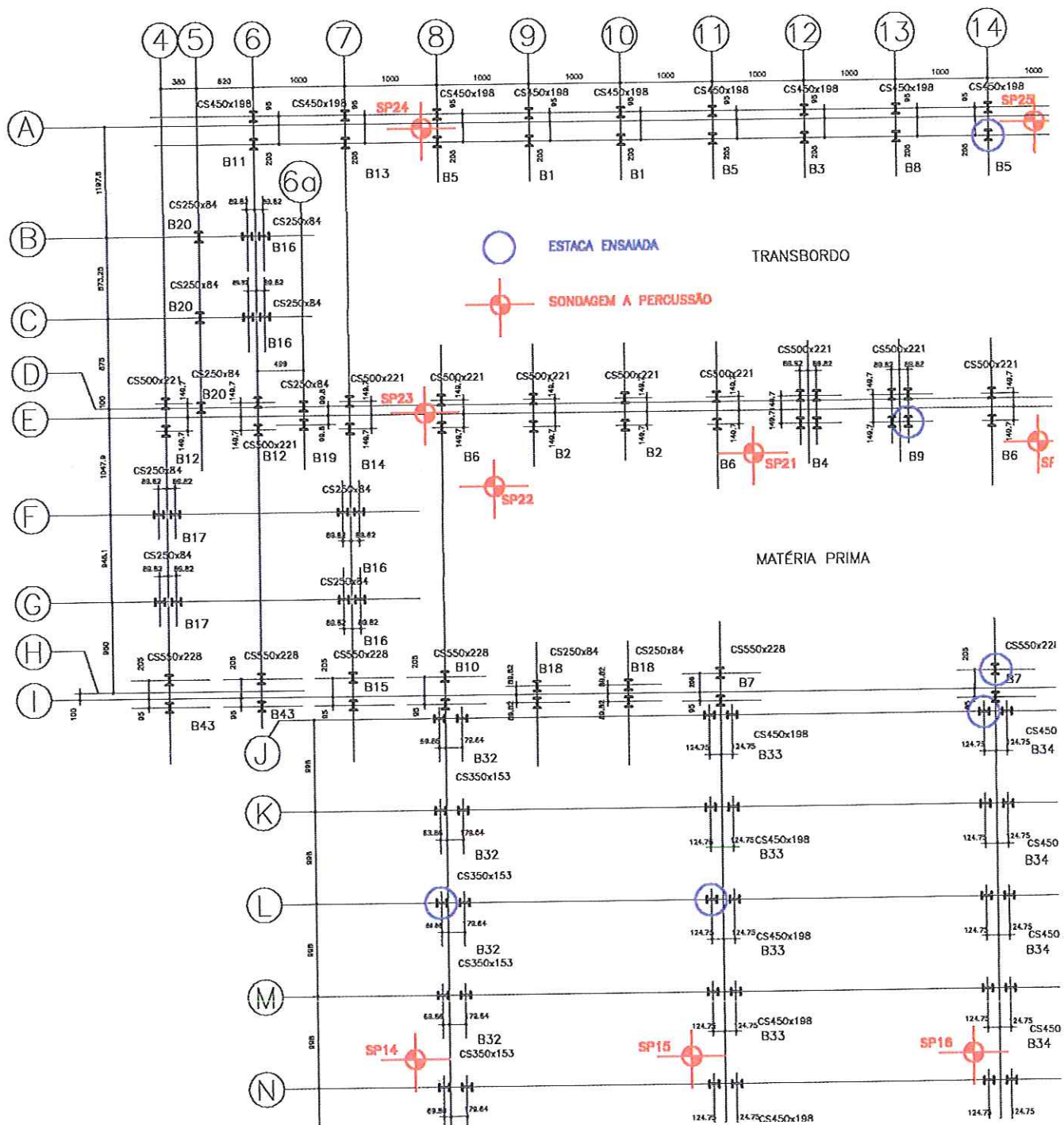


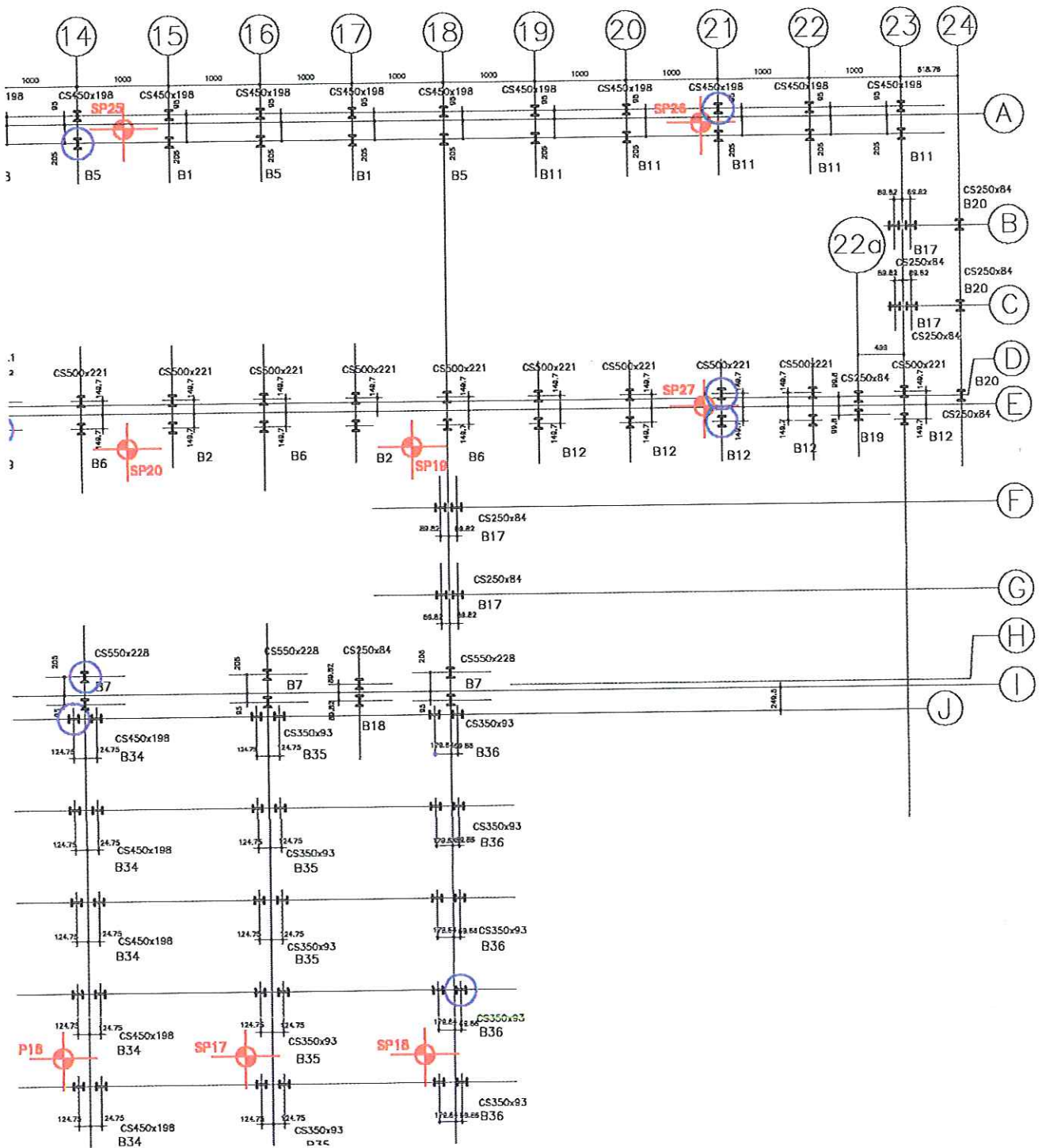
PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

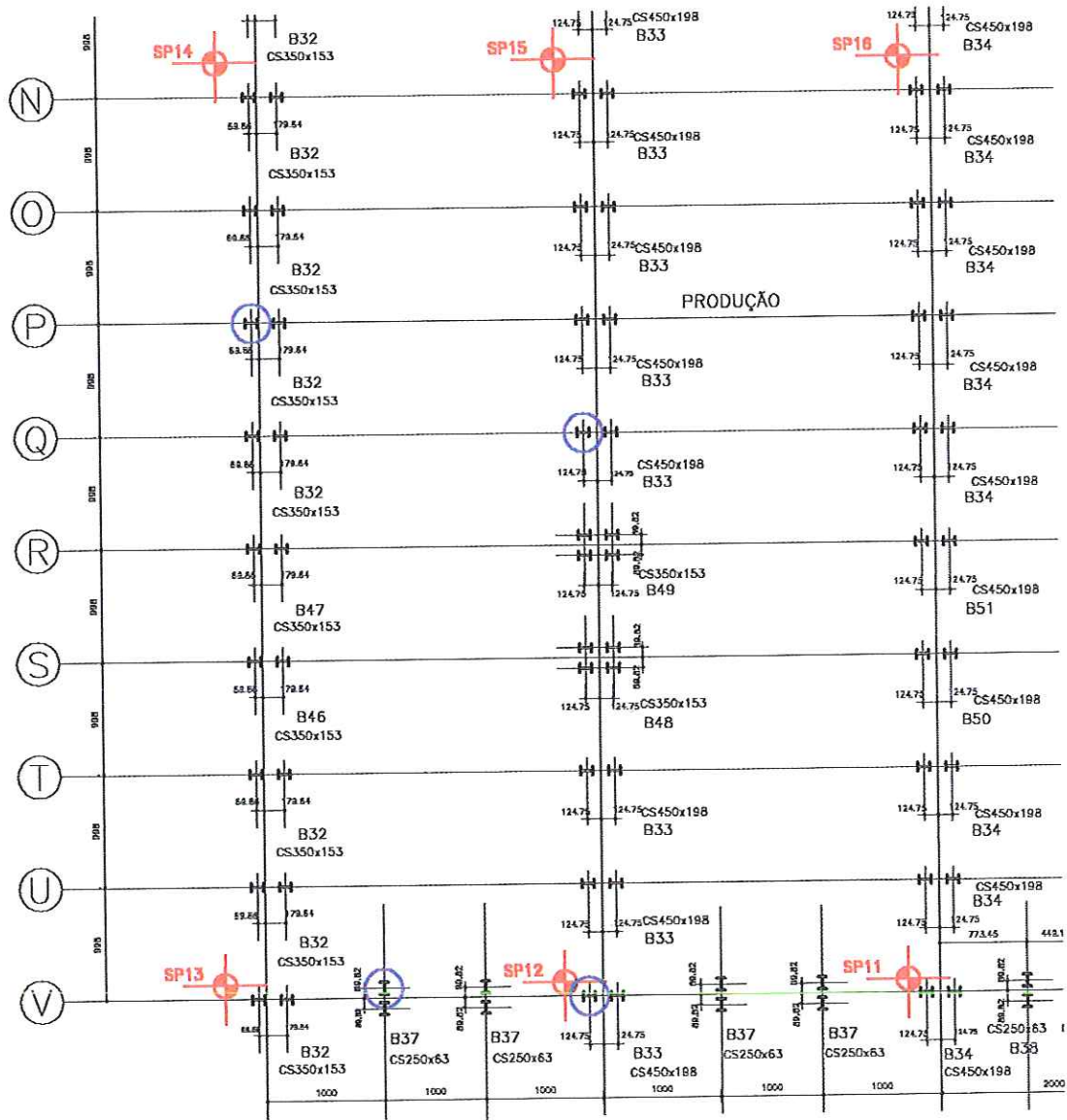


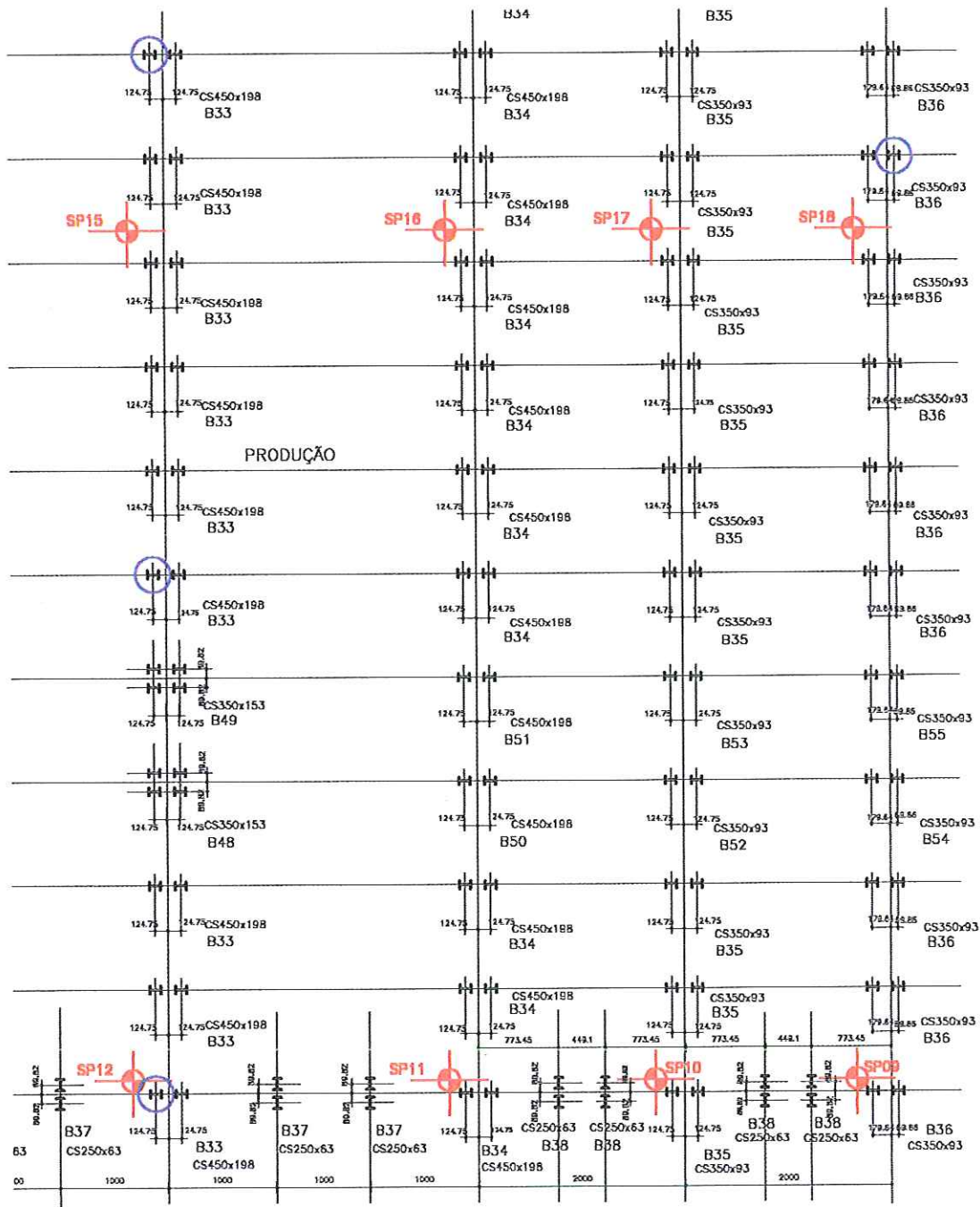
ANEXO B – PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS E DOS FUROS DE
SONDAGEM

FONTE: GEOMEC – ENGENHEIROS CONSULTORES S/C LTDA









ANEXO C – TABELAS DOS VALORES DA RESISTÊNCIA LATERAL
UNITÁRIA PREVISTOS POR AOKI-VELLOSO E DÉCOURT-
QUARESMA E MEDIDOS PELO CAPWAPC.



Resistência lateral unitária - kPa (Aoki-Velloso)

Prof. (m)	SP09	SP10	SP11	SP12	SP13	SP14	SP15	SP16	SP17	SP18	SP19	SP20	SP21	SP22	SP23	SP24	SP25	SP26	SP27
1	10	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	20,00	10,00	10,00	10,00	0,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	0,00	0,00	0,00
3	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	0,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	20,00	10,00
4	20,00	10,00	10,00	10,00	10,00	0,00	10,00	10,00	10,00	10,00	20,00	20,00	50,00	30,00	20,00	50,00	10,00	50,00	20,00
5	10,00	20,00	20,00	20,00	20,00	10,00	10,00	0,00	20,00	20,00	30,00	40,00	70,00	40,00	40,00	80,00	40,00	30,00	20,00
6	30,00	90,00	40,00	60,00	50,00	10,00	20,00	30,00	50,00	50,00	40,00	150,00	60,00	60,00	50,00	70,00	90,00	50,00	40,00
7	110,00	180,00	120,00	160,00	130,00	20,00	30,00	90,00	60,00	60,00	70,00	150,00	60,00	40,00	50,00	40,00	60,00	50,00	40,00
8	160,00	190,00	110,00	110,00	80,00	50,00	60,00	110,00	80,00	50,00	70,00	100,00	40,00	20,00	30,00	40,00	30,00	30,00	40,00
9	90,00	130,00	80,00	70,00	60,00	60,00	80,00	90,00	60,00	50,00	70,00	70,00	30,00	30,00	30,00	40,00	40,00	20,00	10,00
10	90,00	40,00	60,00	60,00	90,00	100,00	90,00	60,00	40,00	30,00	50,00	60,00	20,00	60,00	70,00	40,00	20,00	20,00	40,00
11	90,00	50,00	70,00	30,00	80,00	120,00	70,00	80,00	40,00	70,00	30,00	30,00	40,00	60,00	70,00	30,00	30,00	50,00	70,00
12	80,00	50,00	90,00	60,00	70,00	150,00	110,00	110,00	60,00	70,00	50,00	20,00	40,00	70,00	70,00	30,00	40,00	60,00	70,00
13	90,00	50,00	130,00	80,00	80,00	110,00	100,00	140,00	70,00	90,00	40,00	50,00	30,00	60,00	60,00	50,00	50,00	70,00	50,00
14	110,00	40,00	140,00	80,00	90,00	90,00	80,00	110,00	60,00	110,00	60,00	50,00	50,00	50,00	60,00	80,00	60,00	60,00	90,00
15	120,00	20,00	110,00	80,00	90,00	90,00	80,00	80,00	40,00	120,00	70,00	60,00	50,00	40,00	40,00	110,00	60,00	70,00	100,00
16	140,00	20,00	50,00	50,00	80,00	90,00	90,00	90,00	30,00	110,00	90,00	70,00	70,00	60,00	80,00	110,00	70,00	80,00	110,00
17	180,00	60,00	30,00	30,00	80,00	100,00	110,00	60,00	40,00	130,00	100,00	80,00	70,00	100,00	100,00	110,00	80,00	90,00	130,00
18	180,0	140,0	40,0	40,0	50,0	110,0	150,0	80,0	100,0	150,0	130,0	100,0	100,0	130,0	150,0	140,0	90,0	100,0	150,0
19	160,0	180,0	40,0	30,0	20,0	110,0	150,0	150,0	150,0		130,0	110,0	130,0	140,0	180,0	140,0	80,0	120,0	140,0
20	180,0	210,0	40,0	30,0	40,0			170,0	200,0		150,0	120,0	90,0	170,0	200,0	160,0	100,0	140,0	160,0
21									260,0										

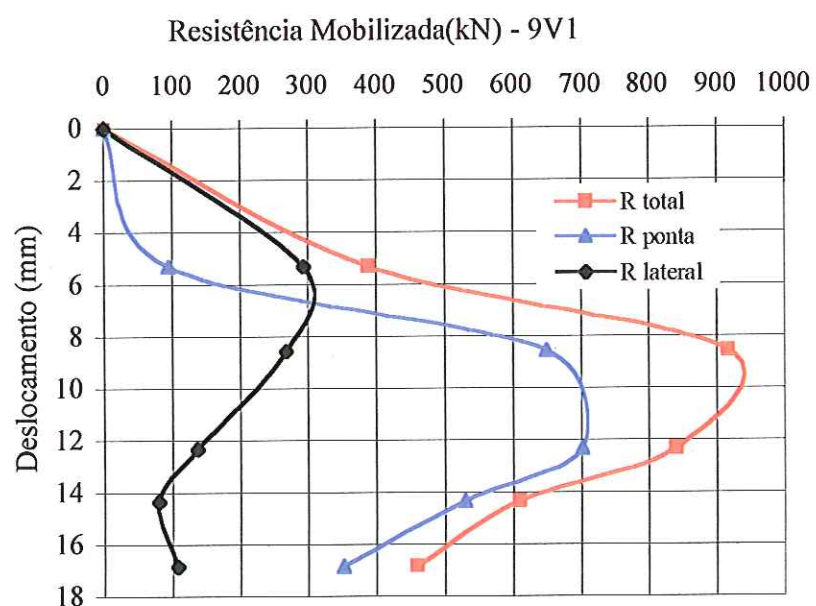
Resistência lateral unitária - kPa (Décourt-Quaresma)

Prof. (m)	SP09	SP10	SP11	SP12	SP13	SP14	SP15	SP16	SP17	SP18	SP19	SP20	SP21	SP22	SP23	SP24	SP25	SP26	SP27
1	46,67	20,00	20,00	20,00	23,33	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
2	23,33	20,00	23,33	23,33	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	23,33	20,00	20,00	23,33	23,33	23,33	20,00	20,00	20,00	20,00
3	26,67	20,00	20,00	20,00	23,33	20,00	20,00	20,00	26,67	23,33	26,67	26,67	26,67	23,33	23,33	26,67	20,00	60,00	23,33
4	23,33	23,33	26,67	26,67	26,67	23,33	30,00	20,00	26,67	26,67	53,33	43,33	116,67	66,67	56,67	126,67	30,00	36,67	33,33
5	26,67	50,00	30,00	30,00	36,67	23,33	33,33	20,00	50,00	43,33	46,67	90,00	103,33	70,00	63,33	120,00	63,33	56,67	40,00
6	43,33	116,67	83,33	120,00	86,67	26,67	36,67	70,00	96,67	113,33	53,33	120,00	53,33	106,67	110,00	40,00	66,67	50,00	33,33
7	116,67	140,00	93,33	110,00	126,67	50,00	56,67	76,67	80,00	83,33	56,67	100,00	40,00	40,00	46,67	36,67	40,00	36,67	36,67
8	130,00	120,00	73,33	53,33	103,33	93,33	106,67	146,67	66,67	73,33	56,67	53,33	33,33	43,33	46,67	33,33	36,67	30,00	33,33
9	133,33	70,00	83,33	56,67	93,33	100,00	143,33	126,67	66,67	66,67	53,33	50,00	36,67	56,67	63,33	46,67	43,33	36,67	36,67
10	123,33	70,00	56,67	50,00	156,67	86,67	100,00	70,00	63,33	43,33	43,33	53,33	40,00	60,00	70,00	50,00	46,67	53,33	53,33
11	130,00	70,00	60,00	53,33	83,33	100,00	83,33	86,67	60,00	56,67	40,00	33,33	73,33	73,33	70,00	26,67	56,67	76,67	50,00
12	116,67	86,67	73,33	123,33	120,00	176,67	120,00	133,33	60,00	63,33	56,67	60,00	56,67	50,00	56,67	60,00	56,67	110,00	63,33
13	143,33	86,67	110,00	53,33	66,67	136,67	73,33	120,00	63,33	103,33	80,00	73,33	60,00	46,67	50,00	63,33	86,67	96,67	100,00
14	160,00	33,33	93,33	70,00	73,33	133,33	73,33	76,67	60,00	110,00	96,67	83,33	73,33	40,00	43,33	110,00	90,00	93,33	143,33
15	163,33	40,00	83,33	60,00	66,67	140,00	83,33	83,33	53,33	103,33	116,67	100,00	93,33	50,00	50,00	120,00	103,33	103,33	153,33
16	176,67	46,67	56,67	40,00	56,67	133,33	90,00	86,67	40,00	106,67	136,67	113,33	103,33	103,33	113,33	113,33	110,00	120,00	166,67
17	176,67	93,33	53,33	46,67	63,33	166,67	116,67	40,00	56,67	130,00	160,00	126,67	106,67	110,00	116,67	136,67	123,33	140,00	176,67
18	176,67	116,67	56,67	66,67	33,33	153,33	146,67	120,00	86,67	140,00	176,67	150,00	96,67	150,00	176,67	176,67	116,67	150,00	176,67
19	176,67	133,33	66,67	46,67	46,67	170,00	160,00	163,33	130,00		176,67	160,00	120,00	153,33	176,67	176,67	130,00	176,67	176,67
20	176,67	153,33	66,67	63,33	66,67			163,33	156,67		176,67	173,33	133,33	176,67	176,67	176,67	140,00	176,67	176,67
21									176,67										

Resistência lateral unitária (CAPWAPC)

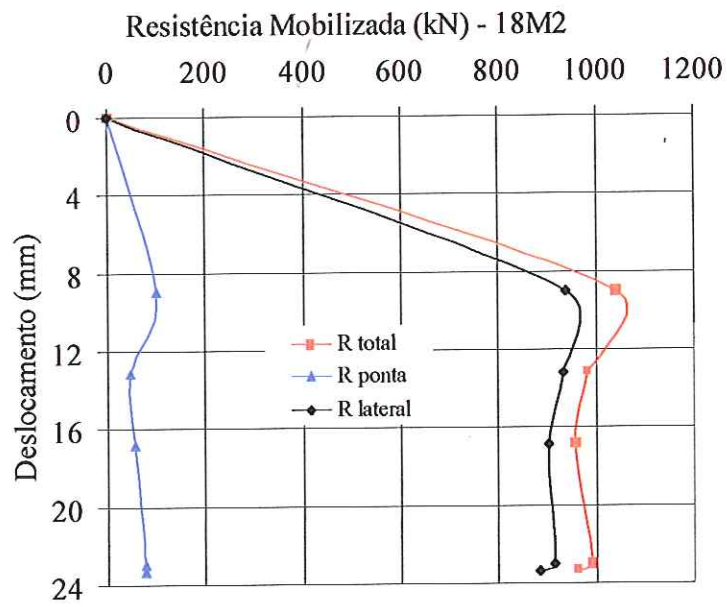
Prof. (m)	11L1	11Q1	11V1	12E2	14A2	14I1	14J1	18M2	21A1	21E1	21E2	8L1	8P1	9V1
1	0,10	42,44	3,63	20,43	6,81	53,60	68,52	12,59	34,45	6,99	2,53	66,37	35,29	0,00
2	0,19	45,55	7,26	40,86	13,61	51,03	69,95	18,78	2,50	13,98	5,06	67,06	30,24	0,00
3	7,95	48,66	6,64	44,83	16,32	48,46	71,37	24,97	53,90	21,31	9,67	67,74	25,18	8,35
4	15,71	55,53	6,02	48,79	19,03	46,30	70,70	28,79	38,91	28,64	14,27	64,78	28,36	16,70
5	23,00	62,39	37,88	53,88	22,16	44,14	70,03	32,61	29,24	37,98	22,12	61,81	31,53	16,75
6	30,29	70,14	69,73	58,97	25,29	48,43	62,80	34,54	19,56	47,31	29,97	55,28	34,70	16,80
7	51,42	77,88	66,41	61,80	28,06	52,71	55,56	36,46	27,76	51,86	41,78	48,74	37,86	29,85
8	72,55	77,41	63,09	64,63	30,83	63,87	42,97	37,26	35,95	56,41	53,58	42,77	40,86	42,90
9	67,00	76,93	50,25	63,47	34,23	75,02	30,37	38,06	53,83	51,70	67,83	36,80	43,85	25,70
10	61,44	65,09	37,40	62,31	37,63	78,78	19,18	37,61	71,70	46,99	82,07	33,11	43,72	8,50
11	61,44	53,24	37,40	57,32	37,63	82,54	7,99	37,16	87,75	34,80	92,42	29,42	43,58	4,25
12	45,55	41,01	25,54	52,32	41,39	66,17	4,00	40,58	103,80	22,61	102,77	27,59	45,63	0,00
13	29,65	28,78	13,68	46,36	45,15	49,79	0,00	44,00	113,32	12,57	106,76	25,76	47,68	0,00
14				40,39	47,55	49,79			122,83	2,53	110,74			
15				37,02	49,94	25,57			122,83	2,53	110,74			
16				33,64	50,55	1,35			126,57	1,27	110,66			
17					51,15				130,31	0,00	110,58			
18									131,71	0,00	108,37			
19									133,10	0,00	106,16			

ANEXO D – TABELAS E GRÁFICOS DOS VALORES DE
TRANSFERÊNCIA DE CARGA



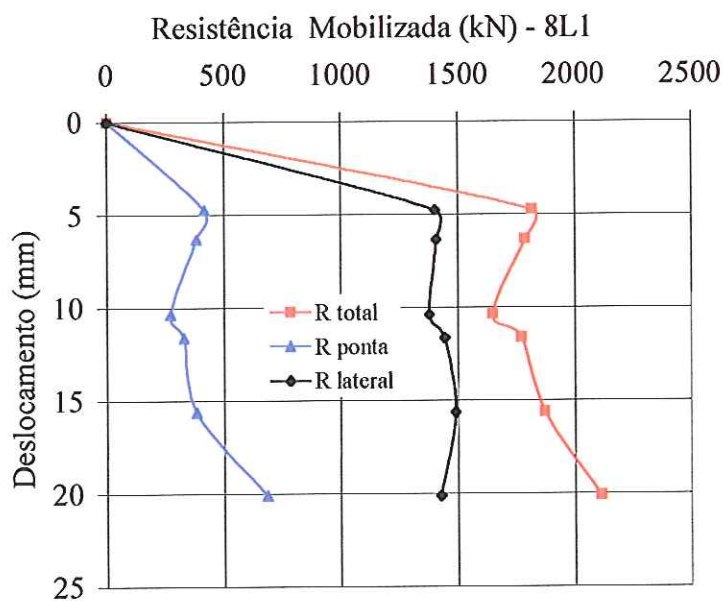
CS 250x63; 63,2 kg/m; L=13,0m; 3 dias

Ru (kN)	Rp (kN)	Rl (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
388	95	293	5,31
917	650	267	8,58
840	703	137	12,34
610	530	80	14,35
459	351	108	16,85



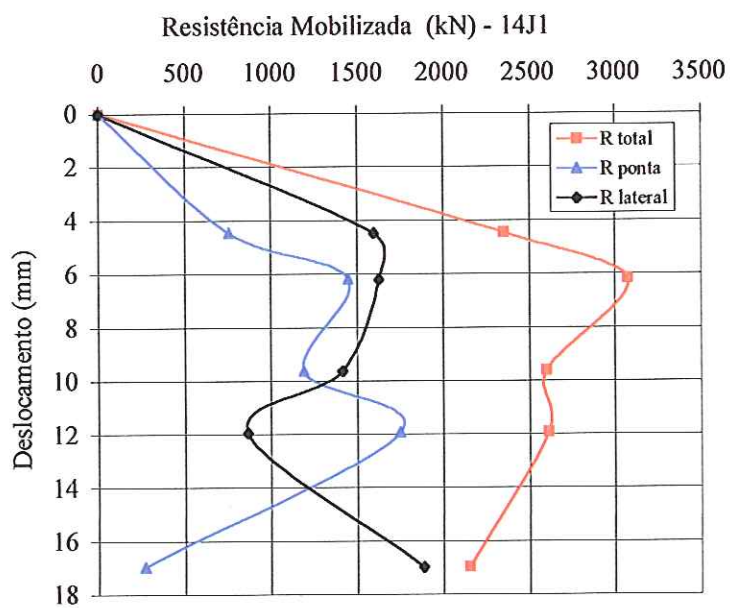
CS 350x93; 92,9 kg/m; L=13,0m; 8 dias

Ru (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.040	100	940	9,00
982	48	934	13,22
957	55	902	16,89
993	77	916	23,00
962	78	884	23,39

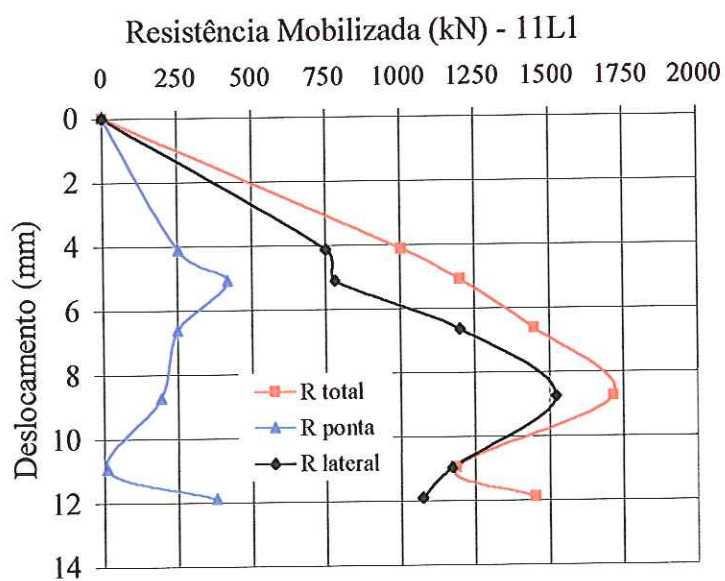


CS 350x153; L=13,0m; 7 dias

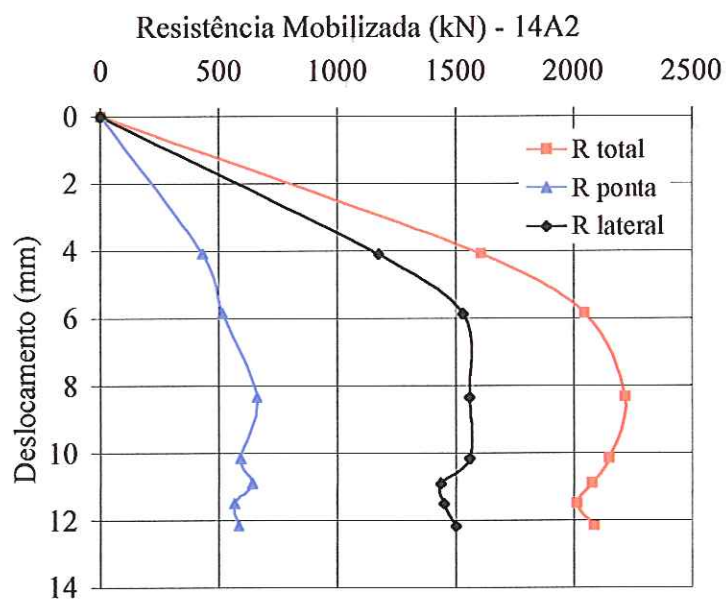
Ru (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.816	416	1.400	4,77
1.787	381	1.407	6,35
1.648	271	1.377	10,38
1.771	328	1.443	11,64
1.870	383	1.488	15,64
2.110	684	1.427	20,11



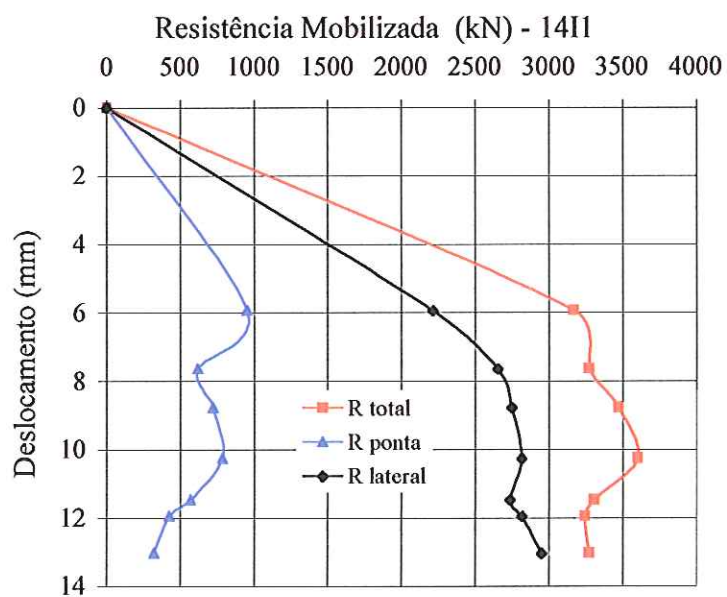
Ru (kN)	Rp (kN)	Rl (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
2.354	757	1.597	4,47
3.075	1.449	1.626	6,20
2.601	1.189	1.412	9,62
2.613	1.748	865	11,94
2.152	267	1.885	16,97



Ru (kN)	Rp (kN)	Rl (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.005	254	751	4,13
1.201	419	782	5,10
1.450	250	1.200	6,63
1.715	193	1.522	8,76
1.184	12	1.172	10,96
1.451	378	1.073	11,90

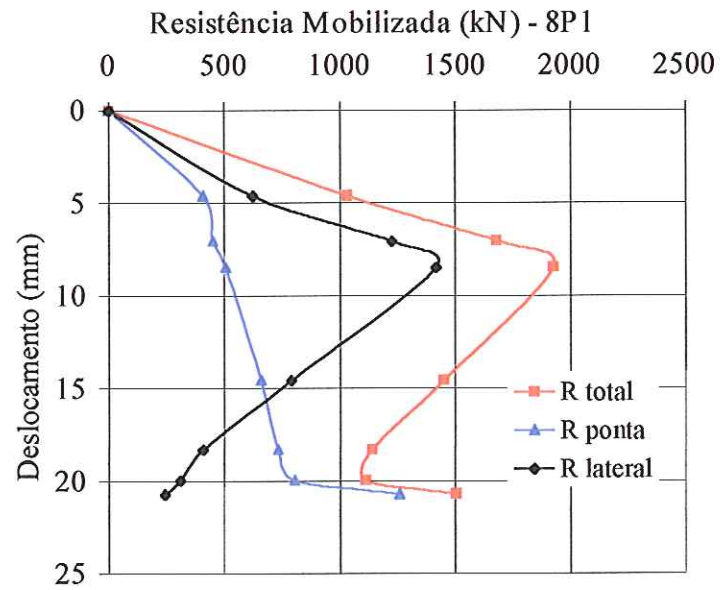


Ru (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.606	432	1.174	4,10
2.046	516	1.530	5,85
2.217	659	1.558	8,34
2.149	592	1.557	10,15
2.076	641	1.435	10,90
2.013	564	1.449	11,51
2.084	582	1.501	12,17



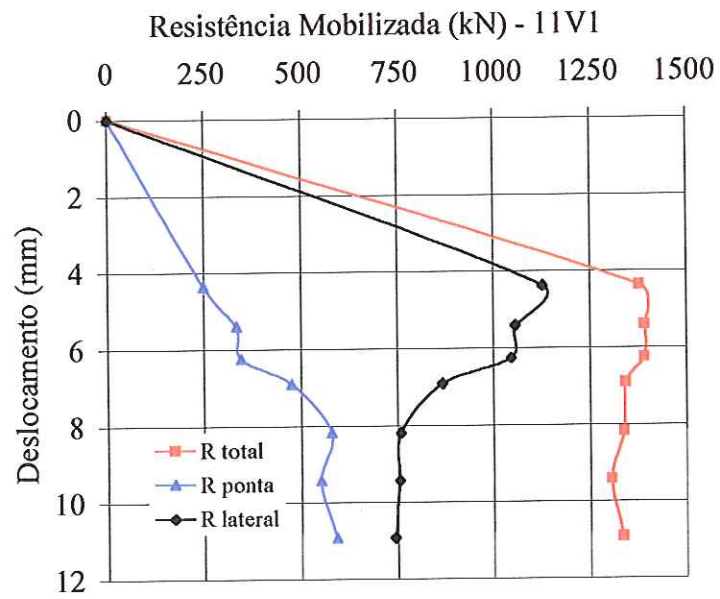
CS 550x228; L=16m15dias

Ru (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
3.165	952	2.213	5,93
3.272	618	2.653	7,63
3.471	722	2.749	8,77
3.600	786	2.814	10,26
3.305	571	2.735	11,47
3.241	424	2.817	11,95
3.272	322	2.950	13,03

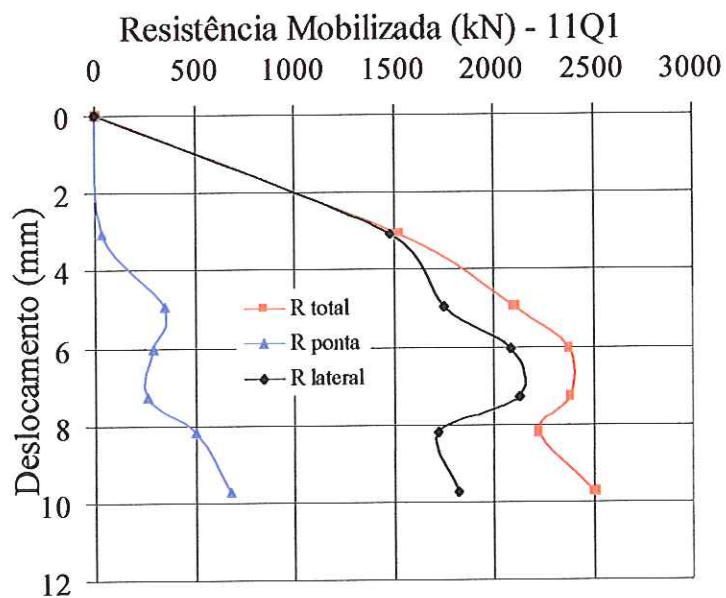


CS 350x153; L=13m; 7dias

Ru (kN)	Rp (kN)	Rl (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.032	409	624	4,61
1.677	451	1.226	7,07
1.925	507	1.418	8,49
1.450	660	790	14,59
1.139	731	408	18,31
1.112	804	309	19,97
1.502	1.259	243	20,74

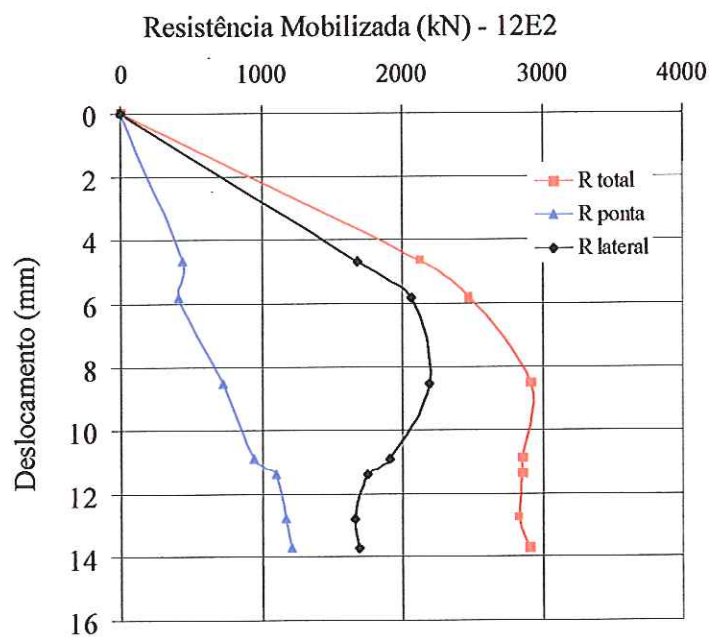


Ru (kN)	Rp (kN)	Rl (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.377	249	1.128	4,38
1.391	334	1.057	5,41
1.390	345	1.046	6,25
1.343	476	867	6,91
1.338	580	758	8,19
1.305	551	755	9,43
1.334	592	742	10,91

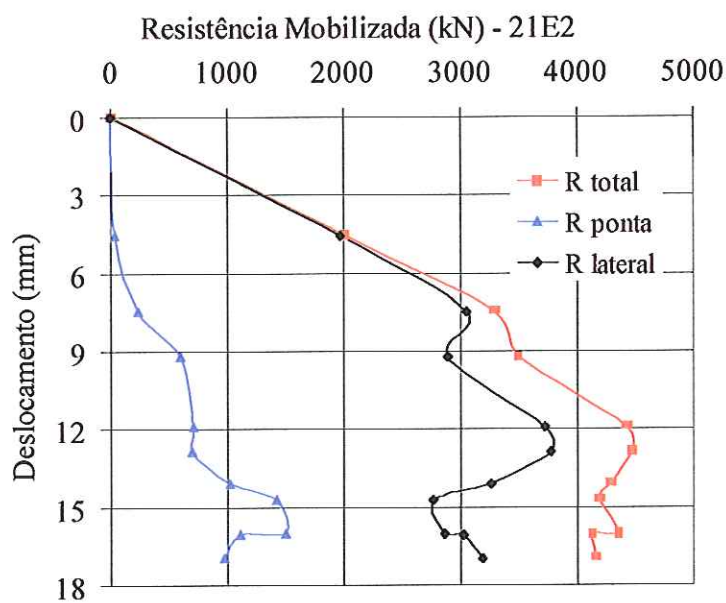


CS 450x198; L=13m; 7 dias

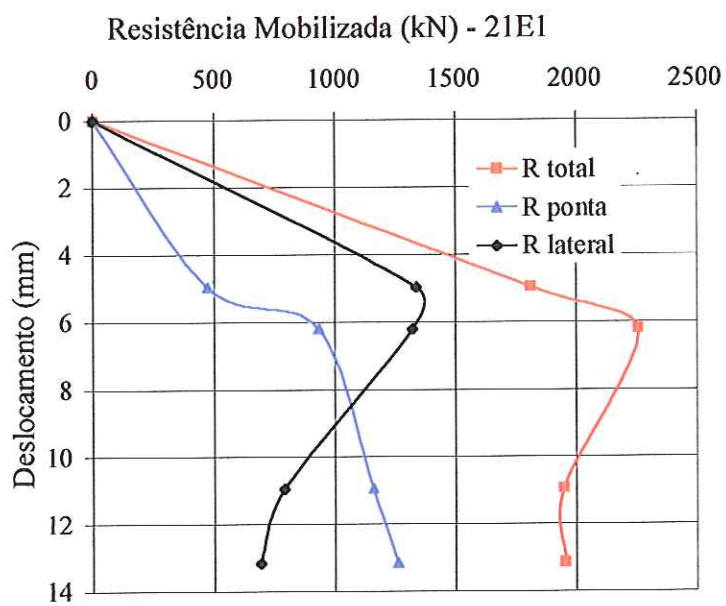
Ru (kN)	Rp (kN)	Rl (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.519	39	1.479	3,08
2.103	352	1.751	4,97
2.383	295	2.088	6,06
2.390	261	2.129	7,28
2.230	505	1.725	8,19
2.506	681	1.826	9,73



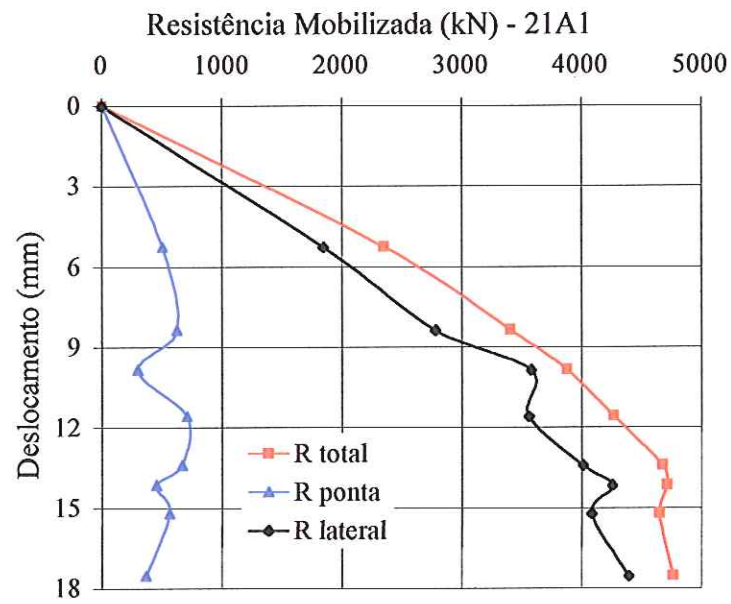
Ru (kN)	Rp (kN)	Rl (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
2.135	446	1.690	4,69
2.484	414	2.070	5,85
2.919	726	2.194	8,57
2.860	950	1.910	10,93
2.853	1.101	1.752	11,39
2.838	1.171	1.668	12,79
2.907	1.208	1.699	13,72



Ru (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
2.008	42	1.965	4,55
3.286	232	3.055	7,46
3.500	604	2.896	9,22
4.432	707	3.725	11,91
4.471	695	3.776	12,86
4.289	1.021	3.268	14,09
4.189	1.417	2.772	14,75
4.368	1.497	2.871	16,05
4.139	1.107	3.032	16,10
4.161	971	3.190	16,96

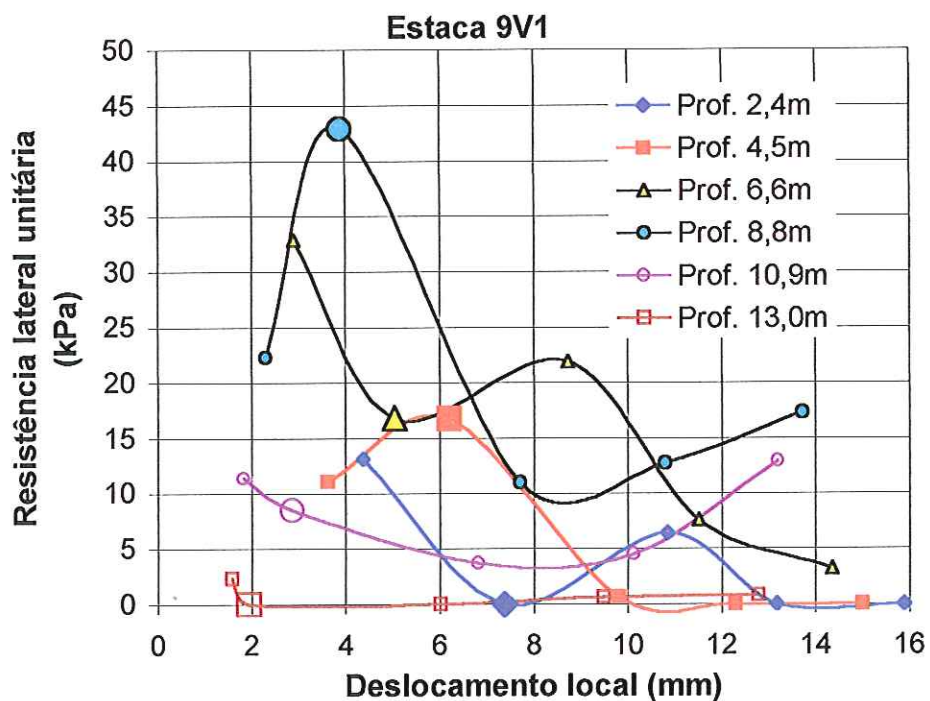


Ru (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
1.810	473	1.338	4,97
2.255	933	1.323	6,20
1.949	1.158	791	10,95
1.953	1.261	692	13,16



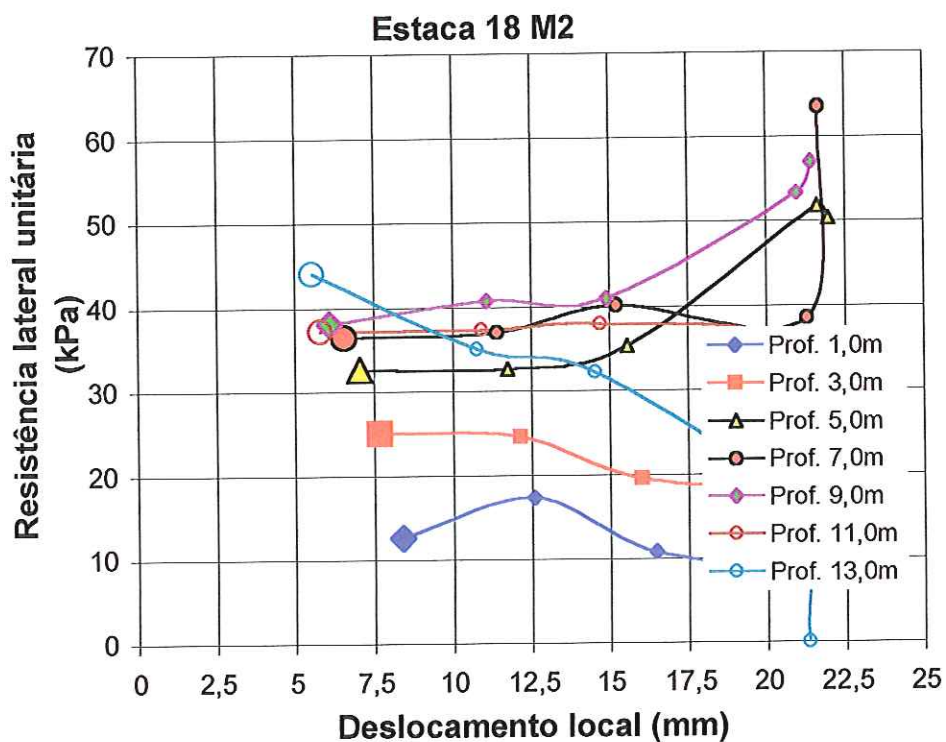
Ru (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	DMX (mm)
0	0	0	0
2.350	505	1.846	5,27
3.404	624	2.780	8,38
3.877	298	3.579	9,85
4.265	707	3.558	11,58
4.676	667	4.009	13,41
4.710	454	4.256	14,16
4.648	564	4.085	15,21
4.759	363	4.395	17,55

ANEXO E – TABELAS E GRÁFICOS DOS VALORES DA RESISTÊNCIA
LATERAL UNITÁRIA MOBILIZADA



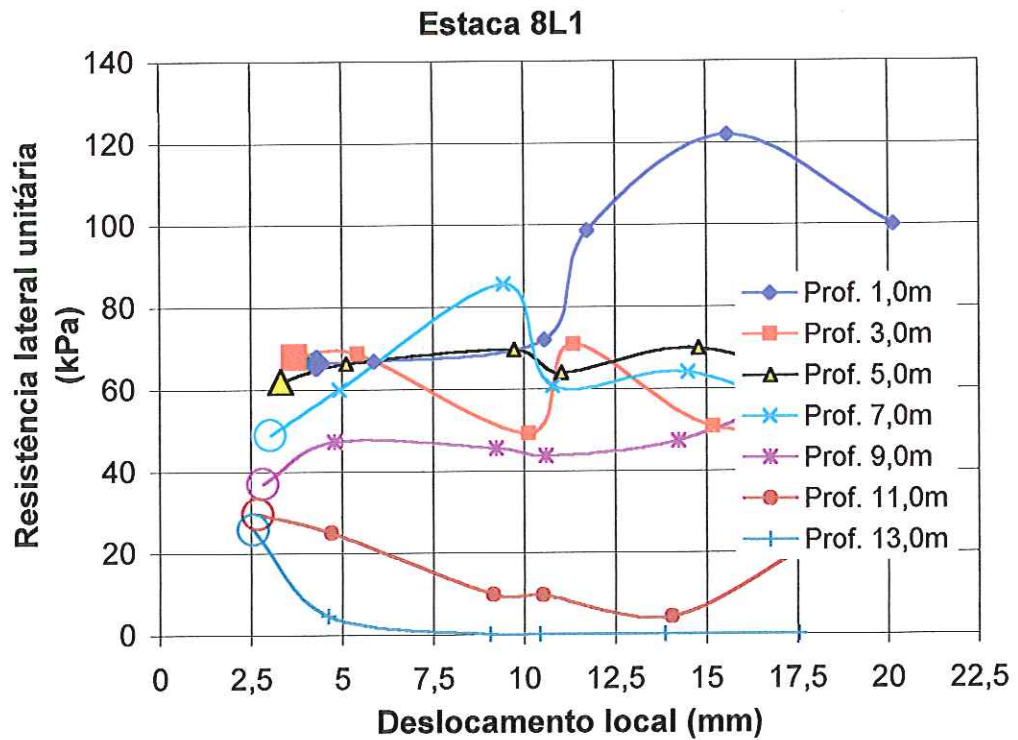
Prof.:	Deslocamento (mm)				
	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5
2,4	4,38	7,38	10,85	13,18	15,89
4,5	3,62	6,21	9,81	12,30	15,01
6,6	2,90	5,04	8,74	11,51	14,35
8,8	2,30	3,89	7,71	10,80	13,73
10,9	1,84	2,87	6,83	10,13	13,20
13,0	1,59	1,94	6,02	9,49	12,78

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)				
	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5
2,4	13,10	0,00	6,40	0,00	0,00
4,5	11,10	16,70	0,70	0,00	0,00
6,6	32,90	16,80	21,90	7,60	3,20
8,8	22,30	42,90	11,00	12,70	17,30
10,9	11,40	8,50	3,70	4,50	12,90
13,0	2,30	0,00	0,00	0,60	0,80



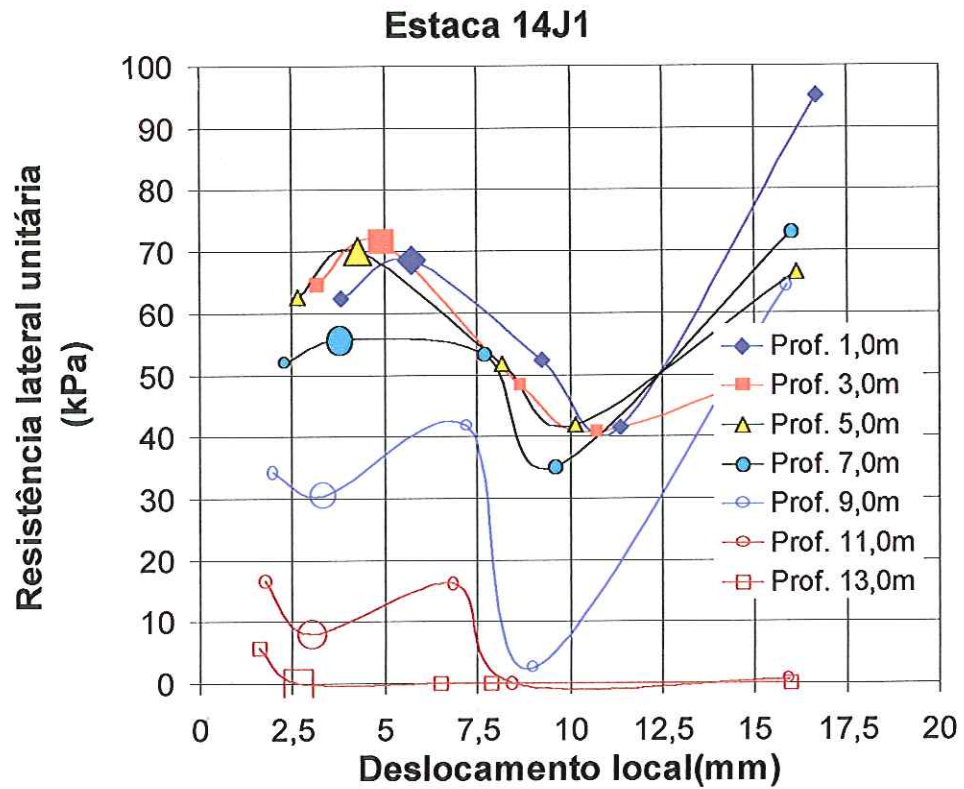
Prof.:	Deslocamento (mm)				
	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5
1,0	8,40	12,62	16,46	22,68	22,94
3,0	7,68	12,16	16,01	22,15	22,47
5,0	7,05	11,75	15,57	21,65	21,99
7,0	6,56	11,42	15,22	21,30	21,67
9,0	6,11	11,13	14,90	20,98	21,43
11,0	5,83	10,96	14,73	20,84	21,38
13,0	5,59	10,82	14,57	20,72	21,33

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)				
	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5
1,0	12,59	17,28	10,82	7,61	7,55
3,0	24,97	24,56	19,56	17,37	15,05
5,0	32,61	32,64	35,28	51,81	50,33
7,0	36,46	36,94	40,10	38,48	63,49
9,0	38,06	40,65	40,88	53,24	56,92
11,0	37,16	37,29	37,92	35,54	19,16
13,0	44,00	34,95	32,17	16,10	0,00



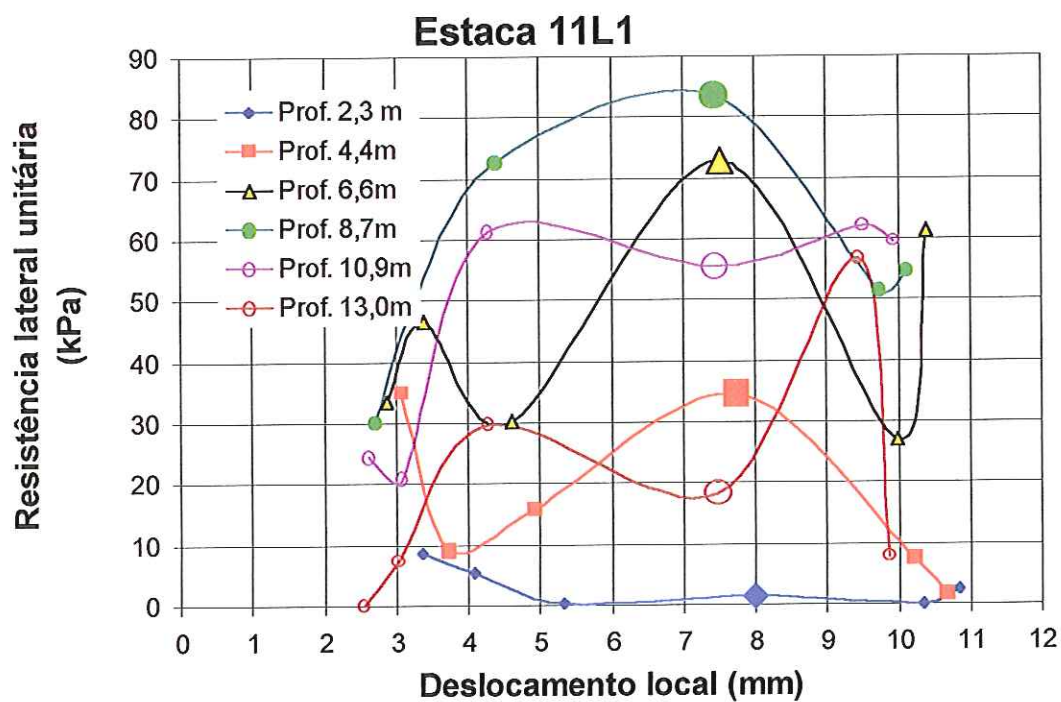
Prof.:	Deslocamento (mm)					
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6
1,0	4,31	5,89	10,58	11,74	15,59	20,15
3,0	3,72	5,44	10,15	11,36	15,19	19,63
5,0	3,32	5,12	9,74	11,03	14,79	19,11
7,0	3,07	4,95	9,45	10,80	14,52	18,62
9,0	2,85	4,80	9,24	10,61	14,25	18,12
11,0	2,72	4,72	9,16	10,52	14,05	17,81
13,0	2,58	4,63	9,08	10,44	13,87	17,55

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)					
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6
1,0	66,37	66,78	71,83	98,53	121,79	99,93
3,0	67,74	68,53	49,05	70,79	50,52	52,85
5,0	61,81	66,26	69,52	63,84	69,91	58,26
7,0	48,74	59,87	85,47	60,60	63,96	50,20
9,0	36,80	47,16	45,36	43,57	47,16	60,33
11,0	29,42	24,90	9,70	9,48	4,21	21,46
13,0	25,76	4,61	0,00	0,00	0,00	0,00



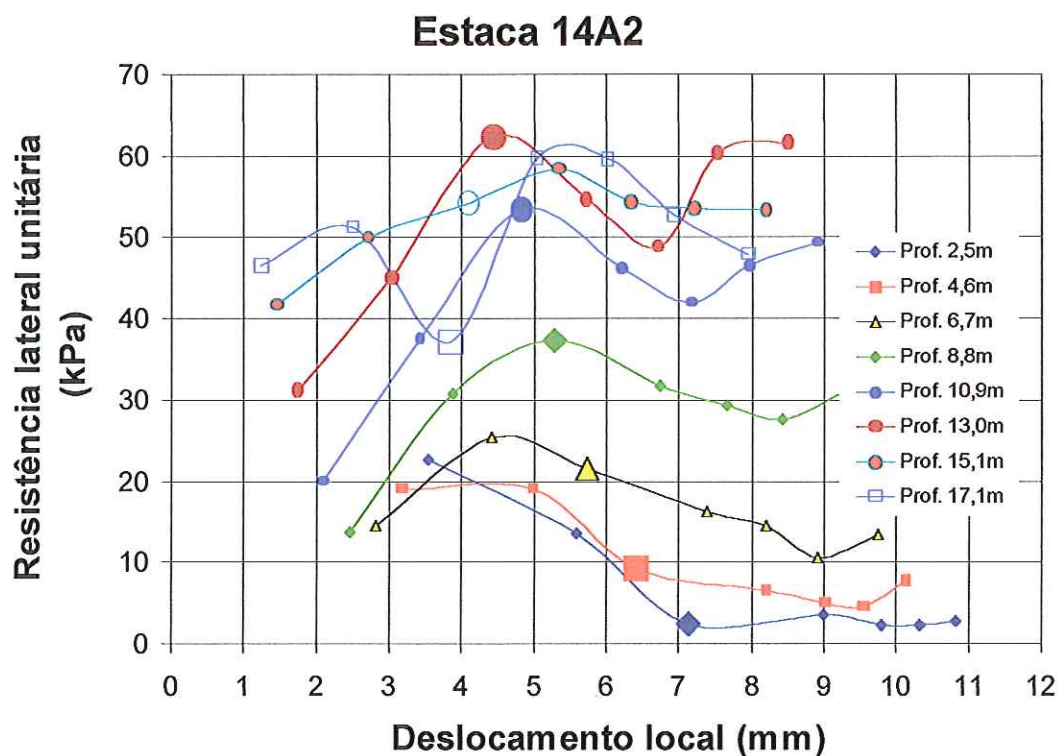
Prof.:	Deslocamento (mm)				
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5
1,0	3,84	5,75	9,26	11,39	16,68
3,0	3,18	4,94	8,69	10,78	16,40
5,0	2,67	4,30	8,16	10,17	16,15
7,0	2,30	3,82	7,71	9,60	16,00
9,0	2,00	3,39	7,27	9,04	15,90
11,0	1,79	3,03	6,89	8,46	15,95
13,0	1,60	2,67	6,50	7,86	15,97

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)				
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5
1,0	62,47	68,52	52,35	41,47	94,99
3,0	64,75	71,37	48,35	40,56	52,46
5,0	62,71	70,03	51,84	41,95	66,60
7,0	51,86	55,56	53,48	35,18	73,07
9,0	34,36	30,37	41,78	2,46	64,53
11,0	16,67	7,99	16,19	0,00	0,64
13,0	5,66	0,00	0,00	0,00	0,00



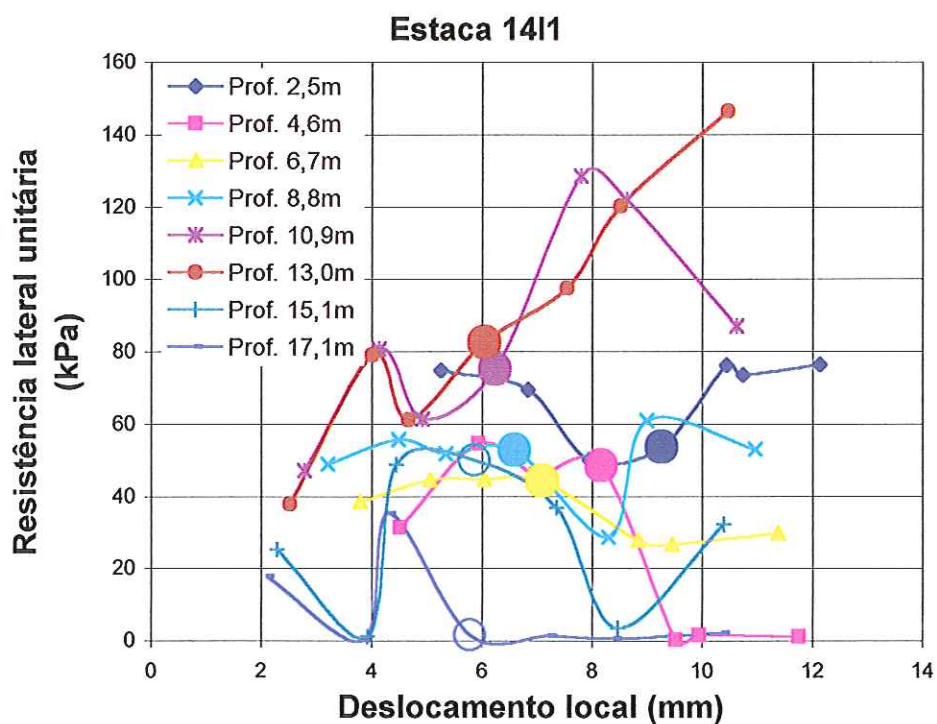
Prof.:	Deslocamento (mm)					
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
2,3	3,37	4,08	5,34	8,00	10,35	10,84
4,4	3,08	3,72	4,93	7,74	10,21	10,67
6,6	2,86	3,39	4,60	7,52	9,99	10,39
8,7	2,72	3,18	4,38	7,45	9,73	10,12
10,9	2,62	3,10	4,30	7,46	9,52	9,94
13,0	2,55	3,03	4,30	7,48	9,44	9,88

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)					
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
2,3	8,58	5,39	0,19	1,44	0,00	2,48
4,4	34,73	9,00	15,71	34,53	7,39	1,72
6,6	33,51	46,69	30,29	72,76	27,02	61,25
8,7	30,09	47,31	72,55	83,69	51,51	54,76
10,9	24,38	20,95	61,44	55,35	62,23	59,42
13,0	0,00	7,36	29,65	18,21	56,68	7,84



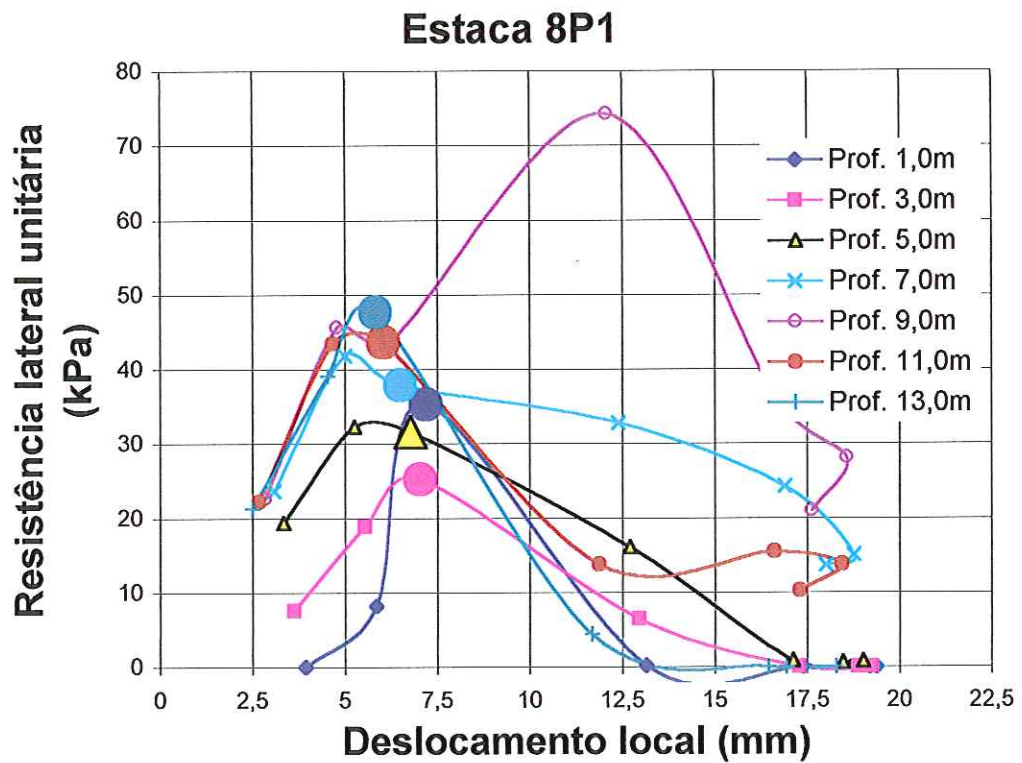
Prof.:	Deslocamento (mm)						
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
2,5	3,54	5,60	7,13	9,01	9,81	10,33	10,83
4,6	3,18	5,01	6,41	8,22	9,01	9,54	10,16
6,7	2,83	4,42	5,74	7,39	8,21	8,92	9,75
8,8	2,46	3,89	5,28	6,74	7,67	8,43	9,32
10,9	2,10	3,44	4,85	6,21	7,18	7,97	8,91
13,0	1,75	3,04	4,44	5,73	6,72	7,54	8,53
15,1	1,46	2,73	4,11	5,35	6,34	7,21	8,22
17,1	1,24	2,52	3,85	5,06	6,03	6,94	7,96

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)						
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
2,5	22,62	13,61	2,32	3,58	2,28	2,20	2,78
4,6	19,02	19,03	9,24	6,60	5,02	4,46	7,88
6,7	14,51	25,29	21,60	16,29	14,47	10,58	13,42
8,8	13,66	30,83	37,31	31,81	29,37	27,61	31,12
10,9	19,90	37,63	53,34	46,18	41,88	46,56	49,27
13,0	31,31	45,15	62,28	54,68	48,78	60,39	61,71
15,1	41,58	49,94	54,20	58,42	54,38	53,65	53,40
17,1	46,60	51,15	37,23	59,84	59,58	52,81	47,91



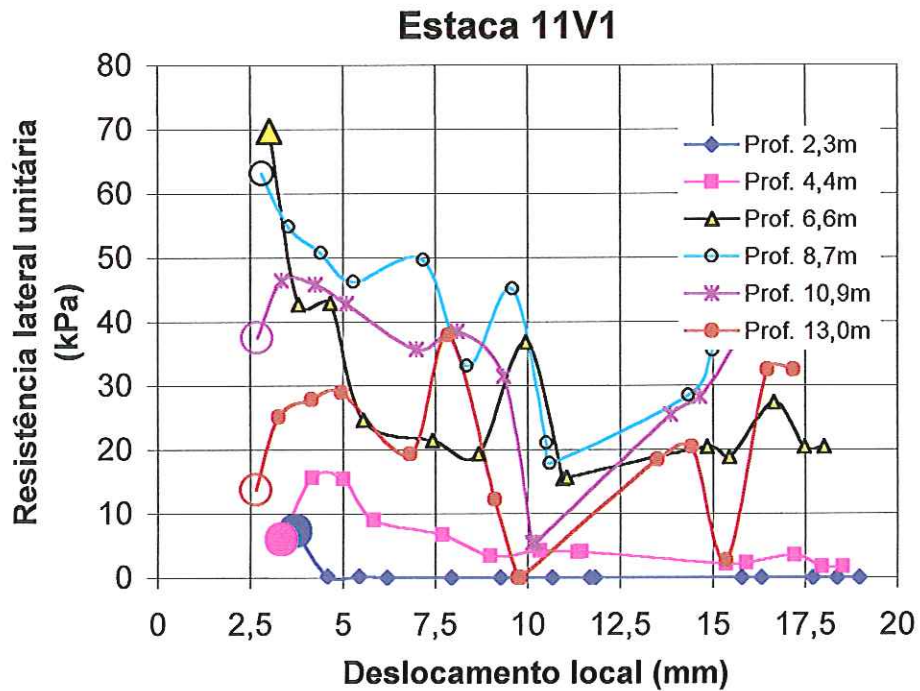
Prof.:	Deslocamento (mm)						
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
1,2	5,26	6,85	7,95	9,27	10,44	10,75	12,14
3,3	4,52	5,94	6,99	8,17	9,52	9,95	11,77
5,4	3,80	5,07	6,05	7,10	8,84	9,46	11,38
7,5	3,22	4,50	5,35	6,60	8,31	9,00	10,98
9,7	2,79	4,14	4,93	6,25	7,80	8,63	10,63
11,8	2,53	4,01	4,67	6,05	7,55	8,52	10,47
13,9	2,30	3,94	4,46	5,88	7,36	8,47	10,40
16,0	2,12	3,87	4,32	5,79	7,23	8,42	10,38

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)						
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
1,2	74,62	69,36	49,95	53,60	76,05	73,35	76,23
3,3	31,26	54,53	45,94	48,46	0,17	1,43	1,10
5,4	38,29	44,31	44,55	44,14	27,59	26,55	29,59
7,5	48,84	55,54	51,69	52,71	28,54	60,87	52,81
9,7	46,98	80,57	61,20	75,02	128,43	121,82	86,97
11,8	37,71	78,90	61,10	82,54	97,43	120,04	146,43
13,9	25,15	1,08	48,68	49,79	36,67	3,33	32,07
16,0	17,72	0,06	35,07	1,35	1,25	0,57	2,12



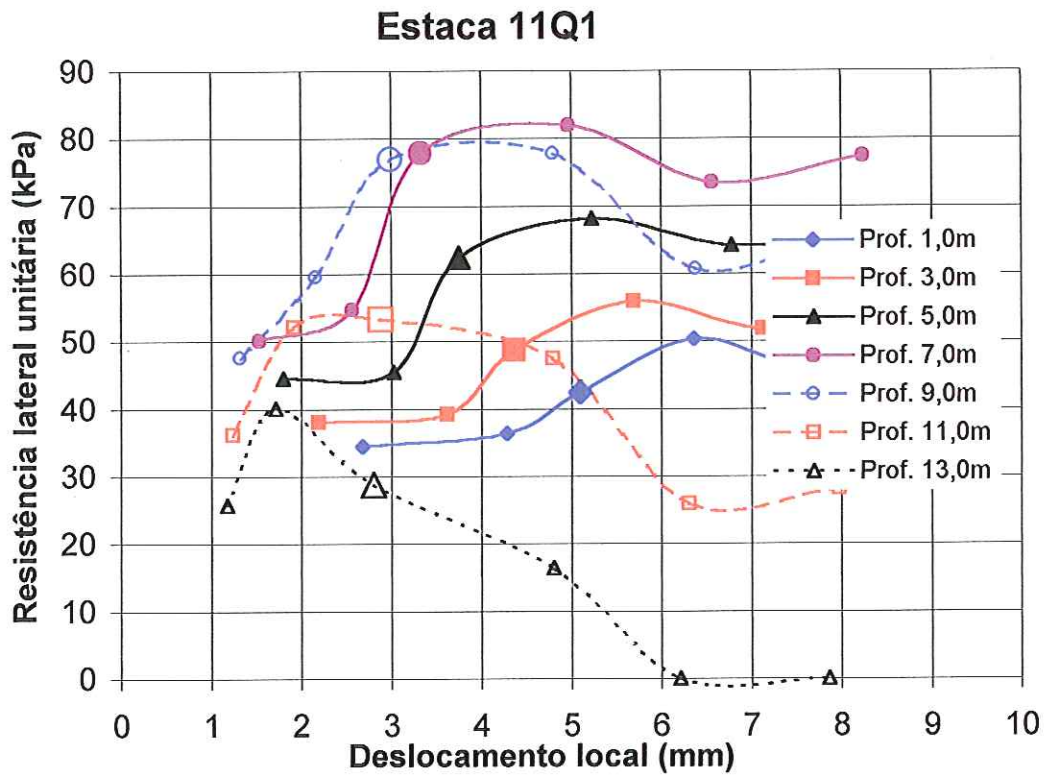
Prof.:	Deslocamento (mm)						
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
1,0	3,94	5,86	7,19	13,17	17,40	19,39	19,21
3,0	3,64	5,55	7,05	12,98	17,31	19,25	18,89
5,0	3,35	5,25	6,77	12,72	17,13	19,02	18,47
7,0	3,10	5,01	6,51	12,42	16,91	18,78	18,03
9,0	2,86	4,79	6,25	12,10	16,74	18,59	17,64
11,0	2,68	4,66	6,05	11,89	16,62	18,46	17,31
13,0	2,52	4,54	5,85	11,70	16,47	18,30	16,95

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)						
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
1,0	0,00	8,18	35,29	0,13	0,00	0,00	0,00
3,0	7,53	18,83	25,18	6,41	0,00	0,00	0,00
5,0	19,35	32,26	31,53	16,05	0,86	0,76	0,57
7,0	23,66	41,82	37,86	32,78	24,25	15,08	13,66
9,0	22,62	45,60	43,85	74,25	35,61	28,11	20,99
11,0	22,19	43,45	43,58	13,74	15,48	13,74	10,26
13,0	21,22	39,09	47,68	4,37	0,00	0,00	0,00



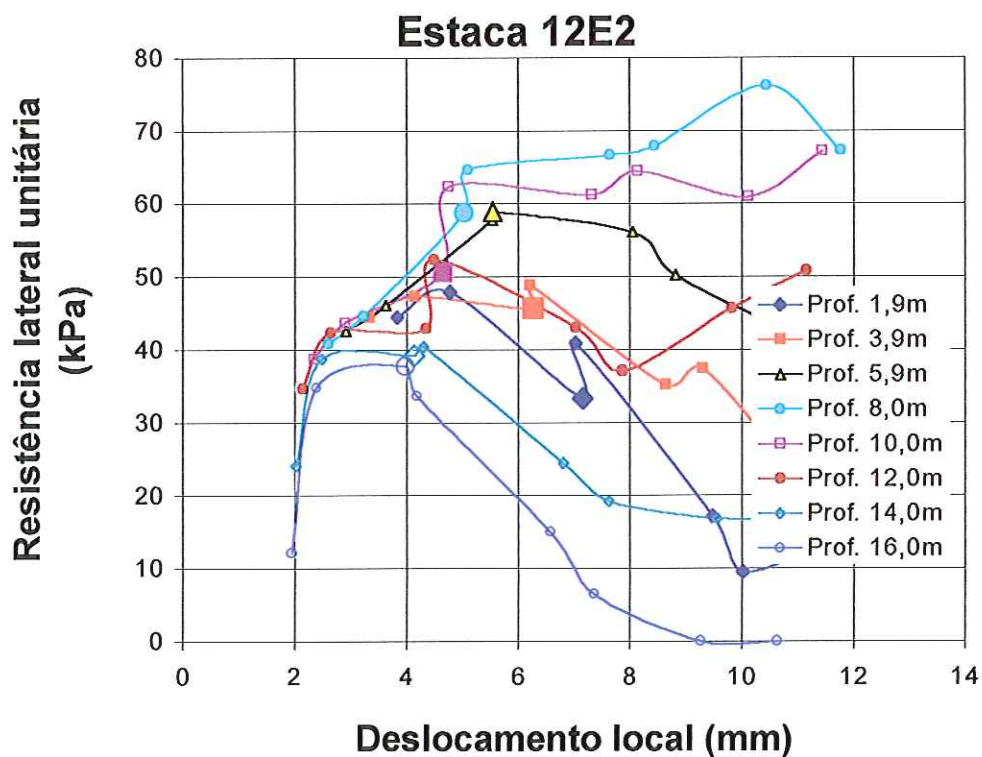
Prof.:	Deslocamento (mm)						
(m)	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
2,3	3,73	4,60	5,46	6,22	7,95	9,27	10,67
4,4	3,36	4,17	5,02	5,85	7,71	9,00	10,35
6,6	3,02	3,80	4,67	5,56	7,44	8,67	9,95
8,7	2,82	3,54	4,42	5,29	7,19	8,36	9,61
10,9	2,71	3,36	4,27	5,11	7,01	8,10	9,36
13,0	2,67	3,28	4,17	4,97	6,84	7,86	9,13

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)						
(m)	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
2,3	7,26	0,17	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4,4	6,02	15,66	15,46	9,04	6,66	3,38	4,23
6,6	69,73	42,69	42,87	24,66	21,42	19,30	36,76
8,7	63,09	54,77	50,69	46,14	49,59	33,02	45,08
10,9	37,40	46,31	45,72	42,75	35,60	38,42	31,46
13,0	13,68	25,16	27,84	28,92	19,28	37,80	12,23



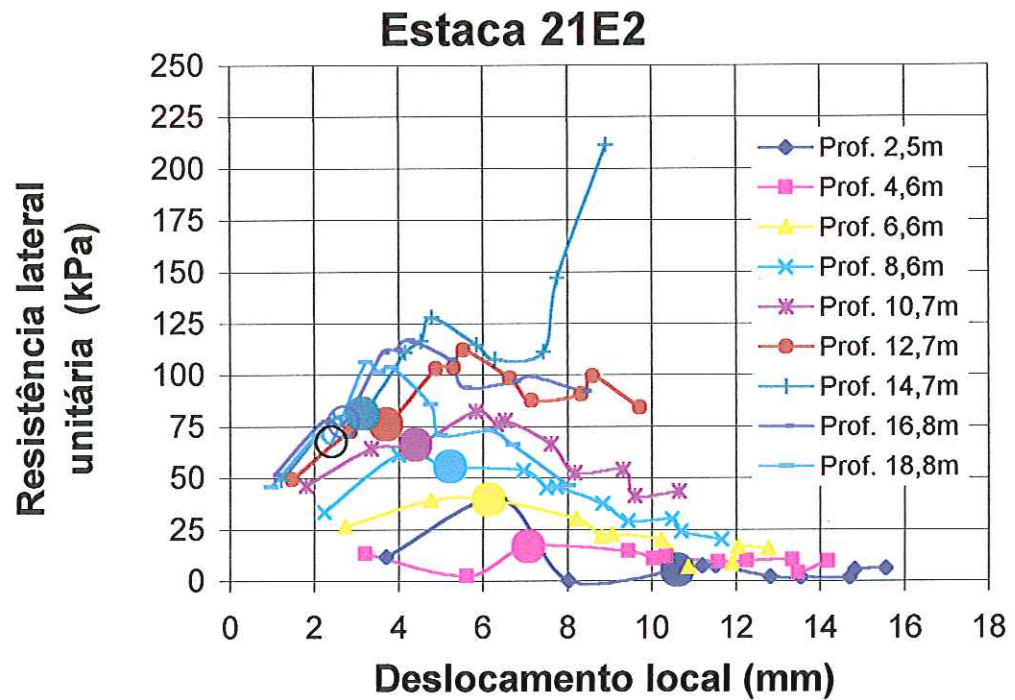
Prof.:	Deslocamento (mm)					
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6
1,0	2,68	4,29	5,10	6,37	7,60	9,14
3,0	2,20	3,62	4,37	5,70	7,13	8,77
5,0	1,81	3,03	3,75	5,23	6,79	8,45
7,0	1,54	2,57	3,33	4,98	6,57	8,25
9,0	1,33	2,17	3,01	4,80	6,39	8,07
11,0	1,24	1,92	2,89	4,80	6,31	7,98
13,0	1,18	1,72	2,80	4,81	6,21	7,87

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)					
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6
1,0	34,45	36,32	42,44	50,32	46,33	48,97
3,0	38,03	39,19	48,66	55,93	51,84	54,23
5,0	44,54	45,45	62,39	68,21	64,15	66,21
7,0	50,08	54,68	77,88	81,92	73,46	77,33
9,0	47,52	59,54	76,93	77,74	60,65	66,30
11,0	36,17	52,08	53,24	47,43	25,96	28,24
13,0	25,72	40,04	28,78	16,40	0,00	0,00



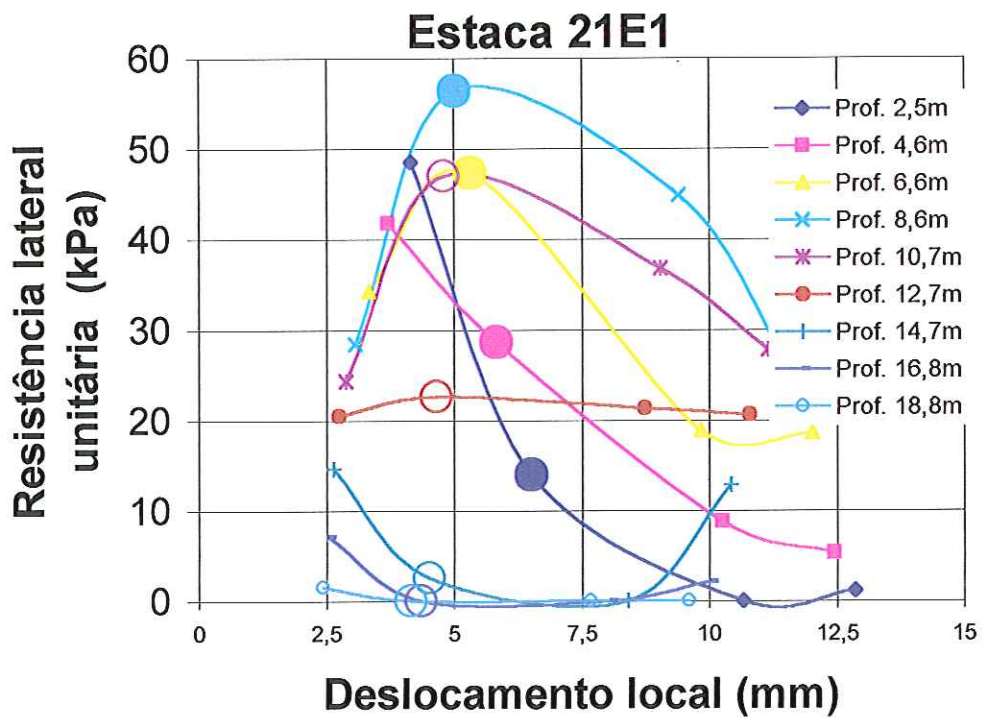
Prof.:	Deslocamento (mm)							
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
1,9	3,84	4,79	7,16	7,03	9,49	10,03	11,76	13,11
3,9	3,34	4,15	6,27	6,22	8,64	9,30	11,30	12,65
5,9	2,92	3,63	5,54	5,55	8,05	8,81	10,84	12,18
8,0	2,60	3,23	5,04	5,10	7,64	8,45	10,45	11,78
10,0	2,35	2,91	4,66	4,76	7,31	8,14	10,11	11,45
12,0	2,15	2,65	4,36	4,49	7,03	7,87	9,82	11,16
14,0	2,03	2,48	4,14	4,32	6,82	7,63	9,57	10,92
16,0	1,95	2,39	3,99	4,19	6,59	7,37	9,27	10,63

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)							
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
1,9	44,45	47,86	33,34	40,86	17,13	9,56	13,85	14,62
3,9	44,45	47,31	45,61	48,79	35,16	37,45	21,95	25,25
5,9	42,61	46,11	57,79	58,97	56,06	50,19	42,85	41,26
8,0	40,79	44,59	58,77	64,63	66,62	67,89	76,16	67,26
10,0	38,72	43,64	50,61	62,31	61,22	64,44	60,91	67,13
12,0	34,69	42,32	42,90	52,32	43,06	37,09	45,67	50,86
14,0	24,06	38,71	39,23	40,39	24,42	19,21	16,81	17,05
16,0	12,04	34,74	37,67	33,64	14,94	6,41	0,00	0,00



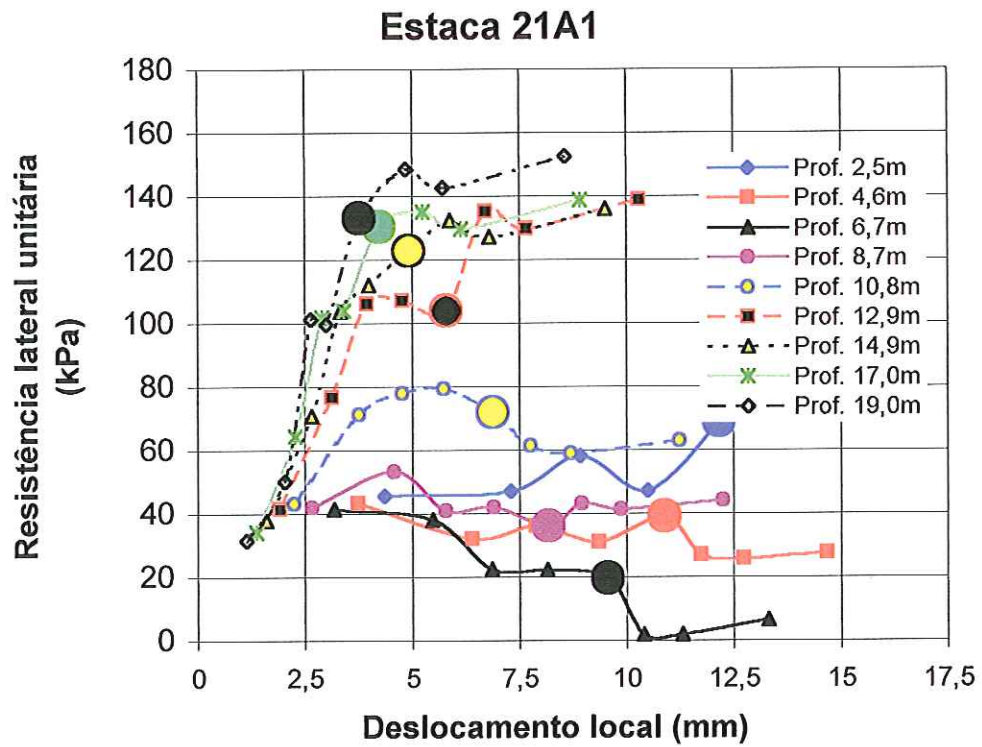
Prof.:	Deslocamento (mm)					
(m)	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
2,5	3,72	6,40	8,03	10,62	11,20	11,52
4,6	3,22	5,61	7,09	9,46	10,05	10,35
6,6	2,73	4,77	6,15	8,21	8,80	9,07
8,6	2,25	4,01	5,24	6,97	7,52	7,76
10,7	1,82	3,37	4,41	5,84	6,33	6,54
12,7	1,48	2,86	3,72	4,89	5,32	5,55
14,7	1,23	2,47	3,16	4,17	4,54	4,80
16,8	1,06	2,21	2,72	3,62	3,95	4,23
18,8	0,99	2,06	2,42	3,23	3,54	3,85

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)					
(m)	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7
2,5	11,41	39,40	0,00	5,06	7,19	7,13
4,6	13,09	2,30	16,55	14,27	10,70	11,49
6,6	26,25	39,02	39,27	29,97	21,53	22,39
8,6	33,19	60,81	55,25	53,58	45,24	45,31
10,7	45,92	64,14	65,98	82,07	75,84	77,73
12,7	49,25	72,42	75,84	102,77	103,58	111,84
14,7	48,97	78,52	81,14	110,74	116,29	127,71
16,8	51,24	77,23	76,91	110,58	112,00	116,65
18,8	45,28	70,71	67,49	106,16	101,34	103,39



Prof.:	Deslocamento (mm)			
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4
2,5	4,16	6,52	10,67	12,87
4,6	3,71	5,83	10,27	12,46
6,6	3,35	5,33	9,83	12,02
8,6	3,08	5,03	9,41	11,58
10,7	2,89	4,82	9,06	11,15
12,7	2,76	4,67	8,74	10,80
14,7	2,66	4,53	8,42	10,43
16,8	2,55	4,36	8,07	10,04
18,8	2,44	4,16	7,69	9,62

Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)			
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4
2,5	48,52	13,98	0,00	1,10
4,6	41,77	28,64	8,78	5,34
6,6	34,22	47,31	18,85	18,56
8,6	28,43	56,41	44,87	25,96
10,7	24,32	46,99	36,77	27,74
12,7	20,50	22,61	21,30	20,63
14,7	14,61	2,53	0,01	12,84
16,8	7,07	0,00	0,00	2,14
18,8	1,52	0,00	0,00	0,00

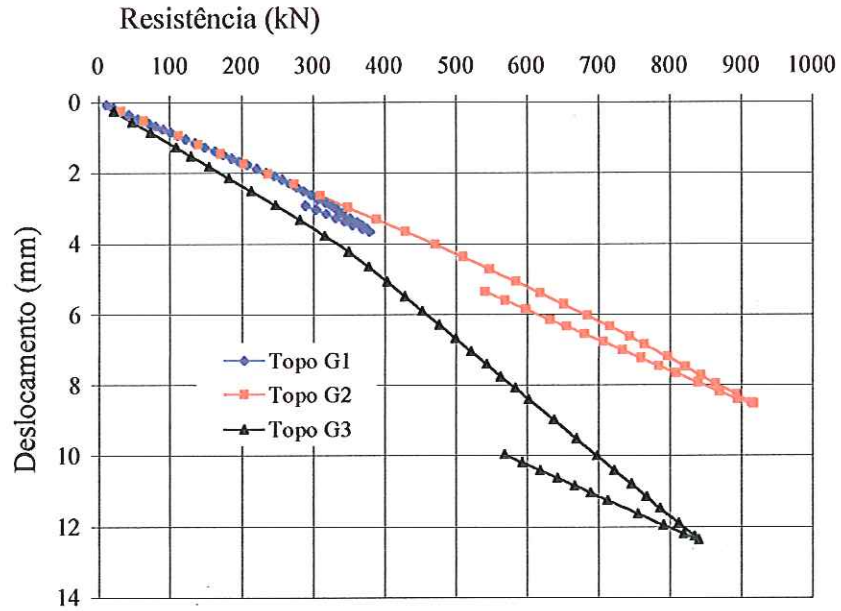


Prof.:	Deslocamento (mm)							
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
2,5	4,37	7,31	8,93	10,50	12,16	13,01	14,06	16,11
4,6	3,74	6,40	7,89	9,35	10,90	11,74	12,74	14,67
6,7	3,18	5,48	6,86	8,16	9,57	10,39	11,31	13,32
8,7	2,67	4,59	5,79	6,92	8,19	8,96	9,88	12,25
10,8	2,26	3,77	4,78	5,75	6,89	7,78	8,71	11,25
12,9	1,91	3,14	3,96	4,78	5,80	6,72	7,67	10,29
14,9	1,61	2,66	3,33	3,99	4,93	5,89	6,81	9,51
17,0	1,38	2,29	2,91	3,42	4,25	5,26	6,15	8,93
19,0	1,15	2,03	2,64	3,01	3,77	4,86	5,71	8,57

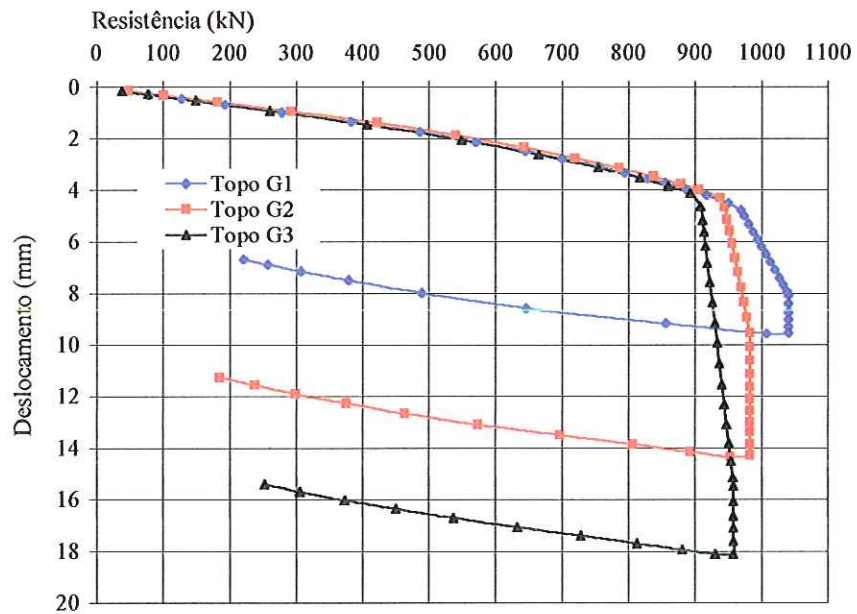
Prof.:	Resistência lateral unitária (KPa)							
(m)	Golpe 1	Golpe 2	Golpe 3	Golpe 4	Golpe 5	Golpe 6	Golpe 7	Golpe 8
2,5	45,37	46,85	57,92	47,03	68,89	85,87	82,41	88,18
4,6	43,30	31,90	35,88	30,82	38,91	26,78	25,71	27,50
6,7	41,40	37,96	22,45	22,27	19,56	1,90	1,82	6,39
8,7	41,90	53,11	40,78	41,86	35,95	42,97	41,24	44,13
10,8	42,97	71,21	77,78	79,13	71,70	61,18	58,72	62,83
12,9	41,48	76,59	105,98	107,05	103,80	135,21	129,77	138,85
14,9	37,69	70,78	103,73	111,96	122,83	132,33	127,00	135,88
17,0	33,84	64,21	101,61	103,76	130,31	135,00	129,56	138,63
19,0	31,61	50,15	101,12	99,59	133,10	148,51	142,53	152,51

ANEXO F – CURVAS DA CONFIABILIDADE DA PROVA DE CARGA
DINÂMICA DE ENERGIA CRESCENTE

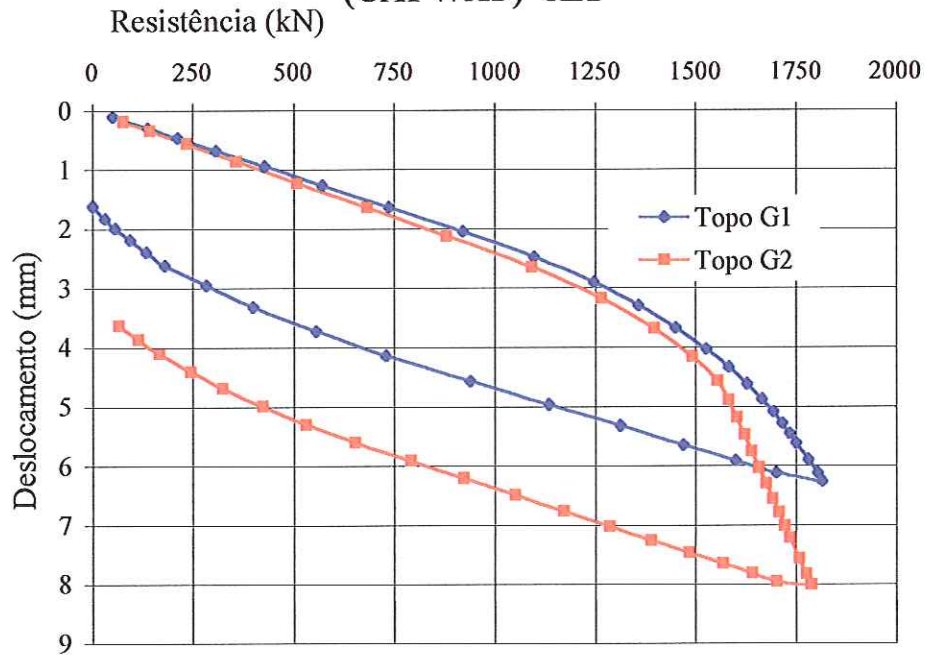
Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 3 (CAPWAP) 9V1



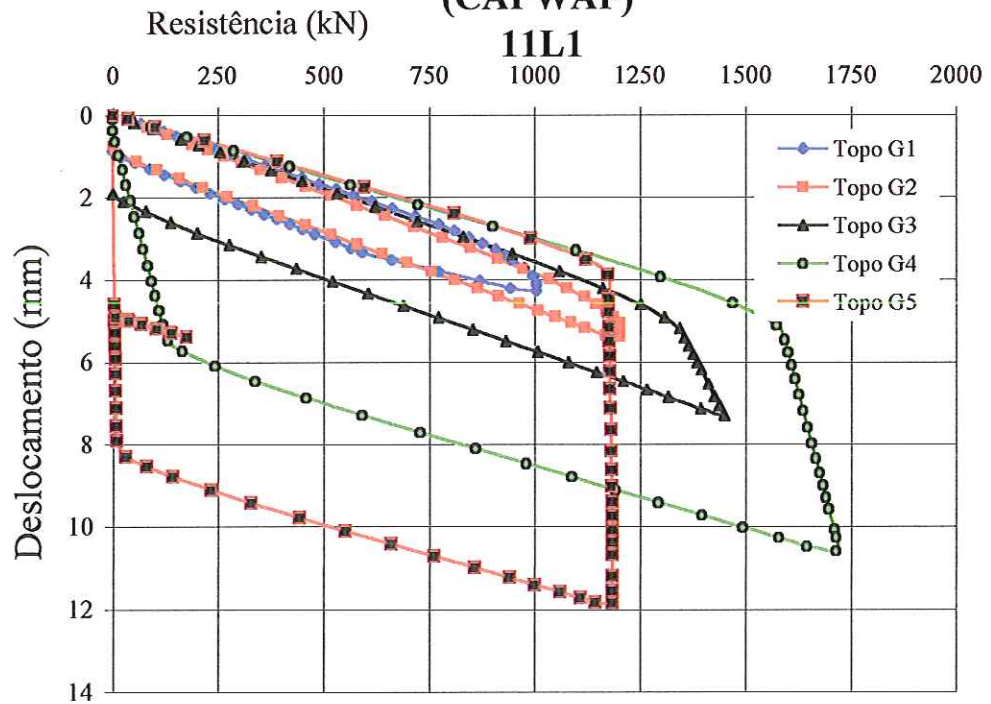
Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 3 (CAPWAP) 18M2



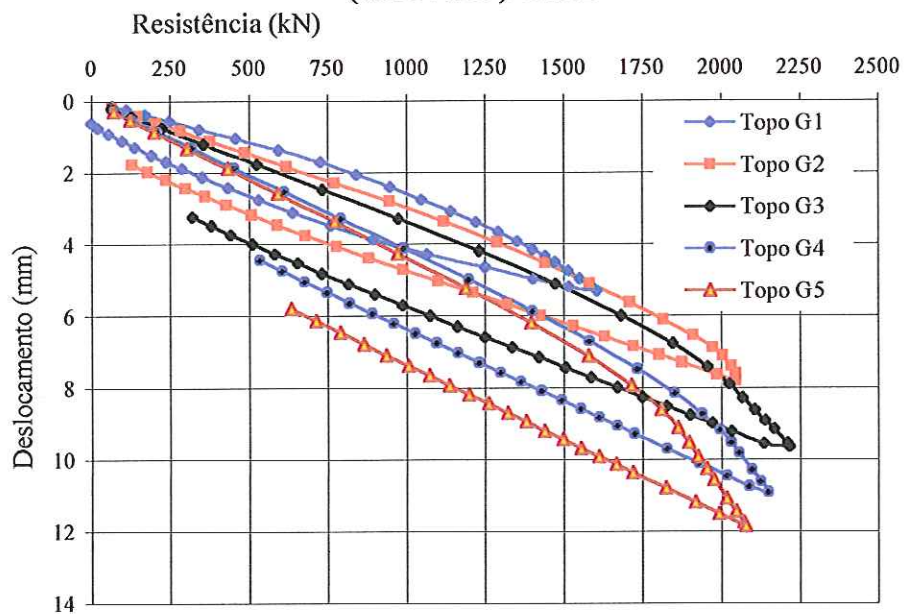
**Curva Resistência x Deslocamento G1 e 2
(CAPWAP) 8L1**



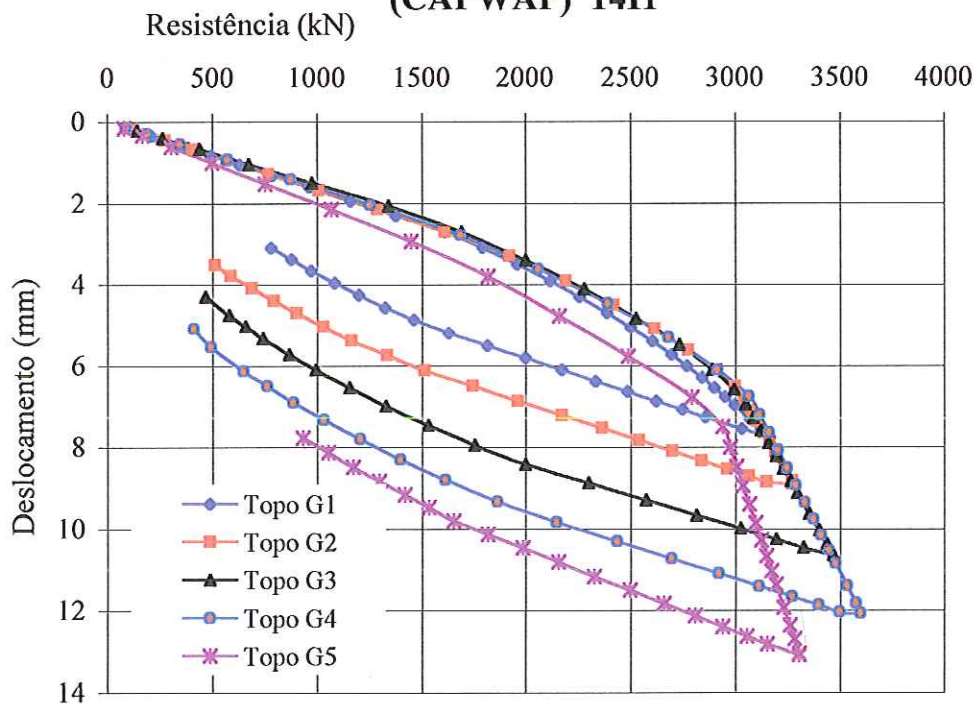
**Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 6
(CAPWAP)**



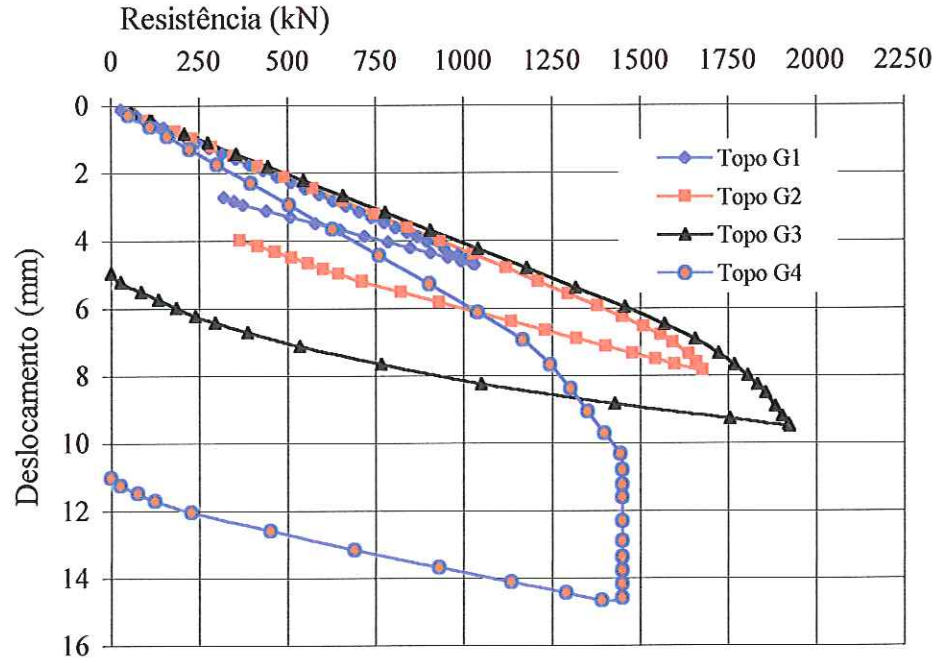
Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 6 (CAPWAP) 14A2



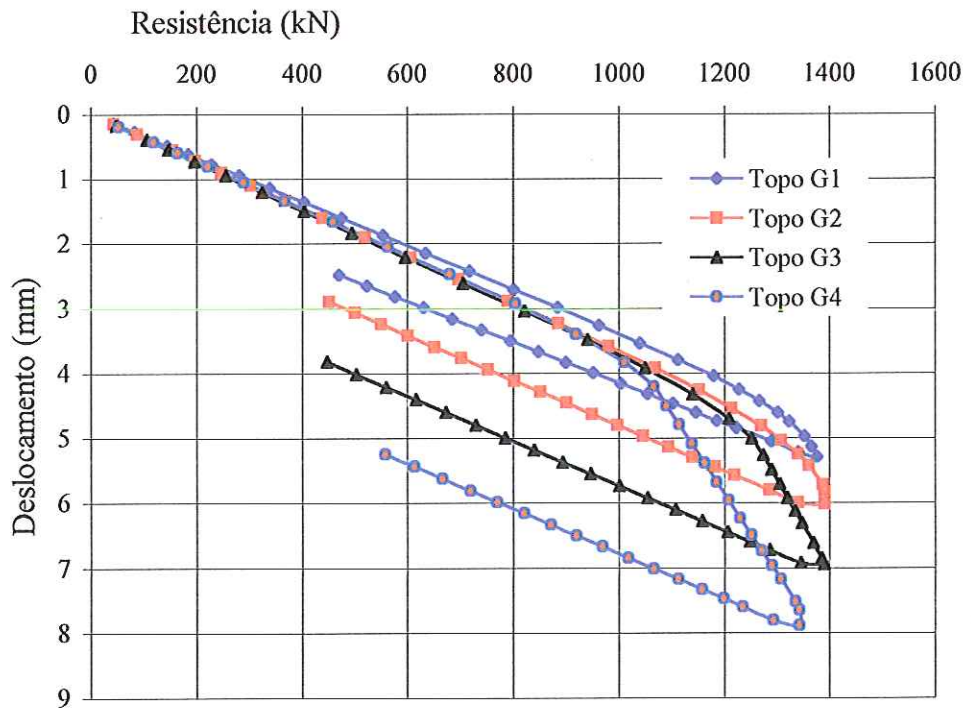
Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 5 (CAPWAP) 14I1



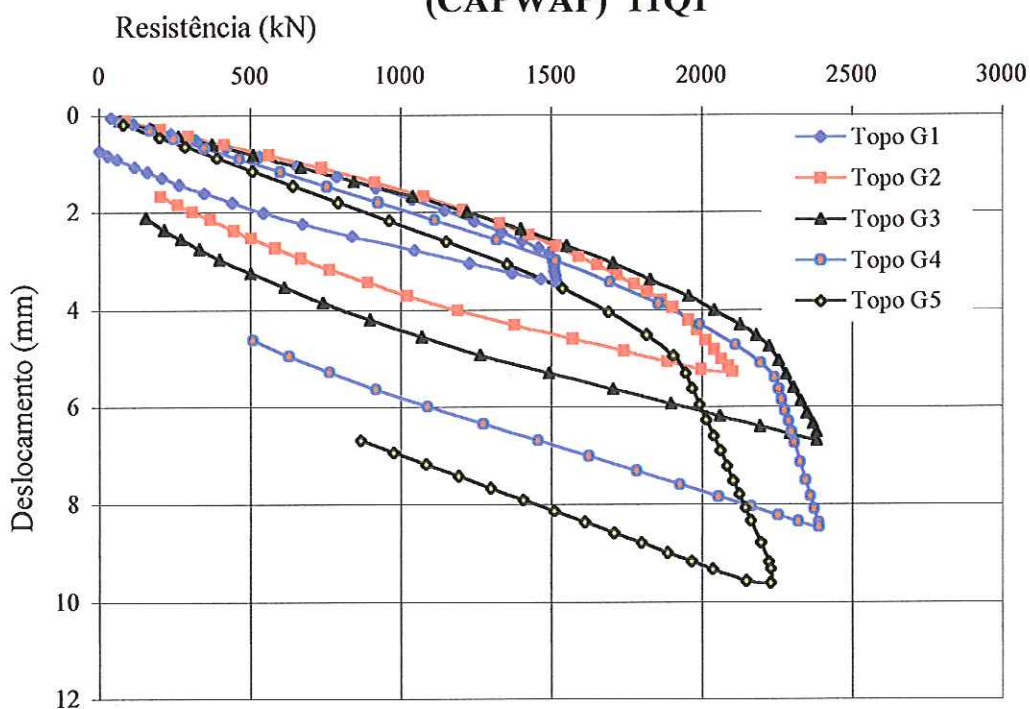
Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 5 (CAPWAP) 8P1



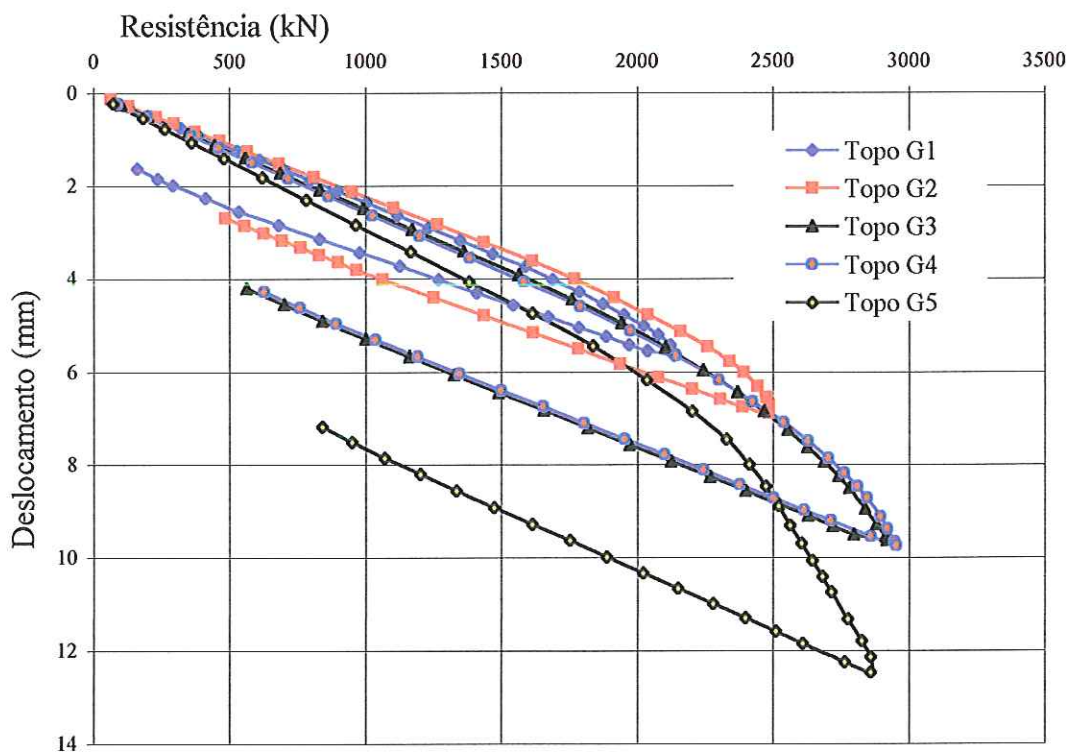
Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 4 (CAPWAP) 11V1



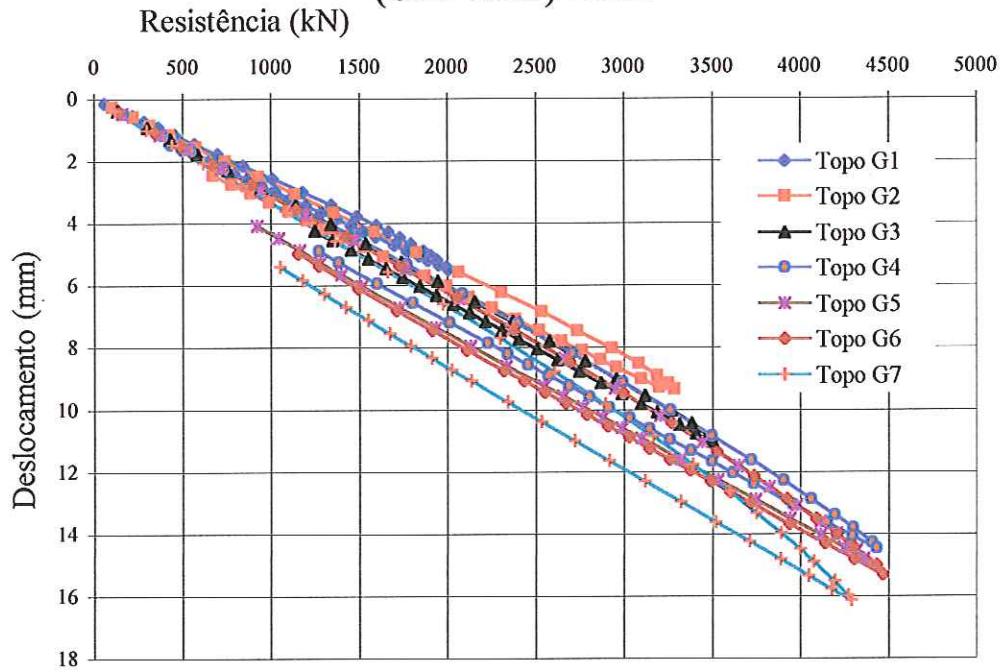
**Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 5
(CAPWAP) 11Q1**



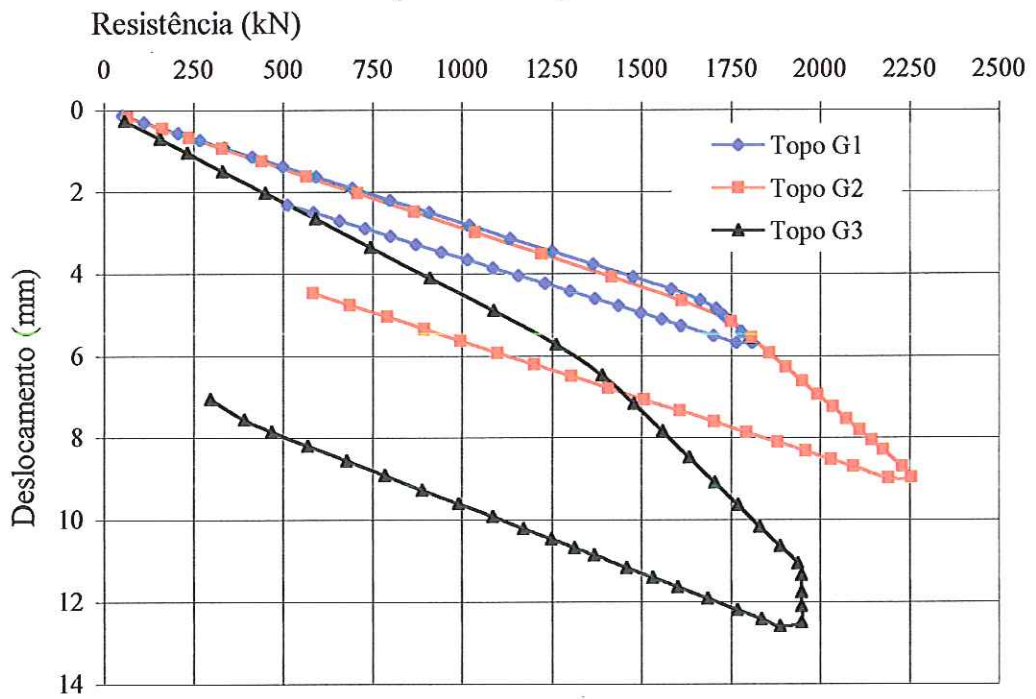
**Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 5
(CAPWAP) 12E2**



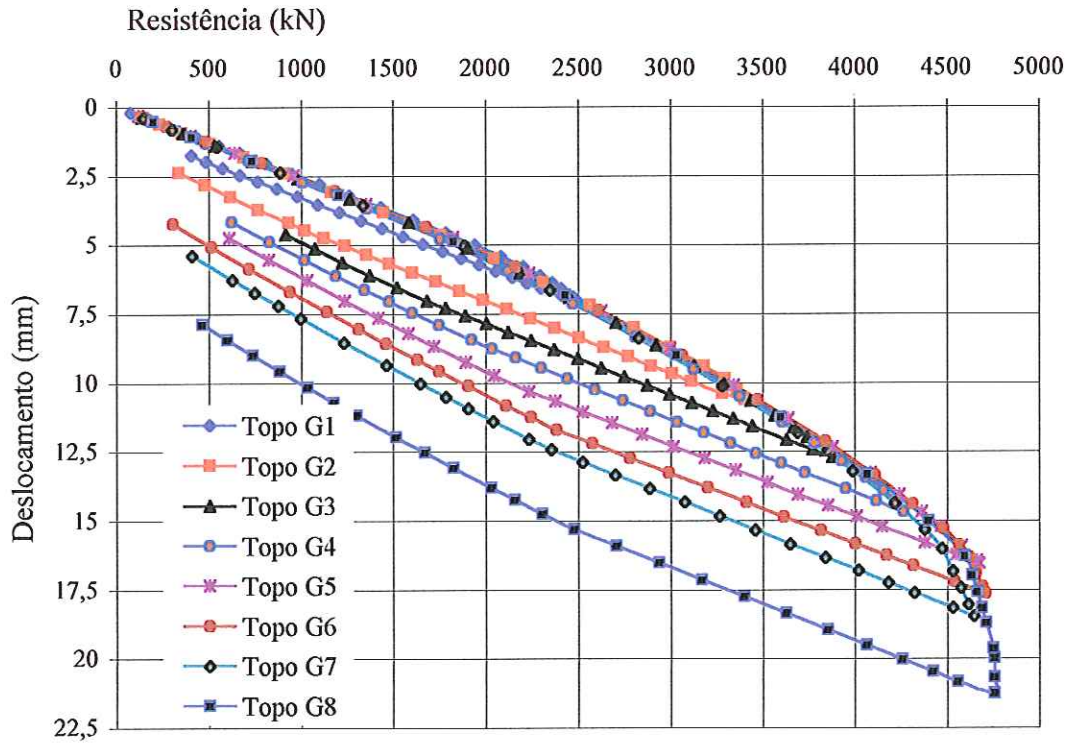
**Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 7
(CAPWAP) 21E2**



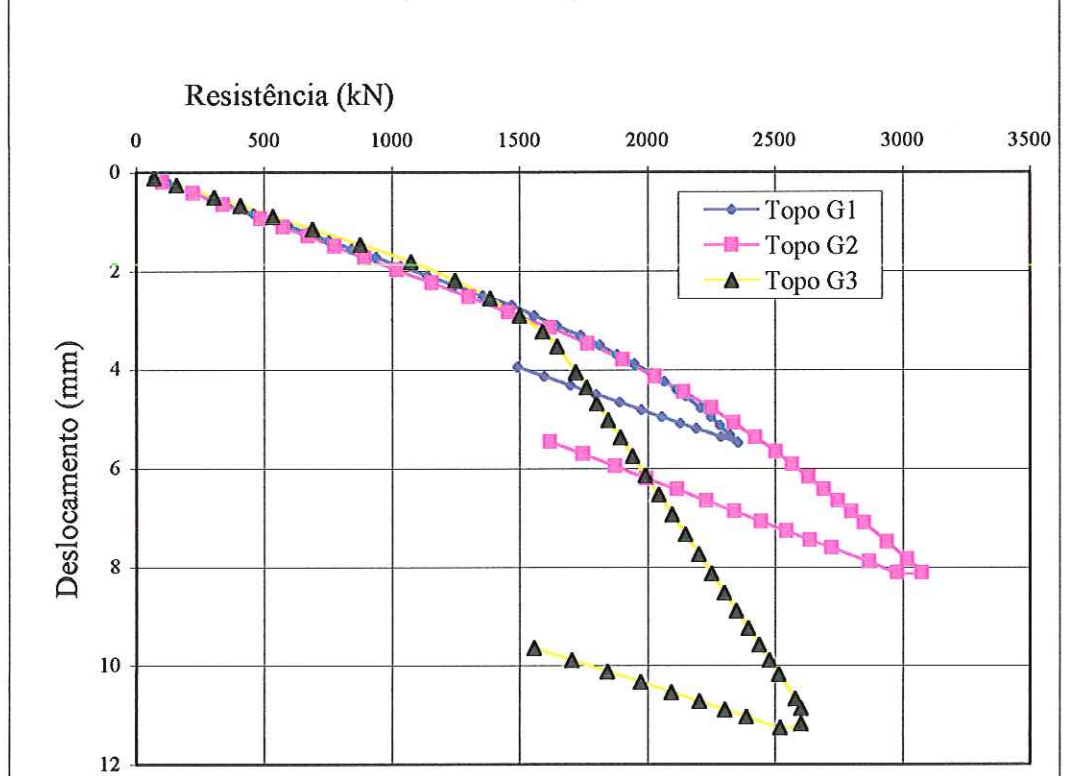
**Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 3
(CAPWAP) 21E1**



Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 8 (CAPWAP) 21A1

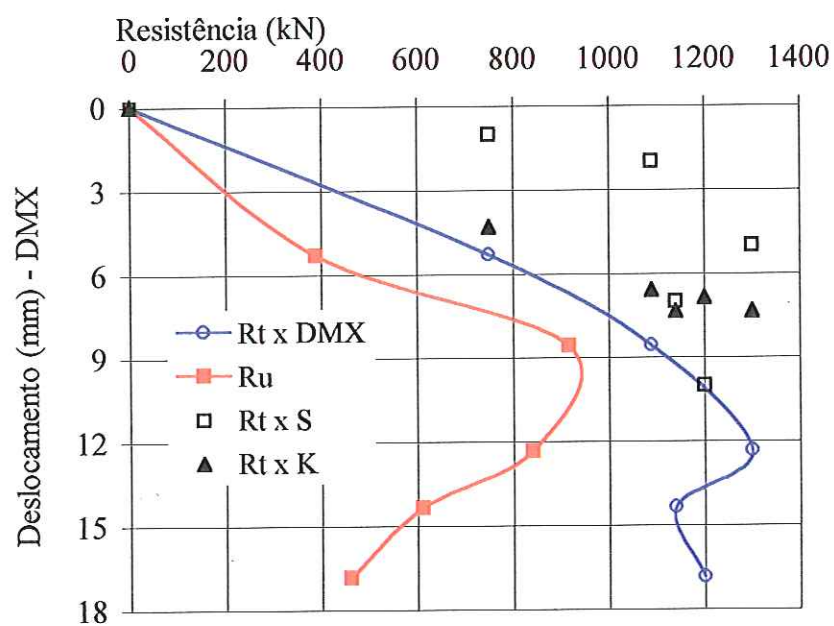


Curva Resistência x Deslocamento G1 ao 3 (CAPWAP) 14J1

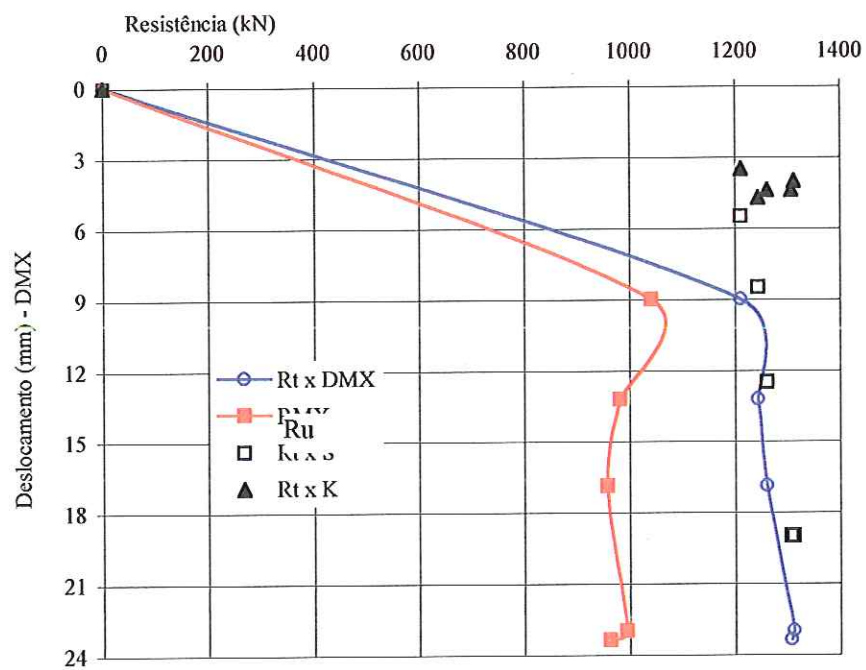


ANEXO G – GRÁFICOS DA APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DE
HAMILTON AO IMPACTO DO MARTELO

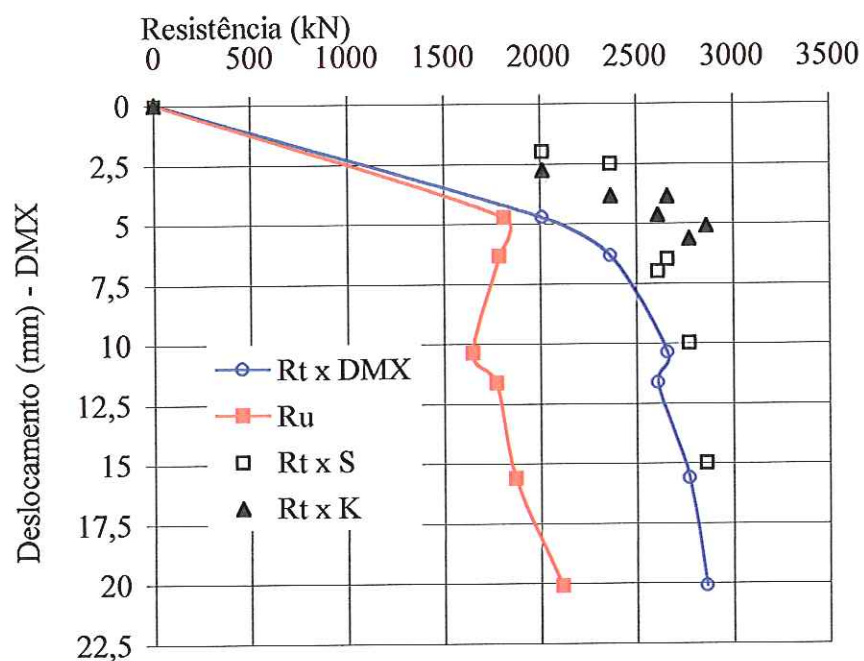
Estaca 9V1



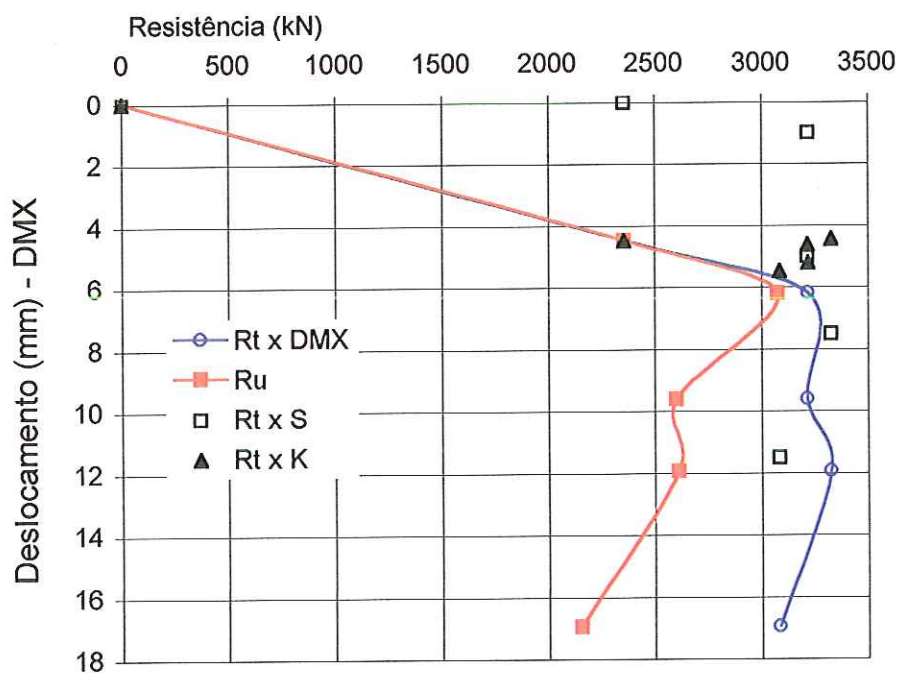
Estaca 18M2



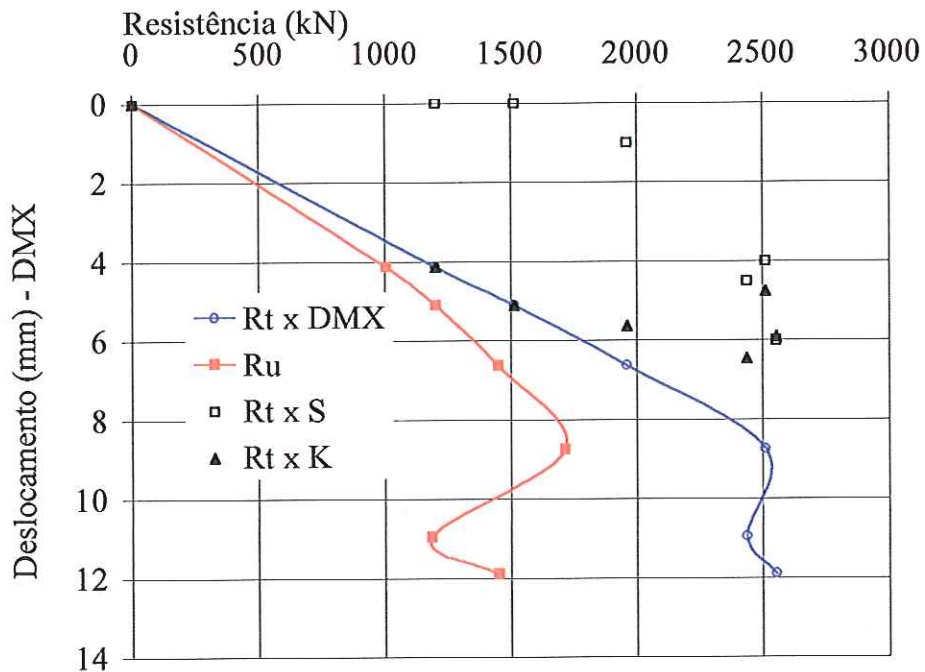
Estaca 8L1



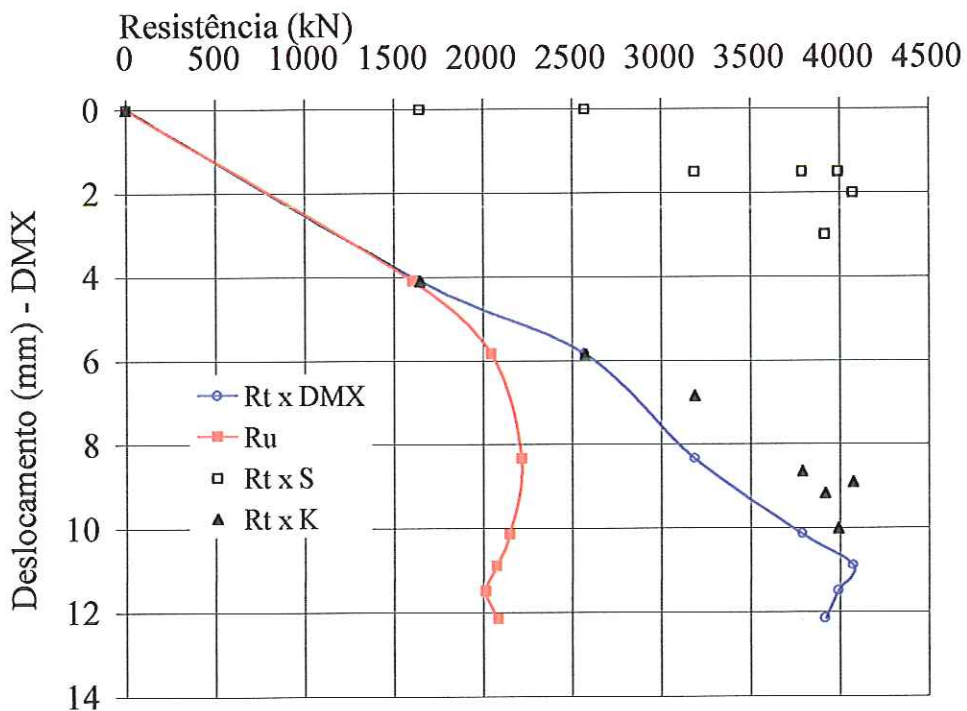
Estaca 14J1



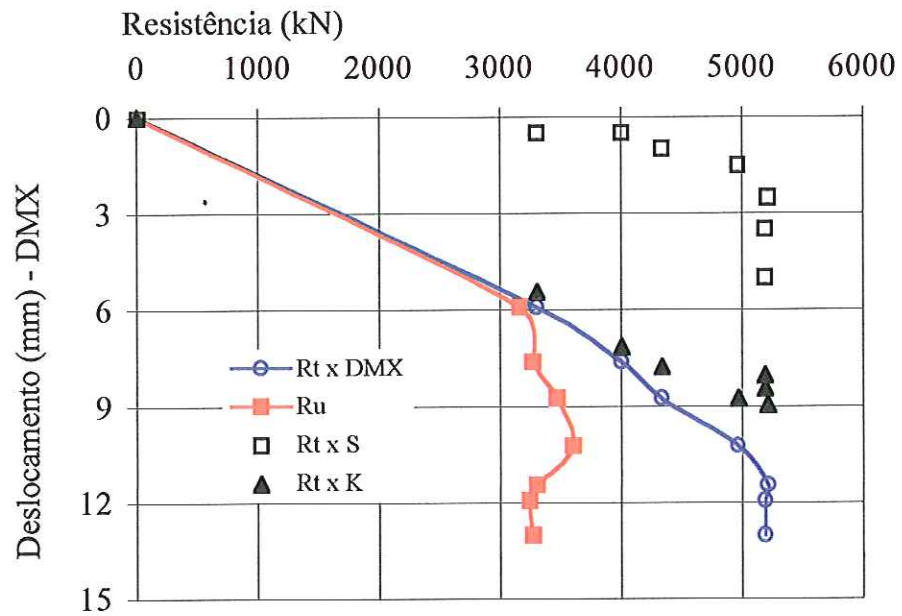
Estaca 11L1



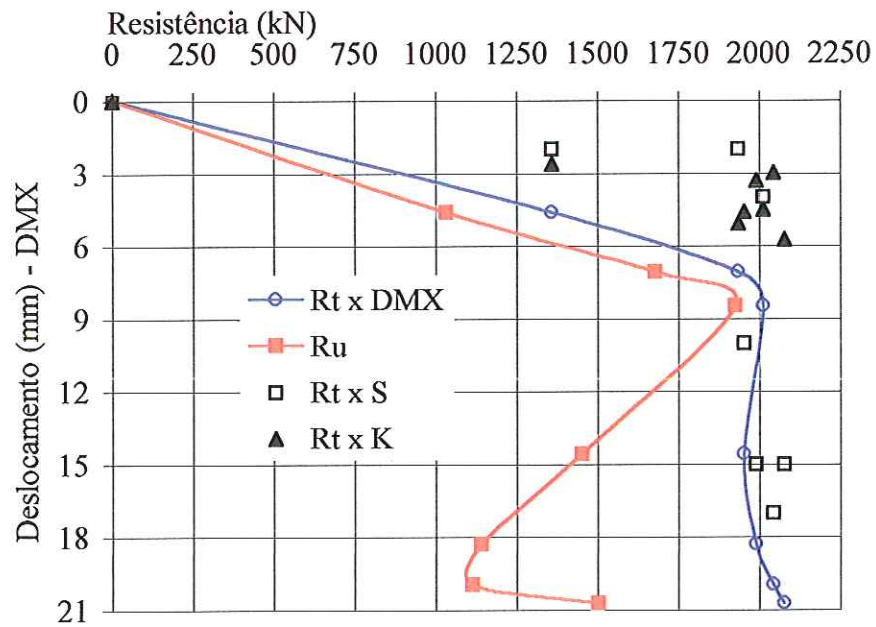
Estaca 14A2



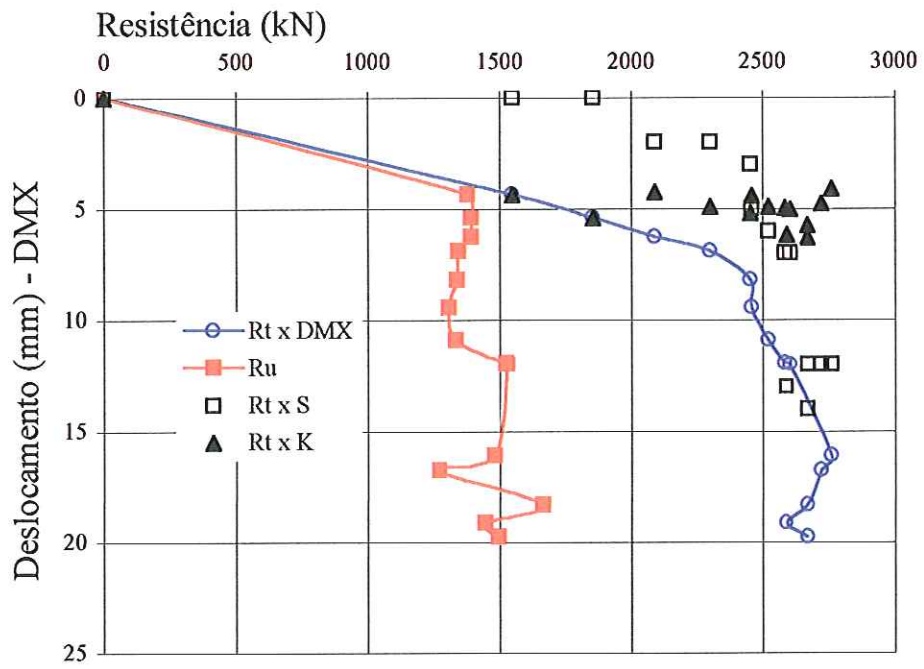
Estaca 14I1



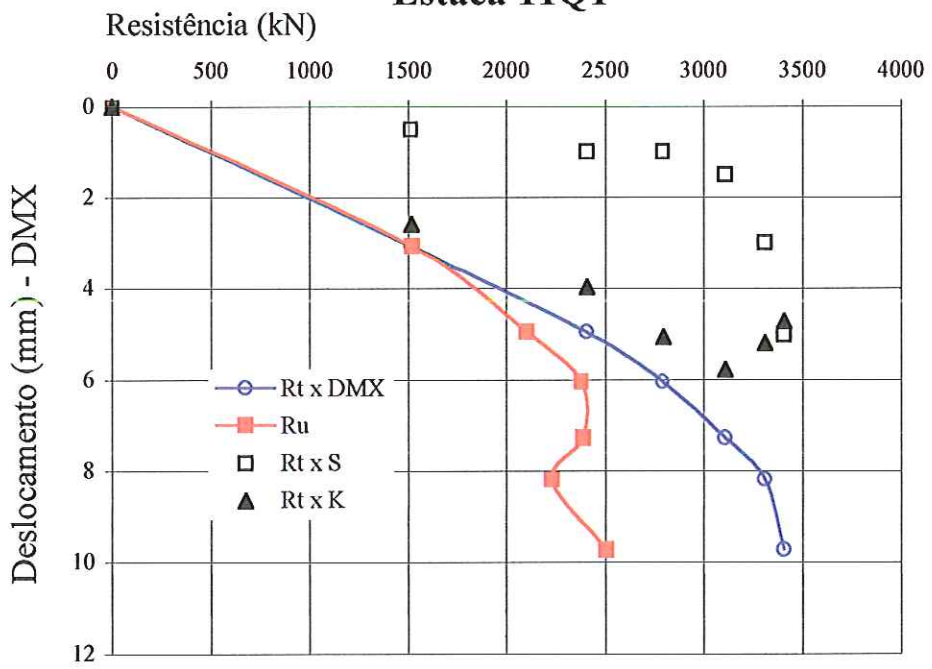
Estaca 8P1

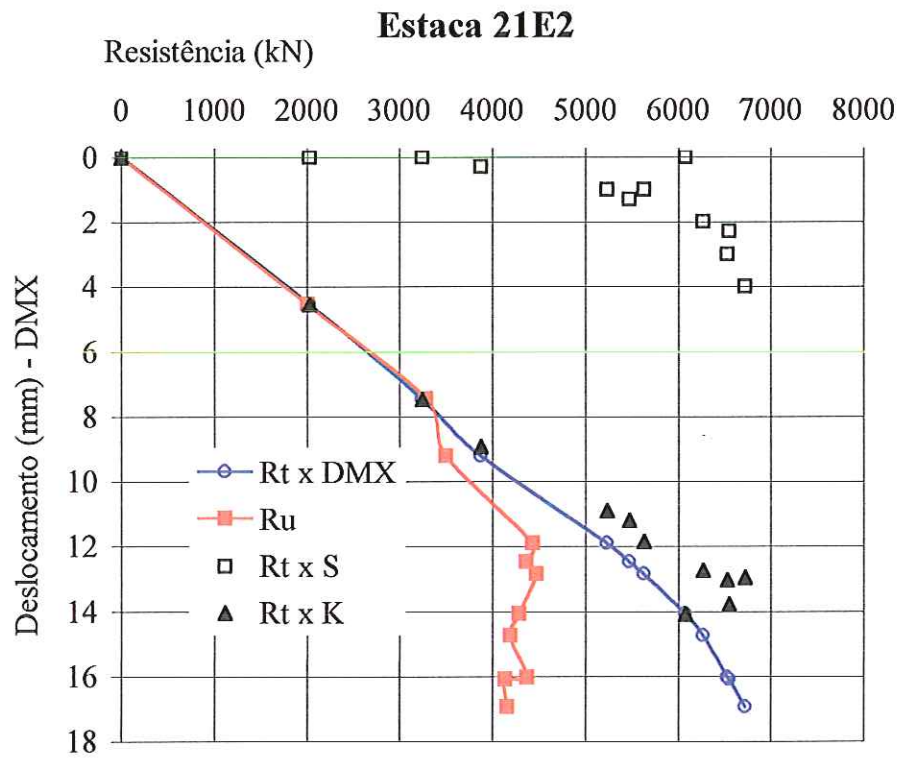
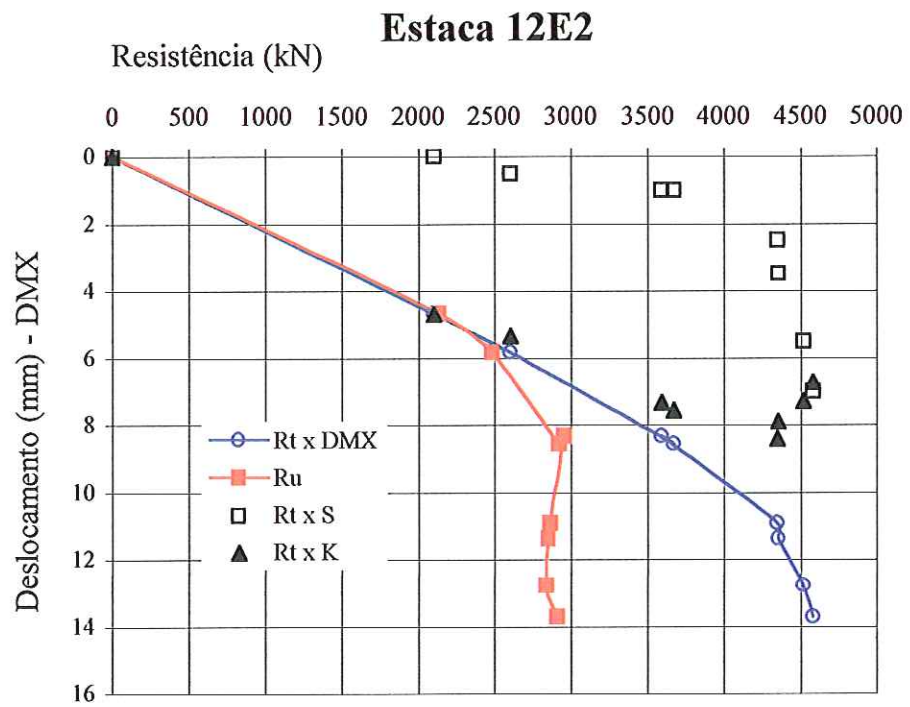


Estaca 11V1

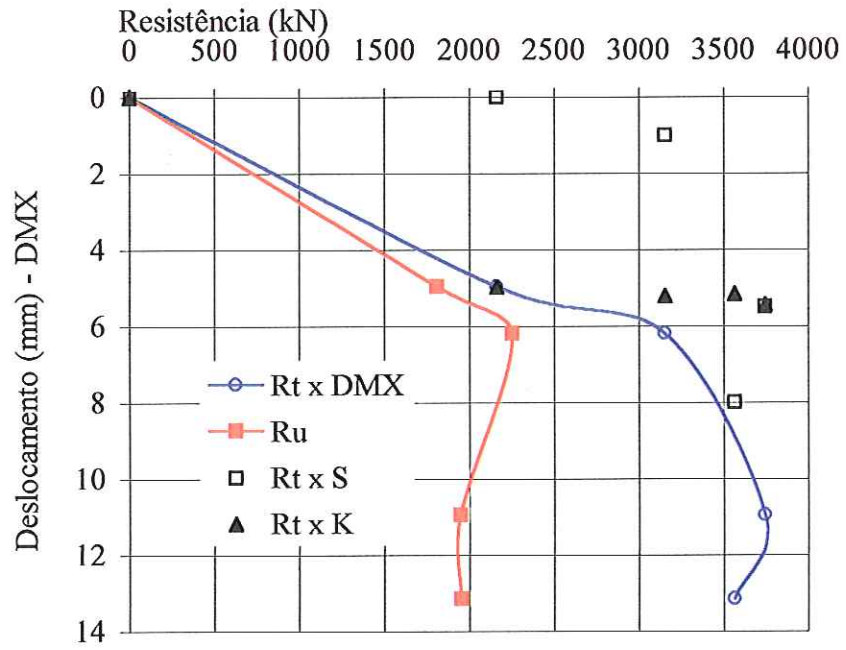


Estaca 11Q1

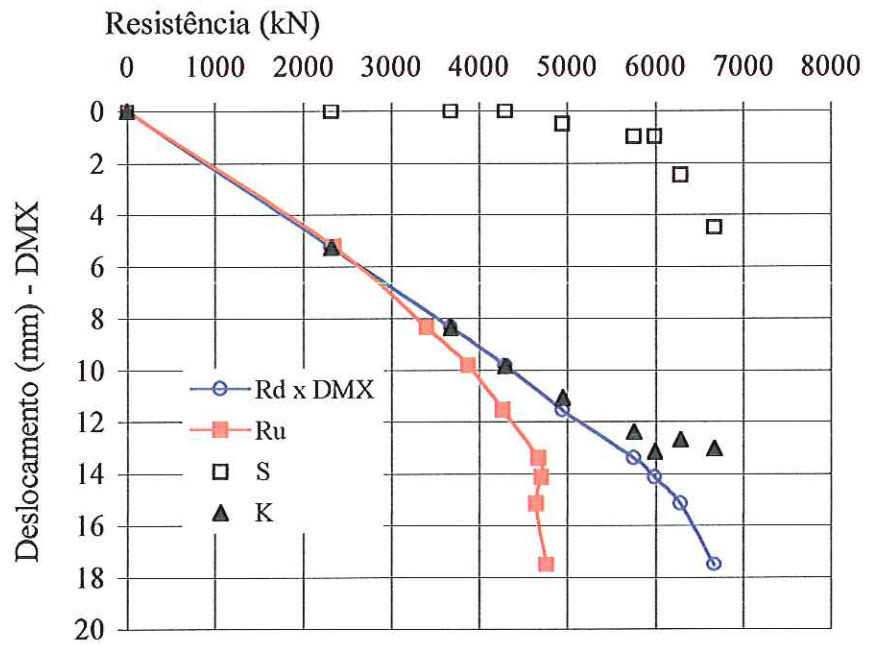




Estaca 21E1



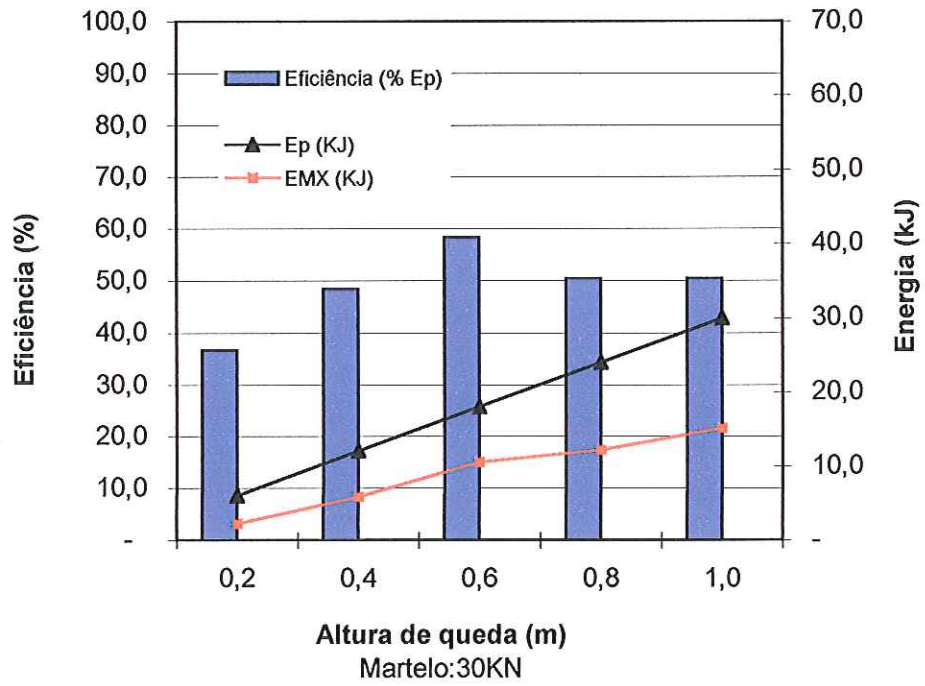
Estaca 21A1



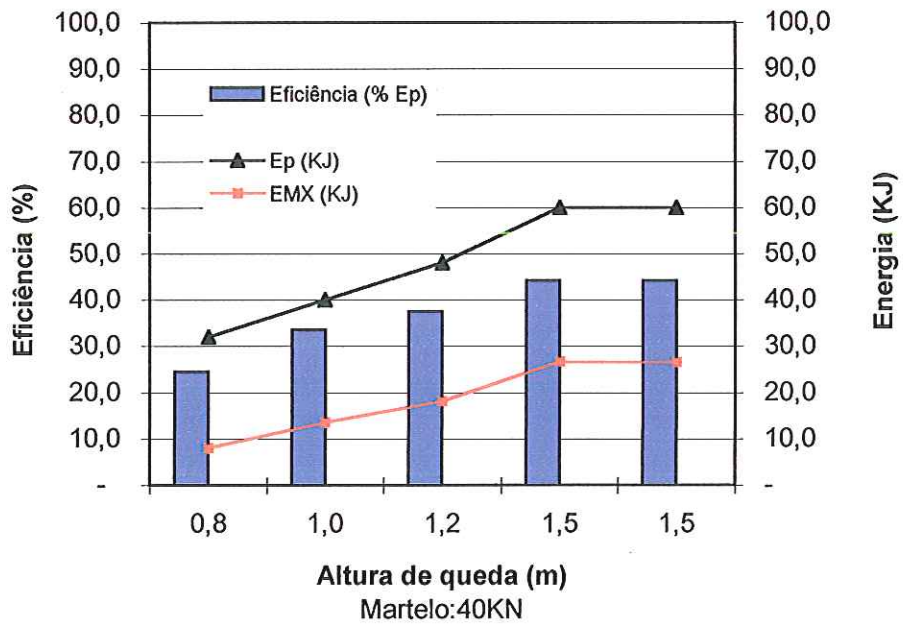
ANEXO H – EFICIÊNCIA DOS SISTEMAS DE CRAVAÇÃO E
AMORTECIMENTO

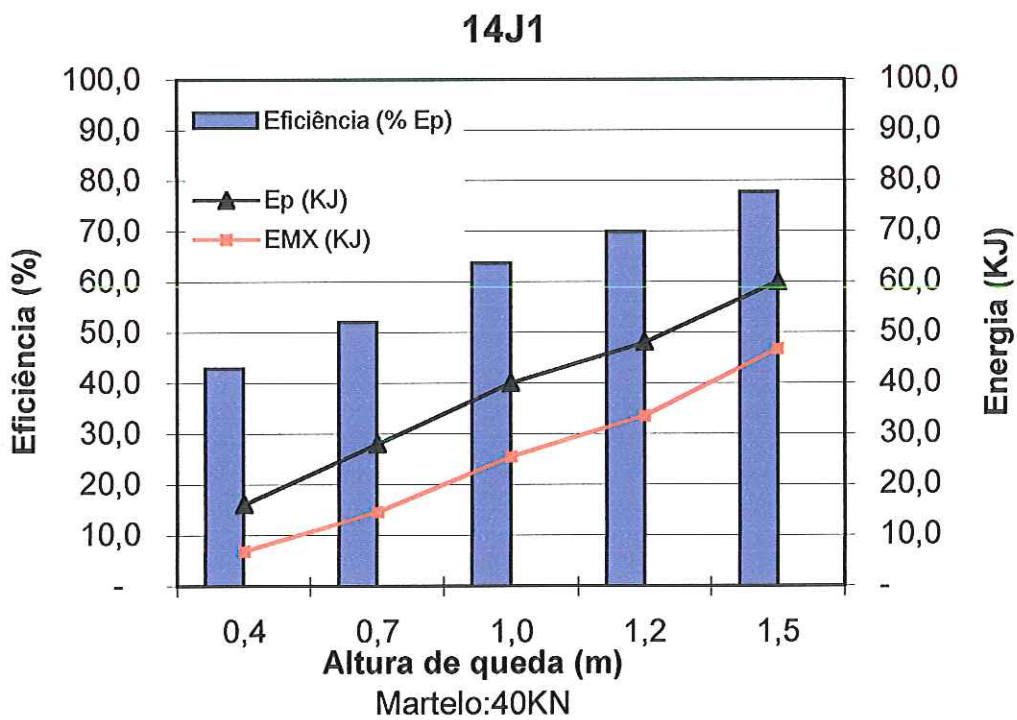
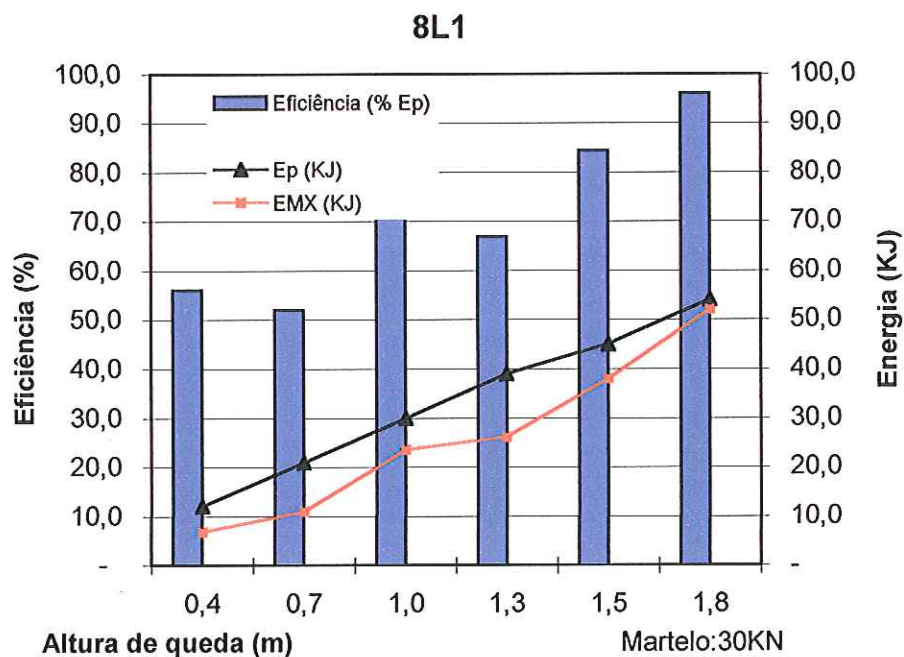


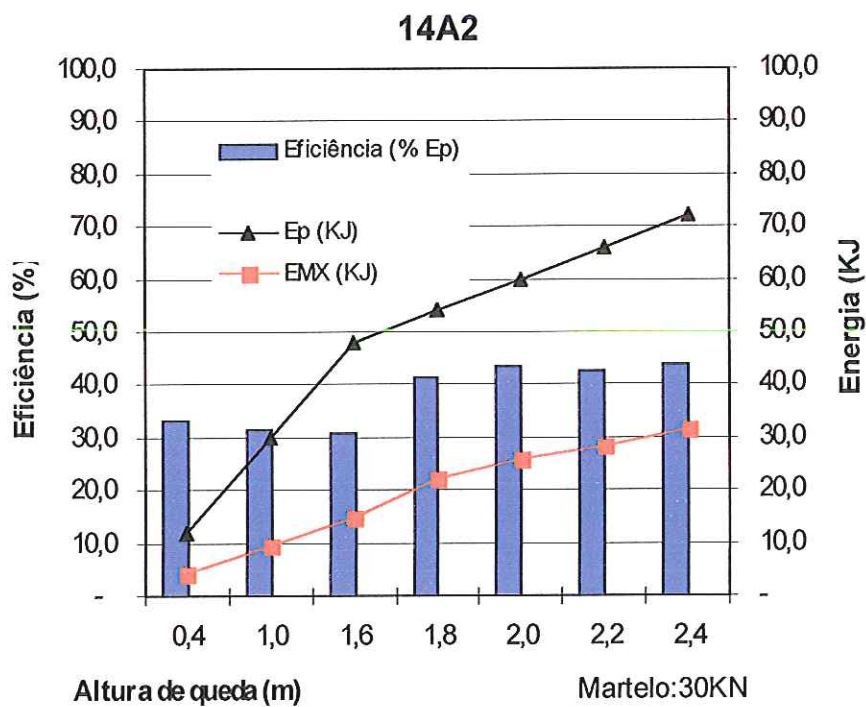
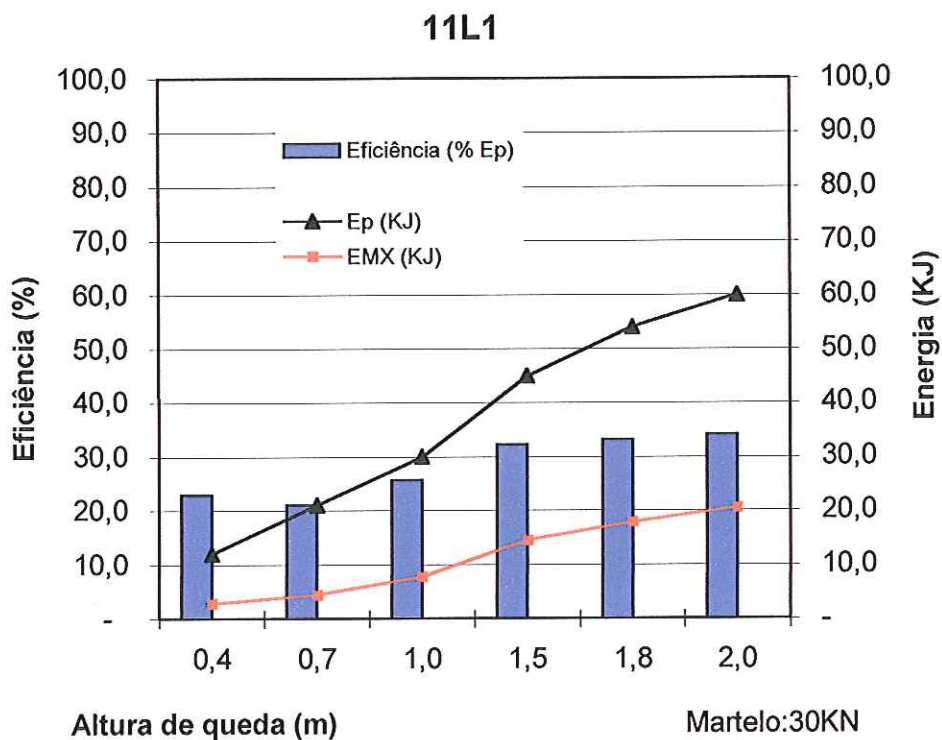
9V1

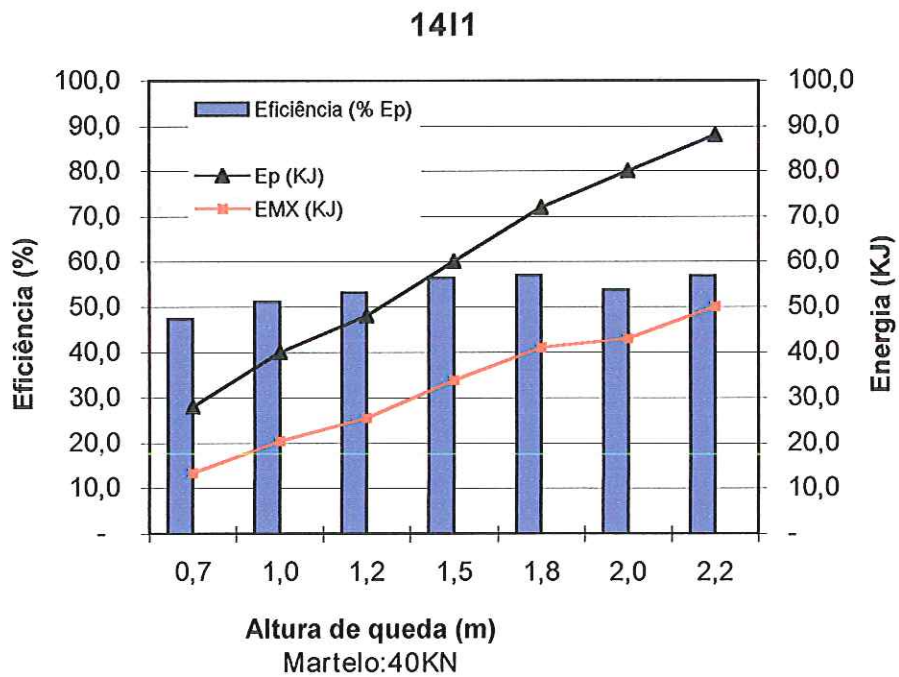
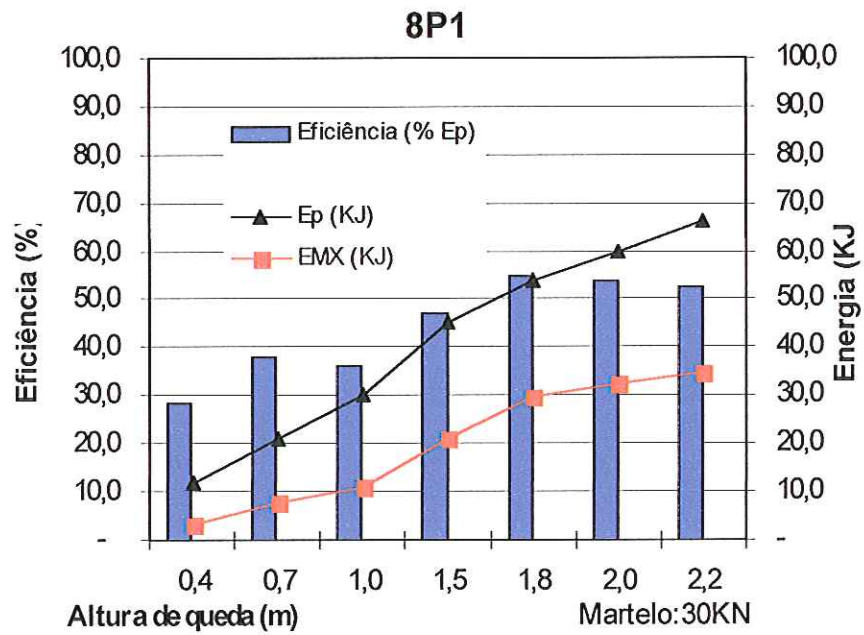


18M2

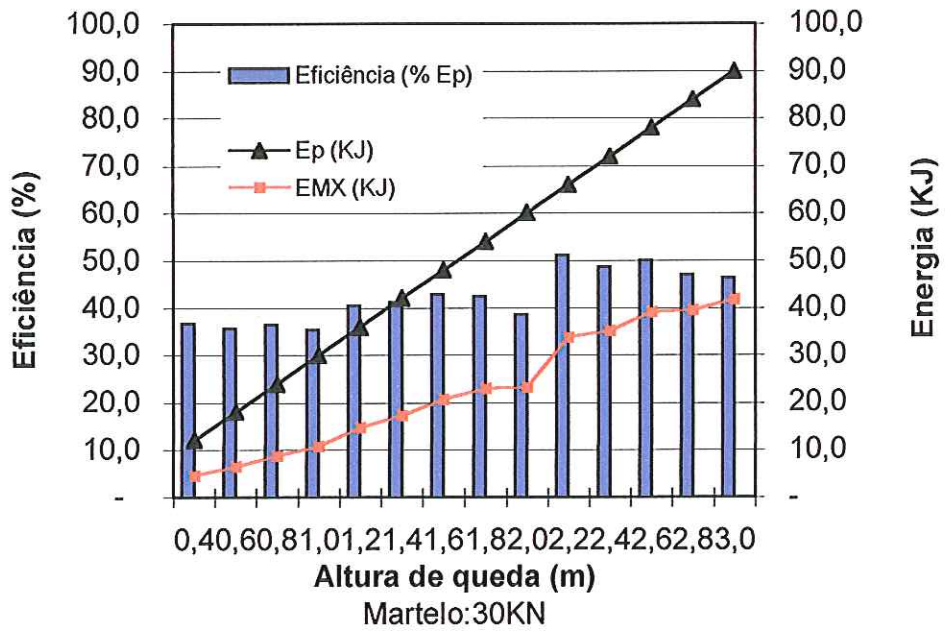




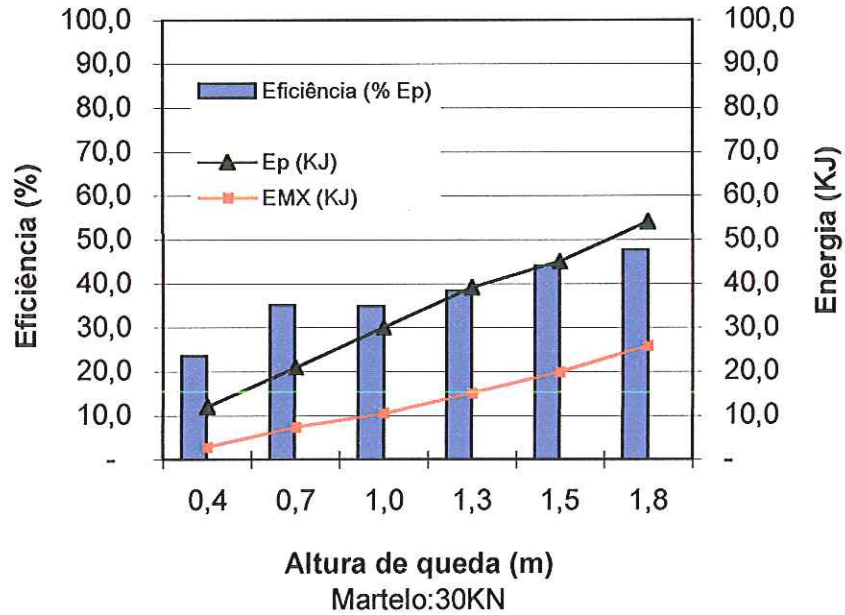


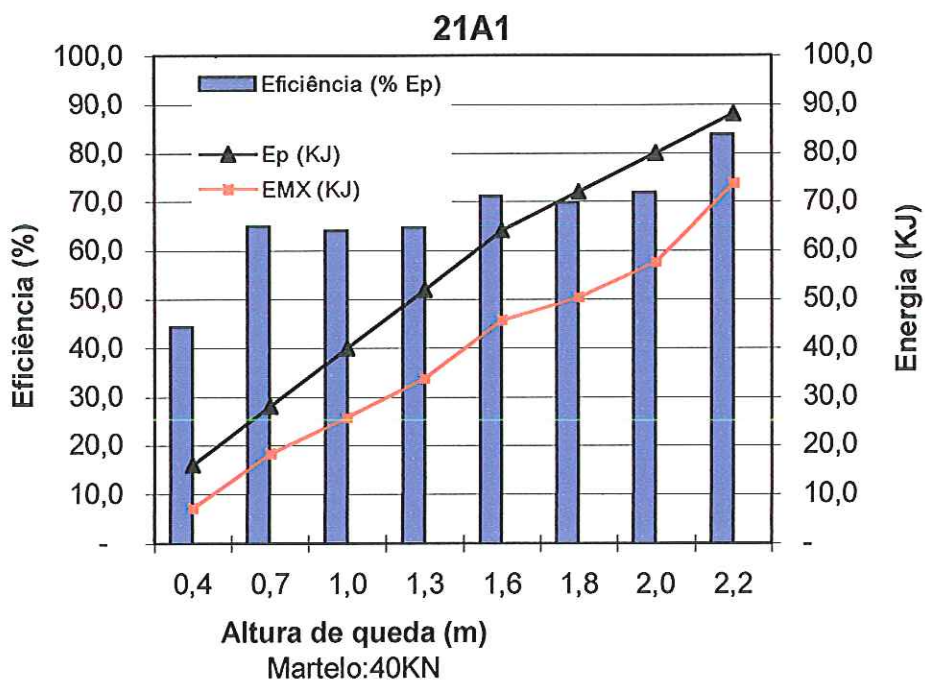
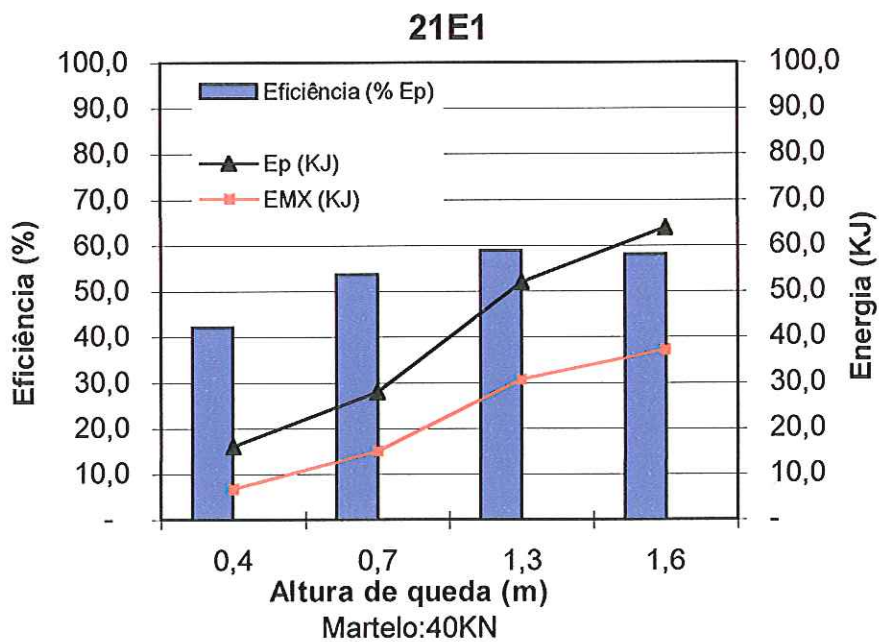


11V1

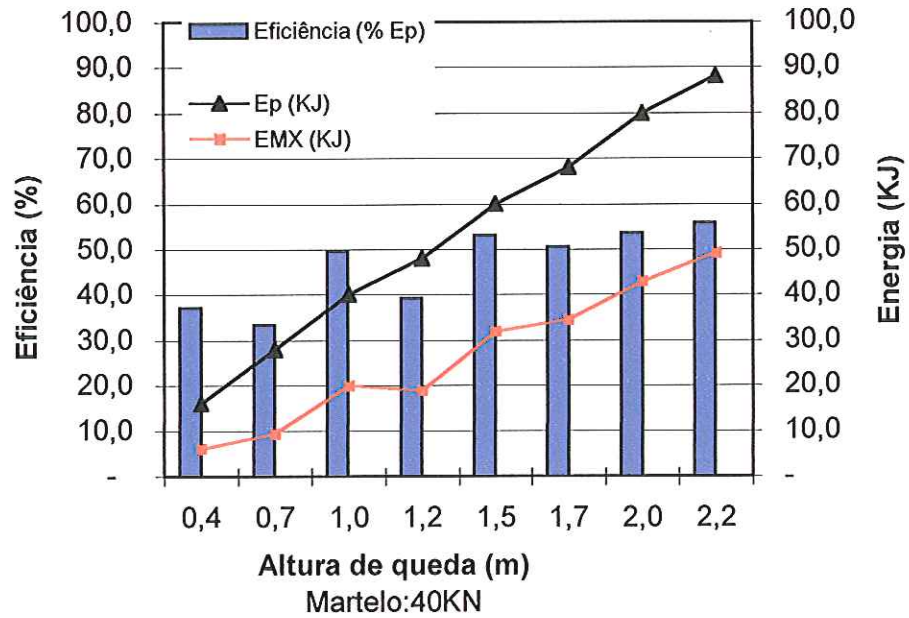


11Q1

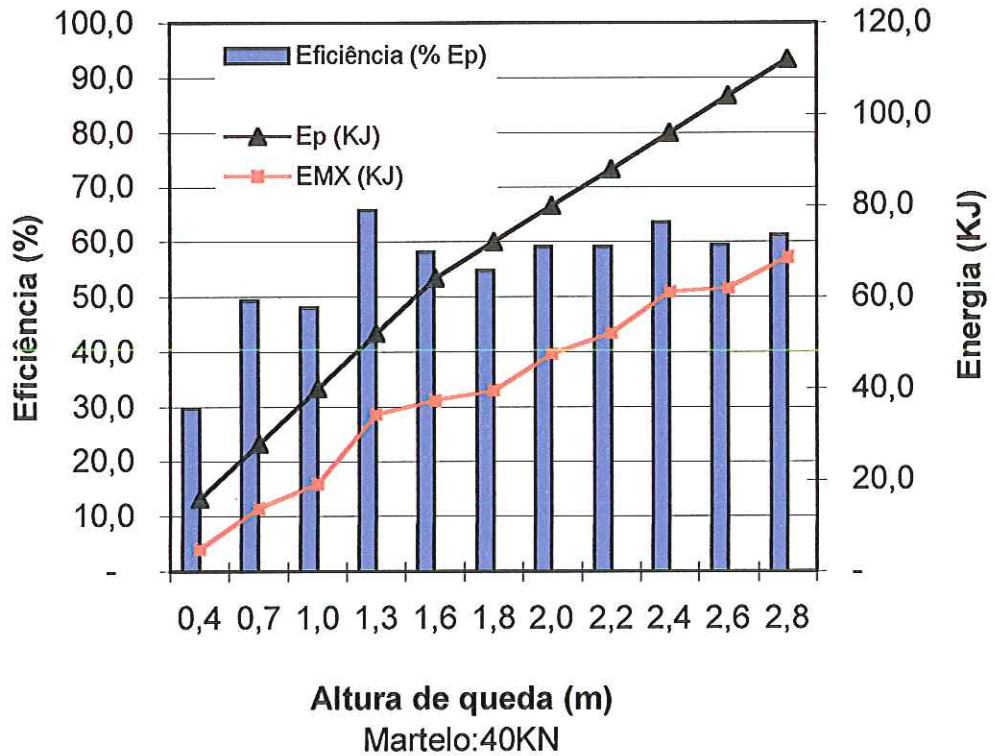




12E2



21E2



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1996) – NBR 6122: Projeto e execução de fundações.
- ABNT (1996) – NBR 13208: Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de ensaio.
- ALBIERO, J.H. (1990) O emprego de fórmulas empíricas na previsão da carga última de estacas. São Carlos. 311p. Tese de livre docência. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ALMEIDA, H.R. (1985) *Monitoração de estacas e o problema de tensões na cravação*. Rio de Janeiro. 165p. Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- AOKI, N (1989) *A new dynamic load test concept* . In: XII ICSMFE, TC Pile Driving, Rio de Janeiro, v. 1, p.1-4.
- AOKI, N. (1991) *Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos*. In: SEFE II, 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 19-21 Novembro, vol.2, p.269-292
- AOKI, N. (1997) *Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente*. São Carlos. 111p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- AOKI, N. (2000) *Improving the reliability of pile bearing capacity prediction by the dynamic increasing energy test (DIET)*. In: Proceedings of the Sixth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, São Paulo, Brazil, 11-13 September, p.635-651.
- AOKI, N.; ALONSO, U.R. (1990) *Estacas escavadas com fuste pré – fabricado instaladas em folhelho*. 6º CBGE, IX COBRAMSEF, 4 a 9 Nov., Salvador, p.367-370.

- AOKI, N.; VELLOSO, D.A. (1975) *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: V PCSMFE, Buenos Aires, v. 1, p.367-376.
- BALECH, J. (2000) *Análise da transferência de carga de estacas cravadas em argila mole a partir de provas de carga dinâmica de energia crescente*. São Carlos. 152p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CHELLIS, R.D. (1951) *Pile Foundations – Theory–Design–Practice*. McGraw – Hill Book Company, Inc.
- CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. (1999) *Carga admissível em fundações profundas*. Publicação da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP (EESC-USP), 61p.
- CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. (1975) *Dynamics of structures*. McGraw-Hill 629p.
- DANZIGER, B.R.; LOPES, F.R.; COSTA, A.M.; PACHECO, M.P. (1996) *A discussion on the uniqueness of CAPWAP – type Analysis*. In: Proceedings of the Fifth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Orlando, Florida, 11-13 September, p.394-408.
- DÉCOURT, L; QUARESMA, A.R. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT*. In: VI CBMSEF, Rio de Janeiro, v.1, p.45-54
- DONNELL, L.H. (1930) *Longitudinal wave transmission and impact*. Journal of Applied Mechanics, Transactions. ASME, APM 42-14.
- FELLENIUS, B.H. (1980) *The analysis of results from routine pile load tests*. Ground Engineering. Vol.13, nº6, pp 19-31.
- FOREHAND, P.W.; REESE, J.L. (1964) *Predictions of pile capacity by the wave equation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.90, SM2, p 1-25, March.
- GAMBINI, F (1986) *Manuale dei piloti*, 187p.
- GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F.; LIKINS JR., G.E. (1980) *The analysis of pile driving – A State of the art*. In: International Seminar on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Stockholm.
- GRL – Goble Rausche Likins and Associates, Inc. (1996) *Capwap Instruction to Dynamic Pile Testing Methods*.

- HANNIGAN, P.J. (1990) *Dynamic monitoring and analysis of pile foundation Installations*. Prepared by Continuing Education Committee of DEEP FOUNDATION INSTITUTE.
- HASUI, Y.; PONÇANO, W.L. (1978) Organização estrutural e evolução da bacia de Taubaté. In: XXX Congresso Brasileiro de Geologia, Recife, vol 1, p. 368-381.
- HASUI, Y.; PONÇANO, W.L.; BISTRICHI, C.A.; STEIN, D.P.; GALVÃO, C.A.C.F.; GIMENEZ, A.F.; ALMEIDA, M.A.; NETO, A.G.P.; MELO, M.S.; SANTOS, M.C.S.R. (1978) *Geologia da Região Administrativa 3 (Vale do Paraíba) e Parte da Região Administrativa 2 (Litoral) do Estado de São Paulo* Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A - IPT, Publicação 1106, 78p
- LIMA, F.M.A. (1999) *Análise de provas de carga dinâmica em estacas metálicas tipo trilho*. São Carlos. 146 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- LO, K.Y. (1970) *The operational strength of fissured clay*. Geotechnique 20, nº 1, pp. 57-74.
- NIYAMA, S.(1991) *Provas de carga dinâmicas em estacas*. In: SEFE II, 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 19-21 Novembro, vol.2, p.229-268.
- RAUSCHE, F.; MOSES, F.; GOBLE, G.G. (1972) *Soil resistance predictions from pile dynamics*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.98, SM9, p 917-937, September.
- RAUSCHE, F.; GOBLE, G.G.; LIKINS JR., G.E. (1985) *Dynamic determination of pile capacity*. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, vol.111, No.3, p 367-383, March.
- RIBEIRO FILHO, R.F. (1943) *Caracteres físicos e geológicos da Bacia do Paraíba*. Bol. 127, Div. Geol. E Min., Dep. Nac. Prod. Min.
- ROSA, R.L. (2000) *Proposição de modificação das fórmulas dinâmicas de cravação de Chellis e Uto et al. A partir de resultados do método Case*. São Paulo. 197p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- SAAD, ANTONIO ROBERTO (1990) *Potencial Econômico da Bacia de Taubaté (Cenozóico do Estado de São Paulo, Brasil) nas Regiões de Jacareí, Taubaté,*

- Tremembé e Pindamonhangaba*. UNESP-Rio Claro. Tese (Doutorado). Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista.
- SAMSON, C.H.; HIRSCH, T.L.; LOWERY, L.L. (1963) *Computer study of dynamic behavior of piling*. Journal of the Structural Division. ASCE, vol.89, ST4, p 413-450, Aug.
- SCANLAN, R.H.; TOMKO, J.J. (1969) *Dynamic prediction of pile static bearing capacity*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.95, SM2, p 583-604, March.
- SKEMPTON, A.W. (1964) *Long term stability of clay slopes*. Geotechnique, vol.XIV, n° 2, pp. 77-101.
- SKEMPTON, A.W.; PETLEY, D.J. (1967) *The strength along structural discontinuities in stiff clays*. Geot. Conf. On Shear Strength, vol. II, pp. 29-46, Oslo.
- SMITH, E.A.L. (1960) *Pile driving analysis by the wave equation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.86, SM4, p 35-61, Aug.
- SUGUIO, K. (1969) *Contribuição à geologia da bacia de Taubaté*. São Paulo. 106p. Tese (Doutorado). Faculdade de Filosofia Ciências e Letras da Universidade de São Paulo.
- TANAJURA, J.L. (1983) *Propriedades geotécnicas de folhelhos do Vale do Paraíba*. São Paulo. 107 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- TERZAGHI, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*. New York. John Wiley and Sons.
- TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J.M. (1951) *Theory of elasticity*, McGraw-Hill Book Co., 2nd ed., p.438.
- UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M. (1985) *An equation for the dynamic bearing capacity of the pile base on wave theory*. Proc. of the International on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, vol.2, p.95-100.
- VARGAS, M (1978) *Introdução à Mecânica dos Solos*. Editora McGraw Hill do Brasil.
- VELLOSO, P.P.C. (1987) *Fundações – Aspectos Geotécnicos*. Publicação do Departamento de Engenharia Civil da PUC - Rio de Janeiro, vol.2/3.

- VELLOSO, P.P.; HAMMES, (1982) M. *Estudo de cravação de estacas metálicas em folhelhos da formação Ilhas, na Bahia*. VII COBRAMSEF – Olinda, Recife.
- VESIC, A.S. (1975) *Principles of Pile Foundation Design*. Duke University School of Engineering. Soil Mechanics Series nº 38, March.
- WHITAKER, T.; BULLEN, F.R. (1981) *Pile testing and pile driving formulae*. In: Piles and Foundations, edited by F.E. Young. Thomas Telford Ltd, p. 121-134.