

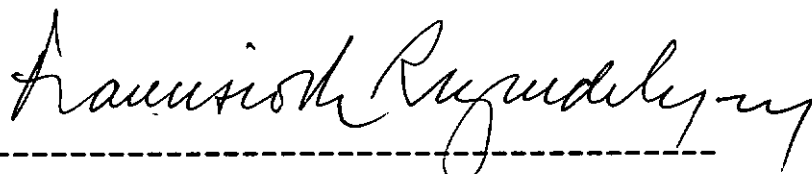
"AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE CONTROLE DA CRAVAÇÃO

DE ESTACAS - APLICAÇÃO A DOIS CASOS DE OBRAS"

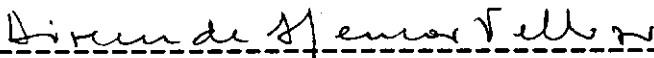
Marcelo Guimarães Araújo

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.


Aprovada por:



-----  
Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.  
(Presidente)



-----  
Prof. Dirceu Alencar Veloso, D.Sc.



-----  
Prof. Nelson Aoki, Eng. Civil



-----  
Prof. Paulo Eduardo L. Santa Maria, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

NOVEMBRO DE 1988

**ARAÚJO, MARCELO GUIMARÃES**

"Avaliação de Métodos de Controle da Gravação de Estacas - Aplicação a Dois Casos de Obras" (Rio de Janeiro), 1988.

xiv, 152 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M. Sc., Engenharia Civil, 1988).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

- |               |                    |
|---------------|--------------------|
| 1. Fundações  | 2. Estacas.        |
| 1. COPPE/UFRJ | 11. Título (Série) |

A Maria Cândida  
(in memoriam)

**AGRADECIMENTOS**

Ao Professor Francisco de Rezende Lopes, de cuja profícua amizade pudemos compartilhar, pela orientação e contribuição técnica na elaboração da Tese.

Aos meus pais, Nelson e Joaquina, pelo apoio e educação que me deram para que pudesse chegar aqui.

Aos Docentes da EE-UFRJ e COPPE pelos ensinamentos recebidos, em especial ao Prof. Fernando Emmanuel Barata cuja dedicação e entusiasmo contagiante nos conduziu à área de Geotecnia.

Ao Prof. Nelson Aoki pelo interesse e colaboração para com este trabalho.

Ao CNPq e CAPES pelo suporte financeiro.

Aos amigos e familiares cujo apoio foi fundamental: Dinorah Guimarães, Rita F. Marques, Antonio F. Marques, May G. Ferreira, Dr. Darcy A. Miranda, Renato A. Medeiros, Carlos R. P. Castro, Fatima O. Silva, etc ...

Ao Eng. Carlos Eduardo da Silva, em cuja empresa tive contato com a "praxis" da cravação de estacas, o que redundou no interesse pelo assunto da Tese.

Aos colegas da COPPE, Branca Regina, Paulo

Malafala, Ricardo Muniz, Waldyr Lopes, Nara Wolsky e Romero Gomes.

Aos Eng.<sup>os</sup> Chang P. Sheng e Hans Hohwalter e técnicos Ricardo Corrêa e Luiz Eduardo L. Silva pelo desenvolvimento e implantação do hardware e software necessários ao trabalho.

A Maria José Caetano e Gilmar Fernandes pela datilografia e execução dos desenhos.

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

**"AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE CONTROLE DA CRAVAÇÃO  
DE ESTACAS - APLICAÇÃO A DOIS CASOS DE OBRAS"**

**Marcelo Guimarães Araújo**

**NOVEMBRO DE 1988**

Orientador: Prof. Francisco de Rezende Lopes

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho tem como objetivo analisar os diversos métodos de controle da cravação de estacas. Inicialmente os métodos são apresentados com suas bases teóricas. Entre os métodos disponíveis apresenta-se a técnica de monitoração da cravação, em particular, o equipamento desenvolvido na COPPE/UFRJ. O método baseado na Equação da Onda é utilizado em um estudo paramétrico visando avaliar a influência de seus parâmetros de entrada.

Em seguida, todos os métodos são aplicados em duas obras nas quais se dispõe de provas de carga ou de monitoração da cravação realizada por terceiros. Da aplicação a estas obras conclui-se sobre a adequabilidade dos métodos disponíveis.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements of the Degree of Master of Science (M. Sc.)

**"ASSESSMENT OF PILE DRIVING CONTROL METHODS**

**- APPLICATION TO TWO PILING JOBS"**

**Marcelo Guimarães Araújo**

NOVEMBER, 1988

Chairman : Prof. Francisco de Rezende Lopes

Program : Civil Engineering

This work aimed at an analysis of the different methods of pile driving control. Initially the available methods are introduced together with their theoretical basis. Among them, the pile driving monitoring technique is presented in some detail, particularly the equipment developed at COPPE/UFRJ. The method based on the Wave-Equation is used in a parametric study with the purpose of evaluating the influence of input parameters. Finally, all methods are applied to two piling jobs, in which either static loading tests or pile driving monitoring (done by others) were available. From these applications, conclusions on the adequacy of the available methods are drawn.

## ÍNDICE

	Pág.
<b>CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO II - TÉCNICAS DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS .....</b>	<b>4</b>
11.1 - Introdução .....	4
11.2 - Controle de Execução pela Nega .....	9
11.2.1 - Fórmulas Dinâmicas .....	9
11.2.2 - Equação da Onda .....	19
(a) Modelo de Smith .....	24
11.3 - Controle pelo Replique .....	29
11.4 - Monitoração Eletrônica .....	33
11.4.1 - Método CASE .....	35
11.4.2 - Método CAPWAP .....	44
11.4.3 - Verificação de Integridade .....	46
11.4.4 - Tensões de Cravação .....	48
11.4.5 - Tensões Residuais .....	49
11.4.6 - Variação da Resistência do Solo com o Tempo ...	49
11.4.7 - Embuchamento .....	50
11.4.8 - Modelos Alternativos - Evoluções .....	51
11.5 - Críticas a Análise pela Equação da Onda .....	55
<b>CAPÍTULO III - O SISTEMA DE MONITORAÇÃO DA COPPE/UFRJ...</b>	<b>74</b>
<b>CAPÍTULO IV - INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS NA SIMULAÇÃO DE CRAVAÇÃO POR EQUAÇÃO DA ONDA .....</b>	<b>78</b>
IV.1 - Introdução .....	78



IV.2	- Energia de Cravação .....	82
IV.3	- Módulo de Elasticidade da Estaca .....	82
IV.4	- Coeficiente de Rigidez do Cepo e do Coxim .....	85
IV.5	- Peso do Capacete .....	86
IV.6	- Coeficiente de Restituição do Cepo e do Coxim .	87
IV.7	- Resistência Estática do Solo .....	90
IV.8	- Distribuição da Resistência do Solo .....	92
IV.9	- Deslocamento Elástico do Solo - "Quake" .....	94
IV.10	- Coeficientes de Amortecimento .....	96
<b>CAPÍTULO V - A OBRA DA FÁBRICA DA ANTÁRTICA .....</b>		<b>114</b>
V.1	- A Obra .....	114
V.2	- Previsão da Capacidade de Carga Estática .....	115
V.3	- Controle da Cravação .....	116
V.4	- Monitorações da Cravação .....	118
V.4.1	- Monitoração Realizada pela Firma PDI .....	118
V.4.2	- Monitoração Realizada pela COPPE .....	119
V.5	- Análise dos Dados .....	120
<b>CAPÍTULO VI - A OBRA DO CORTUME CARIOCA .....</b>		<b>129</b>
VI.1	- A Obra .....	129
VI.2	- Investigação Geotécnica .....	129
VI.3	- Fundações Executadas .....	130
VI.4	- Previsão da Capacidade de Carga por Métodos Estáticos .....	131
VI.4.1	- Método Aoki-Velloso .....	132
VI.4.2	- Método de Philipponat (1986) .....	132

VI.4.3 - Método de Randolph .....	133
VI.5 - Controle de Cravação .....	137
VI.5.1 - Controle pela Nega .....	137
VI.5.2 - Controle de Cravação pelo Replique .....	138
VI.5.3 - Monitoração da Cravação .....	140
VI.6 - Provas de Carga Estática .....	144
VI.7 - Análise dos Resultados .....	145
<b>CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES .....</b>	<b>150</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>165</b>
<b>APÊNDICE I - LISTAGENS DOS MÉTODOS AOKI-VELLOSO</b> <b>(1975) E AOKI-VELLOSO MODIFICADO POR</b> <b>LAPROVITERRA (1988) .....</b>	<b>176</b>
<b>APÊNDICE II - EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA-RECALQUE</b> <b>POR VAN DER VEEN .....</b>	<b>190</b>
<b>APÊNDICE III - FORMULAS DINÂMICAS .....</b>	<b>195</b>

## SIMBOLOGIA

- A - área da seção transversal da estaca ( $m^2$ )
- $A_p$  - área da ponta da estaca ( $m^2$ )
- c - velocidade de propagação da onda (m/s)
- $C_1$  - compressão elástica nos acessórios de cravação
- $C_2$  - compressão elástica da estaca
- $C_3$  - compressão elástica do solo
- E - módulo de Young ( $KN/m^2$ )
- $E_n$  - energia nominal do martelo (KN.m)
- $\epsilon$  - deformação específica
- ENTHRU - energia líquida (KN.m)
- e - coeficiente de restituição
- $e_f$  - eficiência do martelo
- $F_\epsilon$  - força medida através do defômetro
- H - altura de queda (m)
- K - replique da estaca ( $C_2 + C_3$ )
- $K_{coxim}$  - coeficiente de rigidez do coxim (KN/m)
- $K_{cepo}$  - coeficiente de rigidez do cepo (KN/m)

- L - comprimento da estaca (m)
- N - número de golpes no ensaio SPT
- $J_s$  - coeficiente de amortecimento do solo ao longo do fuste (s/m)
- $J_p$  - coeficiente de amortecimento do solo na ponta (s/m)
- Q - capacidade de carga da estaca (KN)
- Q - capacidade de carga do fuste (KN)
- $Q_p$  - capacidade de carga da ponta (KN)
- R - resistência à penetração da estaca (KN)
- $R_s$  - resistência à penetração estática (KN)
- $R_d$  - resistência à penetração dinâmica (KN)
- u - deformação (m)
- U - perímetro da estaca (m)
- W - peso do martelo (KN)
- $W_p$  - peso da estaca (KN)
- Z - impedância da estaca (KN s/m)
- $\delta$  - deslocamento (m)
- $\eta$  - eficiência do sistema de cravação

"The amenities of modern life are so largely dependent on what the engineer has done for us, that we have some difficulty in appreciating the extent of our indebtedness"

Archibald Williams

"Dsi-Gung atravessava a região do rio Han quando viu um velho ancião todo ocupado em irrigar um campo. Tinha rasgado veios no chão para fazer a água chegar até os canteiros. Descia e subia com muito trabalho o poço com um balde nas mãos. E apesar de todo o esforço, somente muito pouca água escorria pelos regos.

Dsi Gung se aproximou e disse: existe um meio fácil de fazer correr muita água com pouco esforço por muitos regos e em poucas horas. Assim com pouco trabalho se obtém grandes resultados. O ancião parou e perguntou: e qual seria este meio?

Dsi-Gung respondeu: a técnica, ora! Instalam-se bombas aspirantes-prementes e se tem água à vontade.

Um largo sorriso aflorou nos lábios do velho, que disse: há muito, muito tempo mesmo, escutei que, para utilizar a técnica, se tem de executar tudo tecnicamente. E para executar tudo tecnicamente, é preciso um coração técnico. E quem tem um coração técnico no peito perde a inocência da vida. Quem perde a inocência da vida, vive no tremor dos temores. E quem vive nos tremores do temor, não se encontra com o mistério da realidade nas realizações. Não é que desconheça tais coisas: ainda não sei relacionar-me com elas no sabor de criação da terra".

Cornelius Castoriadis

in "As Encruzilhadas do Labirinto"

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

Da necessidade de construir-se em regiões de solos fracos, surgiram as fundações profundas. Registros há de pontes construídas pelos romanos no terceiro século antes de Cristo, utilizando-se já grande número de estacas cravadas como fundação. Nosso hoje conhecido bate-estacas tem provavelmente sua origem no guindaste de Arquimedes, concebido para defender Siracusa dos romanos (ARCHIBALD 1935). Este foi melhorado e utilizado na construção civil; Vitruvius, arquiteto romano da época de Augustus (27 AC - 14 DC), o descreve. Segundo JUMIKIS (1971), o Velho Testamento cita que o Rei Salomão construiu seu templo sobre estacas de cedro.

Cidades inteiras como Veneza (Século XIV) foram construídas sobre estacas. A evolução da tecnologia trouxe novos materiais para as estacas, antes só de madeira. As primeiras estacas de concreto foram usadas em obras de cais na Inglaterra no final do século passado. Posteriormente, o aço foi utilizado. Do simples martelo de queda livre, passou-se já no nosso século aos possantes martelos automáticos (a vapor e diesel).

Ao utilizar uma estaca tem-se como objetivo encontrar uma camada de solo mais resistente. A determinação da profundidade adequada, à qual esta estaca terá de chegar,

é a questão principal do problema. Tome-se como profundidade adequada aquela em que, considerados determinados fatores de segurança, não haverá ruptura do solo em torno da estaca, nem deslocamentos que causem problemas para a obra.

Podemos separar as estacas em dois tipos básicos: as estacas sem deslocamento e as de grande deslocamento. As primeiras são estacas em que praticamente não há deslocamento do solo adjacente à estaca, durante sua execução. São por exemplo as estacas escavadas. Utilizam-se para estimar sua capacidade de carga os Métodos Estáticos, que são geralmente baseados em ensaios de penetração realizados "in situ".

As estacas de grande deslocamento são aquelas cravadas, geralmente por processo dinâmico: choque entre um peso e a estaca. As estacas de grande deslocamento, ao serem executadas, promovem alterações no terreno, modificando, assim, as condições reveladas pelas sondagens. Os Métodos Dinâmicos foram então desenvolvidos, a partir do estudo da cravação dinâmica da estaca. Do esforço para prever a capacidade de carga e interpretar posteriormente os dados de cravação das estacas criaram-se técnicas de controle de cravação. Da simples nega calculada do choque elástico aos complexos modelos numéricos, evoluiu-se neste século, tornando a determinação da capacidade de carga algo mais do que uma estimativa.



Neste trabalho apresenta-se inicialmente uma revisão das técnicas de controle da cravação de estacas (Capítulo II). No Capítulo III o sistema de monitoração da COPPE é descrito. No capítulo seguinte apresenta-se um estudo paramétrico dos efeitos gerados pelos golpes do martelo, simulado por programa da Equação da Onda. Nos capítulos V e VI os resultados da instrumentação utilizando o sistema da COPPE/UFRJ em duas obras são comparados com previsões estáticas, resultados de provas de carga (somente em um dos casos), fórmulas dinâmicas (uso de negas) e com a capacidade obtida a partir do repique elástico medido nas estacas. Finalmente, o Capítulo VII apresenta as conclusões finais e recomendações para pesquisas futuras.

## CAPÍTULO II

### TÉCNICAS DE CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS

#### II.1 - INTRODUÇÃO

O acompanhamento da instalação de estacas cravadas tem como objetivos:

1. assegurar a capacidade de carga estática da estaca;
2. assegurar a homogeneidade do estaqueamento;
3. garantir a integridade da estaca como elemento estrutural (após a cravação);
4. otimizar o sistema de cravação (martelo, acessórios, etc).

Uma previsão do comportamento estático pode ser feita a partir de sondagens e de informações sobre fundações já instaladas no local. Posteriormente à cravação da estaca, pode-se realizar prova de carga estática, confirmando as previsões realizadas, sendo esta a maneira mais confiável de obter a real capacidade de carga. Contudo, o alto custo das provas de carga estáticas, principalmente para cargas elevadas, e as dificuldades de sua realização em

determinados tipos de obras (e.g. plataformas off-shore) tornam este procedimento pouco utilizado.

Tais fatores propiciaram o desenvolvimento das técnicas de observação da cravação, que permitem a obtenção da resposta do sistema solo-estaca ao estímulo do golpe do martelo. Nos sub-itens seguintes descrevem-se as três formas de controle de cravação, a saber: medição da nega, do repique, da velocidade e a monitoração eletrônica com medição de deformações e acelerações.

Tradicionalmente o controle de cravação ainda é realizado pela nega, ou seja, o deslocamento plástico do solo medido no topo da estaca. Após uma série de dez golpes do martelo mede-se, com auxílio de uma régua e um lápis, a penetração da estaca. O valor médio da penetração nestes dez golpes é a nega.

SANDERS, em 1851, foi o primeiro a correlacionar a energia da queda do martelo com a resistência à cravação da estaca, através da nega, criando a primeira fórmula dinâmica. Supunha que a energia de queda do martelo seria igual a resistência à cravação da estaca oferecida pelo solo multiplicada pela penetração (nega), salvo as perdas de energia na cravação. "Ad hoc" utilizava um fator de segurança igual a 8. Este não é exatamente um fator de segurança uma vez que converte resistência à cravação (e não capacidade de carga estática) em carga admissível.

Posteriormente outros autores acrescentaram parcelas empíricas ou teóricas para considerar perdas elásticas na estaca ou nos vários componentes do sistema de cravação. Tentaram, com isto, estimar a energia real utilizada em cravar a estaca, sempre baseando-se na Mecânica Newtoniana.

CHELLIS (1961) descreve a obtenção do diagrama de nega e repique elástico (Figura 11.1). Movimentando horizontalmente um lápis, apoiado numa régua suportada por plquetes, pela superfície do fuste da estaca, configura-se no papel uma curva de deslocamentos. Desta curva além da nega pode-se obter, estimando-se o deslocamento elástico do solo, a deformação elástica do fuste da estaca ou apenas "repique elástico da estaca".

O repique ou deslocamento elástico da estaca tem sido objeto de interesse de muitos autores (AOKI, 1985; UTO et alii, 1985). Possuindo uma relação direta com a força suportada pela estaca, é considerado mais confiável que a nega.

A. E. Gummings em 1940 (citado por SMITH, 1960) admitiu que: "a cravação de estacas não é um simples problema de impacto que possa ser resolvido diretamente pelas Leis de Newton". A cravação de estacas envolve, na realidade, um fenômeno de propagação de ondas de tensão (regido pela Equação da Onda).

A teoria da propagação da onda de tensões foi

desenvolvida para impactos numa extremidade de uma barra por Saint-Venant em 1885 e Boussinesq em 1885 e primeiro aplicada em estacas por ISAACS em 1931.

A solução matemática da Equação da Onda era conhecida; contudo, só era utilizada com condições de contorno extremamente simples, devido a dificuldade de execução dos cálculos numéricos. Esta dificuldade foi superada com o desenvolvimento dos computadores digitais (década de 50). SMITH (1960) apresentou, então, em 1960, um trabalho clássico sobre a matéria, propondo um método numérico por diferenças finitas que simula a cravação da estaca por martelo, considerando também os elementos de amortecimento, atrito lateral e outros fatores importantes.

Em complementação à simulação da cravação de estacas com a Equação da Onda, e valendo-se do desenvolvimento da tecnologia eletrônica desenvolveu-se a instrumentação eletrônica de campo conhecida como "monitoração da cravação". Em 1960 um extenso programa de instrumentação de cravações de estacas foi realizado pelo Michigan Department of Highways (HOUSEL, 1965). Foram utilizados transdutores de força, aceleração e deformação acoplados à cabeça das estacas para testar, basicamente, a eficiência dos martelos diesel.

A mais extensa pesquisa envolvendo instrumentação da cravação foi realizada no "Case Institute of Technology

(posteriormente "Case Western Reserve University"), iniciada em 1964 e durando 12 anos (GOBLE et alii, 1980). Utilizando transdutores de deformação e aceleração os pesquisadores da Universidade Case desenvolveram uma tecnologia que culminou na criação do PDA "Pile Driving Analyser". Este sistema, que utiliza um microcomputador, analisa os dados dos transdutores fornecendo no campo uma estimativa da resistência estática mobilizada, a confirmação da integridade da estaca e a eficiência do sistema de cravação.

Outros grupos de pesquisa desenvolveram sistemas de monitoração em campo, tais como o TNO (MIDDENDORP, 1983) e a FUGRO B.V. (BERINGER et al, 1980), ambos da Holanda, e a COPPE/UFRJ (LOPES, 1985).

Tal técnica de instrumentação se tornou bastante difundida atualmente. Em 1980, realizou-se um primeiro simpósio internacional sobre o tópico em Estocolmo. Posteriormente, em 1984, realizou-se um segundo simpósio também em Estocolmo e um terceiro em Ottawa (Maio de 1988). O assunto da mesma maneira foi alvo de trabalhos reunidos por um comitê técnico no último Congresso Internacional de Mecânica dos Solos (San Francisco, 1985).

A sofisticação dos modelos e dos equipamentos de monitoração têm propiciado avanços consideráveis em direção à real compreensão do complexo fenômeno de cravação de uma estaca.

## 11.2 - CONTROLE DE EXECUÇÃO PELA NEGA (DESLOCAMENTO PLÁSTICO PERMANENTE)

A nega é a maneira mais antiga e fácil de controle de cravação. No campo, com um lápis e uma régua obtém-se a nega, e a estaca está aprovada se esta for menor ou igual à nega especificada. Esta última pode ser calculada de duas maneiras: pelas Fórmulas Dinâmicas ou pela Equação da Onda.

### 11.2.1 - Fórmulas Dinâmicas

CHELLIS (1944) classificava as fórmulas dinâmicas em cinco tipos, todas elas baseadas na Lei de Newton referente ao impacto de dois corpos livres. Ao se chocarem, a energia de um corpo é transferida para o outro; contudo, há que se considerar que a cravação de uma estaca não é tão simples assim. A estaca não é um corpo livre, estando ainda inserida no solo, e este responderá (de determinada maneira) ao choque, interagindo com a estaca.

O primeiro tipo de fórmulas dinâmicas iguala energia de queda do martelo com o deslocamento da estaca (nega) multiplicado pela resistência à cravação (Figura 11.2.a). Então:

$$WH = R \cdot S \quad (11.1)$$

Esta é a fórmula de SANDERS que considerava ainda que a carga admissível da estaca seria a resistência à cravação

dividida por um "fator de segurança" de 8. Merrimam era mais otimista e utilizava a mesma fórmula com um fator de segurança 6.

O segundo grupo de fórmulas contém uma constante que considera as perdas elásticas (Figura 11.2-b). Entre elas está a do ENGINEERING NEWS RECORD proposta por WELLINGTON em 1888, para ser usada com fator de segurança 6:

$$WH = R (S + 2,54) \quad (11.2)$$

para martelos de queda livre e unidades de comprimento em centímetros e

$$WH = R (S + 0,254) \quad (11.3)$$

para martelos de ação simples e dupla a vapor.

A fórmula do BUREAU OF YARDS AND DOCKS para martelos a vapor de ação simples é similar, devendo ser usada com fator de segurança 6. Para estacas pré-moldadas de concreto (S e H em centímetros):

$$WH = R (S + 0,75) \quad (11.4)$$

O terceiro grupo de fórmulas dinâmicas utiliza a relação entre o peso da estaca e do martelo para considerar as perdas de energia no impacto entre os dois corpos. Neste grupo está a Fórmula dos Holandeses, a ser usada com fator de segurança 10 para martelos de queda livre:



$$WH = R \cdot S \left( 1 + \frac{W}{P} \right) \quad (11.5)$$

A este grupo também pertence a Fórmula de RITTER, que desconta o peso do martelo e da estaca:

$$WH = R \cdot S \left( 1 + \frac{W}{P} \right) - W - \frac{W}{P} \quad (11.6)$$

O quarto tipo de fórmulas engloba aquelas que usam constantes empíricas e a relação entre pesos do martelo e estaca, como a fórmula do NAVY-McKAY (fator de segurança B):

$$WH = R \cdot S \left( 1 + 0,3 \frac{W}{P} \right) \quad (11.7)$$

No quinto grupo as fórmulas contém termos que consideram as perdas de energia devidas ao impacto e perdas elásticas nos acessórios de cravação. Neste grupo se encontram a Fórmula dos Dinamarqueses, desenvolvida por SORENSEN e HANSEN em 1957. Nela é considerada a eficiência do martelo,  $ef$ , e a perda de energia na compressão elástica da estaca:

$$ef \cdot WH = R \cdot S + \frac{R}{2} \cdot WH \cdot \frac{L}{AE} \quad (11.8)$$

ou

$$R = \frac{ef \cdot WH}{S + \sqrt{\frac{ef \cdot WH \cdot L}{2 \cdot AE}}} \quad (11.9)$$

Partindo da Equação 11.1 e considerando:

(a) a eficiência do martelo,  $ef$ ,

(b) as perdas no impacto,  $efWH \times \frac{W(1-e)^2}{W+W_p}$ ,

onde  $e$  é o coeficiente de restituição do choque, e

(c) as perdas na compressão elástica):

$$\text{- do capacete} = \frac{RC_1}{2}$$

$$\text{- da estaca} = \frac{RC_2}{2}$$

$$\text{- do solo} = \frac{RC_3}{2}$$

tem-se:

$$R = \frac{efWH}{S} - \frac{efWH \frac{W(1-e)^2}{W+W_p}}{S} - \frac{RC_1}{2S} - \frac{RC_2}{2S} - \frac{RC_3}{2S}$$

que resulta na Fórmula de HILEY (fator de segurança 3):

$$R = \frac{ef WH}{S + \frac{1}{2} (C_1 + C_2 + C_3) + \frac{W + e W}{p}} \quad (11.11)$$

onde Hiley indica para  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $e$  os valores das Tabelas 11.1, 11.2, 11.3 e 11.4.

MATERIAL DA ESTACA	$e$
Aço	0,25
Concreto	0,10
Madeira	0,07

Tabela 11.1 - Valores do coeficiente de restituição da estaca

MATERIAL	DIFFICULT OF INSTALLATION			
	EASY	MEDIUM	HARD	VERY HARD
Head of timber pile	.05	.10	.15	.20
3 to 4 in. packing inside cap on head of pile	.05 to .07	.10 to .15	.15 to .22	.22 to .30
1/2 to 1 in. mat pad only on head of precast con- crete piles	.025	.05	.075	.10
Steel covered cap containing wood packing, for steel piling	.04	.08	.12	.16
3 / 18 in. red electrical fibre disc between two 3/8 in. steel plates	.02	.04	.06	.08
Head of steel piling of pipe	0	0	0	0

TABELA 11.2 - Valores de C em polegadas (CHELLIS, 1944)

TYPE OF PILE	EASY	MEDIUM	HARD	VERY HARD
Timber piles	.004L	.008L	.012L	.016L
Precast concrete pile	.002L	.004L	.006L	.008L
Steel sheet piling simplex tube, pipe pile, monotube steel and Raymond	.003L	.006L	.008L	.012L

OBS.: L in feet and C in inches

TABELA 11.3 - Valores de C (CHELLIS, 1944)  
2

	EASY	MEDIUM	HARD	VERY HARD
Piles of constant cross section	0 to 0.1	0.1	0.1	0.1

TABELA 11.4 - Valores de C (CHELLIS, 1944)  
3

A fórmula de REDTENBACHER considera que não há

perdas elásticas no capacete e solo, que a eficiência do martelo é 100% ( $ef = 1$ ) e que o impacto é perfeitamente inelástico ( $e = 0$ ), o que leva a:

$$R = \frac{AE}{L} \left[ \sqrt{S + WH \left( \frac{W + eW}{W + W_p} \right)^2 \frac{2L}{AE}} - S \right] \quad (11.12)$$

Na fórmula de RANKINE admite-se que o choque seja perfeitamente elástico ( $e = 1$ ) e que a estaca não tenha resistência de ponta. Daí:

$$R = \frac{2AES}{L} \left[ \sqrt{1 + \frac{WHL}{S^2 AE}} - 1 \right] \quad (11.13)$$

A estas juntam-se outras fórmulas, frequentemente utilizadas, como a Pacific Coast:

$$R = \frac{AE}{2L} \left[ \sqrt{S + \frac{4WHL}{AE} \left( \frac{W + KW}{W + W_p} \right)^2} - S \right] \quad (11.14)$$

onde  $K$  é igual a 0,25 para estacas de aço e 0,10 para estacas de concreto e madeira (fator de segurança 4).

GATES desenvolveu uma fórmula para estacas de concreto onde  $R$  é função das compressões elásticas (fator de segurança 3):

$$R = 4 \sqrt{\frac{e}{f} \frac{WH}{f}} \log \left( \frac{25}{S} \right) \quad (11.15)$$

A Fórmula de JANBU estabelece que:

$$R = \frac{\frac{e}{f} \frac{WH}{f}}{\frac{k}{u} \frac{S}{u}} \quad (11.16)$$

onde,

$$\frac{k}{u} = C \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda e}{Cd}} \right)$$

e

$$\frac{\lambda e}{e} = \frac{\frac{e}{f} \frac{WHL}{f}}{AES^2}$$

e

$$\frac{C}{d} = 0,75 + 0,15 \left( \frac{W}{P} \right)$$

TAVENAS e AUDY (1972) realizaram uma pesquisa sobre a limitação da aplicação das fórmulas dinâmicas. Analisaram a cravação de 8.680 estacas. Do resultado da realização de 45 provas de carga estática, correlacionadas com as fórmulas dinâmicas de cravação do "Engineering News", Hiley, Dinamarqueses, Gates e Gates-modificada, concluíram que "there is no useful correlations to the actual bearing capacity". A que apresentou melhor coeficiente de correlação foi a Gates-modificada com 0,27.

OLSON e FLAATE (1967) realizaram estudo

semelhante, utilizando dados de provas de carga em 93 estacas de concreto, madeira e aço, e previsões de capacidade de carga pelas fórmulas de Gow, "Engineering News", Hiley, Pacific Coast, Janbu, Dinamarqueses e Gates. Concluíram que a acurácia das fórmulas varia com o tipo da estaca. As fórmulas que obtiveram melhor coeficiente de correlação foram as dos Dinamarqueses, Janbu e Gates. Citam ainda que nenhuma das fórmulas era aplicável às estacas de concreto pré-moldado. Terminaram seu estudo ajustando as três melhores fórmulas de acordo com as capacidades de carga medidas.

RAMEY e JOHNSON (1979), de maneira similar, utilizaram as fórmulas de Gates, Dinamarqueses, Hiley, "Engineering News" e "Engineering News modificada". Como as provas de carga estáticas usadas [153] foram todas levadas à ruptura, dispunha-se de dados melhores sobre a capacidade de carga das estacas (a considerar a não necessidade de interpolação). Comparando os coeficientes de correlação, constataram que nenhuma das fórmulas foi substancialmente superior em qualquer tipos de estacas. A melhor correlação foi obtida com a fórmula do "Engineering News Record" e a pior com a de Hiley.

É notória, como esses trabalhos demonstram, a limitação das fórmulas dinâmicas. PECK (1942) chegou à conclusão que "it can be demonstrated by a purely statistical approach that the chances of guessing the bearing capacity of pile are better than of computing it by



pile driving formula". Isto se explica pelo fato de que as fórmulas dinâmicas possuem fatores empíricos criados a partir de casos individuais de estaqueamentos estudados pelos seus criadores. Estes fatores levam em conta as perdas no impacto, compressões elásticas do sistema, etc, que variam conforme o equipamento de cravação. Afora o fato já comentado de que a teoria Newtoniana não se aplica ao problema. Portanto, a aplicabilidade das Fórmulas Dinâmicas deve ser restrita ao controle de uniformidade do estaqueamento (Mc. GLELAND, 1972). A partir de outros métodos mais confiáveis deve-se escolher uma determinada fórmula, que adapte-se bem às características de estaqueamento, e usá-la para critério de paralisação da cravação de cada estaca.

### 11.2.2 - Equação da Onda

Uma outra maneira de se obter a nega para o controle de cravação é por intermédio de solução da Equação da Onda. A simulação do choque do martelo com a cabeça da estaca, gerando uma onda que percorre a estaca e provocando uma resposta do solo, fornece a configuração do deslocamento da estaca. Deste retiramos a nega de projeto.

Ao sofrer um estímulo de uma força externa  $F$ , um elemento  $dx$  da estaca, de área  $A$  e massa específica  $\rho$ , está sujeito à condição do equilíbrio da Figura 11.3.

Pela lei de Newton, tem-se

$$\frac{\partial F}{\partial x} \partial x = m a$$

sendo que:

$$a = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$m = A \rho \cdot \partial x$$

Então,

$$\frac{\partial F}{\partial x} \partial x = A \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \partial x \quad (11.17)$$

Pela Lei de Hook, tem-se:

$$F = E A \frac{\partial u}{\partial x}$$

que, voltando à equação anterior, leva a

$$E A \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = A \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (11.18)$$

ou

$$c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (11.19)$$

onde

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

é a velocidade de propagação da onda de tensão pela estaca.

Esta é a equação da onda unidimensional, em um meio isotrópico e homogêneo, uma equação diferencial linear parcial de 2.<sup>a</sup> ordem a coeficientes constantes. Admite esta equação uma solução da forma:

$$u = f(x - ct) + g(x + ct) \quad (11.20)$$

ou

$$u = u_{\downarrow} + u_{\uparrow}$$

Nesta solução, a primeira parcela representa uma onda de deslocamento propagando-se na direção do eixo  $x$  no sentido positivo, e a segunda parcela outra onda propagando-se no sentido negativo. Admitindo-se para condições iniciais do problema um deslocamento inicial  $u(x)$ , uma velocidade inicial  $v(x)$  e para condições de contorno um deslocamento nulo a qualquer tempo em  $x = 0$  e  $x = L$ , (extremidades fixas), tem-se o seguinte problema:

$$u_{tt} = c^2 u_{xx}$$

$$u(0, t) = u(L, t) = 0 \quad \text{para} \quad t \geq 0$$

$$u(x, 0) = f(x)$$

$$u_t(x, 0) = g(x) \quad \text{para } 0 \leq x \leq L$$

(11.21)

cuja relação é do tipo:

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \text{sen} \frac{n\pi x}{L} \left[ a_n \cos \frac{n\pi ct}{L} + b_n \text{sen} \frac{n\pi ct}{L} \right]$$

$$a_n = \frac{2}{L} \int_0^L f(x) \text{sen} \frac{n\pi x}{L} dx$$

$$b_n = \frac{2}{nc} \int_0^L g(x) \text{sen} \frac{n\pi x}{L} dx$$

(11.22)

Entretanto, tem-se que acrescentar à equação (11.19) a parcela de resistência do solo:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{c^2 \partial^2 u}{\partial x^2} - R \quad (11.23)$$

onde  $R$  é uma função de  $t$ .

A solução desta equação pode ser obtida por meios analíticos ou por métodos numéricos, estes últimos mais utilizados. Dois métodos numéricos podem ser utilizados, o Método dos Elementos Finitos e o Método das Diferenças Finitas.

No método da separação das variáveis, as equações diferenciais que governam a propagação da onda são integradas, após uma mudança de variáveis que separa a solução em duas. A estaca é dividida em vários trechos, e a integração é feita em passos, possibilitando interrupção e modificação das variáveis, o que permite considerar a não-linearidade das molas do sistema, plasticidade dos materiais, etc. HANSEN et alii (1980), BREDEBERG (1980) e VAN KOTEN et alii (1980) apresentaram no 1.º Seminário Internacional sobre Aplicação da Equação da Onda soluções por este método. Embora bastante exato, este método necessita de uma nova construção para cada caso, tendo cada programa uma aplicação restrita.

O Método das Diferenças Finitas discretiza a estaca como uma série de elementos de barra e representa o solo como um sistema de molas e amortecedores. A integração pode ser também implícita ou explícita; neste último não há necessidade de armazenamento de matrizes de grandes dimensões ou de resolução do sistema de equações, o que diminui seu custo de execução.

SMITH (1960) apresentou o primeiro algoritmo para uma solução deste tipo, utilizando integração explícita. VAN WEELE Jr. et al. (1984) apresentam modificações neste algoritmo, estabelecendo um modelo que considera variações na impedância, o que altera a rigidez da mola. LEVACHER et al. (1984) utilizando diferenças finitas construíram um

algoritmo implícito visando o estudo de estacas moldadas "in-situ" trabalhando por atrito lateral.

A utilização do Método dos Elementos Finitos leva a custos mais altos, devido à necessidade de uso de um sistema computacional de porte (WOLTERS et al. 1984). Neste método o solo é considerado um meio contínuo e é discretizado em elementos finitos. Muitos pesquisadores desenvolveram programas por este método (EBECKEN et alii, CHOW et al.), que tem maior versatilidade que o das Diferenças Finitas, abrangendo não-linearidade, etc (WOLTERS et al., 1984).

#### (a) O Modelo de Smith

Smith desenvolveu seu modelo tendo em vista originalmente calcular tensões de cravações: após doze anos de experiência, estendeu-o para o cálculo da capacidade de carga da estaca. Considerava, naquela época, obter uma solução com 5% de precisão matemática.

O modelo martelo-estaca-solo está representado na Figura 11.4. A estaca é dividida em segmentos de 1,5 a 3m de comprimento e peso  $W$ . Entre esses interpõem-se molas de constantes elástica  $K$ . O martelo é representado pelo peso  $W$  e o capacete pelo peso  $W$ . As rigezas do cepo e do coxim estão substituídas pelas constantes elásticas  $K_2$  e  $K_3$ .

A resistência lateral do solo é dividida pelos elementos conforme o perfil do terreno. Tanto a resistência lateral quanto a de ponta receberam o mesmo modelo reológico, com uma resposta em parcela estática ( $R$ ) e outra dinâmica ( $R^s$ ). A resposta estática é dada pelas molas ( $K'$ ), com blocos de atrito configurando-se uma mola elasto-plástica (Figura 11.4-b) (o comportamento é elástico até atingir-se o deslocamento elástico máximo do solo, denominado quake, sendo a resistência correspondente a este deslocamento,  $R$ , a resistência estática última do solo). A resposta dinâmica é dada pelo produto da constante de amortecimento  $J^m$  pela velocidade de penetração da estaca  $v = \partial u / \partial t$ .

No modelo reológico de resistência do fuste é permitido a transmissão de esforços de tração e deslocamentos negativos, diferenciando-se neste ponto do comportamento na ponta, conforme a Figura 11.5.

As equações abaixo expressem a propagação da onda pela estaca por meio de diferenças finitas.

#### Deslocamento

$$\delta_m^t = \delta_m^{t-1} + v_m^{t-1} \cdot \delta t \quad (11.24)$$

#### Compressões

$$C_m^t = \delta_m^t - \delta_{m+1}^t \quad (11.25)$$

**Forças**

$$F_m^t = K_m^t C_m^t \quad (11.26)$$

**Resultantes**

$$R_s = (\delta_m^t - \delta'_m{}^t) K'_m \quad (11.27)$$

$$R_D = R_s J_m^t v_m^t$$

$$R_m = (\delta_m^t - \delta'_m{}^t) K'_m (1 + J_m^t v_m^t) \quad (11.27)$$

**Velocidades**

$$v_m^t = v_m^{t-1} + (F_{m-1}^t - F_m^t - R_m^t) \cdot \frac{g \cdot \partial t}{W_m} \quad (11.28)$$

O intervalo de tempo crítico,  $T_m$ , o maior intervalo de tempo que conduz a um cálculo estável, é dado pela seguinte fórmula (deverá ser usado como intervalo de tempo a metade do valor de tempo crítico):

$$T_m = \frac{1}{1,9648} \sqrt{\frac{W_m}{K_m}}$$

Este algoritmo é limitado até pouco, após a ocorrência de  $\partial_{máx}$ . Neste ponto pode-se já retirar o deslocamento plástico da ponta, i.e., a nega. Após estes pontos, os dados fornecidos não são mais verdadeiros (Smith



considera difícil analisar com exatidão). Smith também apresenta uma modificação a ser feita para ultrapassar este limite, embora não a tenha avalizado. A Equação 11.27 deve ser substituída por:

$$R_m = (\delta_m - \delta'_m) \cdot K'_m + J_s \frac{K'_m}{m} \dot{d} \quad (11.29)$$

após  $\delta_m - \delta'_m = 0$ . Este efeito inerente à perda do amortecimento desaconselha o uso do algoritmo para estacas com 100% de ponta.

Smith também apresenta pequenas modificações que podem ser feitas em seu algoritmo aumentando sua abrangência. A cravação de uma estaca pela ponta pode ser analisada com pequenas modificações nas equações acima (Figura 11.6). Da mesma forma há a possibilidade de inclusão de amortecimento interno na estaca, fator relativamente importante em estacas de baixa impedância. Caso o martelo seja muito longo, este pode ser simulado por conjunto de pesos e molas, da mesma forma que um prolongador (Figura 11.7).

Smith baseado em sua experiência indica os seguintes valores para as constantes (empíricas) do solo usadas em seu modelo:

- constante de amortecimento do solo na ponta

$$J_p = 0,50 \text{ s/m}$$

- constante de amortecimento do solo no fuste  

$$J_s = 0,17 \text{ s/m}$$
- deslocamento elástico do solo (ponta e fuste)  

$$Q = 0,25 \text{ cm}$$

É necessário fazer uma estimativa da eficiência do martelo. Para o coxim e o cepo, devem ser estimados, também, na falta de ensaios dos materiais, os coeficientes de restituição  $e$  e os coeficientes de rigidez  $K$ . Usualmente o material do cepo é mais rígido, mas possuindo, devido a sua geometria, um menor coeficiente de rigidez e maior coeficiente de restituição.

A Figura 11.8 ilustra as interfaces cepo-capacete-coxim-estaca. Os pesos do cepo e do coxim são considerados desprezíveis. O coeficiente do cepo é representado por  $K_2$ . Quanto ao coeficiente  $K_3$ , caso utilize-se um coxim, o programa calcula (pela Lei de Kirchshoff) a rigidez do coxim e do primeiro elemento da estaca:

$$\frac{1}{K_3} = \frac{1}{K_{\text{coxim}}} + \frac{1}{K_0 \text{ 1. elemento}} \quad (11.30)$$

Cabe ressaltar que as molas  $K_2$  e  $K_3$ , só transmitem forças de compressão.

A partir dos gráficos de  $F_m \times t$  e  $V_m \times t$ , a energia atuante em qualquer ponto da estaca pode ser calculada da seguinte forma:

$$E_m = \int F_m \cdot v_m dt \quad (11.31)$$

Ao calcular-se a energia na cabeça da estaca, ENTHRU, poderemos compará-la com a energia nominal do martelo, e obter a eficiência do sistema de cravação.

O gráfico de deslocamentos  $x_m$  x t, é obtido a partir da curva de velocidade:

$$\delta_m = \int v_m \cdot dt \quad (11.32)$$

A Figura 11.9 ilustra as curvas de força, velocidade vezes impedância, energia e deslocamento em função do tempo, obtidos com o modelo de Smith pelo programa desenvolvido por BOWLES (1974).

### 11.3 - CONTROLE PELO REPIQUE (DESLOCAMENTO ELÁSTICO)

Uma alternativa simples ao controle pela nega é a medição, durante a cravação, do repique, conforme explicado no item 11.1, Figura 11.1. Este meio de controle, não muito difundido embora proposto há bastante tempo (GHELLIS, 1944), tem-se tornado motivo de interesse de alguns pesquisadores. Notadamente no Japão onde, juntamente com a nega, faz parte de normas de fundações ("Code and Practice for Steel Pile Foundations for Buildings", de 1963, citado por Yokoyama et al., 1985). Também no Brasil tem sido alvo de estudos e aplicações práticas com bons resultados (AOKI, 1986, GOMES e LOPES, 1986).

Cabe fazer uma pequena ressalva de ordem prática: ao medir-se o deslocamento da cabeça da estaca, durante um ou mais golpes, corre-se o risco de acidentes, como, por exemplo, queda de acessórios de cravação, do martelo ou mesmo de um simples clip de aço ou pedaços de concreto da estaca. Há ainda a necessidade de que a estaca possua uma superfície lateral lisa para que o gráfico fique nítido. Com o objetivo de eliminar estes problemas, a firma SCAC- , em Convênio com a FAAP- está desenvolvendo um sistema de medida de deslocamentos da estaca denominado "repicômetro".

A Figura 11.10 apresenta um gráfico de medição de deslocamentos no topo e ponta da estaca. No topo da estaca o deslocamento máximo representa a soma da nega  $S$  (deslocamento plástico do solo) com o repique elástico  $K$  e o encurtamento residual da estaca  $S_0$ . Este último é negligenciado, por ser ínfimo. O repique  $K$ , por outro lado, compõe-se do deslocamento elástico da estaca  $C_1$  e do deslocamento elástico do solo  $C_2$ , usualmente chamado de "quake" ( $Q$ ). Na ponta da estaca, caso seja possível medir, obtém-se a curva B, onde o deslocamento máximo é a soma da nega  $S$  com o deslocamento elástico do solo  $C_3$ .

Na impossibilidade de medição na ponta por instrumentação da estaca, há que se estimar  $C_2$  ou  $C_3$ . Admite-se "a priori" para este último o valor indicado por Smith para o quake, i.e., 2,5 mm. Este valor poderá ser confirmado, somando-se o mesmo com  $C_2$ , quando deverá se igualar ao valor de  $K$ .

Admite-se que o deslocamento elástico da estaca  $C_2$  seja consequência da reação (resultante) do solo, ou seja, a resistência última do sistema solo-estaca  $R$ . Portanto, poderá ser calculado no escritório a partir do diagrama forças normais (axiais) da estaca, baseado na resistência estática última do solo (prevista a partir de sondagens de reconhecimento, por exemplo).

De acordo com a resistência dos materiais:

$$C_2 = \int_0^L \frac{N(z)}{EA} dz \quad (11.33)$$

Ou, de forma mais simples,

$$C_2 = \frac{R \cdot \ell}{EA} \quad (11.34)$$

onde  $\ell$  é a distância do topo da estaca ao centro de resistência à cravação.

UTO et alii (1985) propuseram uma equação simples para a determinação da capacidade de carga da estaca. Resolvendo a Equação da Onda, tendo como condições de contorno a constância da resistência na ponta (da estaca) e o repique medido no topo da estaca ao ser cravada, além de desconsiderar o atrito lateral dinâmico, chegaram à seguinte

equação:

$$R = \frac{AE \left( s + \frac{C}{3} + \frac{2C}{2} \right)}{2 e_o \cdot L} + \frac{\bar{N} \cdot U \cdot L}{e_f} \quad (11.35)$$

onde,

$\bar{N}$  - média dos valores de SPT ao longo do fuste

$$e_o = \left( 1,5 \frac{W}{W_p} \right)^{1/3}$$

$$e_f = 2,5$$

A primeira parcela corresponde à resistência de ponta estática e dinâmica, a segunda à resistência estática lateral. Consideraram também que o valor da nega S era aproximadamente igual ao valor do deslocamento elástico do ponta C, donde

$$R = \frac{AEK}{e_o \cdot L} + \frac{\bar{N}UL}{e_f} \quad (11.36)$$

Esta fórmula é adotada pela Specification for Bridge Substructure Design do Japão para ser usada com fator de segurança 3,0 e mais para controle de qualidade. Como cita YOKOYAMA (1985): "No Code or Standard in Civil Engineering Field in Japan allows to use the so-called Pile Driving Formulae or Dynamics Formulae in estimating bearing

capacity of piles by measuring pile penetration for last blow and rebound of the pile top. The formulas are only used for the control of final set".

Pode-se obter um valor de  $C$  mais correto, utilizando-se a Equação da Onda. Através de solução com um programa de computador obtém-se o valor do deslocamento máximo elástico da estaca ( $C$ ). Esse valor será calculado a partir da distribuição da força ao longo da estaca, para aquele momento de deslocamento máximo. Este valor seria o real, salvo as diferenças entre a realidade do problema da cravação e o modelo adotado. Contudo, é bem mais confiável do que aquele obtido pela Equação 11.34.

#### 11.4 - MONITORAÇÃO ELETRÔNICA

HOUSEL (1965) foi o primeiro a realizar pesquisa utilizando instrumentação nas estacas cravadas, que constava de células de carga, defletômetros e acelerômetros.

Um programa de pesquisas desenvolvido pela Case Western University seguiu esta linha, escolhendo acelerômetros piezoelétricos e extensômetros elétricos colados diretamente na estaca, obtendo a força através da deformação específica. Posteriormente, passaram a utilizar transdutores de deformação reutilizáveis.

Os sinais dos transdutores de força e aceleração são amplificados e posteriormente analisados por

microcomputadores. O primeiro destes analisadores de sinais foi o PDA (Pile Driving Analyser) da equipe da Case Western University (GOBLE et al. 1980), já na década de 70. Posteriormente, vários pesquisadores e firmas de Engenharia desenvolveram equipamentos similares. O uso dos transdutores de deformação e aceleração torna-se mais popular a cada dia. Contudo, esta não é a única maneira de instrumentar-se uma cravação. Procedimentos menos usuais são o uso dos extensômetros elétricos colados à estaca e a leitura dos deslocamentos no topo da estaca por filmadoras de alta velocidade (NAKAO, 1980).

O objetivo principal da instrumentação dinâmica da cravação de uma estaca é conhecer, em função do tempo, as variações da força e velocidade no topo da estaca.

De posse destes dados retira-se diretamente a tensão máxima de cravação, confirma-se sua integridade e estima-se, inicialmente por métodos expeditos como o Método Case, a capacidade de carga da estaca. Posteriormente, estes dados são reanalisados em laboratório por programas computacionais para assegurar-se a capacidade de carga. Estes programas, dentre os quais o mais conhecido é o CAPWAP, têm um direcionamento diferente daqueles expostos no Item 11.2, pois a partir dos gráficos  $F \times t$  e  $ZV \times t$  verifica-se se o modelo e os parâmetros usados na resolução da Equação da Onda estão corretos, alterando-os, se necessário, até a concordância das curvas resultantes do programa com as medidas "in situ".



A instrumentação da estaca é geralmente posicionada na cabeça da estaca, consistindo na maior parte das vezes em dois transdutores de deformação, que a partir da deformação específica, permitem determinar a força  $F = \epsilon . E . A$ , e dois acelerômetros que registram a aceleração que, integrada, fornece a velocidade  $V$  e, por conseguinte, a força  $ZV$ .

É imprescindível para a determinação da capacidade de carga através da instrumentação, que a energia de cravação seja suficiente para mobilizar toda a resistência do solo. Caso contrário, a resistência determinada será conservativa.

#### 11.4.1 - Método Case

Este método foi desenvolvido pela Case Western Reserve University, como parte do programa de instrumentação realizado na década de 60. É extremamente prático e direto. Nele a resistência à cravação da estaca é função da força e velocidades máximas geradas no impacto e da onda refletida ao retornar à cabeça da estaca. Tem como hipóteses:

- (a) a estaca é perfeitamente elástica;
- (b) a estaca possui seção transversal e propriedades constantes;
- (c) a resistência do solo ao longo do fuste e na ponta tem comportamento rígido-plástico;

(d) não há perdas de energia por reflexão na ponta e na cabeça da estaca;

(e) os esforços atuantes são somente axiais.

Da equação 11.20 (solução da Equação da Onda), diferenciando em relação ao tempo, obtém-se a função velocidade:

$$v = \frac{\partial u}{\partial t} = v_{\downarrow} + v_{\uparrow} \quad (11.37)$$

onde,

$$v_{\downarrow} = -c \frac{\partial u}{\partial t} \quad e \quad v_{\uparrow} = c \frac{\partial u}{\partial t}$$

Da mesma forma pode-se diferenciar a equação em relação a x:

$$F = -EA \frac{\partial u}{\partial x} = F_{\downarrow} + F_{\uparrow} \quad (11.38)$$

onde,

$$F_{\downarrow} = -EA \frac{\partial u}{\partial x}$$

e

$$F_{\uparrow} = EA \frac{\partial u}{\partial x}$$

A onda percorre a estaca com velocidade  $c$ , portanto,

$$\Delta L = c \Delta t$$

A força de compressão causa uma deformação específica :

$$\epsilon = \frac{\delta}{\Delta L} = \frac{\delta}{c \Delta t}$$

Assim,

$$\delta = \epsilon \cdot c \cdot \Delta t \quad (11.39)$$

A partícula se desloca com velocidade,

$$v = \frac{\delta}{\Delta t}$$

substituindo na equação anterior:

$$v = \epsilon \cdot c \quad (11.40)$$

e como

$$v = E \epsilon \quad \text{ou} \quad \epsilon = \frac{v}{E}$$

$$\text{tem-se que } v = \frac{c \sigma}{E} \quad \text{e} \quad v = \frac{c}{EA} \cdot F \quad (11.41)$$

Portanto, há uma relação de proporcionalidade entre a força  $F$  e a velocidade  $v$ ; esta relação constante é referida como impedância da estaca  $Z$ .

$$F = Zv \quad \text{onde} \quad Z = \frac{EA}{c} \quad (11.42)$$

Assim:

$$F = F_{\downarrow} + F_{\uparrow} \quad (11.43)$$

$$v = \frac{1}{Z} (F_{\downarrow} - F_{\uparrow})$$

Somando as equações tem-se

$$F + Zv = 2F_{\downarrow} \quad (11.44)$$

finalmente,

$$F_{\downarrow} = \frac{F + Zv}{2} \quad (11.44.a)$$

e de maneira similiar

$$F_{\uparrow} = \frac{F - Zv}{2} \quad (11.44.b)$$

Considerando que a resistência da estaca é a soma da resistência lateral com o da ponta:

$$R = R_p + R_L \quad (11.45)$$

Diante da condição de equilíbrio da Figura 11.11 tem-se

$$F_{1 \downarrow} + F_{1 \uparrow} = F_{2 \downarrow} + F_{2 \uparrow} + R_L \quad (11.46)$$

e como  $v_1 = v_2$  então,

$$\frac{F_{1 \downarrow}}{Z} + \left(-\frac{F_{1 \uparrow}}{Z}\right) = -\frac{F_{2 \downarrow}}{Z} + \frac{F_{2 \uparrow}}{Z} \quad (11.47)$$

Combinando as expressões:

$$F_{1 \uparrow} = F_{2 \uparrow} + \frac{R_L}{2} \quad (11.48.a)$$

$$F_{2 \downarrow} = F_{1 \downarrow} - \frac{R_L}{2} \quad (11.48.b)$$

"Id est", a força  $F_{1 \downarrow}$  descendente é reduzida de um valor igual à metade do atrito lateral atuante no trecho da estaca. A força  $F_{2 \uparrow}$  ascendente é acrescida de metade do atrito lateral, da mesma forma.

Quanto à ponta, tem-se que a onda de força ascendente será igual à resistência de ponta decrescida da onda de força descendente (Figura 11.12).

$$F_p = R_p - F_{p \downarrow} \quad (11.49)$$

As medições são realizadas geralmente na cabeça da estaca. Portanto, os instrumentos registram no tempo  $t_0$

início do choque, sendo  $t_0$  quando ocorre a força máxima  $F_0$ , e no tempo  $t = t_0 + 2L/c$ , quando recebem a mesma onda de volta

como

$$F_{p \downarrow} = F_{o \downarrow} - \frac{RL}{2} \quad (11.50)$$

vem que

$$F_{p \uparrow} = R_p - F_{o \downarrow} + \frac{RL}{2} \quad (11.51)$$

e ainda,

$$F_{\frac{\uparrow}{2}} = F_{\frac{\uparrow}{P}} + \frac{RL}{2} \quad (11.52)$$

Assim, chega-se a

$$F_{\frac{\uparrow}{2}} = R_p + R_L - F_{o \downarrow} \quad (11.53)$$

ou ainda a

$$F_{o \downarrow} + F_{\frac{\uparrow}{2}} = R_p + R_L \quad (11.54)$$

Utilizando-se para  $F_{o \downarrow}$  e  $F_{\frac{\uparrow}{2}}$  o formato das equações 11.44, tem-se que:

$$\frac{F_o + ZV_o}{2} + \frac{F_o - ZV_o}{2} = R_p + R_L \quad (11.55)$$

e

$$R = \frac{1}{2} \left[ (F_0 + \frac{F}{2}) + Z (v_0 - \frac{v}{2}) \right] \quad (11.56)$$

Esta é a equação final do Método Case.

A resistência total (R) à cravação se decompõe na resistência estática ( $R_s$ ) e na dinâmica ( $R_d$ ). A componente dinâmica é função da velocidade de penetração da ponta da estaca no solo  $v_p$ :

$$R_d = J \cdot v_p \quad (11.57)$$

O coeficiente de amortecimento J é referente ao solo sob a ponta da estaca. Utiliza-se a seguinte forma para cálculo de  $R_d$ , através da constante de amortecimento adimensional  $J_c$ :

$$R_d = J_c \cdot Z v_p \quad (11.58)$$

onde

$$J_c = \frac{J}{Z}$$

A velocidade  $v_p$  é calculada como

$$v_p = \frac{2 F_0 - R}{Z} \quad (11.59)$$

que, retornando à equação anterior, fornece

$$R = J \left( \frac{2 F}{d} - R \right) \quad (11.60)$$

finalmente, a resistência estática será:

$$R_s = R - J \left( \frac{2 F}{c} - R \right) \quad (11.61)$$

RAUSCHE et alii (1985) indicam na Tabela 11.5 valores para a constante  $J_c$ . Estes valores foram obtidos através de correlações com provas de carga estáticas, interpretadas em termos de carga de ruptura pelo critério de Davisson.

TIPO DE SOLO	FAIXA DE VALORES	VALOR RECOMENDADO
AREIA	0,05 - 0,20	0,05
AREIA SILTOSA ou SILTE ARENOSO	0,15 - 0,30	0,15
SILTE	0,20 - 0,45	0,30
ARGILA SILTOSA ou SILTE ARGILOSO	0,40 - 0,70	0,55
ARGILA	0,60 - 1,10	1,10

Tabela 11.5 - Valores de  $J_c$  (Apud Gobie)



Os valores recomendados para os solos mais argilosos são mais conservativos devido à pouca experiência obtida com estes materiais (GOBLE, 1985).

Durante cravações difíceis de estacas longas pode ocorrer replique no topo da estaca sem que a onda refletida na ponta tenha retornado ao topo. Uma determinada parte da estaca pode estar se movendo para cima com velocidades negativas e atrito lateral negativo. A Figura 11.13 ilustra o caso. A parte superior I está em descarregamento. Uma correção é necessária na fórmula da capacidade de carga; assim:

$$R_s = R + R_{LI} - J_c (2 F_o - R - R_{LI}) \quad (11.62)$$

A parcela da resistência lateral em descarregamento  $\Sigma R_{LI}$  é calculada determinando-se inicialmente o tempo  $t_d$ , que é a diferença entre o instante em que a velocidade se torna nula e o tempo  $2L/C$  após o impacto ( $t_o$ ). A diferença entre a força  $F_o$  e a curva ZV a um tempo  $t_d$ , após o impacto, representa o valor de  $\Sigma R_{LI}$ .

A resistência total à cravação é geralmente calculada pela fórmula (11.56) para o tempo  $t_o$ , aonde ocorrem, na maioria das vezes, os picos das curvas de força e de velocidade versus impedância (Figura 11.14-a). Contudo, há casos em que a resistência não é totalmente mobilizada neste tempo ( $t_o$ ). Deve-se então proceder ao cálculo da

resistência em função do tempo (gráfico  $R(t)$ ) até identificar-se a resistência máxima (Figura 11.14-b). Tal fato pode ser atribuído em alguns casos, à quakes maiores que os convencionalmente fixados.

#### 11.4.2 - MÉTODO CAPWAP

O Método "CAPWAP", desenvolvido pela equipe da Case Western Reserve University, representa um passo a mais na evolução do estudo da análise dinâmica da cravação. A partir das medições em campo da força e aceleração, este programa reconstitui o processo de cravação no laboratório, utilizando-se inicialmente uma estimativa da capacidade de carga e distribuição do atrito lateral.

O modelo utilizado na análise pode ser visto na Figura 11.15. É similar ao proposto por Smith, salvo que no CAPWAP não se inclui o sistema de cravação no modelo. Este consta apenas da parte da estaca localizada abaixo do nível dos transdutores de campo.

A reologia do solo é representada por componentes elasto-plásticos e visco-lineares. Em cada ponto três são as incógnitas do modelo: a resistência estática limite, a deformação elástica máxima, e as constantes de amortecimento. A cada iteração modificam-se os parâmetros adotados até ocorrer em perfeito ajuste das curvas medidas em campo com as calculadas. Os parâmetros da última iteração

são considerados como os representativos do comportamento do solo.

Na análise deve ser observado se os deslocamentos da estaca suplantaram os valores respectivos do "quakes", assegurando a mobilização total da resistência do sistema estaca-solo.

O CAPWAP permite alterar-se a velocidade de descarga, que é afetada pelos valores do quake, estabelecendo-se "quakes" diferentes para carga e descarga. A resistência lateral negativa pode ser limitada à uma porcentagem da resistência limite no carregamento, caso seja necessário.

A partir dos parâmetros do solo definidos na última iteração uma prova de carga estática pode ser simulada (programa STATIC).

O trecho inicial que vai até 2 L/C após o pico, é o mais simples de ser ajustado. Após 4 L/C é desnecessário realizar o ajuste, visto que os registros de campo são já insignificantes.

O CAPWAP utiliza a velocidade medida em campo como condição de contorno, gerando uma curva da força x tempo que será comparada com o de campo. A curva de força medida em campo pode ser também utilizada, comparando-se as velocidades medidas e calculadas. Essa análise alternativa,

realizada pelo programa WAPCAP (GOBLE et al., 1980), é utilizada para verificação do CAPWAP.

### 11.4.3 - VERIFICAÇÃO DE INTEGRIDADE

A partir dos registros de força e de velocidade pode-se verificar a integridade da estaca. Uma variação na impedância resulta em um desvio da proporcionalidade entre  $F$  e  $ZV$ . Se ocorrer uma variação de impedância de  $Z_1$  para  $Z_2$  numa estaca (Figura 11.16) a força de impacto descendente  $F_1$  gerará uma onda ascendente com força

$$F_{1r} = F_1 \frac{(Z_2 - Z_1)}{(Z_2 + Z_1)} \quad (11.63)$$

e velocidade

$$v_{1r} = \frac{F_{1r}}{Z_1} \quad (11.63)$$

$$F_2 = F_1 \frac{2Z_2}{Z_1 + Z_2} \quad (11.64)$$

Como exemplo as curvas da Figura 11.17 demonstram as modificações ocorridas, quando da redução da área da estaca. A curva impedância x velocidade medida cresce enquanto a de força decresce nitidamente.

Na Figura 11.17 pode-se observar como obter-se a variação de impedância segundo SKOV et alii (cit. NYAMA 1983). Sendo  $\alpha$  a razão entre as impedâncias  $Z_2$  e  $Z_1$  e  $\beta$  o fator de reflexão na seção de descontinuidade.

$$\alpha = \frac{Z_2}{Z_1} \quad (11.65)$$

$$F_{2\downarrow} = \alpha (F_{1\downarrow} - F_{1r\uparrow}) \quad (11.66)$$

$$\beta = \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} = \frac{F_{1r\uparrow}}{F_{1n\downarrow}} \quad (11.67)$$

A Tabela 11.5 avalia, a partir do parâmetro  $\beta$ , o grau de intensidade do dano.

$\beta = 1,0$	sem dano
$\beta = 0,8 - 1,0$	ligeiramente danificada
$\beta = 0,6 - 0,8$	danificada
$\beta = < 0,6$	quebrada

Tabela 11.6 - Valores de  $\beta$

A variação da impedância pode tanto ser consequência de alteração na seção transversal como também da não homogeneidade da estaca, ou seja, variação do módulo de elasticidade  $E$  e por conseguinte  $c$  velocidade de propagação da estaca e massa específica. Tal fato levou pesquisadores à estenderem a verificação de integridade às estacas moldadas "in situ" (STEIZ, 1984).

#### 11.4.4 - Tensões de Cravação

As tensões de cravação, de fundamental importância, podem ser obtidas facilmente da instrumentação. Excessiva tensão de compressão pode danificar a estaca na sua cabeça ou em algum ponto de concentração de resistência. Já as tensões de tração são bastante preocupantes em cravações fáceis, como em solos moles, de estacas de concreto armado.

A Figura 11.18 demonstra como calcular a tensão de tração a partir dos gráficos  $F$  e  $t$ ,  $ZV$  x  $t$ .

$$T(x) = \phi/2 - ZV(2L - 2X)/c \quad (11.68)$$

onde

$$\phi = \frac{ZV}{2} - F_{\epsilon 2}$$

#### 11.4.5 - Tensões Residuais

Tensões residuais podem ocorrer durante a cravação dinâmica de uma estaca, quando durante o repique a estaca se descomprime elasticamente, criando um movimento para cima e revertendo a direção da interação solo-estaca que agirá para baixo, como um carregamento, ao menos na reação superior da estaca (BRIAUD et TUCKER, 1984). É equivalente estaticamente ao atrito lateral negativo gerado pelo adensamento de argilas moles. Vários programas foram desenvolvidos para análises de golpes múltiplos, considerando as tensões residuais. Entre eles o DUKFOR e o PSI da Universidade de Duke.

#### 11.4.6 - Variação da Resistência do Solo com o Tempo

Para uma completa análise de um estaqueamento é necessário entender e quantificar as tensões devido à cravação da estaca, posterior dissipação de efeitos de instalação e finalmente o carregamento estático real. Ao ser cravada, a estaca ocasiona um deslocamento radial do solo e sob a ponta (Figura 11.19). Em solos argilosos, altas pressões neutras são geradas, enquanto há um aumento das tensões radiais ao longo do fuste, algo semelhante a uma expansão de cavidade cilíndrica não drenada (RANDOLPH, 1985).

O adensamento radial subsequente do solo devolverá

a este tensões iguais ou diferentes das iniciais. Nestes casos a monitoração da estaca após o adensamento é que fornecerá as condições para a obtenção da resistência estática. Tal fenômeno, chamado de recuperação ou "set-up", é dependente do tipo de solo, suas características de sensibilidade e de adensamento e das tensões geradas na cravação.

Da mesma maneira, contudo no sentido contrário, pode ocorrer a "relaxação". Neste caso o solo perde resistência com o tempo. Tais fenômenos necessitam de uma análise criteriosa comparando-se dados da cravação e recravação e evitando, ao recravar a estaca, retornar às condições para efeitos de análise iniciais da cravação.

#### 11.4.7 - Embuchamento

O embuchamento é outro fenômeno que interfere na análise de cravação. Manifesta-se quando, na cravação de estacas de ponta aberta, o solo penetra no interior da estaca formando um tampão que altera os sinais da instrumentação aumentando a seção da estaca. Se não ocorre o embuchamento, o solo penetra no interior gerando uma parcela de atrito interno solo-estaca. A ocorrência ou não de embuchamento será função do diâmetro interno da estaca, do tipo de solo, etc (LEVAGHER et al., 1985; YAMAGATA et al. 1985). A Figura 11.20 apresenta um modelo do comportamento estaca-solo para estacas de ponta aberta (RANDOLPH, 1985).



#### 11.4.8 - Modelos Alternativos - Evoluções

Alterações têm sido implementadas no modelo elasto-plástico visco-linear de Smith de maneira a melhorar os resultados. GILSON e COYLE (citado por ORTIGAO, 1983) a partir de ensaios em laboratório chegaram à conclusão da existência de viscosidade não-linear, o que resulta na alteração da Fórmula 11.57 para

$$R = R_s \left( 1 + J \frac{v^n}{v} \right) \quad (11.69)$$

A título de comparação, são apresentados na Tabela 11.7 valores para os coeficientes de amortecimento. A consideração do comportamento não-linear foi estudada, entre outros, por HOLEYMAN (1985). Partindo do modelo estático sugerido por RANDOLPH e WROTH (1978), que pressupõe a estaca inserida em um meio semi-infinito, estendeu-o ao caso dinâmico, transpondo para a direção radial equações de movimento similares à de Smith.

RANDOLPH e SIMONS (1985) ressaltam que a rigidez dinâmica do solo ao redor da estaca será maior que a rigidez estática devida à inércia do solo. De acordo com RANDOLPH (1985), a resistência ao cisalhamento mobilizada por um elemento de uma estaca com raio  $r$ , submetida a uma vibração axial periódica  $u = u_0 \sin \omega t$ , pode ser representada por:

$$= \frac{G u_0}{2 \pi r_0} \left[ S u_1 \sin \omega t + S u_2 \cos \omega t \right] \quad (11.70)$$

onde  $G$  é o módulo de cisalhamento do solo,  $Su_1$  e  $Su_2$  são coeficientes de rigidez dinâmicos, função da frequência adimensional,  $a = \omega r_0 / v_s$ , e  $v_s = \frac{\sqrt{G}}{\rho}$  a velocidade de propagação da onda cisalhante no solo.  $Su_1$  e  $Su_2$  podem ser expressos em termos das funções de Bessel (Figura 11.21). Analisando a figura, pode-se observar que, salvo para frequências muito baixas,  $Su_1$  é constante e  $Su_2$  é inversamente proporcional à velocidade  $v_s$ . Pode-se então modelar o amortecimento radial ou inercial do solo através de um amortecedor, correspondente à rigidez fora de fase  $Su_2$ , e uma mola, corresponde à rigidez em fase  $Su_1$ , em paralelo.

A força de atrito lateral mobilizada por unidade de comprimento da estaca, torna-se:

$$T = K_s u + C_s \frac{\partial u}{\partial t} \quad (11.71)$$

onde:

$$K_s = 2,9G$$

$$C_s = 2 \pi r_0 \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

AUTOR	AMORTECIMENTO	ARGILA	AREIA
E. A. L. SMITH (1960)	Linear	0,164	0,164
FOREHAND & REESE (1964)	Linear	0,328-0,984	0,0984-0,197
AIRHART et al. (1967)	Linear	0,328-0,984	0,0328-0,0984
GIBSON & COYLE (1968)	$1 + jv^{0,2}$	0,328-3,937	0,230 -3,609
DE REUTER & BERINGEN (1979)	Linear	0,656	0,164
HEEREMA (1979)	$\tau_{dyn} = h \left( a_1 + a_2 v^{0,2} \right),$  $a_1, a_2 = f \left( \frac{C}{u} \right)$		0
LITKOUKI &	Linear	0,6 - 2,8	-
POSKITT (1980)	$1 + jv^{0,2}$	6,0 -12,7	-

TABELA 11.7 - Valores de J (s/m) para o fuste (APUD RANDOLPH, 1985)

Ocorrendo o deslizamento e a penetração plástica do solo, a inércia radial não mais afetará o sistema. A resistência do solo pode então ser modelada por um bloco de atrito e qualquer efeito viscoso pela incorporação de um amortecedor em paralelo a este (Figura 11.22).

O amortecimento viscoso terá, geralmente, um valor para uma ordem de grandeza inferior ao do amortecedor radial. Os efeitos viscosos são associados ao atrito limite do solo no fuste, enquanto os efeitos inerciais são confinados ao estágio anterior ao deslizamento.

Para a resistência de ponta utiliza-se a analogia proposta por LYSMER e RICHART (1966) (citado por RANDOLPH, 1985) para a vibração vertical de uma sapata rígida na superfície de um semi-espaco elástico. A força mobilizada na ponta da estaca pode ser escrita como:

$$P_p = K_o \times u_p + C_o \frac{\partial u_p}{\partial t} \quad (11.72)$$

onde,

$$K_o = \frac{4 G}{(1 - \nu) r}$$

$$C_o = \frac{3,4 r^2 \sqrt{G}}{(1 - \nu)}$$

A energia continua a propagar-se no solo durante a

cravação. Necessita-se de estudos adicionais para o conhecimento dos efeitos inerciais durante a ruptura e dos efeitos viscosos. Por enquanto parece mais simples deixar o amortecimento inalterado no escoamento plástico e limitar a componente da mola. O que, somando-se à possibilidade de ignorar o amortecimento viscoso da resistência lateral, visto que na prática a resistência estática última do solo é praticamente constante para ampla faixa de valores de velocidade de penetração da estaca, redundando no modelo proposto inicialmente por Smith, contudo, com valores significativamente diferentes para os coeficientes de mola e amortecimento.

### 11.5 - Críticas à Análise pela Equação da Onda

É necessário que se mantenha sempre em mente que qualquer método de análise de cravação trata de um fenômeno dinâmico. A resistência estática última de uma estaca é o que se deseja conhecer. Portanto, claro seja que há uma grande diferença entre fenômenos estáticos e dinâmicos.

GONIN et al. (1984) ilustram na Figura 11.23 a diferença na distribuição de tensões durante um teste dinâmico e um estático. Como no solo a onda de tensão propaga-se numa velocidade menor que na estaca, não há tensões transferidas ao solo pelo início da onda. Já no caso estático as tensões são transferidas pela força cisalhante entre estaca e solo.

O próprio comportamento da estaca em si é diferente, se solicitada dinâmica ou estaticamente. Utiliza-se o módulo de elasticidade estático da estaca, assim como dos acessórios de cravação; contudo, sabe-se que estes são diferentes dos módulos dinâmicos.

A maior dificuldade está, pois, em correlacionar as resistências estática e dinâmica. Da relação linear de Smith (Eq. 11.57), passou-se à não-linear de COYLE (Eq. 11.69). Contudo, não há ainda unanimidade de opinião quanto à não-linearidade e quanto ao valor de outros parâmetros propostos, e as relações de Smith são ainda bastante utilizadas.

Os valores de coeficientes de amortecimento, não só variam com o tipo de solo, como também para cada golpe analisado (SOARES et al., 1984). Há quem queira correlacioná-los, juntamente com o quake, com a geometria do problema, i.e., dimensões da estaca.

CHOW e SMITH (1984) apresentam um modelo numérico tridimensional, baseado no Método dos Elementos Finitos. Considera-se nele a inércia do solo (amortecimento radial), embuchamento, etc. Contudo, diante dos altos custos da computação, restringiram-na somente a estacas circulares cravadas em argilas, com ruptura determinada pelo Critério de Von Mises. Registraram os Autores tão melhor nível de concordância com a análise unidimensional quanto mais fraco o solo. Análises como a de CHOW et al. e outros

pesquisadores (MUNIER, 1984; LEVANGHER et SIEFFORT, 1984; KLINGMÖLLER, 1984) alterando e utilizando novos modelos talvez levem a uma melhor compreensão do fenômeno.

A despeito do não total domínio do problema, há que se admitir que grandes avanços foram realizados, e que já hoje a instrumentação da cravação aliada à análise dos dados em laboratório leva a resultados razoáveis, com rapidez e custo sensivelmente mais baixos que provas de carga estáticas, o que contudo, não deve levar a dispensá-las.

Mais fundamental ainda é lembrar-se que o solo não é um material homogêneo e isotrópico, perfeitamente conhecido e previsível, mas sim fascinantemente heterogêneo. Portanto, a determinação da capacidade de carga estática de uma estaca só será perfeita e verossímil após a execução de uma prova de carga estática levada à ruptura. Há que se utilizar de todos os métodos possíveis, estudando-se as combinações de métodos e prioridades de aplicação de acordo com o caso, ou seja, conforme sua viabilidade técnico-econômica.

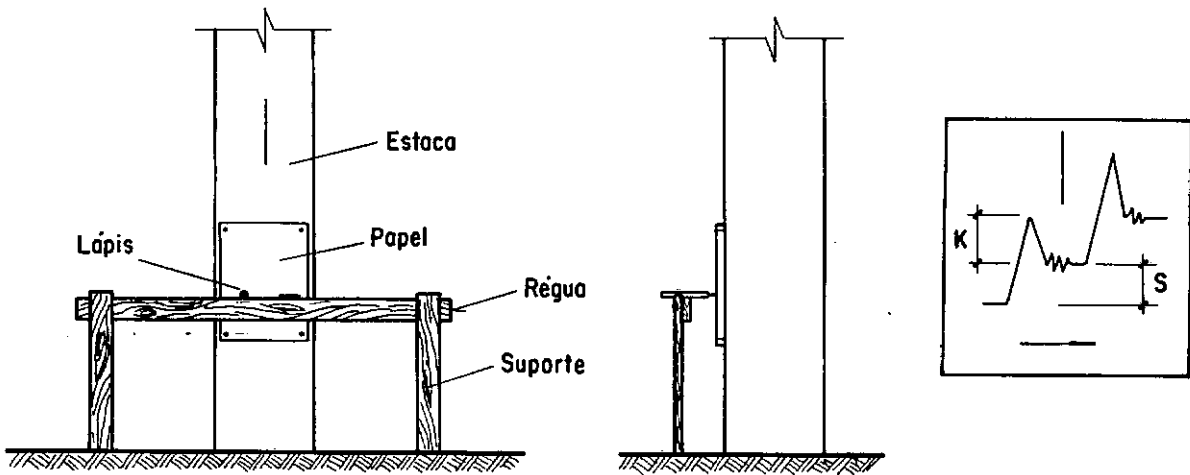
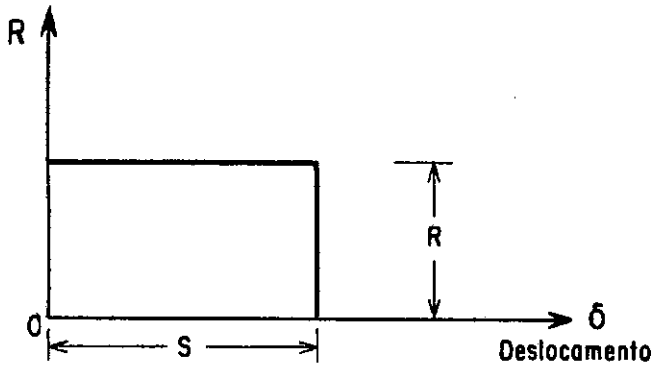
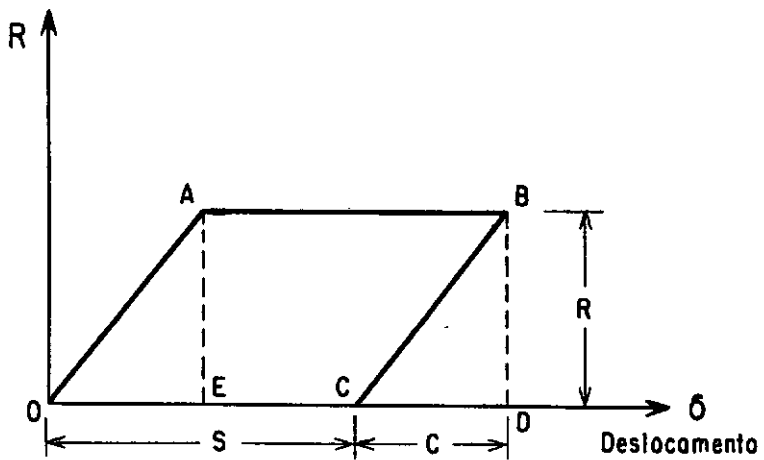


FIG. II.1 - Registro de Nega e Repique (Chellis, 1961).





a) *Hipótese de resistência do solo adotada na fórmula de Sanders e similares.*



b) *Hipótese adotada na fórmula da Engineering News e similares.*

FIG. II.2 - Gráficos Resistência versus Deslocamentos para fórmulas dinâmicas de cravação.

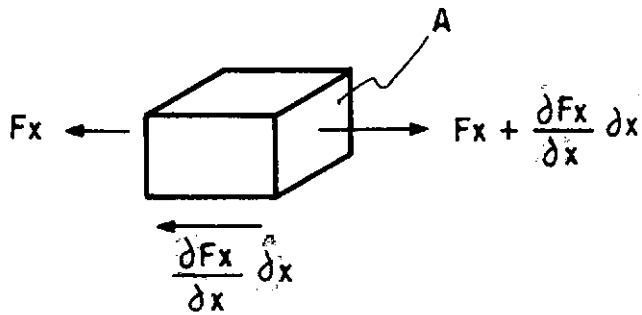
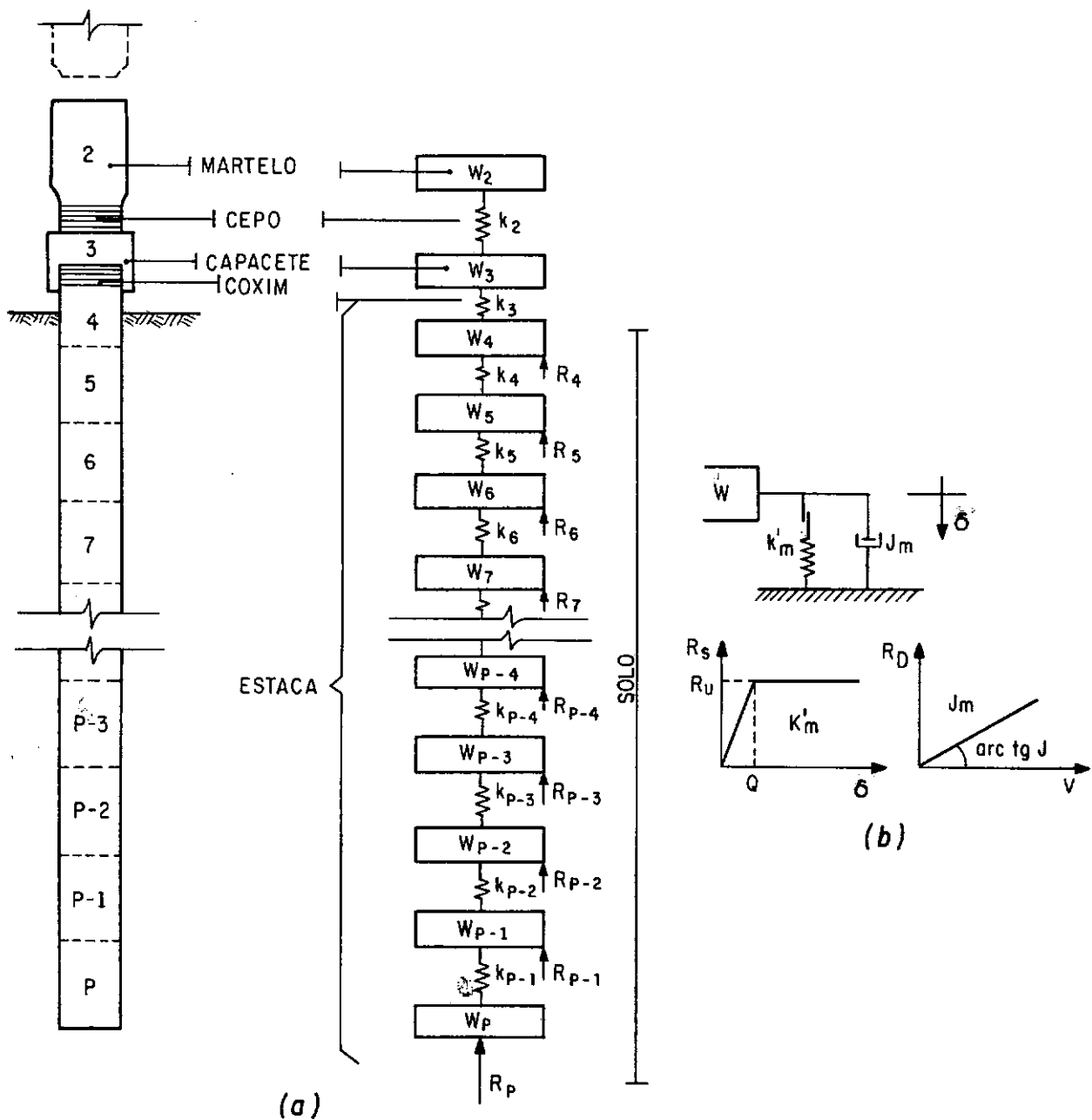
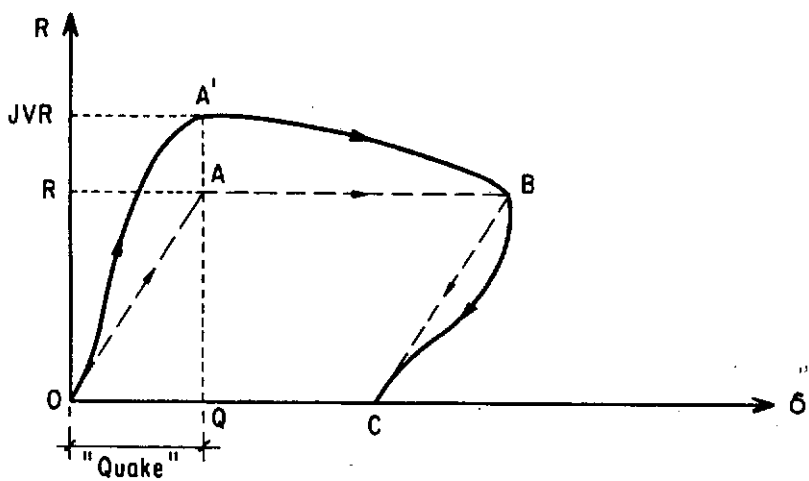
FIG. II.3 - Equilíbrio do elemento  $\delta x$ .

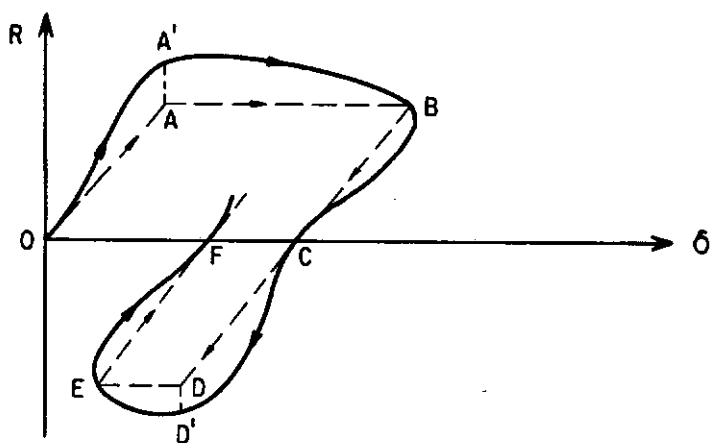
FIG. II.4 - Modelo proposto por E. A. L. SMITH (1960).

(a) conjunto solo-estaca-sistema de cravação

(b) simulação da resistência do solo



(a) Ponta da Estaca ( $oc = S$ , NEGA)



(b) Superfície Lateral ( $of = S$ , NEGA)

FIG. II.5 - Diagrama resistência x deslocamento (Apud SMITH, 1960).

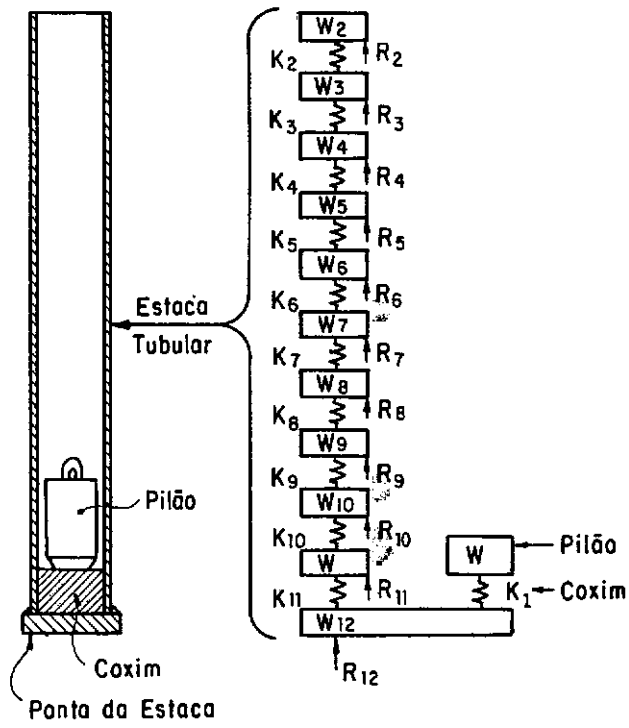


FIG. II.6 - Modelo para Cravação pela ponta (Apud SMITH, 1960).

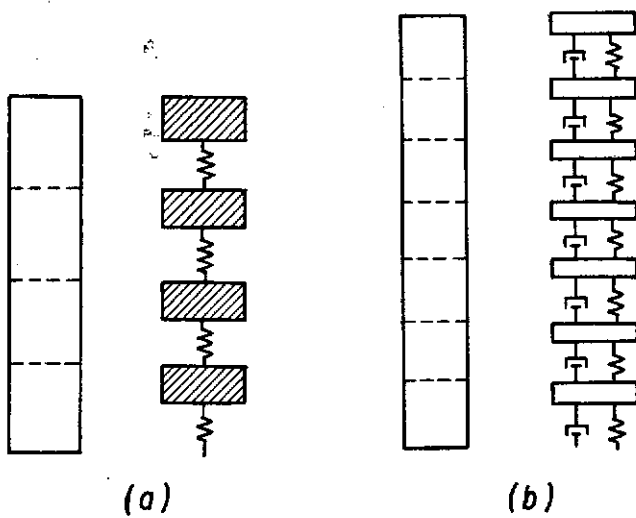


FIG. II.7 - Modelo de simulação de (a) pilão longo  
(b) amortecimento interno.

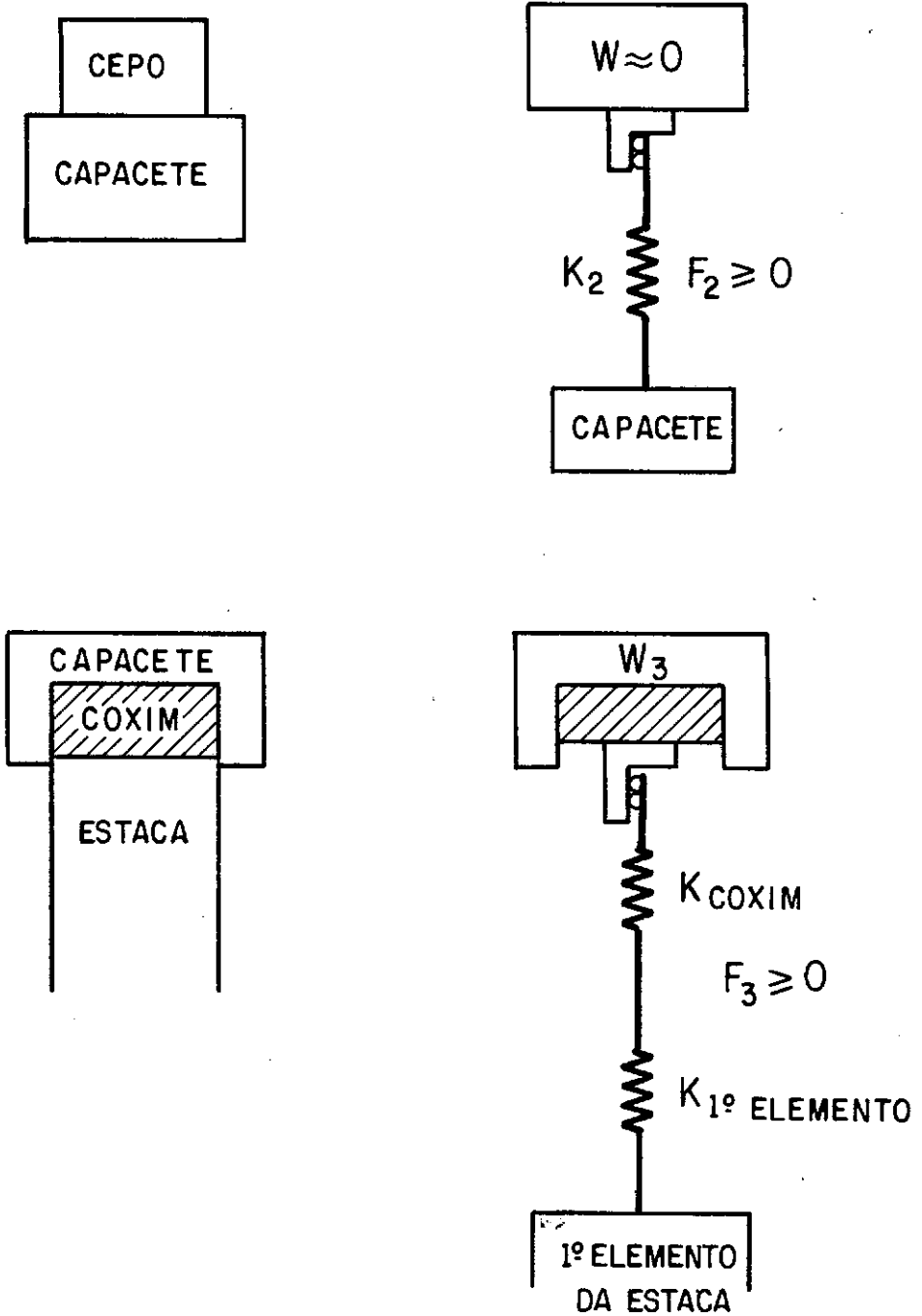


FIG. II.8 - Interfaces cepo - capacete - coxim - estaca.

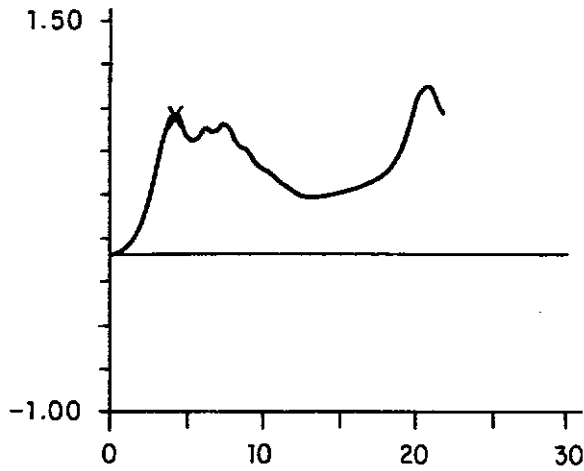
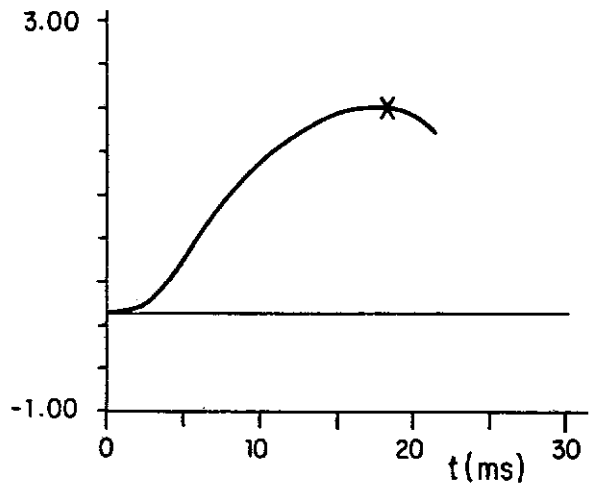
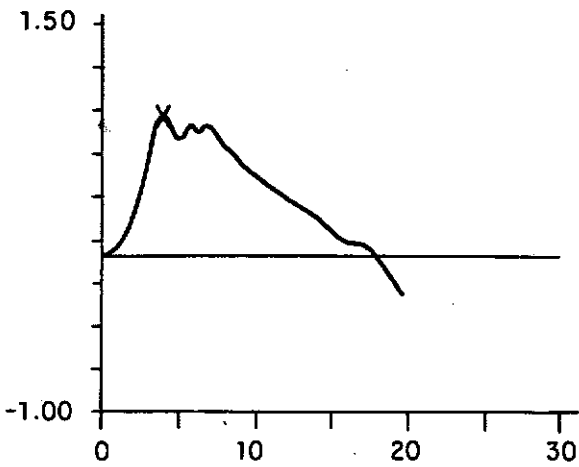
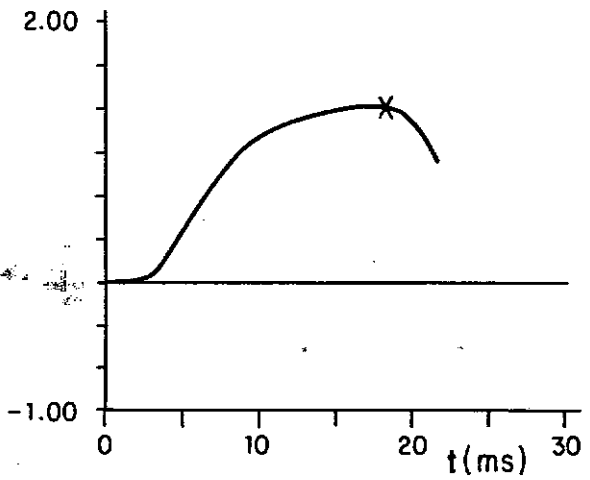
Força x  $10^5$  (KN)Deslocamento x  $10^0$  (cm)Veloc. x Imped. x  $10^5$  (KN)Energia x  $10^5$  (KN.m)

FIG. II.9 - Gráficos obtidos com o modelo de Smith pelo programa de Bowles.

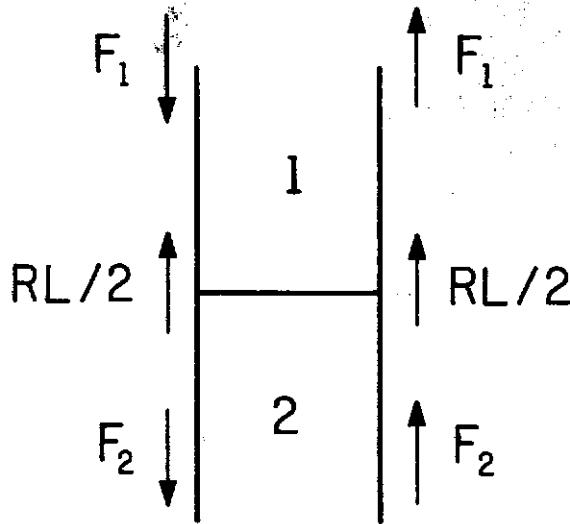


FIG. II.11 - Equilíbrio de Forças na Estaca

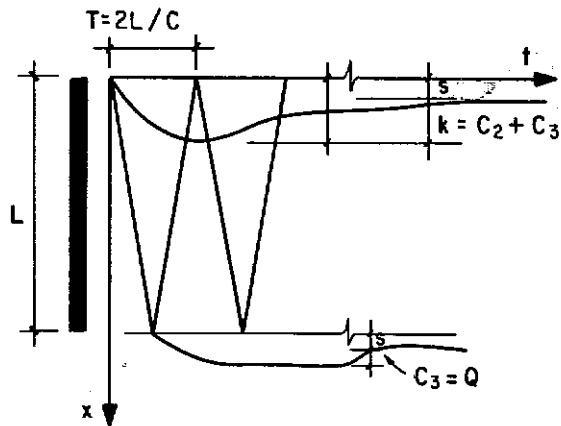
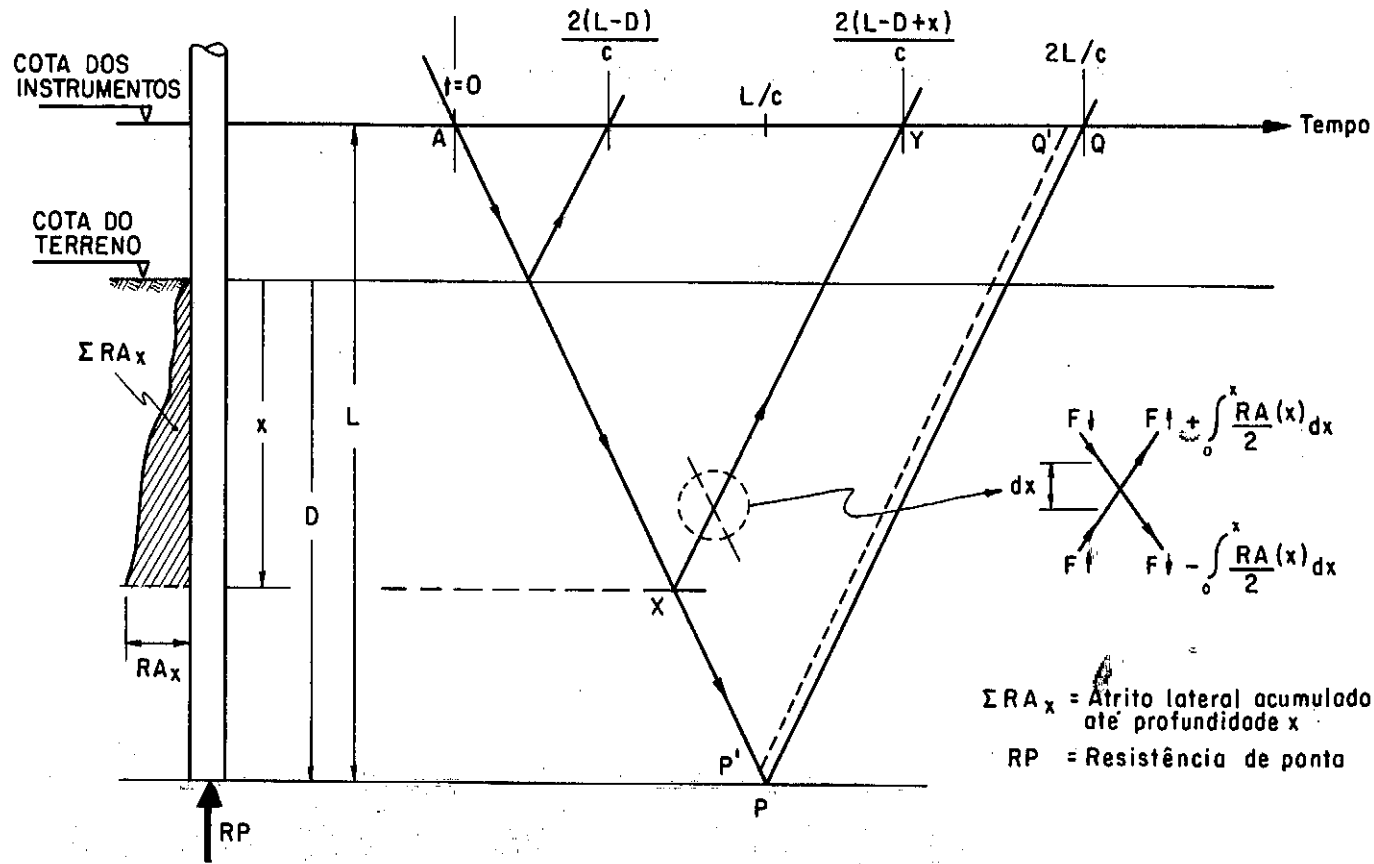


FIG. II.10 - Deslocamentos no topo e na ponta da estaca.



$\Sigma RA_x$  = Atrito lateral acumulado até profundidade  $x$   
 RP = Resistência de ponta

FIG. II.12 - Diagrama de trajetória das ondas (APUD JANSZ ET ALII)



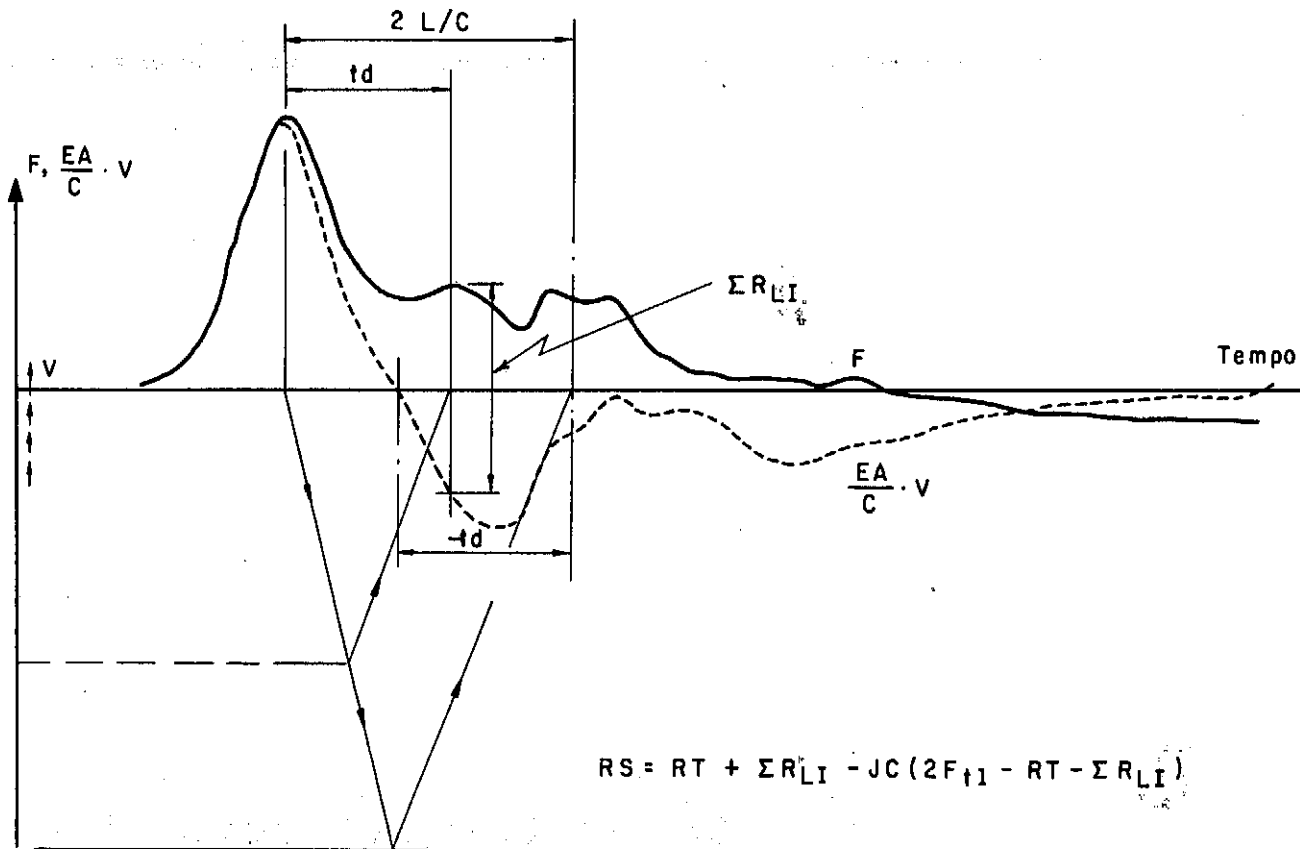
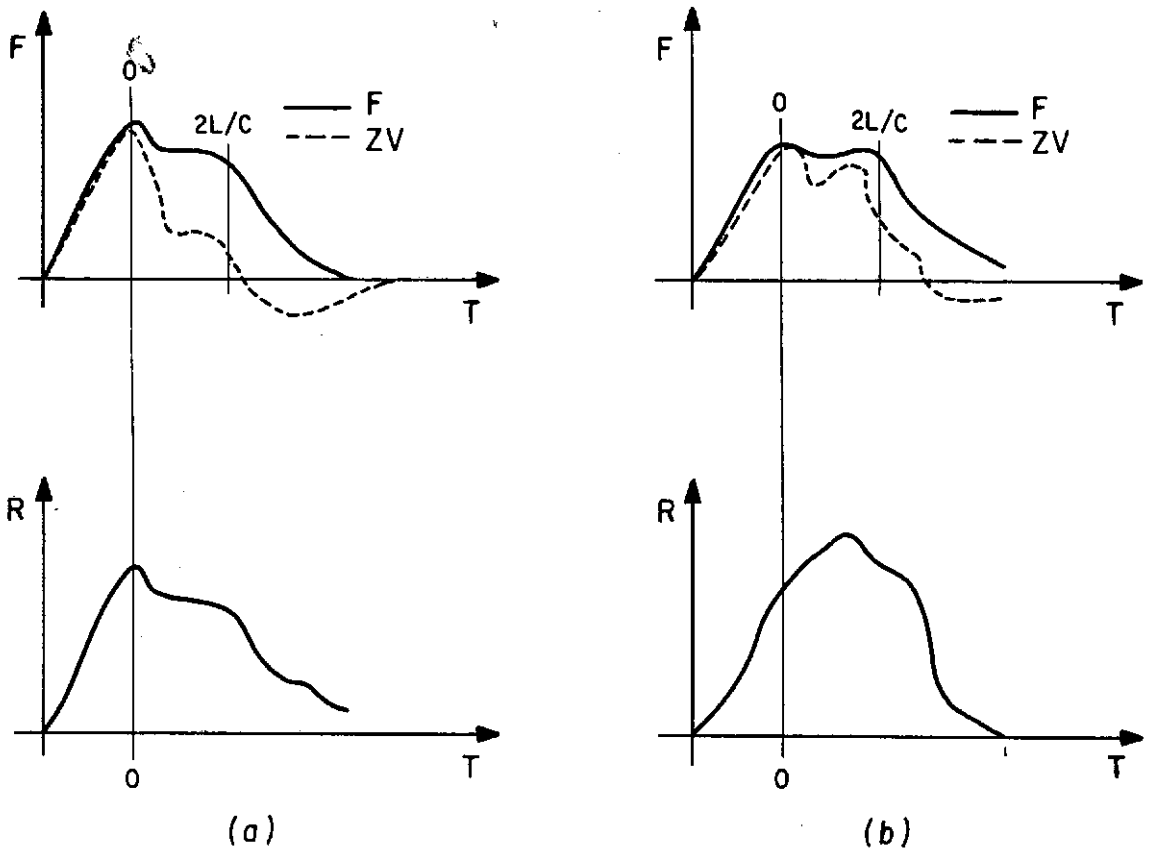


FIG. II.13 - Correção da capacidade de carga pelo método de case considerando descarregamento (Apud Goble & Associates, INC.).



- a) Resistência máxima no tempo 0  
 b) " " " após pico de força máxima

FIG. II.14 - Cálculo da resistência total a cravação.

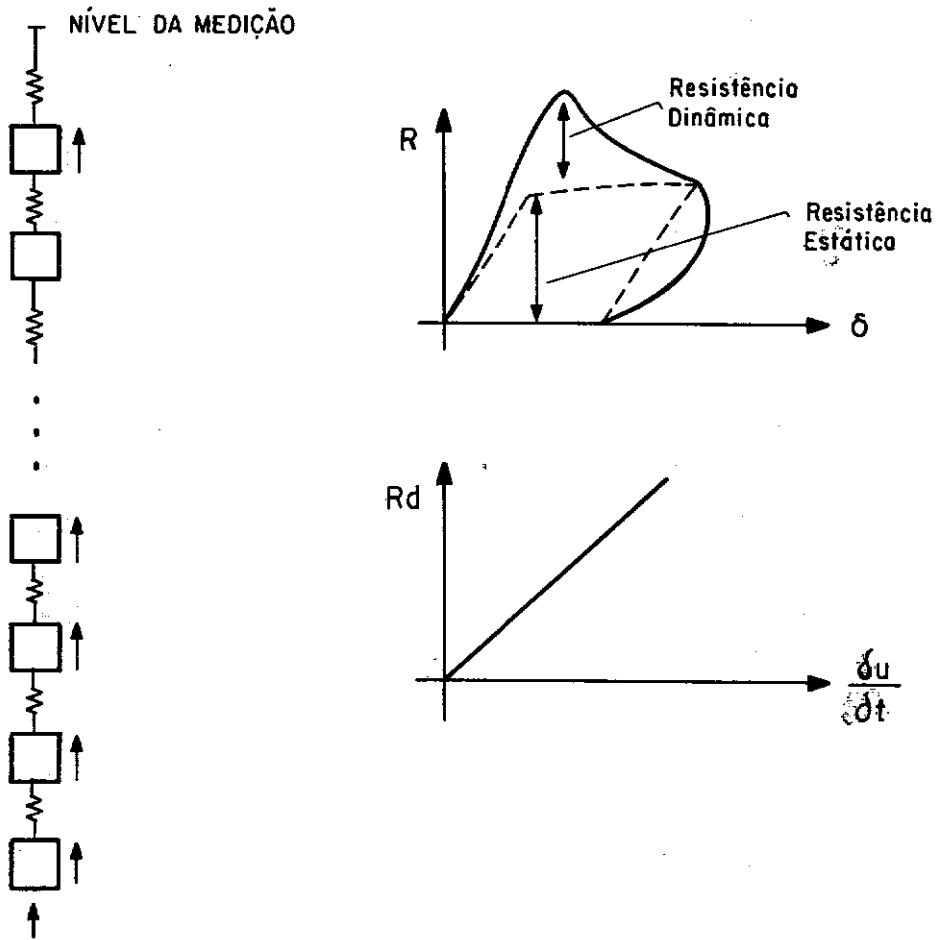


FIG. II. 15 - Modelo para o programa CAPWAP (APUD GOBLE).

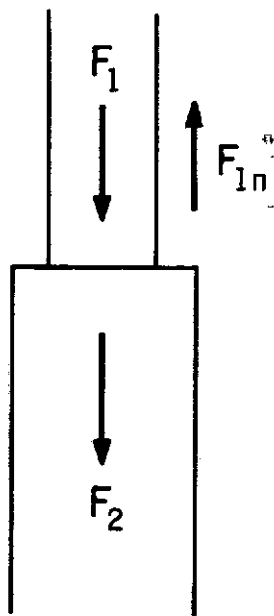
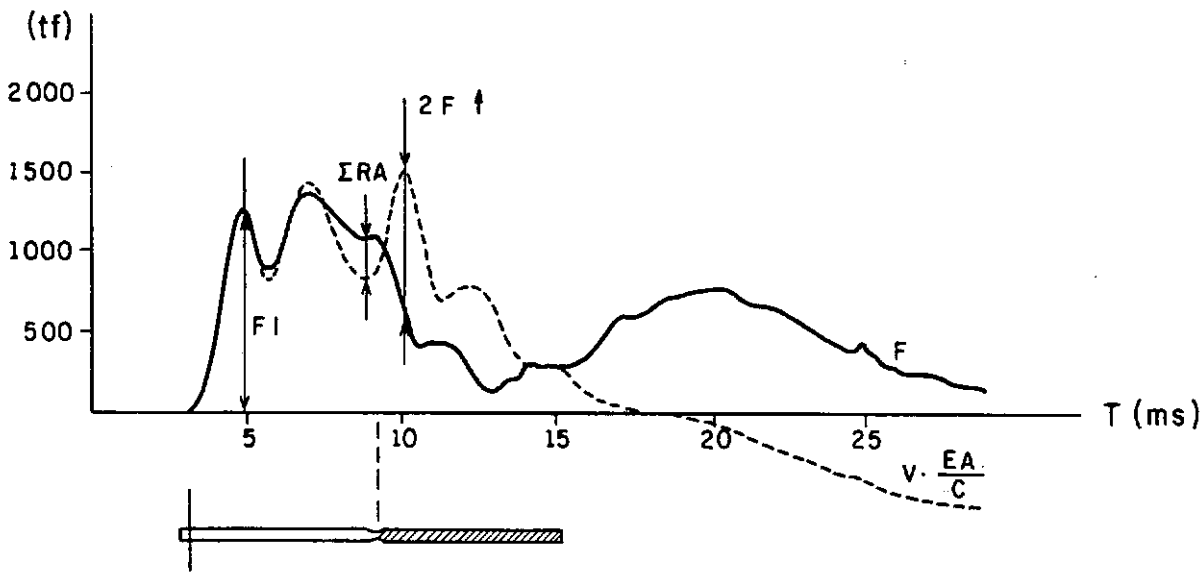


FIG. II. 16 - Variação de impedância da estaca.



$$\beta = \frac{-425 - 100}{1275 - 100} = -0,047$$

$$\alpha = \frac{1 + \beta}{1 - \beta} = \frac{Z_2}{Z_1} = 0,38 < 0,6 \text{ (Estaca Quebrada)}$$

FIG. II.17 - Procedimento para verificar o grau de intensidade do dano numa estaca (APUD SKOV).

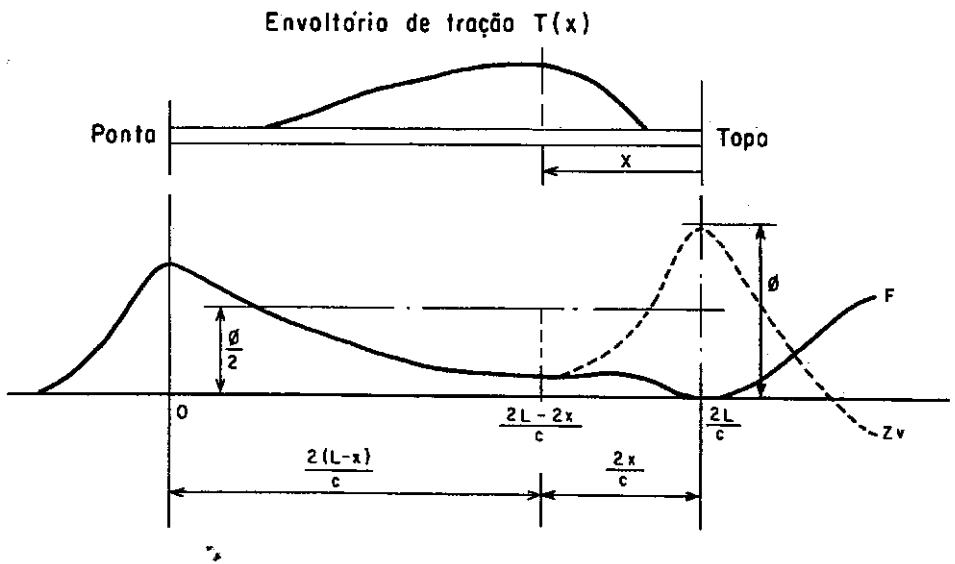


FIG. II.18 - Determinação das tensões de tração.

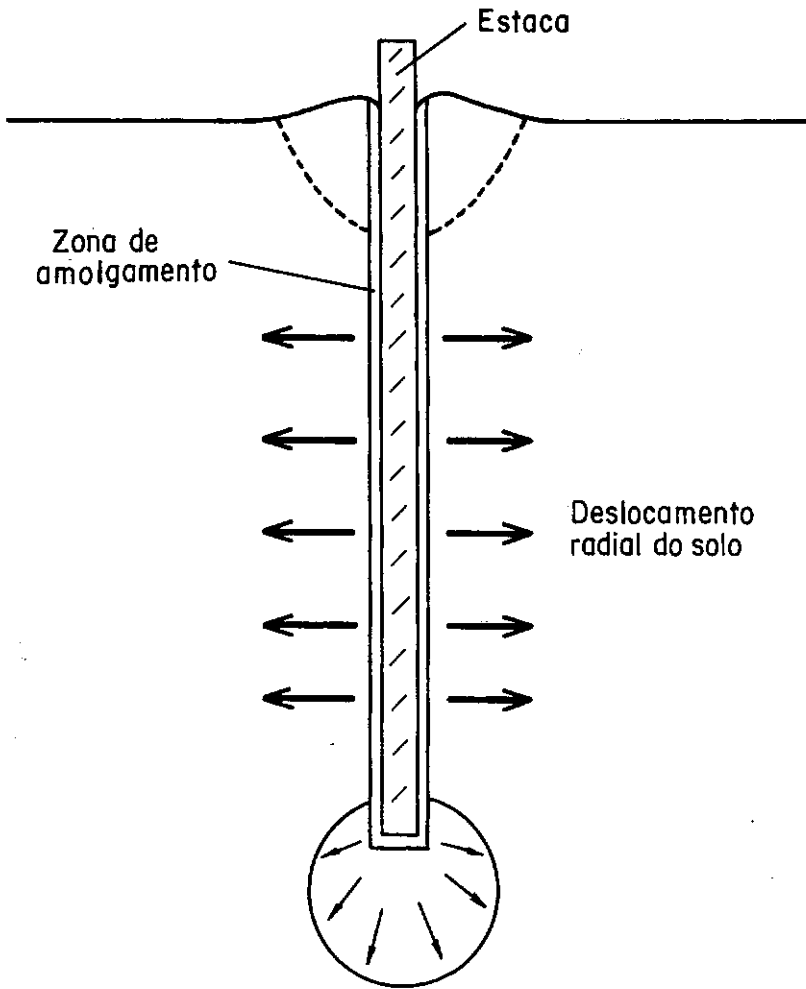


FIG. II.19 - Deformação do solo na cravação

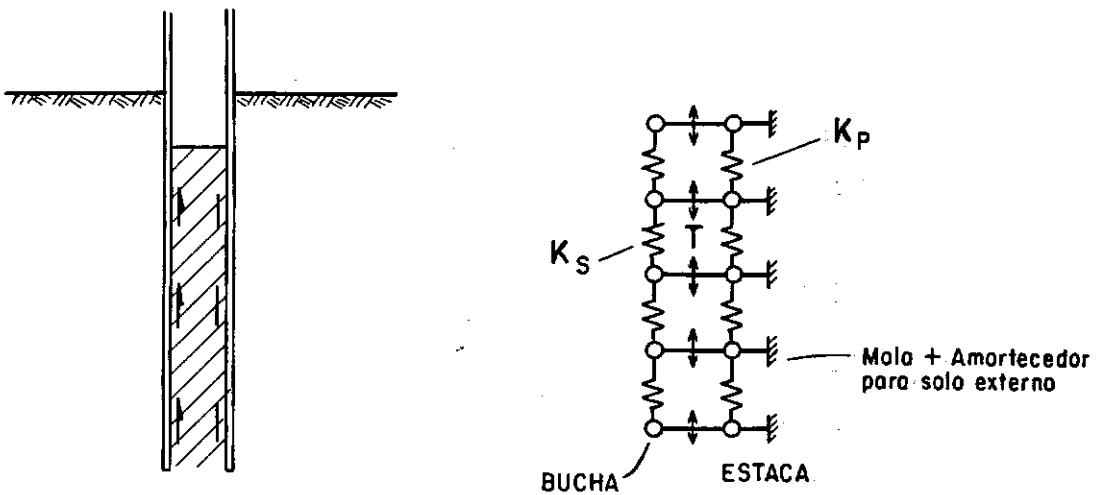


FIG. II.20 - Modelo para consideração de embuchamento (APUD RANDOLPH, 1985).

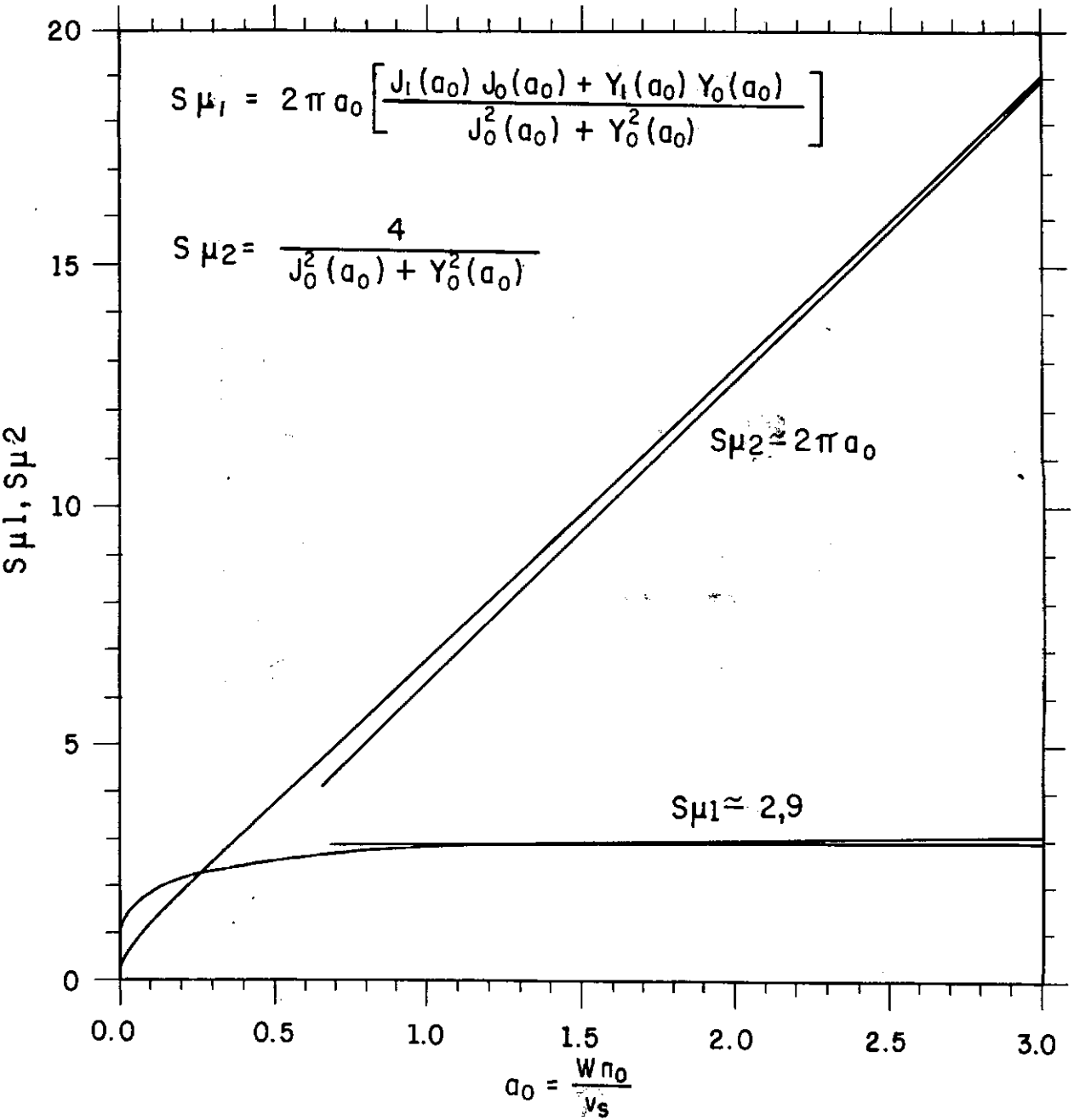


FIG. II. 21 - Parâmetros  $S\mu_1$ ,  $S\mu_2$  (APUD RANDOLPH, 1985).

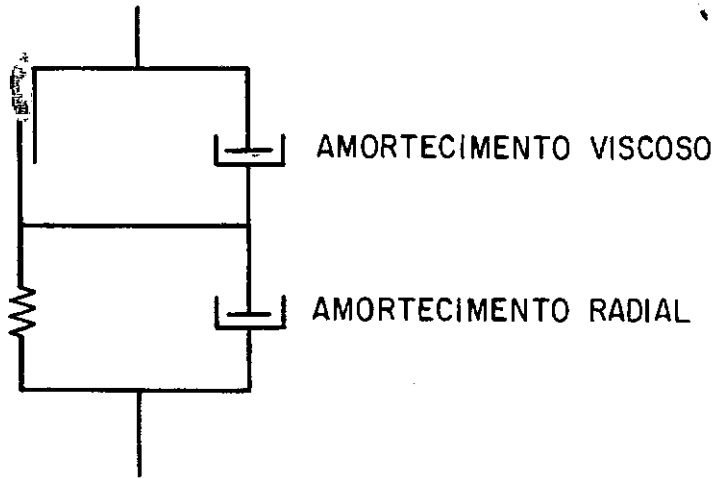


FIG. II. 22 - Modelo reológico com amortecimento radial (Randolph, 1985).

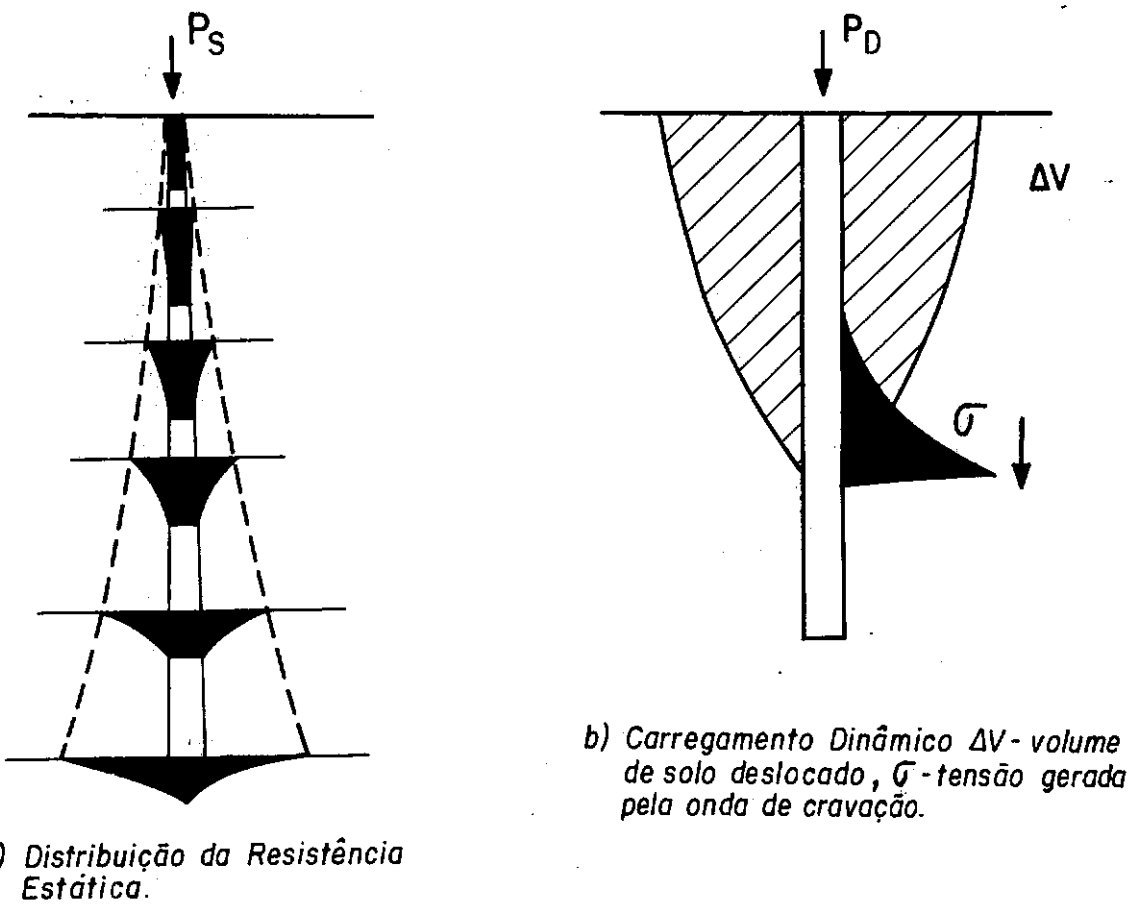


FIG. II. 23 - Distribuição de tensões para testes dinâmicos e estáticos (APUD GONIN, 1984).

## CAPÍTULO III

## O SISTEMA DE MONITORAÇÃO DA COPPE/UFRJ

A COPPE pesquisa a cravação de estacas desde 1979. Atualmente há um setor no Laboratório de Solos dedicado a este assunto e a outros problemas da Dinâmica de Fundações. Pesquisas foram realizadas e teses defendidas a nível de Mestrado (NAKAO, 1981; ALMEIDA, 1985; GOMES, 1986).

As primeiras medições foram realizadas em 1979 em convênio da COPPE com a Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro. Utilizou-se uma filmadora de alta velocidade para registrar-se os deslocamentos de estacas durante a cravação (NAKAO, 1981).

Posteriormente, desenvolveu-se na COPPE um sistema analógico para a monitoração. Neste sistema os sinais gerados pelos transdutores de deformação específica, fabricados na instituição, e acelerômetros KIOWA eram registrados em um gravador FM e visualizados em um osciloscópio. Em laboratório, os sinais eram digitalizados através de um analisador de espectros HP Modelo 3582A e analisados em microcomputador HP Modelo 9825T.

O sistema "Monitor" foi desenvolvido, em seguida, com a experiência adquirida nos sistemas predecessores. Trata-se de um sistema digital capaz de adquirir e processar os dados no campo, com a possibilidade de gravação dos dados



para posterior análise mais depurada em laboratório. A Figura III.1 esquematiza o sistema, que é também visto na Figura III.2.

Utilizam-se transdutores de deformação, específica projetados para atender deformações até  $1000 \mu\text{m/m}$ . São construídos na COPPE em liga de alumínio, com formato anelar e possuindo quatro defôrmetros de resistência ("strain gauges") colados nas paredes do transdutor formando uma "Ponte de Wheatstone". Os acelerômetros são do tipo piezoresistivos de marca KIOWA, para até  $1000\text{g}$ , ou piezoelétricos marca DYTRAN, para até  $10.000\text{g}$ .

Para condicionar os sinais analógicos, amplificando-os e filtrando-os, utilizam-se amplificadores KYOWA. Ainda como periféricos tem-se um osciloscópio de dois canais, uma impressora gráfica e uma unidade de gravação digital em diskette  $5 \frac{1}{4}$ ".

O "Monitor" é um processador de sinais compatível com o IBM-PC, baseado no processador 8088, com utilização do coprocessador 8087 para permitir maior rapidez nas análises. Possui programa aplicativo para o Método Case, incluindo calibração, filtragem e impressão dos sinais. Sua capacidade de conversão dos sinais analógicos para digitais é de  $8 \text{ kHz}$  por canal.

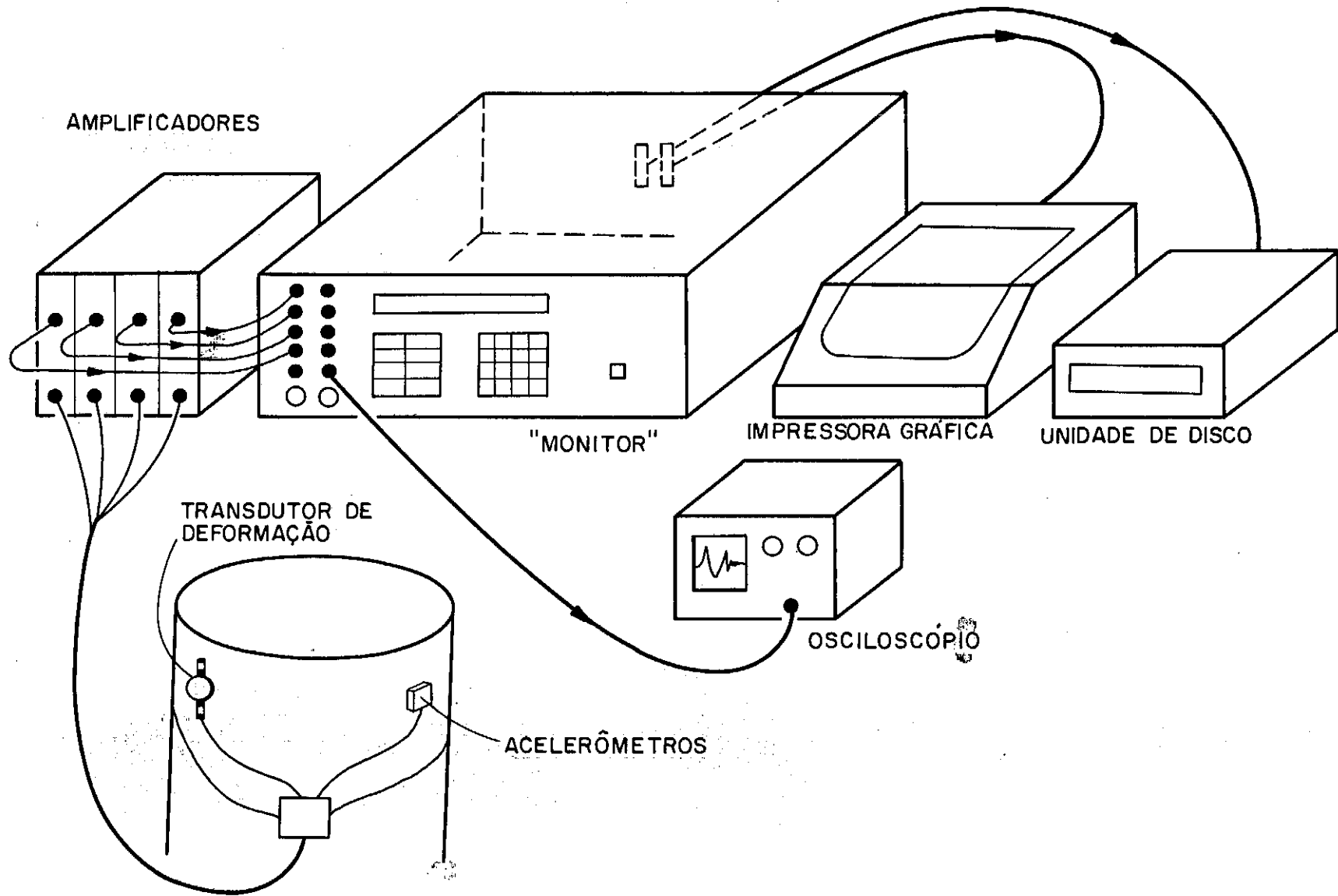


FIG. III.1 - Esquema do Sistema Monitor.

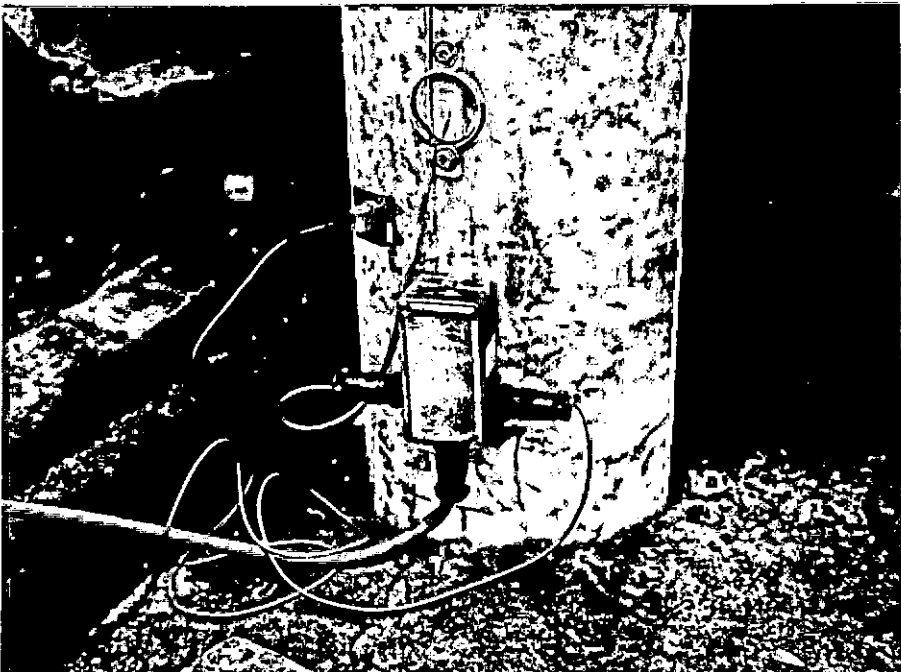
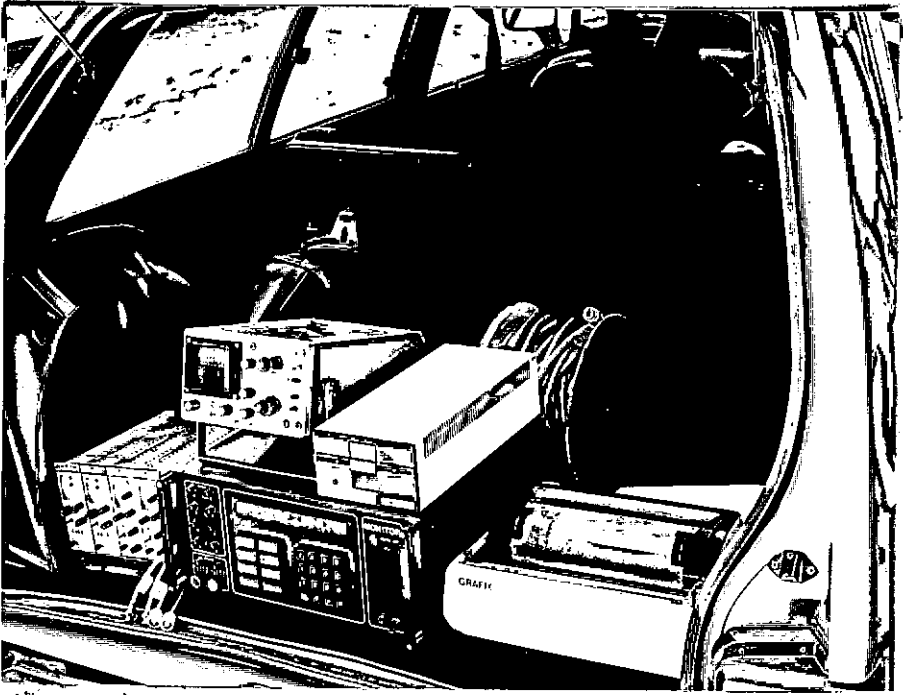


FIGURA 111.2 - a) Fotografia do sistema Monitor

b) Instalação dos instrumentos na estaca

## CAPÍTULO IV

### INFLUENCIA DE PARAMETROS NA SIMULAÇÃO

#### DE CRAVAÇÃO POR EQUAÇÃO DA ONDA

##### IV.1 - INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo uma análise paramétrica do problema de cravação de uma estaca, através do programa New-Wave, baseado no trabalho de BOWLES (1974). Neste programa utiliza-se o Método das Diferenças Finitas para resolver o modelo proposto por SMITH (1960).

O programa foi transcrito para Turbo-Pascal e roda em microcomputadores tipo IBM-PC. Fornece a qualquer intervalo de tempo desejado a força, velocidade e deslocamento em qualquer dos elementos da estaca, bem como resistência total e estática pelo Método Case e energia líquida (ENTHRU).

Para o estudo paramétrico apresentado, utilizou-se um caso padrão. Cada parâmetro é variado isoladamente entre extremos máximos e mínimos. O caso padrão é uma estaca de concreto armado cravada por martelo de queda livre com as seguintes características:

- intervalo de tempo = 0,000333 s
- peso do martelo = 50,00 KN

- altura da queda = 0,40m'
- Eficiência do martelo - 0,85
- Peso do capacete - 4 KN
- Rigidez do cepo - 179.000 KN/m
- Rigidez do coxim - 235.500 KN/m
- Coeficiente de restituição do cepo - e = 0,5
- Coeficiente de restituição do coxim - e = 0,4
- Estaca cilíndrica -  $\phi = 455$  mm
- Comprimento da estaca - 22,0m
- Número de elementos da estaca - 12
- Módulo de Young da estaca -  $28 \times 10^6$  KN/m<sup>2</sup>
- Peso por unidade de comprimento - 2,45 KN/m
- Area da seção transversal da estaca - 0,0978 m<sup>2</sup>
- Quake (atrito e ponta) - 0,0025m
- Coeficiente de amortecimento lateral do solo - 0,17 s/m
- Coeficiente de amortecimento do solo sob a ponta - 0,50 s/m
- resistência lateral - 83,33 KN
- resistência de ponta = 666,66 KN

- distribuição de atrito:

$$- Q_L(4) = 0$$

$$- Q_L(5) = 0$$

$$- Q_L(6) = 0$$

$$- Q_L(7) = 0$$

$$- Q_L(8) = 0$$

$$- Q_L(9) = 0$$

$$- Q_L(10) = 0$$

$$- Q_L(11) = 0$$

$$- Q_L(12) = 0$$

$$- Q_L(13) = 41,66 \text{ KN}$$

$$- Q_L(14) = 41,66 \text{ KN}$$

Os gráficos de  $F_{xt}$ ,  $ZV_{xt}$ ,  $\delta_{xt}$ ,  $E_{xt}$  e  $R_{xt}$ , para o elemento 4 (cabeça da estaca) são apresentados na Figura IV.1. A Tabela IV.1 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

FORÇA MÁXIMA	=	1.050 KN
DESLOCAMENTO MÁXIMO	=	1,50cm
ENERGIA LÍQUIDA MÁXIMA	=	11,9 KN.m
RESISTENCIA TOTAL	=	1.190 KN
NEGA (DESL./GOLPE)	=	0,88cm
VALOR DE J RETROANALISADO	=	0,48
	c	

TABELA IV.1 - Resultados finais do caso padrão

Os parâmetros (entrada de dados) se dividem em dois grupos. Um que concerne ao sistema de cravação, i.e., martelo (peso, eficiência e altura de queda), acessórios de cravação (coeficientes de rigidez e restituição) e estaca (peso, área e Módulo de Young), e outro que diz respeito ao solo, i.e., coeficientes de amortecimento lateral e de ponta, quake, resistência estática e sua distribuição. Estes dois grupos tendem a ter efeitos diferentes na conformação das curvas resultantes da simulação. Como pode ser observado na análise paramétrica a seguir, uma alteração em um dos parâmetros do sistema de cravação irá provavelmente alterar as curvas de F e ZV desde o início, enquanto os parâmetros do solo praticamente não interferem no primeiro pico, mas

apenas após este. A influência dos parâmetros é aqui analisada comparando-se cada caso isoladamente com o caso padrão.

#### IV.2 - ENERGIA DE CRAVAÇÃO

Para testar a influência da energia de cravação, variou-se a altura de queda do martelo. A Figura IV.2 mostra as curvas de força e velocidade versus impedância para alturas de queda de 20 e 80cm.

A quadruplicação da altura de queda, resulta na duplicação da força máxima, neste caso. O deslocamento máximo, para a altura de queda maior, sofre um acréscimo proporcionalmente menor que a queda. A diferença entre elas em cada caso, entretanto, continua praticamente a mesma, ou seja, as compressões elásticas da estaca não variam.

A eficiência do sistema é praticamente a mesma para os dois casos ( $\eta = 0,6$ ), pois a energia ENTHRU, dá mesma forma que a energia bruta, quadruplica.

#### IV.3 - MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ESTACA

A velocidade de propagação da onda na estaca é função do módulo de elasticidade desta. Portanto, ao variá-lo, muda também o tempo ( $2L/c$  de ida e volta da onda na estaca), que é demonstrado na Figura IV.3. O trecho inicial é pouco diferenciável. Após este, ou seja, próximo a  $2L/c$ ,



	h = 80cm	h = 20cm
F <sub>max</sub>	1.470 KN	740 KN
max	2,26 cm	0,99 cm
S	1,69 cm	0,8 cm
ENTHRU	24.5 KN.m	5.95 KN.m
R	1.380 KN	1.030 KN
J <sub>c</sub>	0,40	0,63
retroanalísado		

TABELA IV.2 - Variação da altura da queda

Iniciam-se as diferenças. No gráfico de força a curva com módulo maior decresce. Velocidades negativas surgem mais tardiamente para a estaca de menor impedância.

A Tabela IV.3 fornece os resultados da simulação, para a variação de módulo de elasticidade. Note-se que:

	$E=350.000\text{kgf/cm}^2$	$E=250.000\text{kgf/cm}^2$
$F_{\text{max}}$	1.090 KN	1.020 KN
$\delta_{\text{max}}$	1,40 cm	1,55 cm
S	0,89 cm	0,90 cm
ENTHRU	11,7 KN.m	12,3 KN.m
R	1.190 KN	1.190 KN
$J_c$	0,44	0,52

TABELA IV.3 - Variação do Módulo de Elasticidade

- ( I ) a força máxima será tanto maior quanto maior for o módulo E e a impedância da estaca;
- (ii) o deslocamento máximo fio pouco maior para a estaca de menor impedância;
- (iii) a resistência total não varia; contudo, devido à variação da  $F_{\text{max}}$ , os valores de  $J_c$  retro-analisados serão diferentes, sendo menor para a estaca de impedância maior.

De acordo com a experiência, a capacidade de cravação aumenta com o módulo de elasticidade da estaca (rigidez).

#### IV.4 - COEFICIENTE DE RIGIDEZ DO CEPO E COXIM

A determinação do real valor dos coeficientes de rigidez do cepo e do coxim é de extrema importância. Dependerá o coeficiente de rigidez do material usado e de suas dimensões e propriedades mecânicas. Usualmente utiliza-se o módulo de elasticidade estático, que segundo EDWARDS et al. (1969) não difere tanto do dinâmico; consideram eles que a adoção de um comportamento linear força-deformação é perfeitamente plausível. Contudo, este será bastante dependente do nível de tensões e do número de golpes já aplicados. Portanto, devido a fatores como estes os valores dos coeficientes de rigidez não podem ser constantes para uma obra, nem mesmo para um bate-estaca, pois suas propriedades podem variar durante a cravação de uma mesma estaca.

Na Figura IV.4 a influência do coeficiente de rigidez do cepo é examinada. A conformação da curva é totalmente diferente. As curvas de força e velocidade para o caso do coeficiente de rigidez maior são mais achatadas, apresentando oscilações com picos de força bem definidos. Em contrapartida, as curvas do coeficiente de rigidez menor são mais alongadas e com picos pouco definidos.

Tais constatações valem para o coeficiente de

rigidez do coxim (Figura IV.5), sendo que neste caso o coeficiente de rigidez menor faz com que o primeiro pico praticamente desapareça.

É usual no campo, durante as cravações, acrescentar mais tortas de madeira, diminuindo assim o coeficiente de rigidez do cepo e coxim, para diminuir as tensões de cravação, o que pode ser observado na Tabela IV.4. Tanto para o cepo como para o coxim os valores dos coeficientes de rigidez foram sextuplicados, o que resulta em um aumento de 29% da força máxima e, por conseguinte, da tensão.

A nega não sofreu alteração para a variação do coeficiente de rigidez do cepo (Tabela IV.4). Contudo, obtém-se uma maior penetração com coeficientes de rigidez do coxim mais elevados.

#### IV.5 - PESO DO CAPACETE

O peso do capacete pode ser facilmente determinado e, portanto, não é uma incógnita no problema. A Figura IV.6 apresenta as curvas de força e velocidade para pesos de 40 e 80 KN. A principal diferença entre as curvas está nos picos: quanto maior o peso do capacete maior será o pico inicial, o que acarreta um aumento das tensões de cravação. Para ambas as curvas (F e ZV) ocorre um pequeno atraso para o caso de capacetes mais pesados. Embora as diferenças sejam pequenas, as curvas têm conformações diferentes.

	K CEPO	K CEPO	K COXIM	K COXIM
	89.500 KN/m	537.000 KN/m	117.500 KN/m	706.500 KN/m
F max	980 KN	1.270 KN	980 KN	1.250 KN
$\delta$ max	1,48 cm	1,50 cm	1,48 cm	1,52 cm
ENTHRU	11,1 KN.m	12,3 KN.m	11,1 KN.m	12,8 KN.m
S	0,88 cm	0,88 cm	0,86 cm	0,91 cm
R	1.090 KN	1.340 KN	1.150 KN	1.230 KN

TABELA IV.4 - Variação dos coeficientes de rigidez do cepo e coxim

A Tabela IV.5 demonstra que um capacete mais leve proporciona tensões de cravação menores. O aumento da força máxima ocasiona para o capacete mais pesado um maior valor para a resistência à penetração.

#### IV.6 - COEFICIENTE DE RESTITUIÇÃO DO CEPO E COXIM

Praticamente não houve mudanças nas curvas de F e ZV ao variar-se os coeficientes de restituição do cepo e do coxim em relação ao caso padrão. Observou-se, contudo, que para coeficientes de rigidez do cepo e do coxim baixos

ocorrem diferentes configurações das curvas ao variar-se os coeficientes de restituição.

	800 Kg	400 Kg
F <sub>max</sub>	1.170 KN	1.050 KN
S	0,87 cm	0,88 cm
ENTHRU	11,9 KN.m	11,9 KN.m
R	1.340 KN	1.190 KN
J <sub>c</sub> retroanalísado	0,59	0,48

TABELA IV.5 - Variação do Peso do Capacete

A Figura IV.7 apresenta as curvas para coeficientes de restituição do cepo 0,3 e 0,7, utilizando-se um coxim com coeficiente de rigidez baixo ( $K_{\text{coxim}} = 117.500 \text{ kgf/cm}$ ). Note-se que para  $e = 0,3$  a curva é bem mais suave que para  $e = 0,7$ . A Figura IV.8 apresenta esta mesma variação de coeficientes de restituição, porém, para um coeficiente de rigidez do cepo baixo ( $K_{\text{cepo}} = 89.500 \text{ Kgf/cm}$ ), mantendo-se os outros

parâmetros inalterados em relação ao padrão. (As curvas divergem apenas a partir de determinado ponto).

	K COXIM = 117.500 kgf/cm		K CEPO = 89.500 kgf/cm	
	0,3	0,7	0,3	0,7
e CEPO				
F max	1.080 KN	1.120 KN	980 KN	980 KN
$\delta$ max	1,67 cm	1,50 cm	1,42 cm	1,50 cm
S	0,82 cm	0,88 cm	0,76 cm	0,88 cm
ENTHRU	13,8 KN.m	11,3 KN.m	10,7 KN.m	12,1 KN.m

TABELA IV.6 - Variação do coeficiente de restituição do cepo para coeficientes de rigidez do cepo e coxim baixos

Na Figura IV.9 a variação do coeficiente de restituição do coxim é testada para um coeficiente de rigidez do coxim baixo ( $K_{\text{coxim}} = 117.500 \text{ kgf/cm}$ ). O nível de tensões é maior para o coeficiente de restituição maior. Para o coeficiente de rigidez do cepo não houve alteração notável.

	K COXIM = 117.500 kgf/cm	
e coxim	0,4	0,6
F max	980 KN	1.150
$\delta$ max	1,48 cm	1,75 cm
S	0,86 cm	0,93 cm
ENTHRU	11,1 KN.m	14,8 KN.m

TABELA IV.7 - Variação do Coeficiente de restituição do coxim para um coeficiente de rigidez baixo do coxim

Diante das Tabelas IV.6 e IV.7 conclui-se que os coeficientes de restituição maiores, por transmitirem maior quantidade de energia, propiciam uma penetração maior.

#### IV.7 - RESISTÊNCIA ESTÁTICA DO SOLO

A variação da resistência do solo, mantendo-se a mesma proporção entre resistência lateral e de ponta, altera sensivelmente os gráficos gerados pelo programa. Observando



os gráficos de força podemos notar que há um notável crescimento da curva, para a resistência de 1.000 KN ao compará-la com a de 450 KN, que se inicia antes de  $2L/C$ . Da mesma forma, só que neste caso no sentido contrário, a curva ZV da resistência maior forma um vale bem mais intenso que a de menor resistência.

A proporcionalidade entre as curvas se mantém até encontrar-se a influência da resistência do solo nos três últimos segmentos da estaca. Tal fato explica o crescimento da força e a diminuição da velocidade no trecho. Apresenta-se a seguir os valores de interesse retirados dos gráficos para efeito comparativo.

Observando a Tabela IV.8 pode-se denotar que:

- ( I ) intuitivamente espera-se que para uma resistência do solo maior, a nega seja menor, o que condiz com os números da Tabela;
- ( II ) da mesma maneira, o deslocamento máximo será maior para a resistência menor;
- ( III ) a energia de cravação é a mesma para todos os casos, já que o sistema de cravação não foi alterado;
- ( IV ) a razão entre a compressão elástica da

estaca ( $C = \delta_{\max} - S - Q$ ;  $Q = 0,25 \text{ cm}$ ) e a resistência estática mobilizada de cada caso é constante:

	$R_s = 1.000 \text{ KN}$	$R_s = 450 \text{ KN}$
FORÇA MÁXIMA	1.050 kn	1.050 KN
DESLOCAMENTO MÁXIMO - $\delta_{\max}$	1,38 cm	1,95 cm
NEGA - DESL/GOLPE - S	0,51 cm	1,43 cm
ENERGIA - ENTHRU	11,9 KN.m	11,9 KN.m
RESISTENCIA TOTAL CASE - R	1.400 KN	950 KN
VALOR DE $J_c$ RETROANALISADO	1,11	0,17

TABELA IV.8 - Resultados finais para variação da capacidade de carga, em relação ao caso padrão

#### IV.8 - DISTRIBUIÇÃO DA RESISTENCIA DO SOLO

Um dos fatores mais influentes na configuração das curvas de simulação de cravação é a distribuição da

resistência do solo. Na Figura IV.11.a pode-se notar que no intervalo de 0 a  $2L/C$ , a força gerada é tanto maior quanto maior for o atrito lateral. As curvas de atrito lateral linearmente crescente e constante se igualam antes de  $2L/C$ . Neste ponto ocorre uma elevação na curva de atrito lateral nulo, correspondente à resistência de ponta. Do tempo  $2L/C$  em diante, a curva se mantém praticamente no mesmo nível de tensões, enquanto que, para os casos de atrito lateral linearmente crescente e constante, esta torna-se quase que nula.

Interessante notar que o comportamento para a velocidade é o oposto (Figura IV.11b), o que é bastante plausível. Não havendo resistência lateral, a velocidade será maior, até pouco antes de  $2L/C$ . Portanto, nessa faixa, a curva do caso em que toda a resistência está na ponta é superior às outras. Em  $2L/C$ , a curva cuja resistência é de ponta sofre um decréscimo abrupto, e em contrapartida as curvas de resistência lateral com nenhuma resistência na ponta formam um pico positivo.

A Figura IV.12 representa o caso em que toda a resistência está concentrada em um ponto só, i.e., no elemento 7. Note-se que a partir deste ponto, onde  $F - ZV$  é máximo, inicia-se uma proporcionalidade entre as curvas  $F$  e  $ZV$ . Esta é mantida até pouco antes de  $2L/C$ , onde, já que não há resistência de ponta, a força  $F$  decresce e  $ZV$  aumenta.

Uma comparação entre curvas para os casos em que a

resistência está concentrada no elemento 7 e na ponta (elemento 15) é apresentada na Figura IV.13. Neste caso, a diferença entre as curvas é notável; contudo, tal não ocorre tão nitidamente entre as curvas de resistência lateral constante e linearmente crescente. Embora a distribuição seja totalmente diferente, só há distinção notória em pequeno trecho da curva de velocidade. Tal fato sugere que, ao menos com o modelo utilizado, a conformação das curvas não é muito sensível à distribuição do atrito em perfis de solo que não tenham grande variação de resistência.

Da Tabela IV.9 conclui-se que estacas com grande resistência de ponta apresentam maior dificuldade de cravação, visto que o deslocamento plástico permanente (nega) para a estaca com resistência concentrada na ponta é menos da metade das estacas de atrito. A estaca com carga concentrada na ponta gera uma resistência à penetração maior.

#### IV.9 - DESLOCAMENTO ELÁSTICO DO SOLO - "QUAKE"

Na Figura IV.14 pode-se observar a variação das curvas ao utilizar-se quakes de 0,1cm e 0,5cm. O trecho inicial da curva fica inalterado, exatamente igual ao caso padrão. Contudo, pouco antes do trecho onde há resistência do solo, e esta se faz sentir, o comportamento das curvas se modifica. O que ocorre é um retardo do pico de velocidade para quakes mais elevados como se a curva tivesse sido

alongada. Para as curvas de força acontece o oposto: o "vale" típico de  $t = 2L/C$  será adiantado para quakes mais elevados e postergado para o quake menor.

	ATRITO LINEAR	ATRITO CONSTANTE	PONTA	R(7)=750 KN
F <sub>max</sub>	1.200 KN	1.250 KN	1.100 KN	1.400 KN
δ <sub>max</sub>	1,54 cm	1,40 cm	1,50 cm	1,28 cm
S	1,12 cm	1,07 cm	0,49 cm	0,83 cm
ENTHRU	11,9 KN.m	11,3 KN.m	12,1 KN.m	9,9 KN.m
R	980 KN	980 KN	1.210 KN	930 KN
J <sub>c</sub> retro- anali- sado	0,16	0,15	0,46	0,10

TABELA IV.9 - Variação da distribuição da resistência estática do solo

Da Tabela IV.10 tem-se que quakes menores apresentam uma maior capacidade de cravação. Note-se que não há variações além do  $\delta_{max}$  e da nega S. Estes dois, por sua

	Q = 0,1 cm	Q = 0,5 cm
F <sub>max</sub>	1.050 kn	1.050 KN
δ <sub>max</sub>	1,44 cm	1,60 cm
S <sub>c</sub>	0,98 cm	0,75 cm
ENTHRU	11,9 KN.m	11,9 KN.m
R	1.190 KN	1.190 KN
J <sub>c</sub> retroanalizado	0,48	0,48

TABELA IV.10 - Variação do quake

vez, demonstram que o valor da compressão elástica da estaca é constante ( $G = 0,36\text{cm}$ ). Sendo assim, o valor da nega, deslocamento plástico do solo, é tanto menor quanto maior o valor do quake, deslocamento elástico do solo, dependendo do nível de energia.

#### IV.10 - COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO

A influência do coeficiente de amortecimento do

solo lateral pode ser considerada desprezível. Sua importância é mínima no problema, fato corroborado pela literatura. Já a influência do coeficiente de amortecimento do solo sob a ponta da estaca é muito importante, e é tão maior quanto maior for a parcela de carga na ponta.

Para o caso em estudo, observável na Figura IV.15, as curvas começam a divergir a partir do início da influência da camada resistente. A força calculada decal nitidamente a partir deste ponto para coeficientes de amortecimentos baixos. O comportamento para as velocidades é devidamente oposto. A velocidade para o caso do coeficiente de amortecimento maior, decal rapidamente, tornando-se negativa mesmo antes de  $2L/C$ , enquanto para o coeficiente de amortecimento menor isto só ocorrerá após  $3L/C$ . Tanto para força quanto para a velocidade nota-se a ocorrência de oscilações de pequenas amplitudes e altas frequências nas curvas, para o coeficiente de amortecimento baixo.

A partir da Tabela IV.11 constata-se que quanto menor for o coeficiente de amortecimento do solo na ponta da estaca maior será a penetração desta no solo.

	$J_p = 0,05 \text{ s/m}$	$J_p = 1 \text{ s/m}$
$F_{\max}$	1.050 KN	1.050 KN
$\delta_{\max}$	1,83 cm	1,42 cm
S	1,01 cm	0,49 cm
ENTHRU	11,9 KN.m	11,9 KN.m
R	880 KN	1.380 KN
$J_c$ retroanalizado	0,11	0,87

TABELA IV.11 - Variação do coeficiente de amortecimento



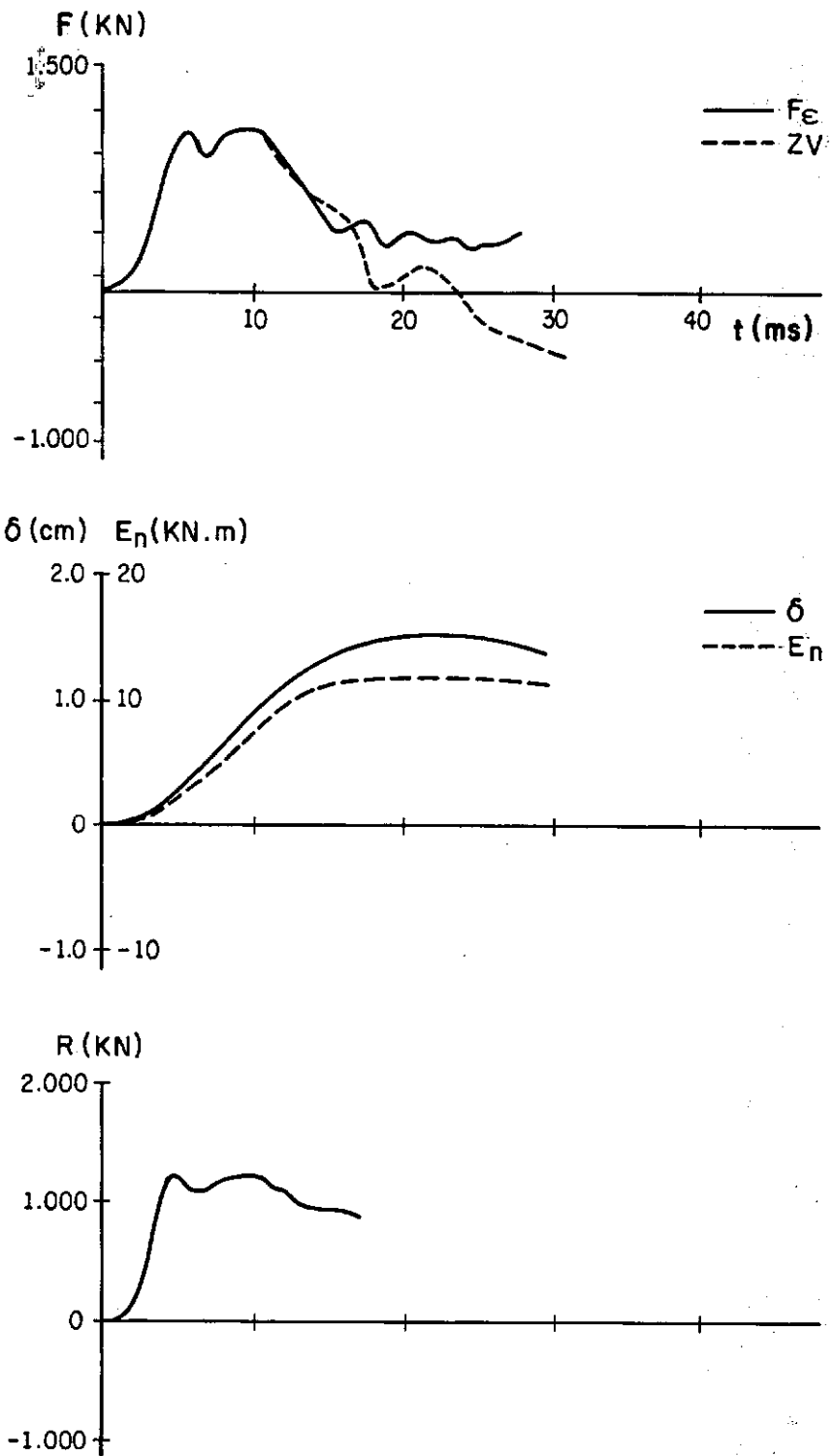


FIG. IV.1 - Caso Padrão

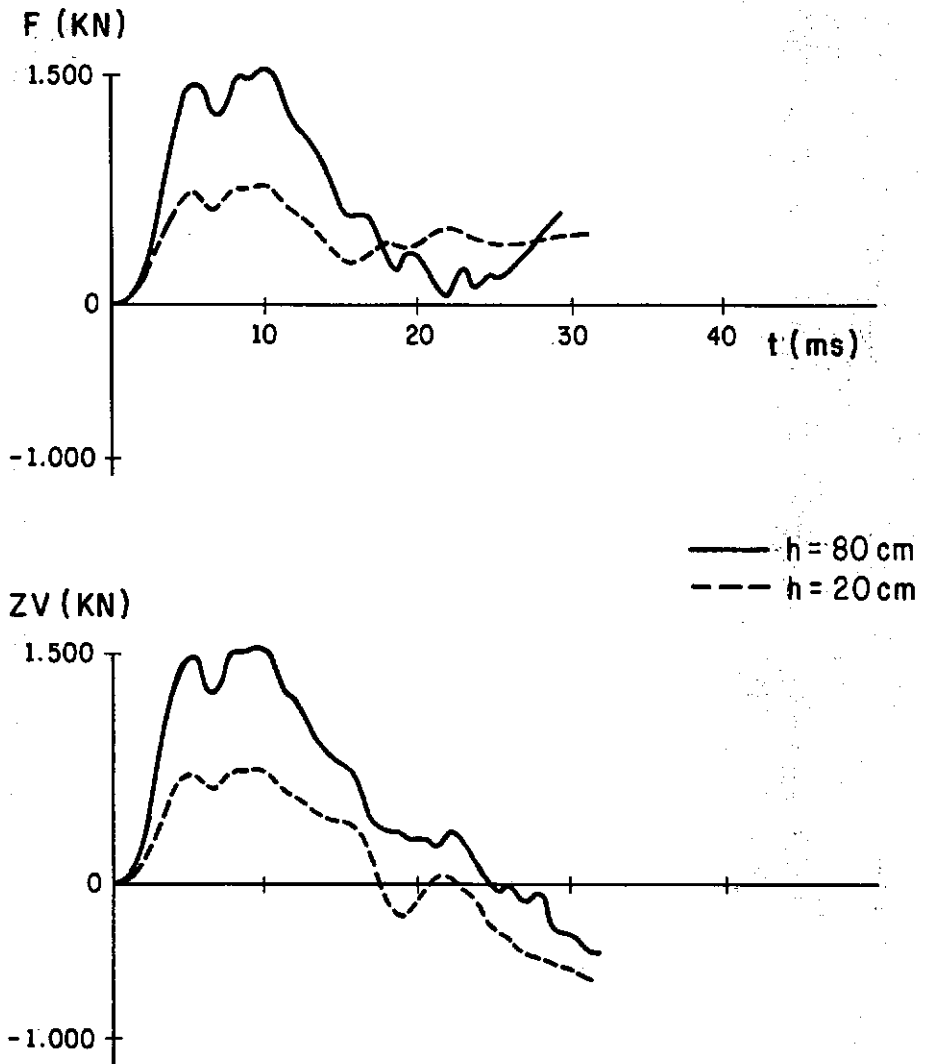


FIG. IV.2 - Variação da altura de queda.

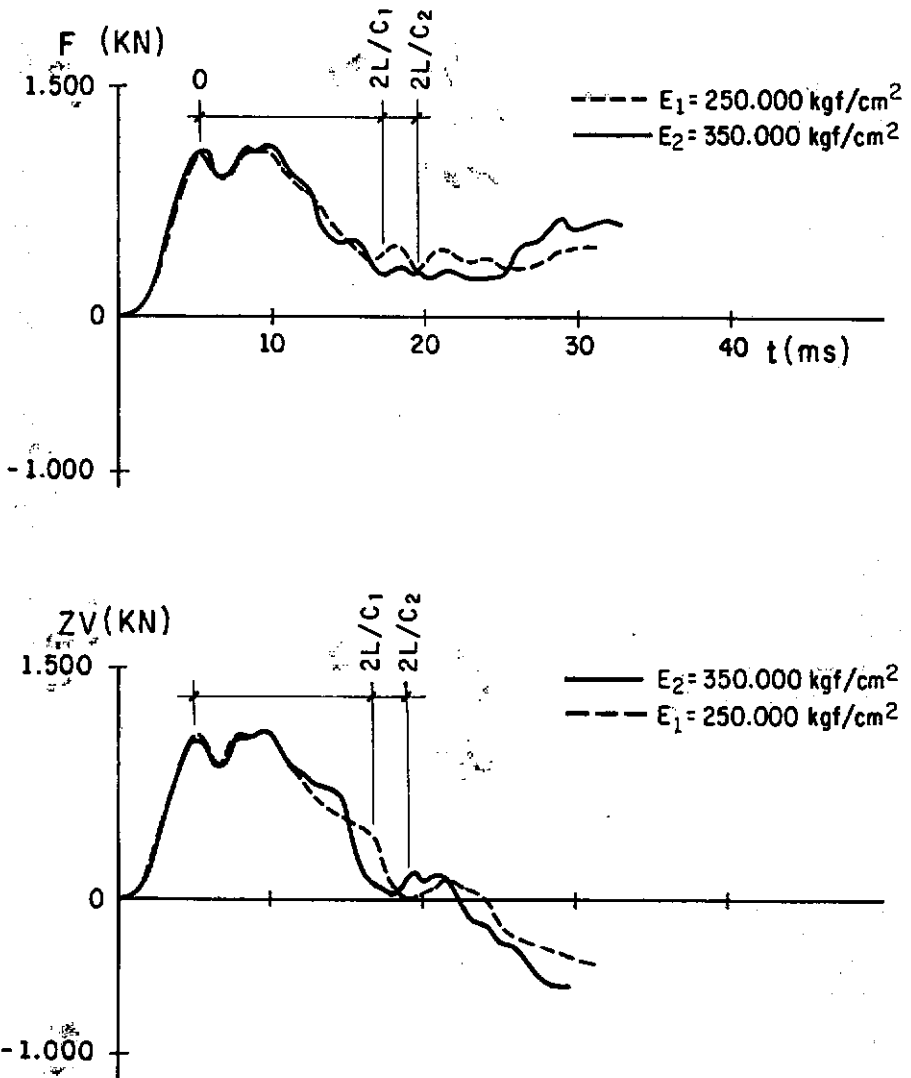


FIG. IV.3 - Variação do módulo de elasticidade da estaca.

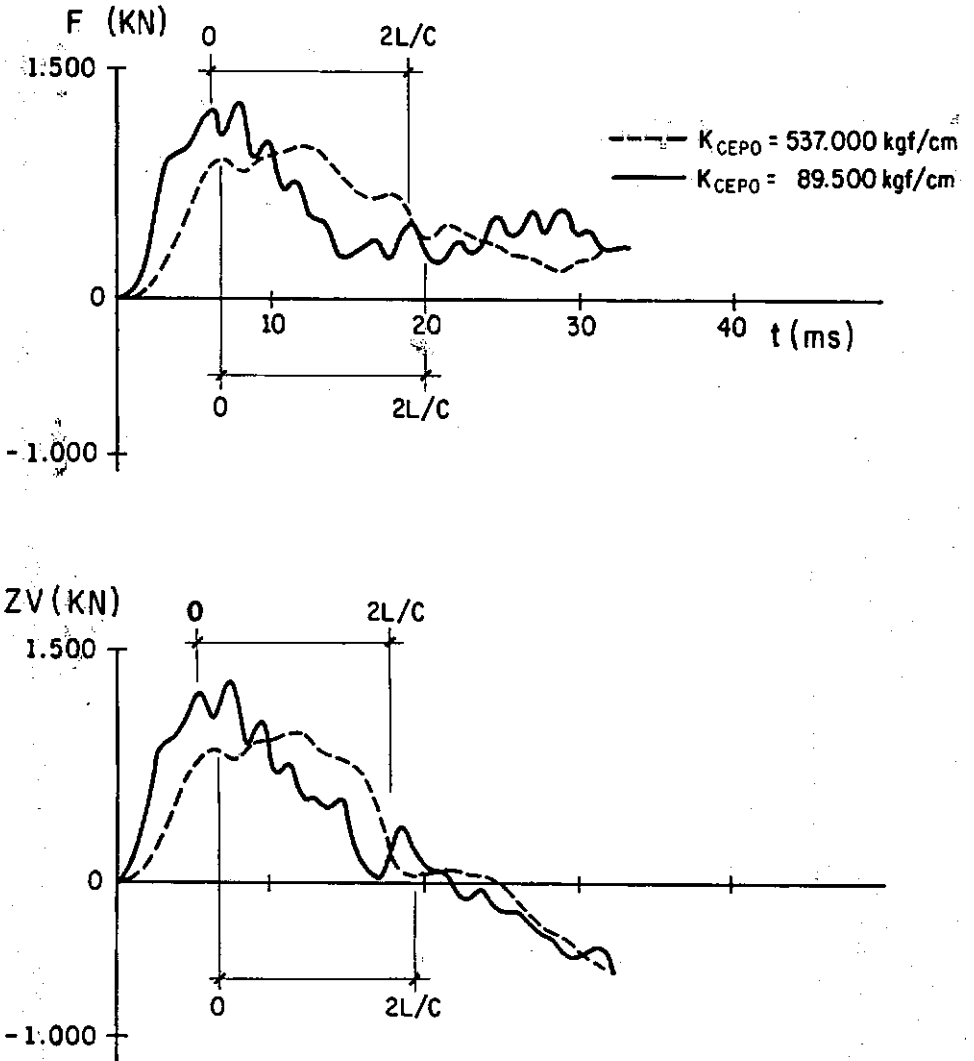


FIG. IV.4 - Variação do coeficiente de rigidez do cepo.

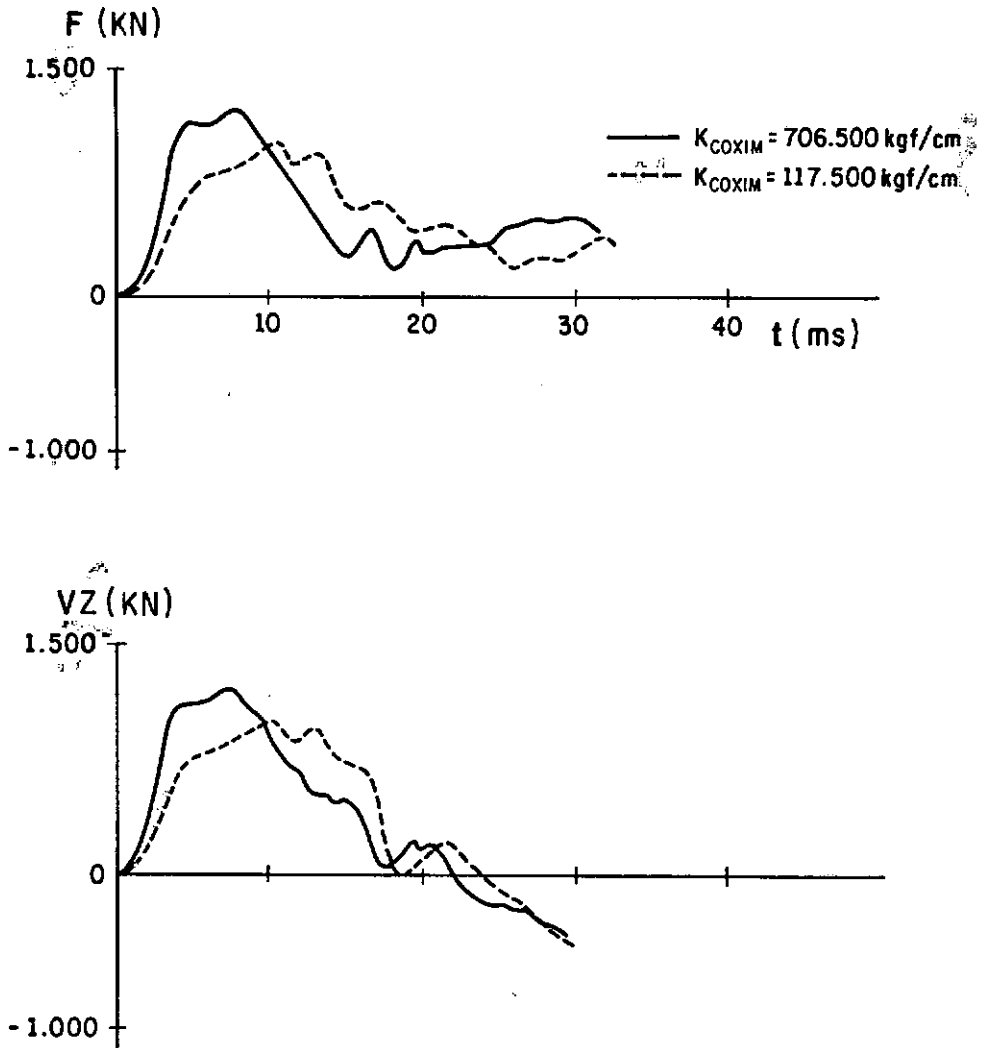


FIG. IV.5 - Variação do coeficiente de rigidez do coxim.

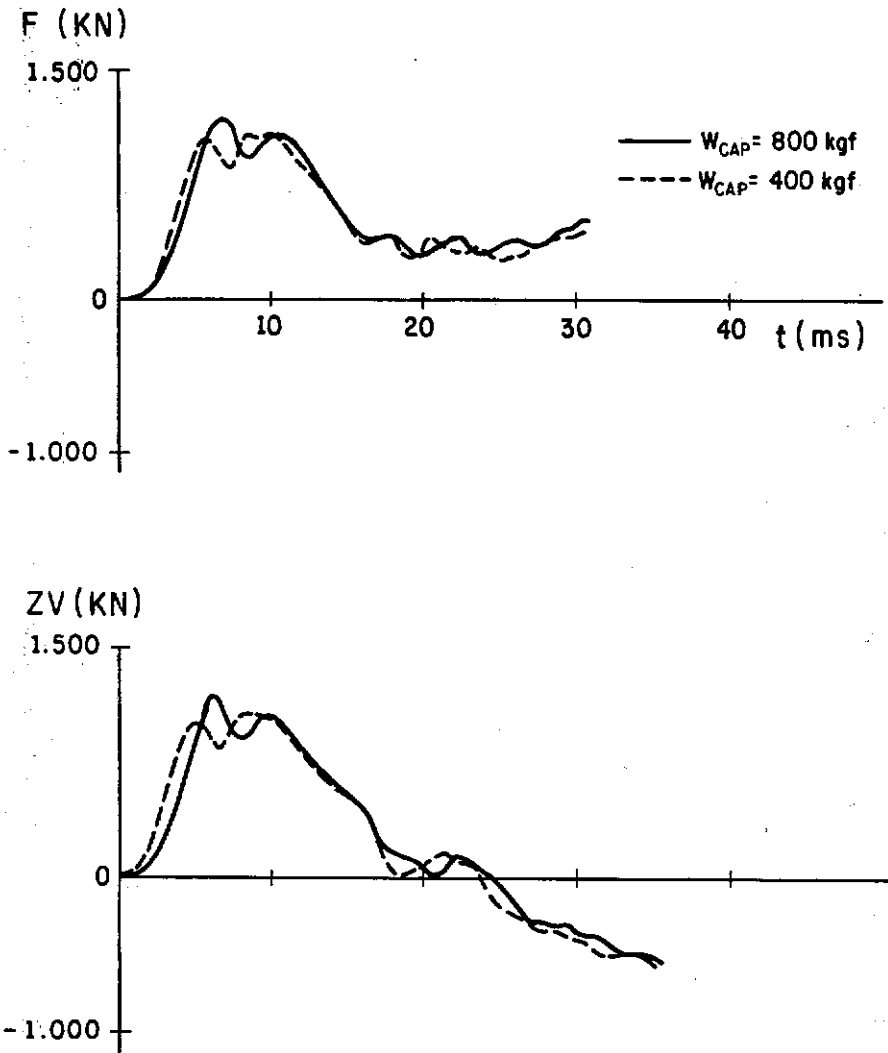


FIG. IV.6 - Variação do peso do capacete.

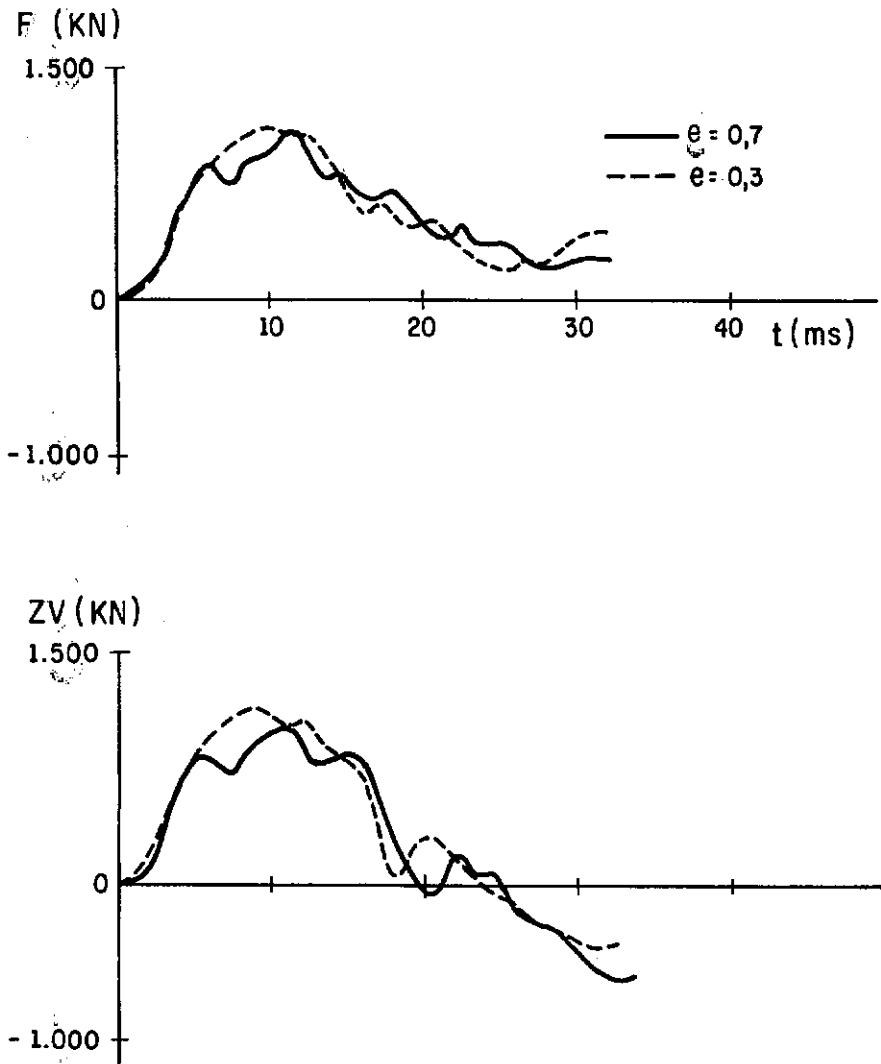


FIG. IV.7 - Variação do coeficiente de restituição do cepo para coeficiente de rigidez do coxim baixo.

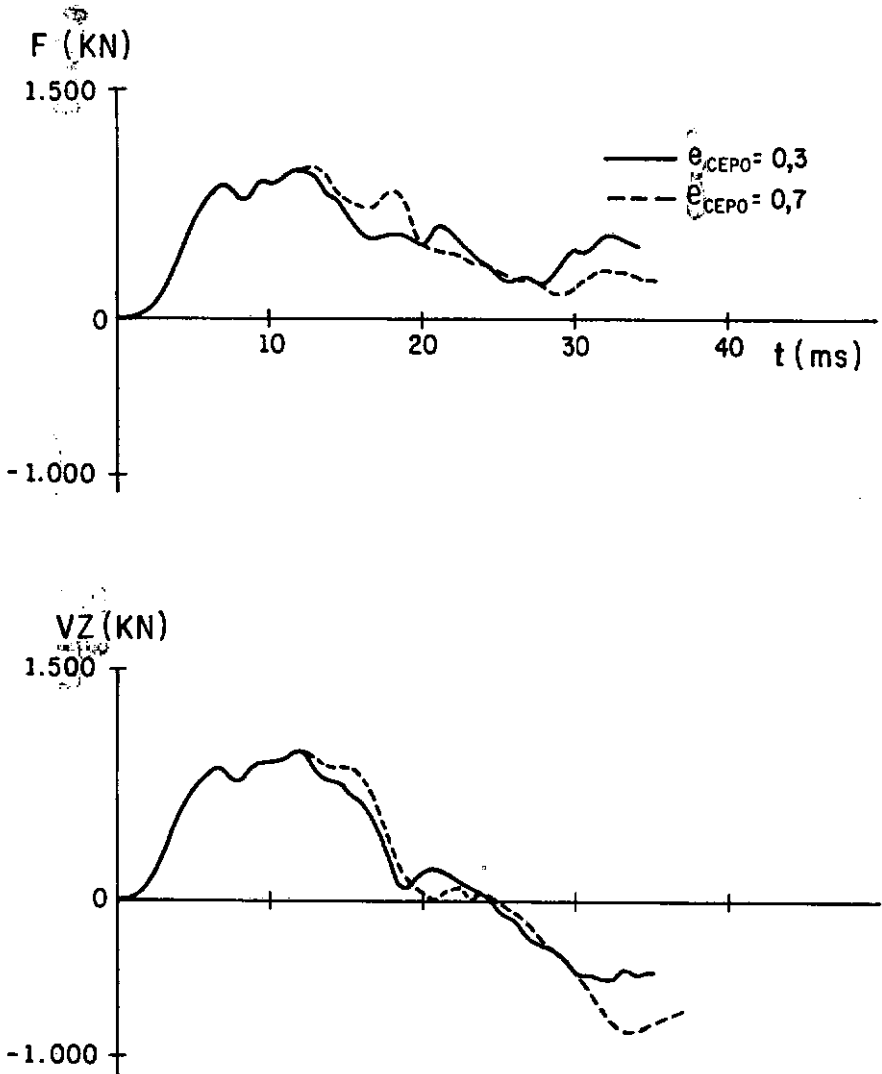


FIG. IV.8 - Variação do coeficiente de restituição do cepo para um coeficiente de rigidez do cepo baixo.



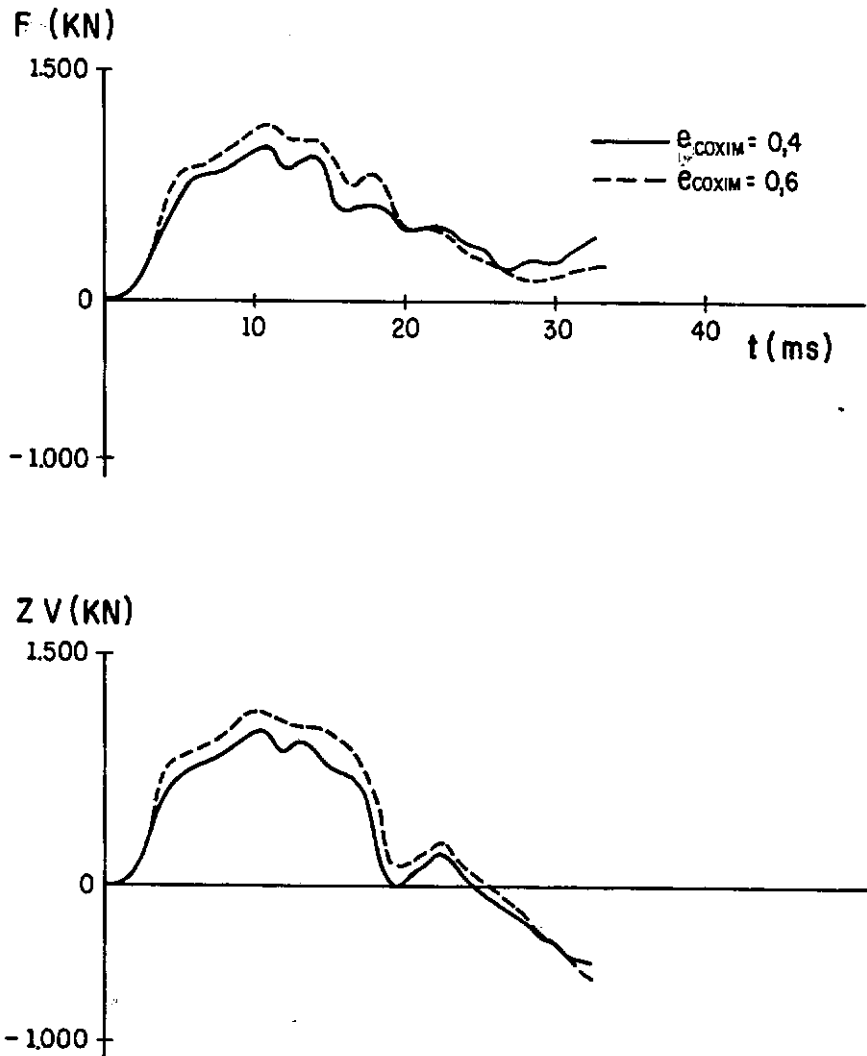


FIG. IV.9 - Variação do coeficiente de restituição do coxim para coeficiente de rigidez do coxim baixo.

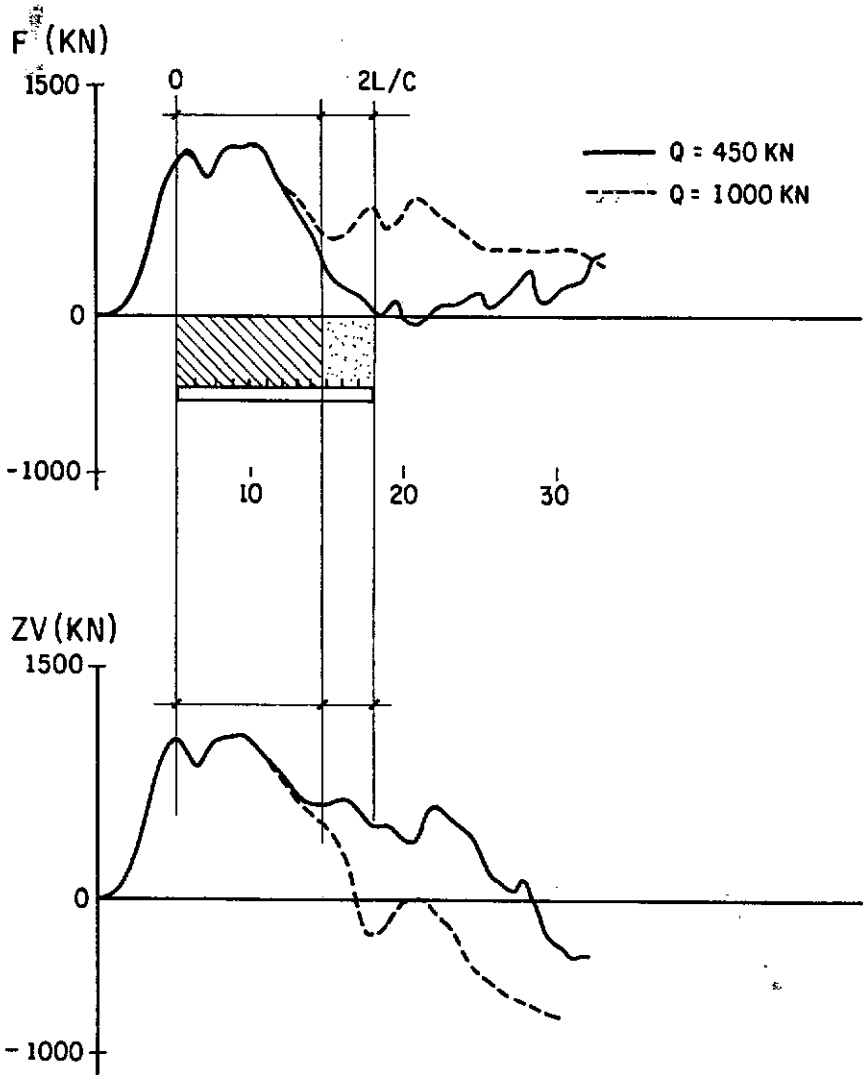


FIG. IV.10 - Variação da capacidade de carga do solo.

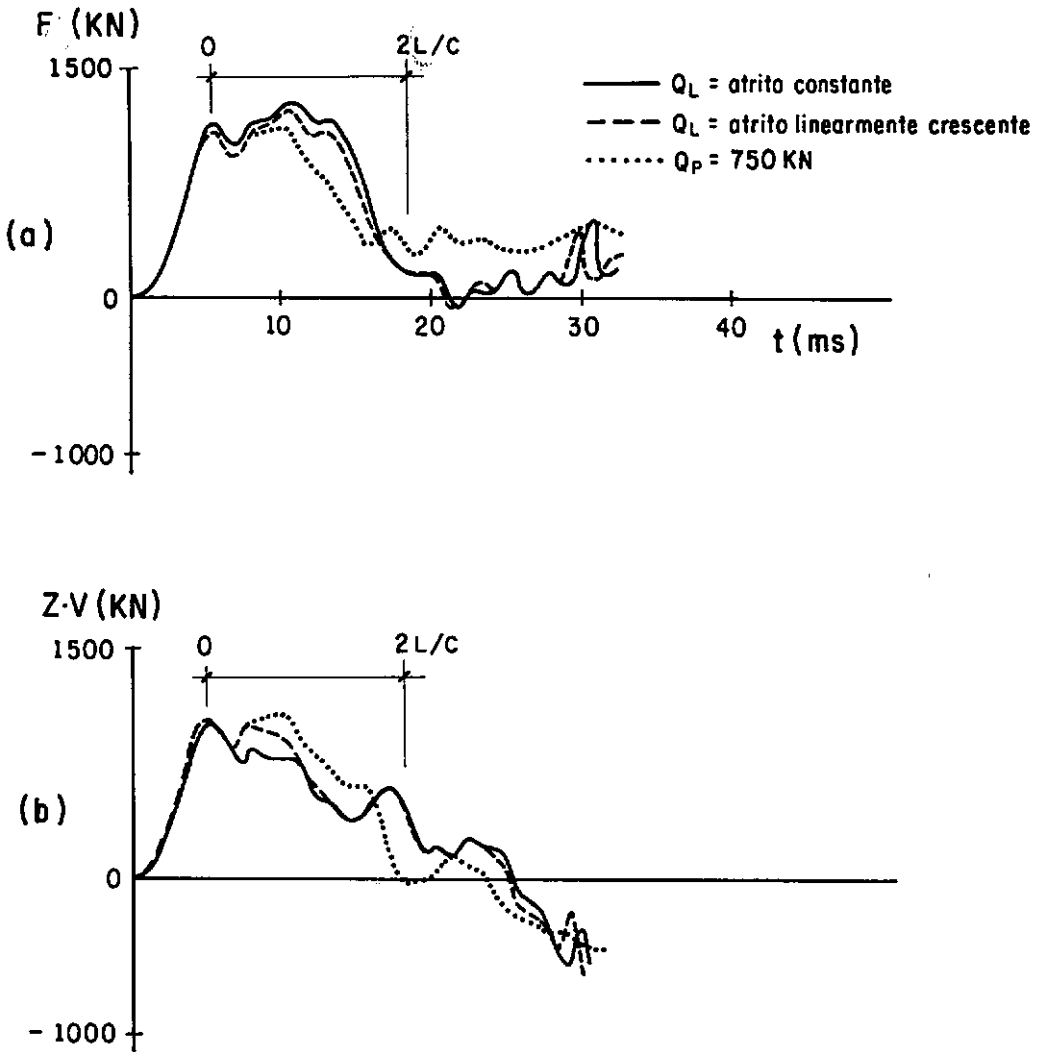


FIG. IV.11 - Variação da distribuição da resistência do solo.

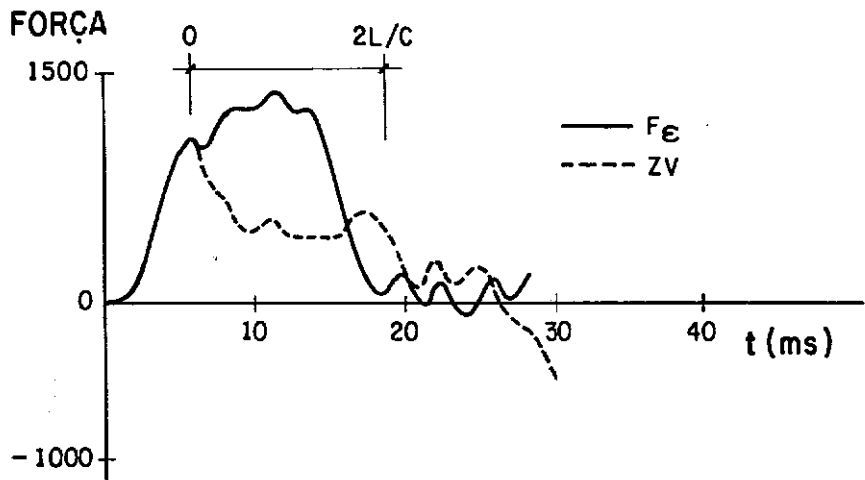


FIG. IV.12 - Resistência concentrada no elemento 7.

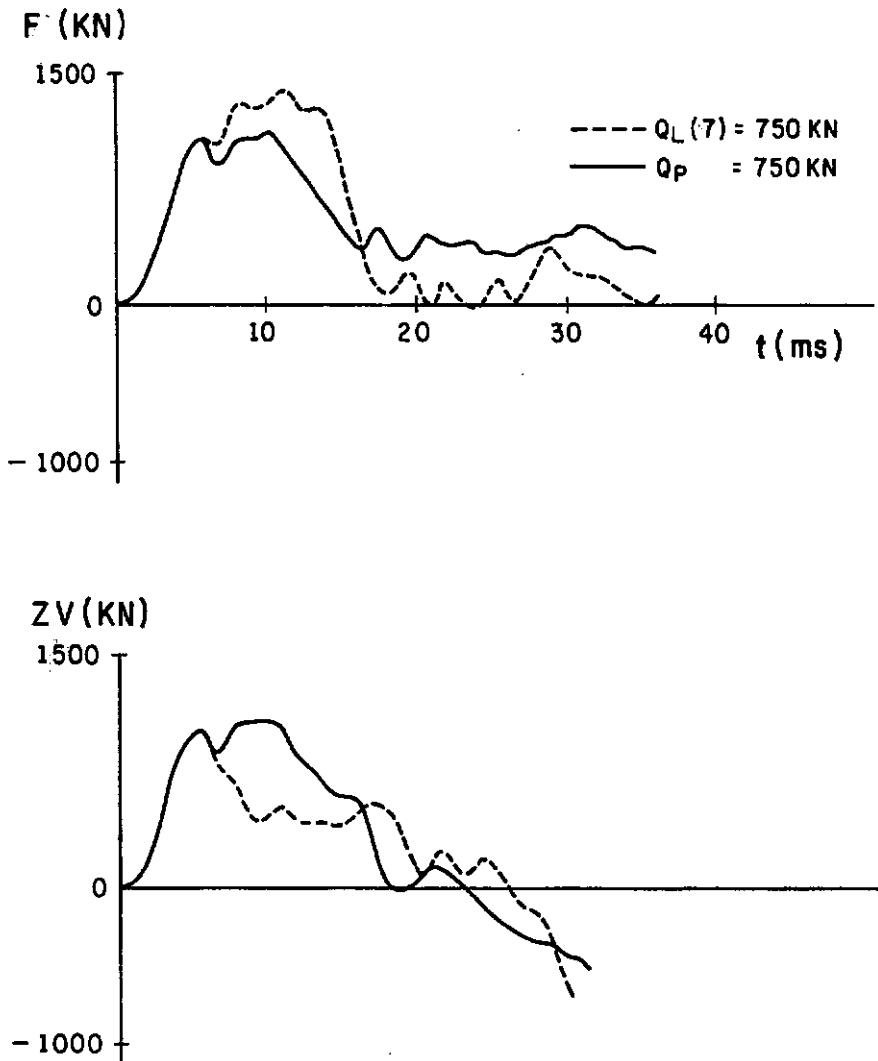


FIG. IV.13 - Comparação entre resistência concentrada no elemento 7 e na ponta.

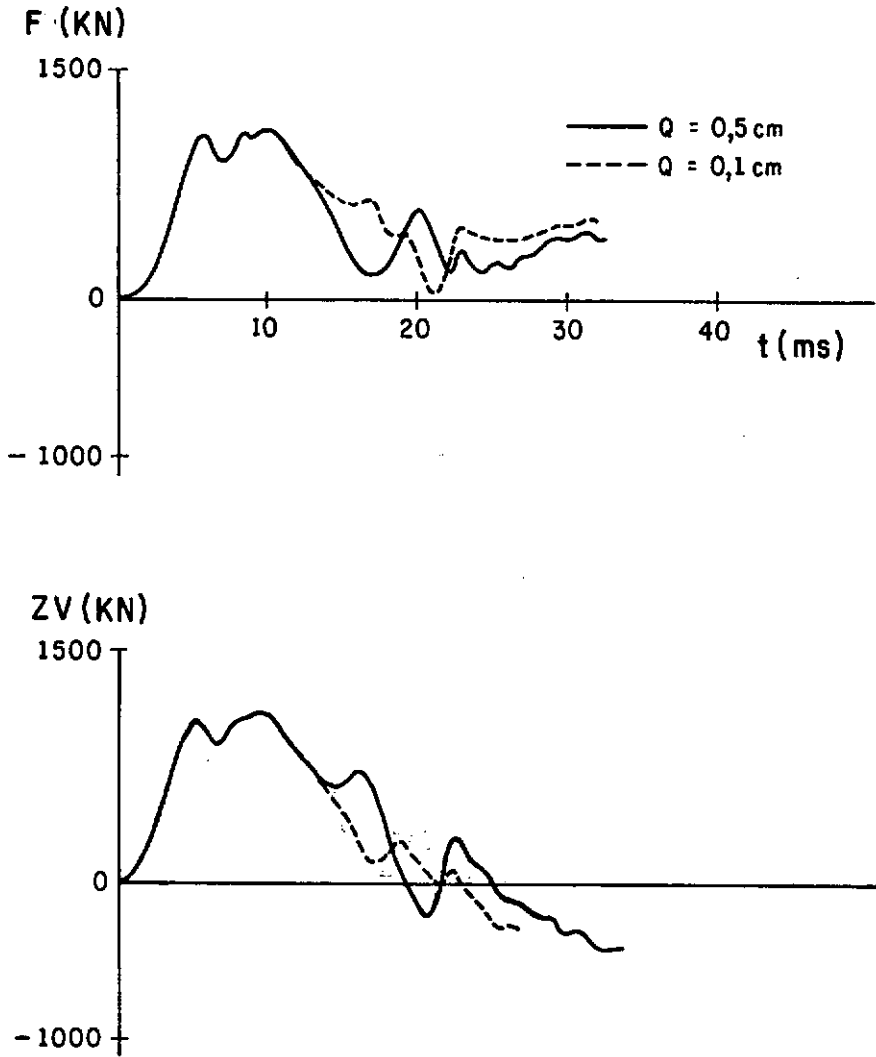


FIG. IV.14 - Variação do quake.

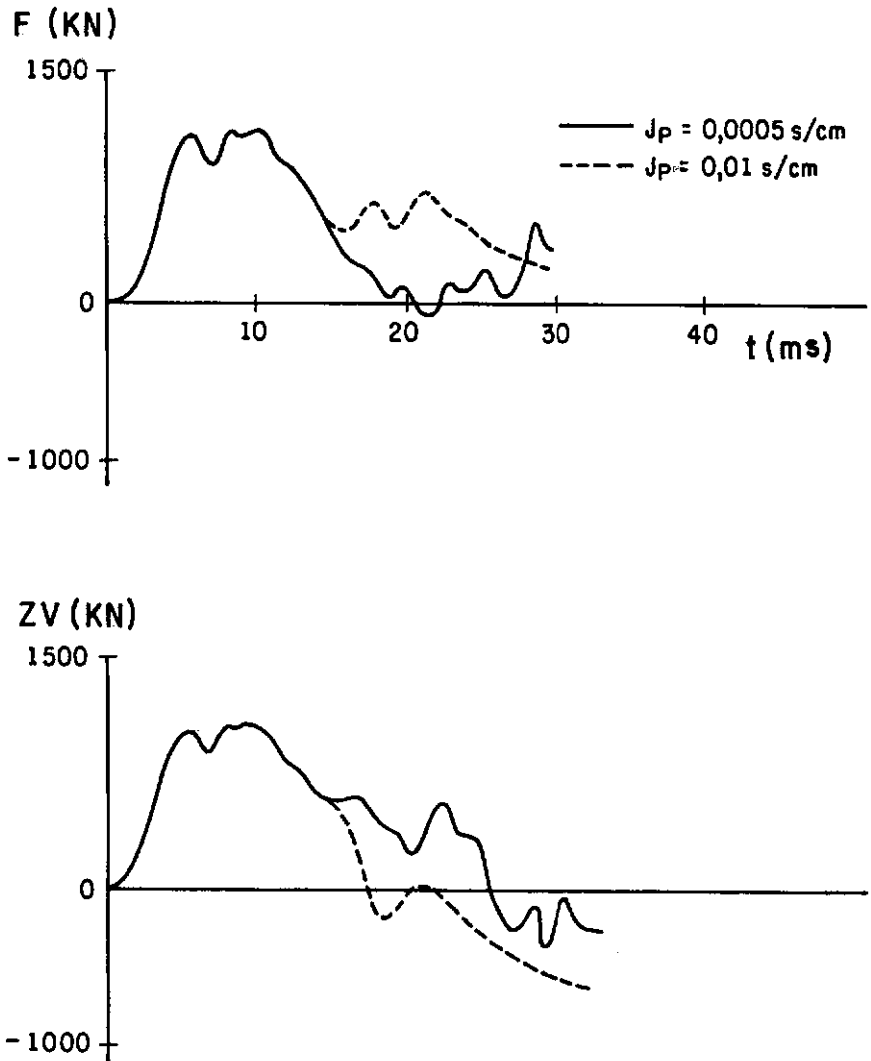


FIG. IV.15 - Variação do coeficiente de amortecimento do solo na ponta da estaca.

## CAPÍTULO V

### A OBRA DA FÁBRICA DA ANTÁRTICA

#### V.1 - A OBRA

Apresenta-se neste capítulo a instrumentação realizada na obra da fábrica de bebidas Antártica no bairro do Anil, Jacarepaguá, na cidade do Rio de Janeiro.

O projeto de estaqueamento previa estacas de concreto armado centrifugadas da SCAC de diversos diâmetros e atingindo uma camada inferior, resistente, de solo residual, a média profundidade. As estacas foram cravadas por bate-estacas com martelo de queda livre e altura de queda variável. Para obtenção das negas a altura de queda foi de 1,0m.

Foram realizadas sondagens a percussão para reconhecimento do subsolo. A Figura V.1 contém a sondagem mais próxima às estacas instrumentadas. O perfil do subsolo é composto por seis camadas. A primeira camada é um aterro argilo-arenoso com 2,5m de espessura. A seguir vem duas camadas arenosas de pequena espessura (0,8 e 1,1m), pouco compacta e fofa. A quarta camada é argilo-arenosa de origem orgânica, de consistência mole a média e espessura de 3,4m. A camada posterior é de argila silto-arenosa de consistência rija, provavelmente de origem residual e espessura 1,2m. A camada em que se assenta a estacaria é de solo residual,



situando-se abaixo dos 10 metros de profundidade. É composta de silte arenoso, compacto a muito compacto.

Duas instrumentações foram realizadas, uma pela COPPE, com o sistema MONITOR, e outra pela firma PDI Engenharia, utilizando o equipamento PDA. A COPPE instrumentou uma estaca de diâmetro externo 26cm a duas profundidades: 8 e 10m. A PDI instrumentou a recravação de duas estacas de 26cm e 33cm.

## V.2 - PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ESTÁTICA

Para efeito de comparação e subsequente análise dos dados da instrumentação dinâmica, foram realizados cálculos para a obtenção da capacidade de carga estática, através da sondagem a percussão.

Utilizou-se o Método Aoki-Velloso em sua versão original (AOKI e VELLOSO, 1975) e versão modificada (LAPROVITERA, 1988). Este método semi-empírico é baseado na análise de um grande número de provas de carga estáticas. Na Tabela V.1 são apresentadas as capacidades de carga estática para uma estaca de concreto armado de diâmetro externo de 26cm nas profundidades de 8 e 10m. (A Figura V.6 mostra a capacidade de carga obtida pelas duas versões do método.

## V.3 - CONTROLE DA CRAVAÇÃO

O controle de cravação foi realizado por

PROFUNDIDADE	MET.	O L (KN)	O P (KN)	O (KN)
8,0m	O	113	151	264
	M	522	126	648
10,0m	O	242	360	602
	M	1.012	301	1.313

O = Original; M = modificado

TABELA V.1 - Previsão de capacidade de carga a 8 e 10m ( $\phi 26$  cm)

Intermédio de fórmulas dinâmicas e pelo repique elástico. As estacas foram cravadas por martelo de queda livre de peso de 18,0 KN, cepo e coxim de tortas de madeira e altura de queda de 1,0m para as negas.

Apresenta-se na Tabela V.2 a aplicação de fórmulas dinâmicas ao caso da estaca monitorada pela GOPPE cuja capacidade de carga de projeto é de 400 KN. Os cálculos detalhados estão no Apêndice III.

O controle de cravação também pode ser exercido através do repique (compressão elástica da estaca). Na

Tabela V.3 são apresentados os repiques calculados através

	S (cm/golpe)
Fórmula dos Dinamarqueses	0,92
Fórmula dos Suecos	0,12
Fórmula de Hiley	0
Fórmula dos Holandeses	0,28
Fórmula de Brix	0,21

Tabela V.2 - Negas previstas por diferentes fórmulas  
-  $\phi$  26 cm

da distribuição da carga ao longo do fuste prevista a partir do Método Aoki-Velloso (original e modificado).

	$C_2$ (cm)
Método Aoki-Velloso	0,16
Método Aoki-Velloso Modificado	0,8

Tabela V.3 - Repiques previstos para uma estaca a  
10m de profundidade -  $\phi$ 26 cm

## V.4 - MONITORAÇÕES DA CRAVAÇÃO

### V.4.1 - Monitoração Realizada pela Firma PDI

A firma PDI Engenharia monitorou a recravação de duas estacas na obra, sendo uma de  $\phi 26\text{cm}$  e outra de  $\phi 33\text{cm}$ , ambas com 10,20m de profundidade. Foi utilizado um martelo de 18 kN e alturas de queda de 1,00m e 1,20m.

Os resultados das monitorações apresentados no relatório da PDI estão reproduzidos nas Figuras V.2 e V.3 e na Tabela V.4.

Cabe acrescentar que as estacas monitoradas pela Firma PDI situam-se a cerca de 100m da estaca da COPPE, embora estando no mesmo prédio.

	F <sub>max</sub>	ENTHRU	R (J=0,4) s	$\delta$ <sub>max</sub>	S (Dez golpes)
$\phi 26$ cm	780 KN	5,1 KN.m	1.010 KN	10,5mm	4,5cm
$\phi 33$ cm	1111KN	10,4 KN.m	1.490 KN	10,0mm	8,0cm

Tabela V.4 - Resultados da monitoração realizada pela Firma PDI

#### V.4.2 - Monitoração Realizada pela COPPE

A monitoração executada pela COPPE foi realizada durante a cravação de uma estaca de 26 cm. Apresenta-se dois sinais obtidos a profundidades de 8 e 10m nas Figuras V.4 e V.5.

Foram utilizados na instrumentação um acelerômetro KYOWA de 500g e um defômetro da COPPE, ligados ao "Monitor" (após ampliação e filtragem).

PROFUN- DIDADE	F max (KN)	v max (m/s)	δ max (mm)	R (KN)	R <sub>s</sub> J=0,3 c (KN)	ENTHRU (KN.m)	S (mm)	K (mm)
8m	1180	2,73	14,8	1070	950	13	8,0	6,8
10m	1178	2,54	11,5	1205	1100	11	2,4	9,1

TABELA V.5 - Resultados da monitoração realizada pela COPPE

Devido às características do perfil do solo escolheu-se um  $J_c = 0,3$ . A influência da escolha deste número pode ser aquilatada nas curvas das Figuras V.4 e V.5. A diferença entre as resistências estáticas, para  $J_c = 0,3$  e  $0,5$ , na profundidade de 8m, é de 19%; a 10m, quando a resistência estática é maior, esta diferença diminui para 10%.

## V.5 - ANÁLISE DOS DADOS

Para comparação e análise dos dados da monitoração, utilizar-se-á, além das previsões dos Métodos Estáticos do Item V.2, a retroanálise das negas medidas durante a cravação, mostradas na Tabela V.6. "Ad hoc" são usadas as mesmas fórmulas dinâmicas do Item V.3.1, de previsão do controle de cravação (Tabela V.2).

	S (mm/golpe)	K (mm)
8 m	7,5	6
10m	1,0	8

Tabela V.6 - Registros de negas e repiques na estaca monitorada

PROFUN- DIDADE	S (cm/g)	DINAMAR- QUESES	SUECOS	HILEY	HOLAN- DESES	BRIX
8m	0,75	883	489	388	300	225
10m	0,10	1.469	808	646	2.255	1685

Tabela V.7 - Resistências calculadas a partir das negas medidas

Estes valores de resistência estática (na ruptura) foram calculadas considerando-se os "fatores de segurança" próprios de cada fórmula. Inicialmente foram obtidas as cargas admissíveis. Estas foram depois multiplicadas pelo fator de segurança 2,0 para então retornar-se às resistências na ruptura, afim de serem comparadas às resistências calculadas através de outros métodos.

A fórmula de UTO et al. (1985), que utiliza os valores de repique medidos, indica valores bem inferiores para a resistência estática, a saber:

a 8m : 342 kN

a 10m : 472 kN

Estes valores são da capacidade de carga calculada diretamente pela fórmula e não dividido pelo fator de segurança recomendado pelos autores (3,0) e multiplicada pelo fator da Norma Brasileira (2,0).

A Figura V.6 reúne as previsões de capacidade de carga dos Métodos Estáticos, os resultados das monitorações de cravação da COPPE e PDI, e a retroanálise pelas fórmulas dinâmicas. A dispersão dos resultados é grande. Não há grande diferença entre a resistência obtida a 10m pela COPPE e pela PDI, que se mantêm entre as estimativas dos Métodos AOKI-VELLOSO (1975) e Aoki-Velloso modificado por LAPROVITERA (1988). O SPT na profundidade de 10m é N=31. É pouco provável que se consiga ultrapassar esta profundidade

com uma estaca de concreto armado, e atingir o SPT seguinte,  $N = 50$ . Diante deste raciocínio, pode-se concluir que o Método Aoki-Velloso (1975) está muito conservativo para este caso, assim como as fórmulas de UTO et al. e HILEY. Não há como definir-se a carga real de ruptura uma vez que não se realizou uma prova de carga estática.

A razão entre a parcela de resistência lateral e total é bastante alta, tanto para o Método Aoki-Velloso (original e modificado) quanto observadas na monitoração da cravação, em ambas profundidades.



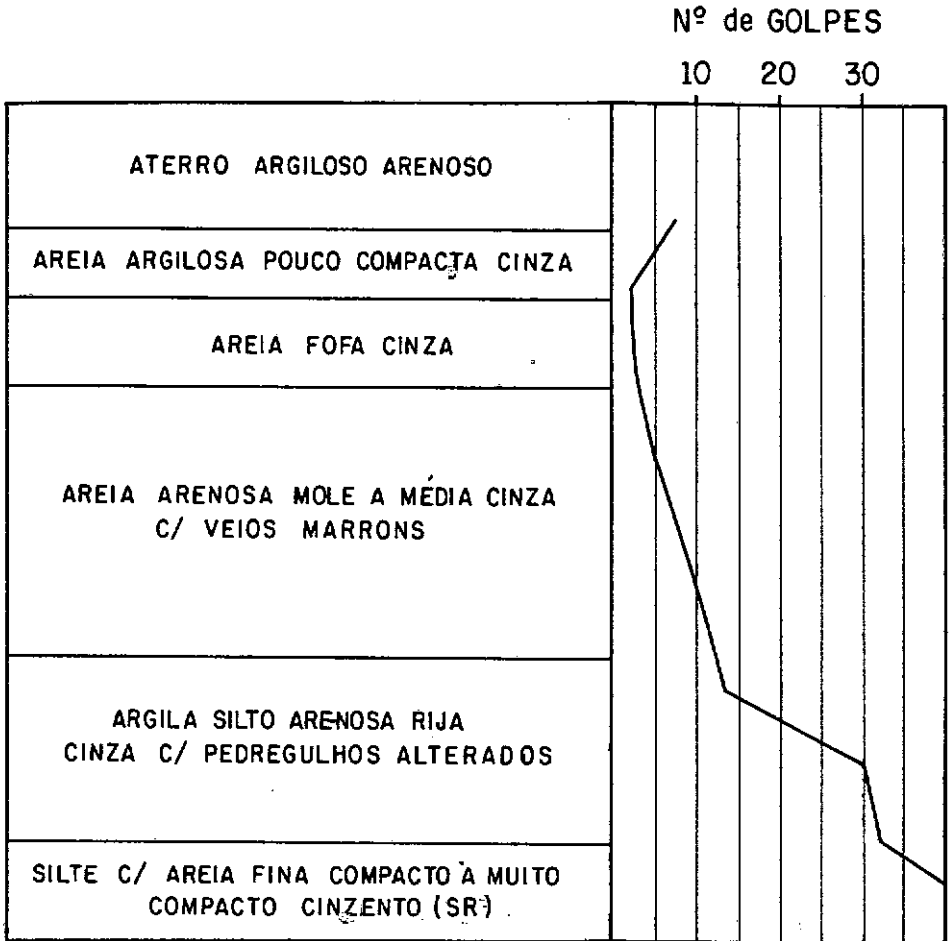


FIG. V.1 - Perfil do Solo.

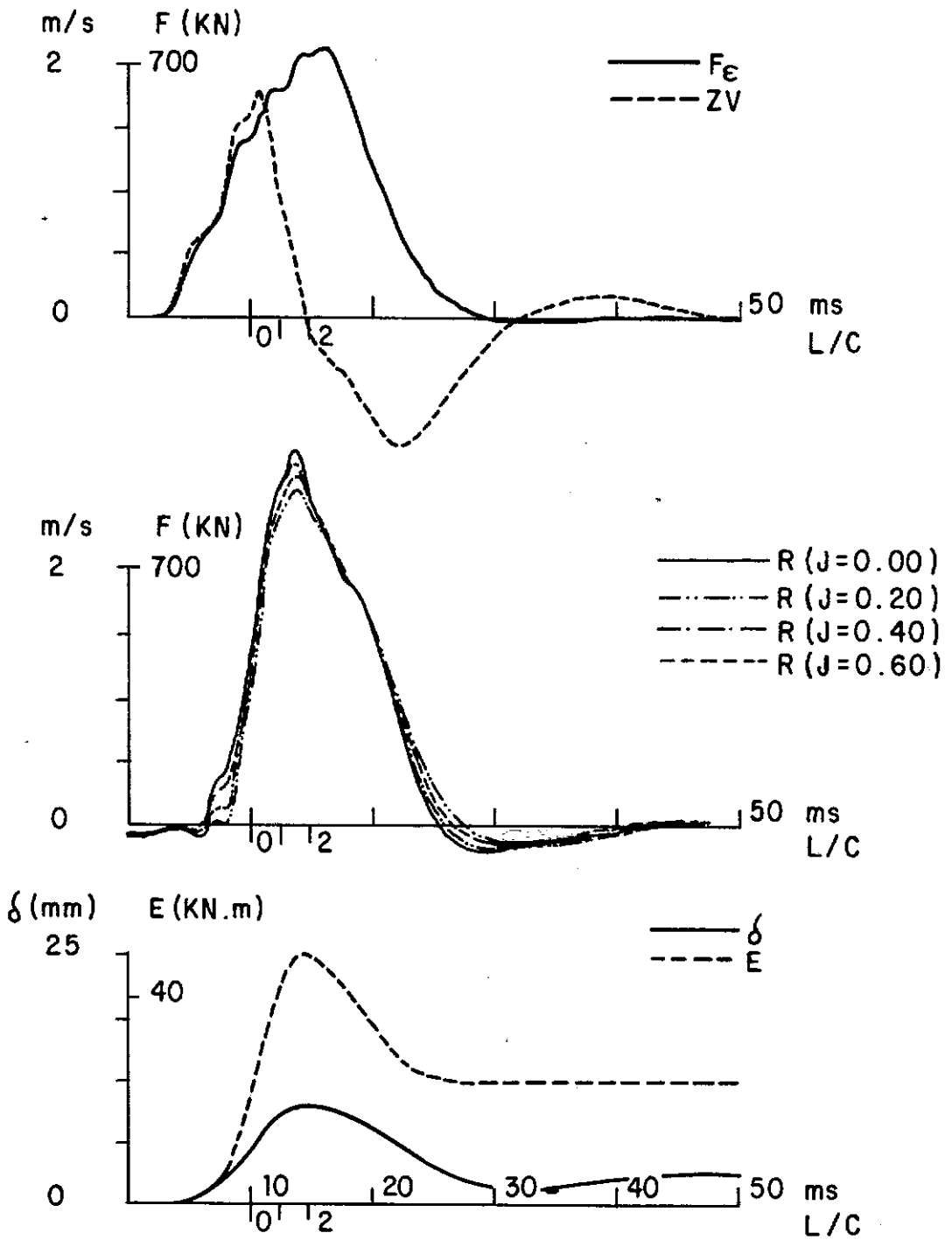


FIG. V.2 - Medições de força e velocidade e capacidade de carga calculada para uma estaca de  $\varnothing 26$  cm. (PDI).

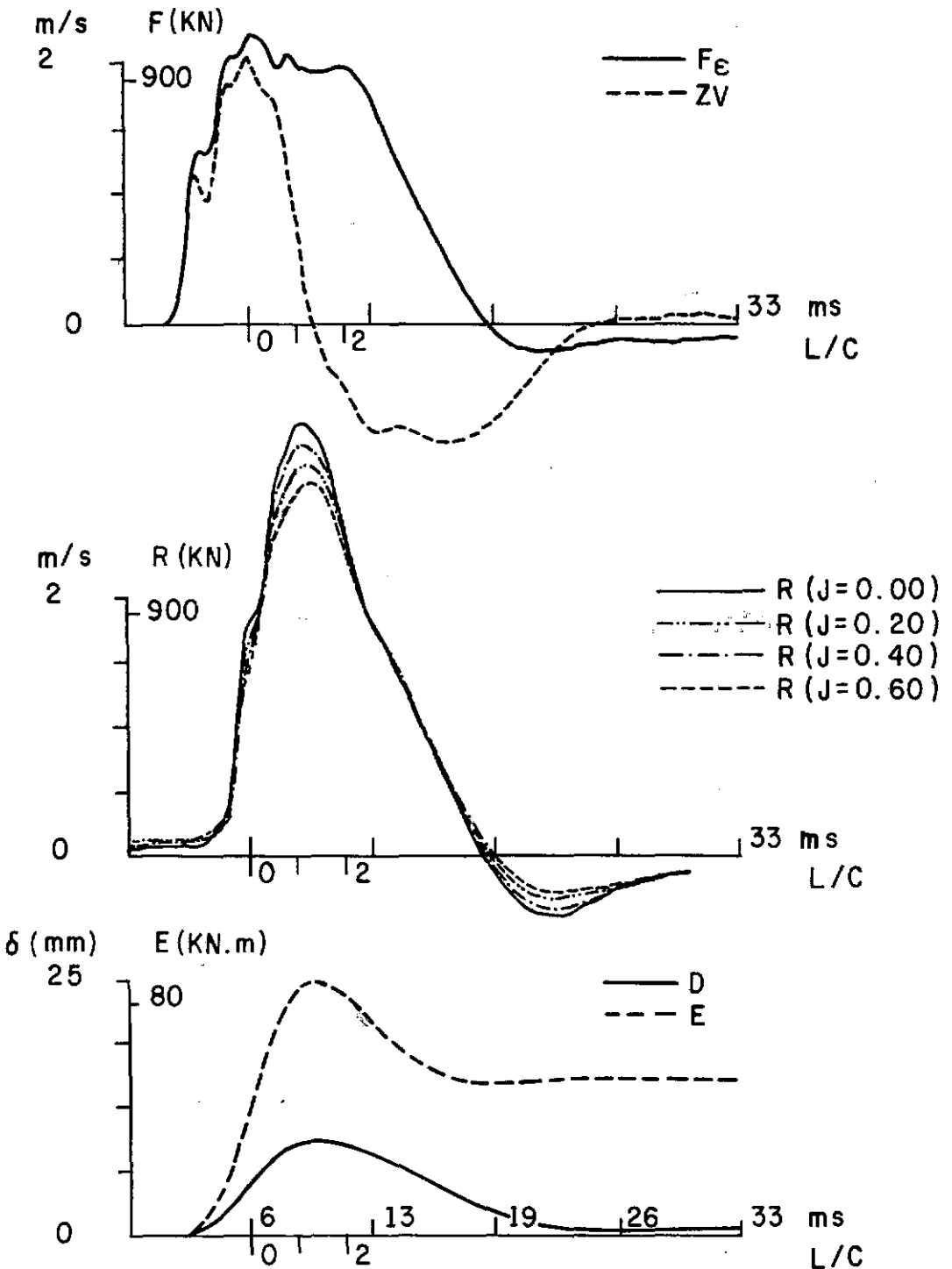


FIG. V.3 - Medições de força e velocidade e capacidade de carga calculada para uma estaca de  $\varnothing 33$  cm (PDI).

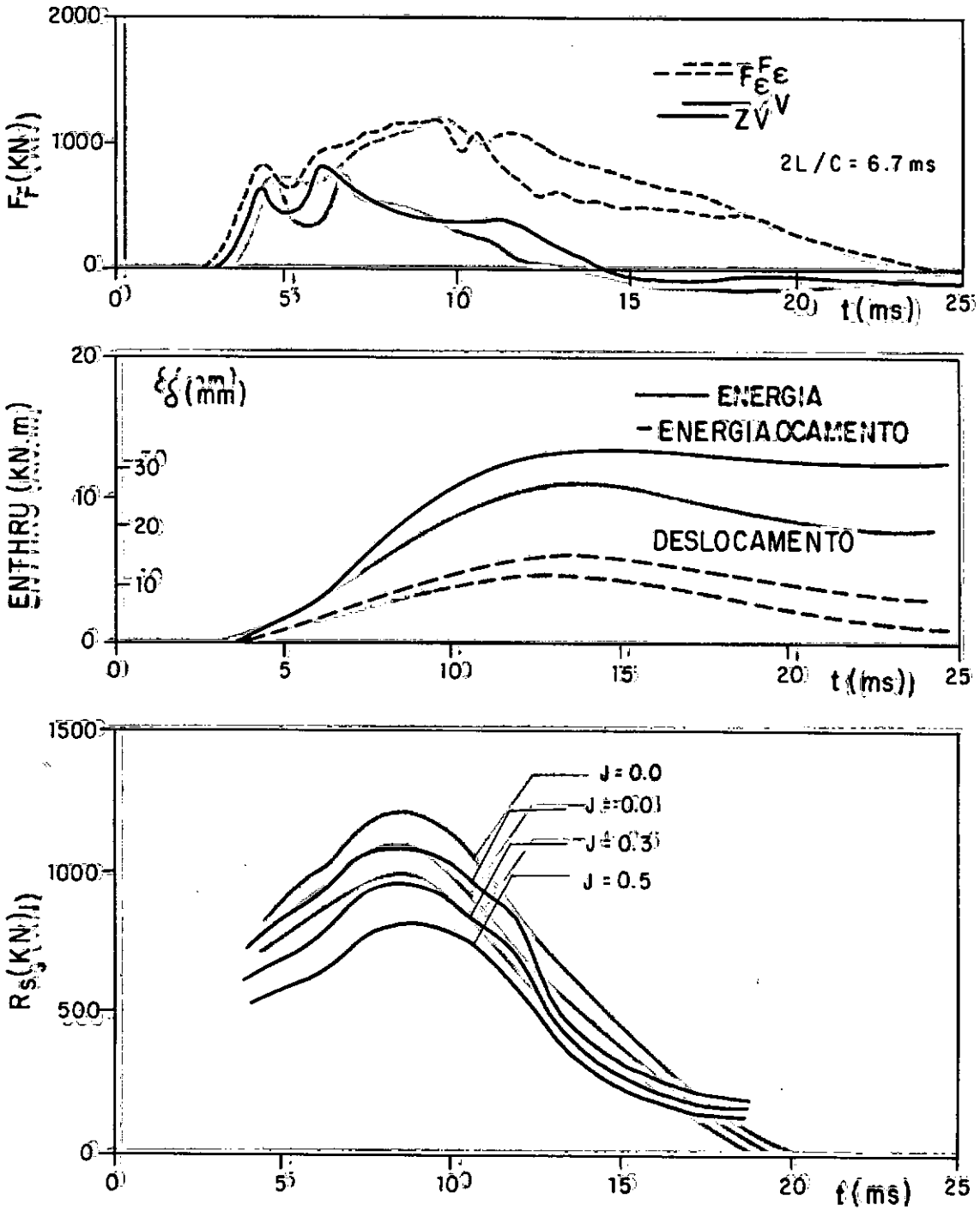


FIG. 41: Medições de força e velocidade e capacidade de carga calculada para a profundidade de 8 m.

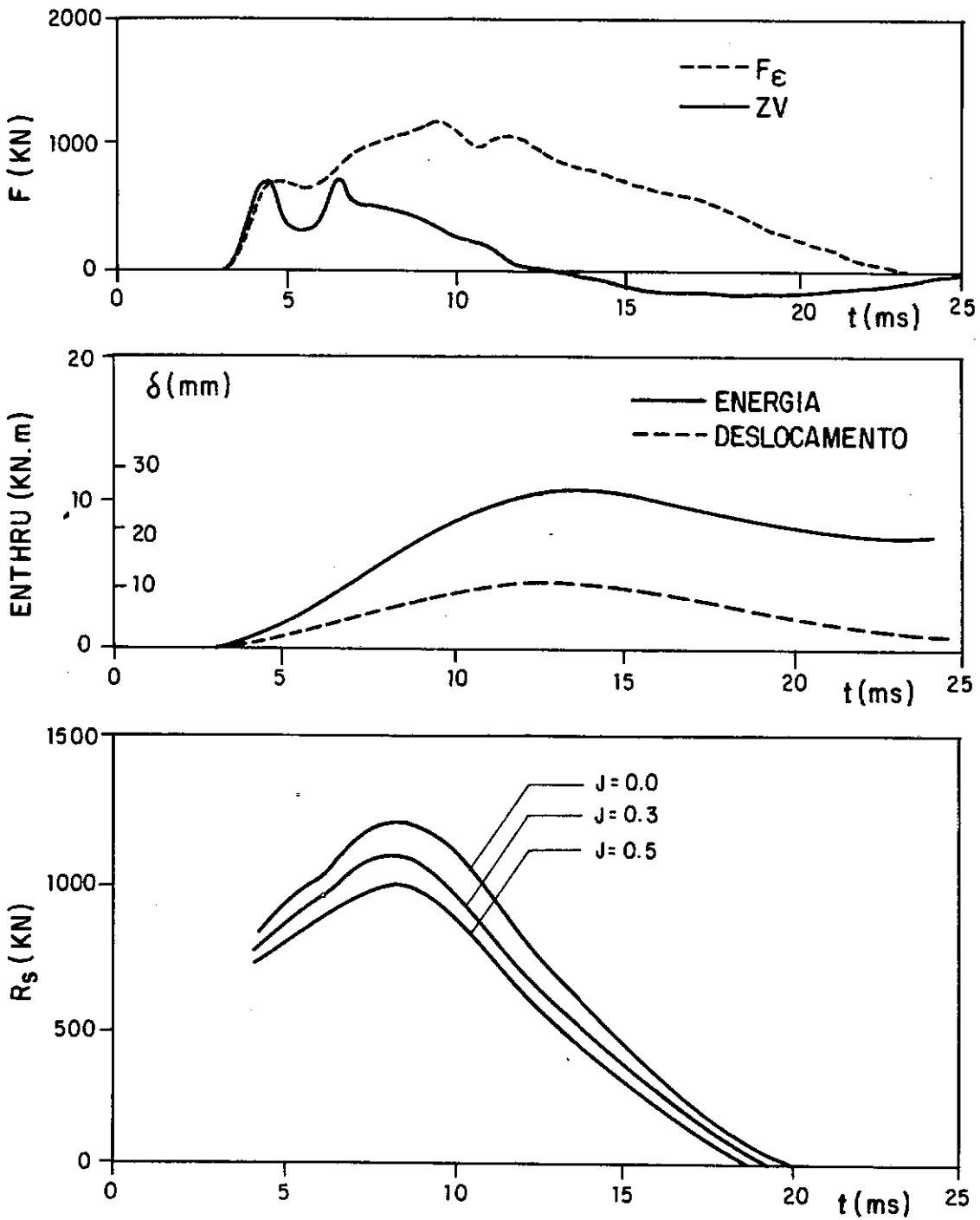


FIG. V.5 - Medições de força e velocidade e capacidade de carga calculada para a profundidade de 10m.

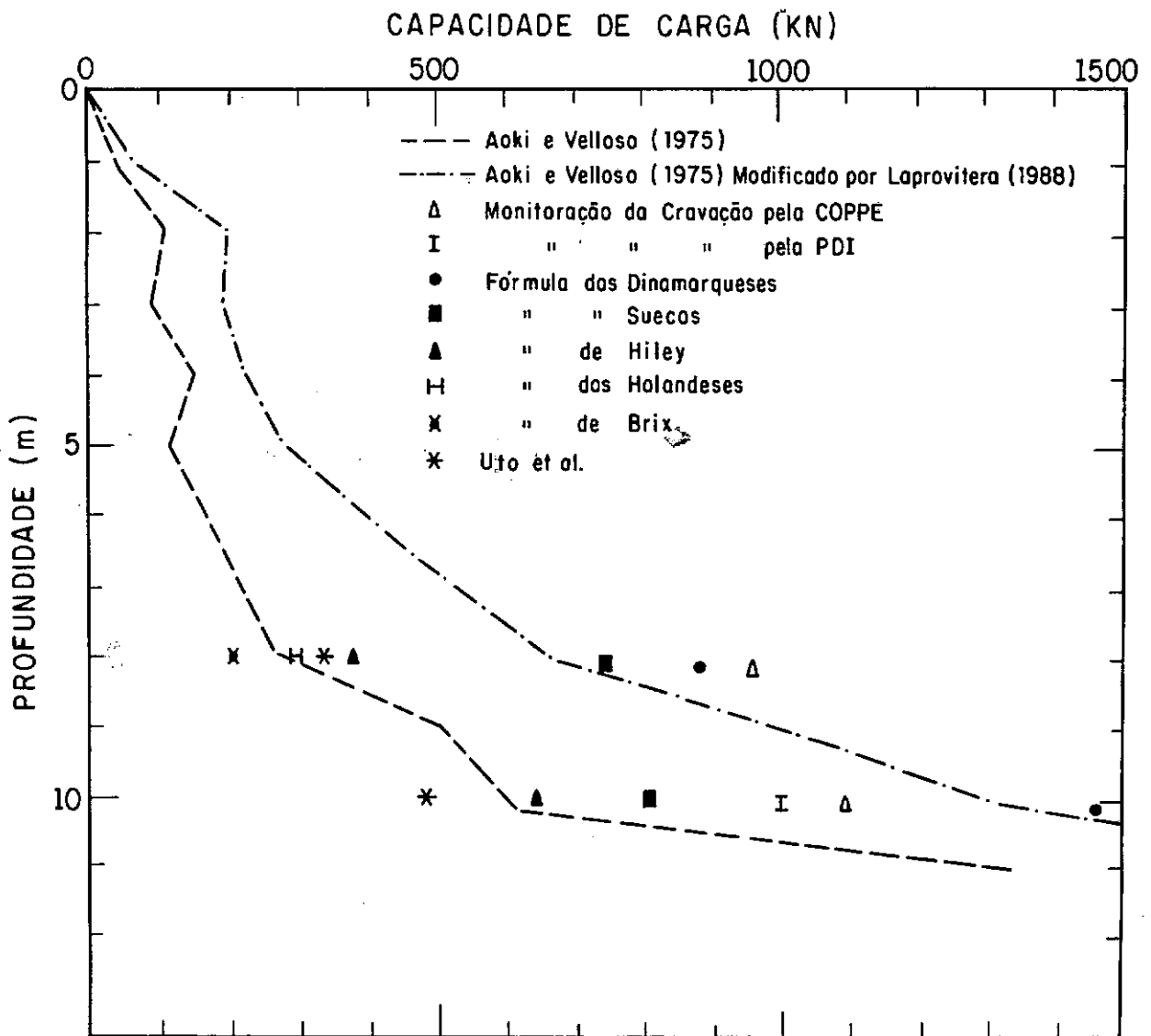


FIG. V.6 - Previsões de capacidade de carga pelos diversos métodos.

## **CAPÍTULO VI**

### **A OBRA DO CORTUME CARIOCA**

#### **VI.1 - A OBRA**

O projeto de implantação da Fábrica do Cortume Carioca no Pólo Industrial de Santa Cruz, no Rio de Janeiro, previa numa primeira fase a construção de sete prédios fabris mais anexos. Devidos aos sedimentos de baixa resistência existentes na região, tornou-se necessário prever um aterro, elevando o nível dos pátios, e estacas para fundação dos prédios. Assim, projetou-se uma estacaria com cerca de 1000 elementos, num total de mais de 25.000 metros cravados.

#### **VI.2 - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA**

Um extenso programa de investigação geotécnica foi realizado. Para o aterro foram executados ensaios de caracterização, compactação, Índice Suporte Califórnia e permeabilidade, para os quatro tipos de materiais escolhidos. Uma outra frente de investigação visava a definição da camada de argila mole existente no local. Realizou-se, então, ensaios de caracterização em 26 amostras, 18 ensaios de compressão simples, adensamento vertical em 11 amostras e ensaio triaxial adensado rápido com medida de pressão neutra (CU) em três amostras.

Para determinação do perfil do subsolo e da

capacidade de suporte da camada portante do estaqueamento abaixo da camada mole, realizou-se 26 furos de sondagem com ensaio SPT e 4 ensaios de penetração estática CPT. A Figura VI.1 contém uma sondagem SPT (n. 6) e um ensaio CPT (n. 4) realizados a pequena distância entre si, que podem ser tomados como representativos do subsolo da obra. Como pode ser visto na figura, há uma pequena camada de solo areno-argiloso acima do nível d'água, à qual se acresceu mais 1,20m de aterro. Seguido a este, está a camada de argila orgânica muito mole, com espessura variável entre 10 e 14m. Subjacente a esta camada mole aparece uma areia de compactidade crescente com a profundidade, até o impenetrável, a acerca de 30m de profundidade total.

A previsão de profundidade das estacas foi feita por métodos estáticos. Como acompanhamento durante a cravação realizaram-se medidas de nega e repique e algumas monitorações com o equipamento Monitor da COPPE. Para verificação da capacidade de carga das estacas, cinco provas de carga estática foram realizadas. As provas de carga estáticas foram realizadas nos Prédios de Resinas, Utilidades e Nitrocolas e no Parque de Tanques e no Reservatório.

### VI.3 - FUNDAÇÕES EXECUTADAS

Diante do perfil de solo encontrado e das cargas a serem suportadas projetou-se estacas de concreto armado de diâmetro variável com as cargas. O comprimento das estacas



foi previsto por métodos estáticos e dinâmicos apresentados nos próximos itens.

Foram usadas estacas da marca POE, nos diâmetros 455mm, 357mm e 281mm, para cargas nominais de 1.000, 750 e 600 KN, respectivamente. As cargas de trabalho utilizadas no projeto para os três diâmetros são 780, 910 e 425 KN, na mesma ordem, em virtude da previsão de ocorrência de atrito negativo (consequência do adensamento da argila mole sob ação do aterro).

Os martelos utilizados (queda livre) foram, de acordo com o diâmetro da estaca, de 30 KN para os diâmetros 281mm e 357mm e de 50 KN para 455mm.

#### **VI.4 - PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA POR METODOS ESTÁTICOS**

A capacidade de carga estática das estacas foi calculada

- (i) através do SPT pelo Método Aoki-Velloso nas versões original e modificada;
- (ii) através do CPT de acordo com PHILLIPONAT (1986);
- (iii) por método racional (RANDOLPH, 1985).

#### VI.4.1 - Método Aoki-Velloso

Apresenta-se na Tabela VI.1 o resultado da previsão pela versão original do método (1975) e pela versão modificada por LAPROVITERA (1988). Utilizou-se a sondagem SPT mais próxima aos prédios. As saídas do programa estão no Anexo I.

#### VI.4.2 - Método de Phillipponat (1986)

Este método, baseado no ensaio de cone (GPT), admite que as parcelas de atrito lateral e de ponta da resistência última de uma estaca são proporcionais às resistências de atrito e de ponta do penetrômetro. As relações são

$$Q_l = \alpha_u \cdot S \quad (VI.1)$$

$$\alpha_u = \alpha_f \cdot \frac{q_c}{s} \quad (VI.2)$$

sendo,

$$\alpha_f = 1,25 \text{ para estacas pré-moldadas}$$

$$\alpha_s = 50 \text{ para argila}$$

$$\alpha_s = 100 \text{ para areia pouco compacta}$$

LOCAL	VERSÃO DO MÉTODO	PROF. (m)	Q <sub>l</sub> (KN)	Q <sub>p</sub> (KN)	Q (KN)
RESINAS 455mm	O	22,0	758	1853	2611
	M	22,0	1201	1020	2221
NITROCOLAS 455mm	O	20,0	779	2014	2793
	M	20,0	1236	1113	2350
UTILIDADES 357mm	O	25,0	991	1317	2308
	M	24,0	1557	462	2018
P. TANQUES 281mm	O	22,0	564	736	1300
	M	22,0	888	407	1295
RESERVAT. 357mm	O	20,0	600	926	1560
	M	21,0	1050	597	1647
ESTAÇÃO ESGOTOS 281mm	O	20,0	503	864	1367
	M	21,0	834	477	1311

O = ORIGINAL ; M = MODIFICADO

TABELA VI.1 - Previsões de profundidade e capacidade de carga por Aoki-Velloso

$\alpha_s = 150$  para areia medianamente compacta

$\alpha_s = 200$  para areia muito compacta

$$\frac{Q}{P} = A_p \cdot q_p \quad (VI.3)$$

$$\frac{q_p}{p} = \alpha_p \cdot q_c \quad (VI.4)$$

sendo

$\alpha_p = 0,5$  para argila

$\alpha_p = 0,4$  para areia

Na Tabela VI.2 apresenta-se as profundidades necessárias, estimadas por este método para os ensaios D1 e D4 e para os três diâmetros utilizados.

#### VI.4.3 - Método de Randolph

Este método teórico foi desenvolvido para areias e leva em consideração o fenômeno da dilatância. Admite-se que o ângulo de atrito do solo seja função do ângulo de atrito a volume constante  $\phi_{cv}$  (densidade da areia em que não ocorre variação de volume sob cisalhamento), e do ângulo de

ENSAIO	DIÂMETRO (mm)	PROF. (m)	Q I (KN)	Q P (KN)	Q (KN)
01	281	27,0	849	560	1409
	357	26,0	909	720	1629
	455	26,0	1154	1128	2282
04	281	28,0	448	882	1330
	357	28,0	1113	720	1833
	455	27,0	1291	733	2024

Tabela VI.2 - Previsões de profundidade e capacidade de carga por Phillipponat

dilatação  $\psi$ . Este último, por sua vez, é dependente da densidade relativa  $I_D$  e da tensão efetiva principal  $p'$ . Assim, estimando-se um  $N$  inicial, realiza-se os seguintes cálculos iterativamente:

$$P' \approx \sqrt{\frac{N}{q}} \cdot \sigma'_{v_0} \quad (VI.5)$$

$$\phi = \phi_{cv} + 3 \left[ \frac{I_D}{D} (10 - \ln p') - 1 \right] \quad (VI.6)$$

$$N = f(\phi) \quad (VI.7)$$

O atrito lateral será

$$t_s = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi_{cv} \quad (VI.8)$$

onde

$K = Nq/50$  para estacas de grande deslocamento.

A tensão de ruptura na ponta da estaca será:

$$q_b = N \cdot \sigma'_v \quad (VI.9)$$

A Tabela VI.3 fornece as estimativas de profundidade e capacidade de carga para as estacas da obra, utilizando-se o método exposto.

DIAMETRO (mm)	PROF. (m)	Q <sub>L</sub> (KN)	Q <sub>P</sub> (KN)	Q (KN)
281	26,0	755	526	1281
357	24,0	740	779	1519
455	24,0	942	1221	2163

Tabela VI.3 - Previsões de profundidade e capacidade de carga segundo Randolph

## VI.5 - CONTROLE DE CRAVAÇÃO

Nesta obra o controle de cravação da estacaria foi exercido de duas formas: através da nega e do repique. Foram realizadas, ainda, algumas monitorações da cravação pela COPPE.

O controle pela nega foi realizado sistematicamente para todas as estacas, como primeiro critério de paralisação e homogenização. O controle pelo repique, assim como o diagrama de cravação, foi feito com frequência menor. Os diagramas de cravação de três das estacas estão nas Figuras VI.2 a VI.4. A monitoração foi realizada em caráter experimental em uma estaca dos Prédios de Resinas e de Nitrocelulas, na Estação de Tratamento de Esgoto, no Parque de Tanques e no Pipe-Rack.

### VI.5.1 - Controle pela Nega

Para efeito comparativo, apresenta-se na Tabela VI.4 os resultados do cálculo das negas pelas fórmulas dinâmicas mais usuais. A empreiteira do estaqueamento adotou a Fórmula de Brix. A nega foi obtida utilizando-se as cargas nominais das estacas (800, 750 e 1.000 KN) e os fatores de segurança usuais das fórmulas. Para os diâmetros 281mm e 357mm o peso do martelo é de 30KN; para 455mm é de 50KN. Na Estação de Tratamento de Esgoto as estacas de 281mm foram cravadas com martelo de 25 KN.

	281mm		357mm	455mm
	25 KN	30 KN	30 KN	50 KN
Fórmula dos Dinamarqueses	3,7	6,0	3,6	6,0
Fórmula dos Suecos	0	0	0	0
Fórmula de Hiley	0	0	0	0
Fórmula dos Holandeses	1,8	2,3	1,6	2,3
Fórmula de Brix	2,0	2,5	1,9	2,5

TABELA VI.4 - Valores de negas (em mm/golpe) pelas fórmulas dinâmicas

### VI.5.2 - Controle da Cravação pelo Repique

O valor da compressão elástica da estaca (C) foi calculado de acordo com a distribuição da carga na <sup>2</sup>ruptura, obtida pelo Método Aoki-Velloso. As saídas do programa estão no Apêndice I. Os repiques para as estacas nas profundidades previstas estão na Tabela VI.5.



LOCAL	SOND.	MET.	PROF. (m)	C <sub>2</sub> (mm)
RESINAS	SP21	O	22,0	19,5
		M	25,0	15,3
NITROCOLAS	SP23	O	20,0	19
		M	20,0	14,3
UTILIDADES	SP22	O	25,0	23,7
		M	24,0	18,5
P. TANQUES	SP21	O	22,0	16,4
		M	22,0	15,2
RESERVAT.	SP16	O	20,0	13,0
		M	21,0	13,5
ESTAÇÃO DE ESGOTOS	SP 6	O	20,0	17,8
		M	21,0	14,7

O = Original ; M = Modificado

TABELA VI.5 - Compressões Elásticas da Estaca

Pode-se calcular, ainda, o valor de  $C$  de modo genérico e simplificado se admitir-se que o comprimento das estacas de 281, 357 e 455mm será  $24,0$ ;  $23,0$  e  $22,0m$ , respectivamente, e supondo-se que as mesmas trabalharão de ponta ( $C = R \cdot \frac{L}{A \cdot E}$ ). Os resultados são:

-  $\phi$  281mm : 18 mm

-  $\phi$  357mm : 16mm

-  $\phi$  455mm : 17mm

Para comparação com o repique medido na obra durante a cravação, ao valor de  $C$  deve-se acrescentar uma estimativa de  $C$ , geralmente arbitrado em  $0,25cm$ .

### VI.5.3 - Monitoração da Cravação

A monitoração da cravação na obra do Cortume Carloca foi realizada com o mesmo equipamento da obra do Anil, descrito no item V.4.2. São apresentadas as monitorações realizadas no Prédio de Nitrocolas, a 6 e 16m de profundidade, e na Estação de Tratamento de Esgoto, a 14 e 27,5m de profundidade.

As Figuras VI.5, VI.6, VI.7 e VI.8 apresentam os gráficos obtidos na monitoração. Determinou-se na monitoração um Módulo de Young de  $E = 25.000.000 \text{ KN/m}^2$  e uma velocidade de propagação da onda na estaca de  $c = 3.160 \text{ m/s}$ .

A altura da queda no Prédio de Nitrocolas foi de cerca de 0,40m, com um martelo com peso de 50 KN. Na Estação de Tratamento de Esgoto a altura da queda foi de 0,80m e o peso do martelo de 25KN.

PROFUNDIDADE (m)	F max (KN)	v max (m/s)	$\delta$ max (cm)	K (cm)	S (cm)	ENTHRU (KN.m)	R (KN)
6m	800	1,26	3,42	-	-	4,89	378
16m	1.120	1,35	1,06	0,26	0,80	10,13	1.080

TABELA VI.6 - Resultados da monitoração no Prédio de Nitrocolas ( $\phi$ 455mm)

PROFUNDIDADE (m)	F max (KN)	v max (m/s)	$\delta$ max (cm)	ENTHRU (KN.m)	R (KN)
14	1.089	2,05	4,34	8,61	646
27,5	940	2,12	2,10	9,44	1.190

TABELA VI.7 - Resultados da monitoração na Estação de Tratamento de Esgoto ( $\phi$ 281mm)

A eficiência do sistema de cravação foi de 24,4% e 50,6%, para 6 e 16m de profundidade, respectivamente, no Prédio de Nitrocolas, e de 43,0% e 47,2%, para 14 e 27,5m, na Estação de Tratamento de Esgoto.

GOLPE	NITROCOLAS		ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO	
	6m	16m	14m	27,5m
$J_c = 0,4$	0	616	33,2	914
$J_c = 0,3$	11,4	732	186	983
$J_c = 0,2$	133	848	340	1.052
$J_c = 0,1$	256	964	493	1.121
$J_c = 0,0$	378	1.080	646	1.190

TABELA VI.8 - Valores de resistência estática em kN em função dos coeficientes  $J_c$

Na Tabela VI.8 valores da resistência estática são apresentados em função do coeficiente de amortecimento  $J_c$ , segundo a relação 2.61. Note-se que a variação de  $J_c$  é tão mais importante quanto menor a resistência do solo. Na profundidade de 27,5m há um acréscimo de 30% no valor da

resistência estática ao variar-se  $J_c$  de 0,4 a 0. No entanto, a 6m de profundidade, na argila mole, a variação é de 100% entre  $J_c = 0,4$  e  $J_c = 0$ . É importante ressaltar que o valor recomendado de  $J_c$  para argilas pela Tabela II.5 é 1,1; portanto, a resistência estática neste golpe é 0. Na profundidade de 27,5m o solo é tipicamente arenoso, o que leva a indicar-se um  $J_c = 0,1$  e  $R_s = 1.121$  kN. A decisão de escolha dos valores de  $J_c$  torna-se mais difícil nos golpes de 14 e 16m de profundidade. A 14m a estaca está embutida na camada de areia em apenas 1 ou 2m. Indica-se para este golpe um valor de 0,3 para  $J_c$ , com  $R_s = 186$  KN. No golpe registrado a 16m no Prédio de Nitrocolas, o embutimento na camada de areia é maior, cerca de 3 metros, e para tal estima-se  $J_c = 0,2$  e  $R_s = 848$  KN. A Tabela VI.9 resume os valores de  $J_c$  e  $R_s$  escolhidos.

	PROF.	$J_c$	$R_s$ (KN)
Nitrocolas	6m	1,1	0
	16m	0,2	848
Estação de Tratamento de Esgoto	14m	0,3	186
	27,5m	0,1	1.121

TABELA VI.9 - Resistência estática final prevista pelas monitorações

## VI.8 - PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Foram realizadas pela Firma TECNOSOLO cinco provas de carga estática na obra. As provas foram executadas de acordo com as instruções da NB-6121, sendo carregadas em estágios de 10% da carga nominal até o dobro desta.

O APENDICE II contém os gráficos carga-recalque das provas. A Tabela VI.10 apresenta os dados das estacas ensaiadas e os resultados do ensaio. A carga de ruptura  $Q_{ult}$  foi obtida por extrapolação pelo Método de Van der Veen. Os valores obtidos são bastante confiáveis, visto que as cargas máximas dos ensaios são bem próximas das cargas de ruptura.

ESTACA	SONDAGEM MAIS PRÓXIMA	$\phi$ (mm)	COMPRI- MENTO CRAVADO	RECALQUE MÁXIMO (mm)	$Q_{ult}$ (KN)
RESINAS E150	(a 15m) SP21	455	21,70	47,16	1.620
NITROCOLAS E37	(a 10m) SP23	455	22,60	40,20	1.881
UTILIDADES E91	(a 28m) SP22	357	23,55	45,56	1.176
PARQUE DE TANQUES E58	(a 45m) SP21	281	24,00	9,65	938
RESERVAT. E09	(a 10m) SP16	357	22,00	39,67	1.483

TABELA VI.10 - Resumo das Provas de Carga Estáticas

## VI.7 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

As negas e repliques medidos no final da cravação em cada um dos prédios do complexo industrial do Cortume Carioca estão listados na Tabela VI.11.

Comparando-se as negas medidas com as previstas na Tabela VI.4, nota-se que as primeiras foram bem mais apertadas (e, portanto, a favor da segurança) que as negas previstas pelas fórmulas dos Dinamarqueses, Holandeses e Brix. Quanto aos repliques, os medidos no campo foram inferiores aos estimados no Item VI.5.b, excetuando-se no Reservatório onde o repique medido,  $K = 13\text{mm}$ , é praticamente o mesmo do estimado a partir do Método Aoki-Velloso (Tabela VI.5). Da mesma forma que no Capítulo V, esses registros de negas foram alvo de retroanálise pelas fórmulas dinâmicas usadas para controle de cravação.

A Tabela VI.12 permite uma visão geral de todos os métodos utilizados na análise, (os valores de capacidade de carga dos métodos estáticos foram calculados para as profundidades finais de cravação) e permite as seguintes conclusões:

( i ) a Fórmula de Hiley mostra-se extremamente conservativa ao ser usada com um fator de segurança 3,0; mesmo para  $FS = 2,0$  continuaria conservativa:

	S (mm/golpe)	K (mm)
RESERVATÓRIO (0357mm)	0,5	13
UTILIDADES (0357mm)	1,0	10
PARQUE DE TANQUES (0281mm)	2,5	14
RESINAS (0455mm)	0,5	12
NITROCOLA (0455mm)	1,4	-
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO (0281mm)	1,6	-

TABELA VI.11 - Registros de negas e repiques no  
Cortume Carioca

- (ii) as Fórmulas dos Dinamarqueses e Suecos apresentam resultados satisfatórios para um FS = 3,0. A primeira geralmente fornece um valor ligeiramente maior que a segunda. Ambas, contudo (excetuando-se no Parque dos Tanques, nos prédios de Resinas e de Utilidades para a Fórmula dos Dinamarqueses), são inferiores aos valores da capacidade de carga resultante da extrapolação da curva carga-recalque pelo Método de Van der Veen:



- (iii) as Fórmulas de Brix e dos Holandeses têm comportamento irregular, indicando valores absurdos como 9.936 KN no Prédio de Resinas. Somente no Parque de Tanques o valor foi razoável, cerca de 1.200 KN, já que a nega medida ( $S = 2,5$  mm/g) foi igual à nega prevista para o controle de cravação (Tabela VI.4);
- (iv) os métodos estáticos Aoki-Velloso (1975) e Aoki-Velloso modificado por Laprovitera (1988) fornecem resultados bastante superiores aos das provas de carga e aos de Philliponat (CPT), Randolph (teórico) e da maior parte das fórmulas dinâmicas. Comparando-se na Figura VI.1 os ensaios de penetração dinâmica (SPT) e os de penetração estática (CPT) observa-se que a razão entre a resistência de ponta do cone e o N, situada em torno de 3,5, é relativamente baixa quando comparada com a literatura disponível a respeito. "A priori" esta razão deveria situar-se acima de 5. Conclui-se, portanto, que o ensaio SPT apresenta valores de N superiores à realidade, talvez por algum problema no equipamento ou na execução, ou por erro na classificação do solo (o solo classificado como areia poderia ser na realidade uma areia siltosa);
- (v) a Fórmula de Uto et al. dá resultados próximos aos das provas de carga, apenas um pouco mais elevados. Isto é explicado pelo fato de que a parcela de atrito lateral na fórmula é calculada a partir do

	RESINAS 455mm	NITROCOLAS 455mm	UTILIDADES 357mm	PARQUE DE TANQUES 201mm	RESERVA- TORIO 357mm	EST. TRAT. DE ESGOTO 281mm
Profundidade Final	21,70	22,60	23,55	24,00	22,00	28,00
Prova de carga estática Método de Davisson	1.340	1.680	924	930	1.430	-
Prova de carga estática Método Van der Veen	1.804 KN	1.881	1.176	938	1.483	-
Fórmula dos Dinamarqueses	FS = 2 1.839	2.597 1.731	1.846 1.230	1.454 969	1.920 1.280	1.370 913
Fórmula dos Suecos	1.862	1.743	1.098	965	1.139	873
Fórmula de Hiley	1.038	971	541	551	562	451
Fórmula dos Holandeses	9.200	3.285	2.408	1.132	4.816	1.333
Fórmula de Brix	9.936	3.549	2.880	1.196	5.766	1.529
Uto et al.	1.693	-	1.385	1.197	1.504	-
Aoki-Velloso (1975)	2.670	3.160	2.308	1.489	1.638	IMPENETRÁVEL
Aoki-Velloso Modificado	2.630	3.140	1.755	1.548	1.654	IMPENETRÁVEL
Philliponat	1.150	1.280	1.382	810	1.119	1.240
Randolph	1.790	1.980	1.447	1.090	1.245	1.480

TABELA VI.12 - Previsões de capacidade de carga (em kN)

ensaio de penetração dinâmica (SPT), alvo de suspeitas como discutido no item anterior:

- (vi) o Método de Phillipponat mostrou-se conservativo, excetuando-se no Prédio de Utilidades;
- (vii) o Método de Randolph forneceu resultados superiores aos das provas de carga. Neste método a definição da real espessura da camada portante de areia é de vital importância. Este controle pode ser feito pelo diagrama de cravação, desde que se adote uma altura de queda constante.

As Figuras VI.9, VI.10 e VI.11 permitem uma visualização dos dados ao longo do perfil do solo. Nas Figuras VI.10 e VI.11 os resultados das instrumentações estão indicados.

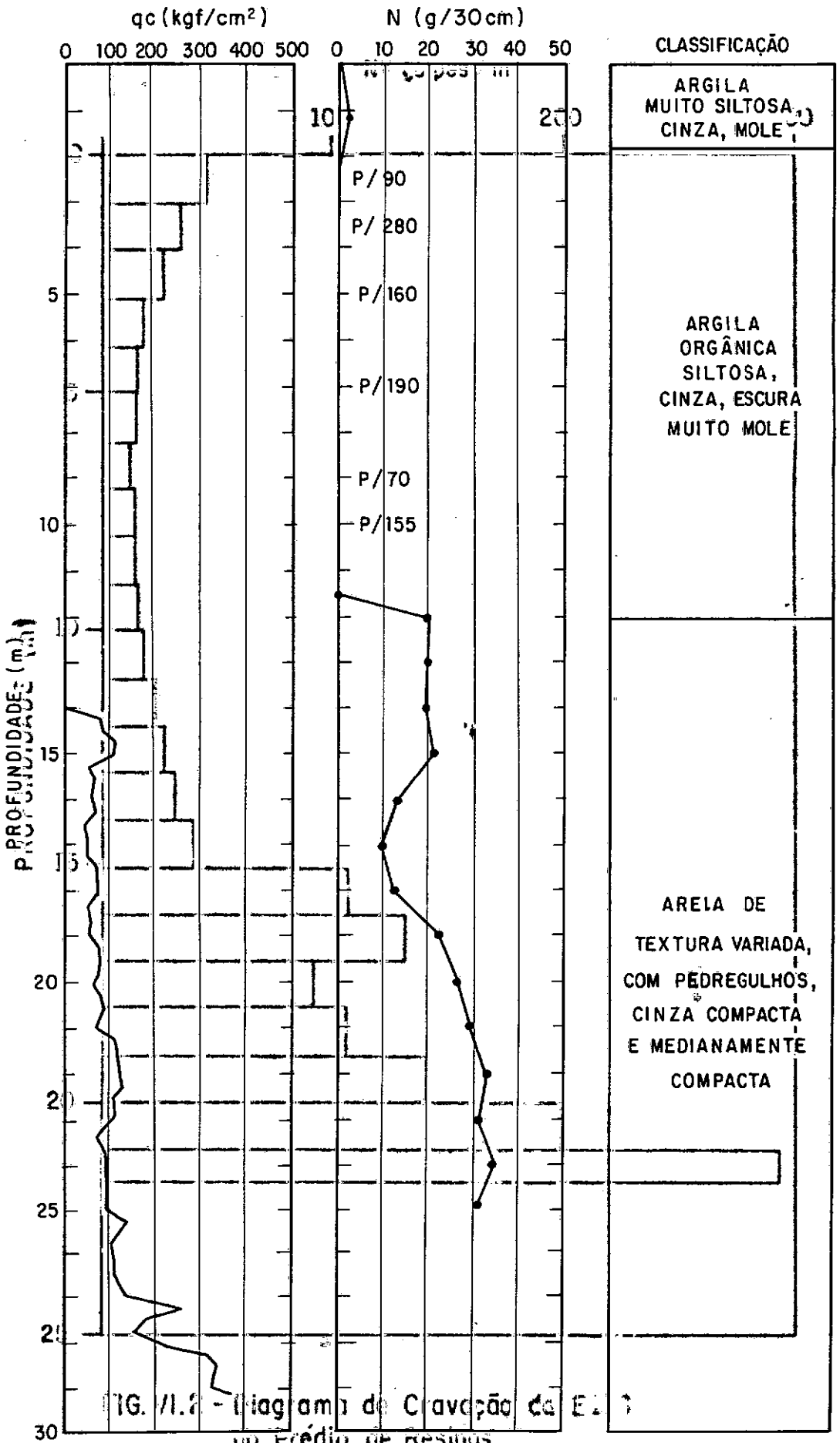


FIG. VI.1 - Perfil típico no Curtume Carioca.

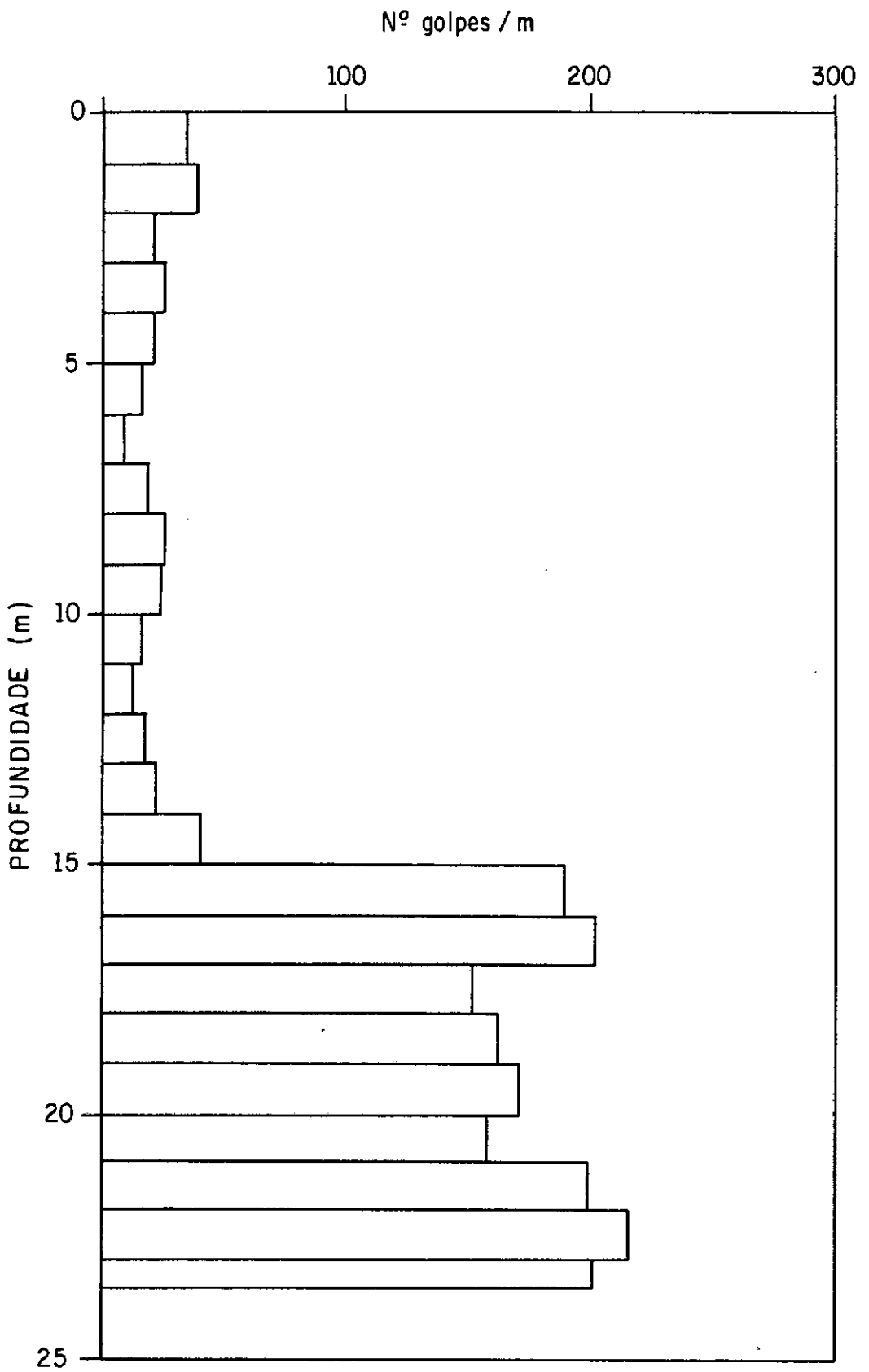


FIG. VI.3 - Diagrama de Cravação da E91 do Prédio de Utilidades.

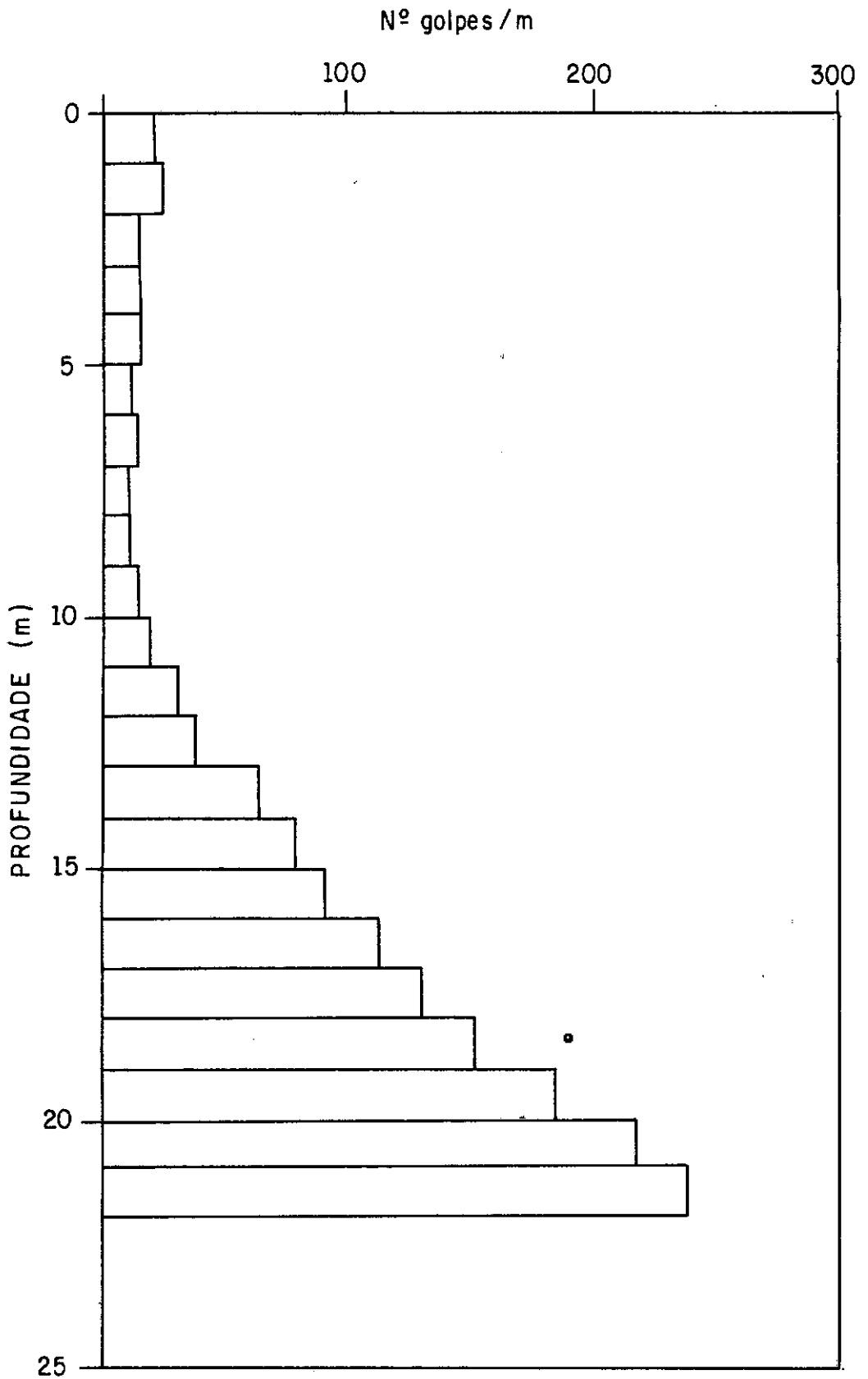


FIG. VI.4 - Diagrama de Cravação da E 09 no Reservatório.

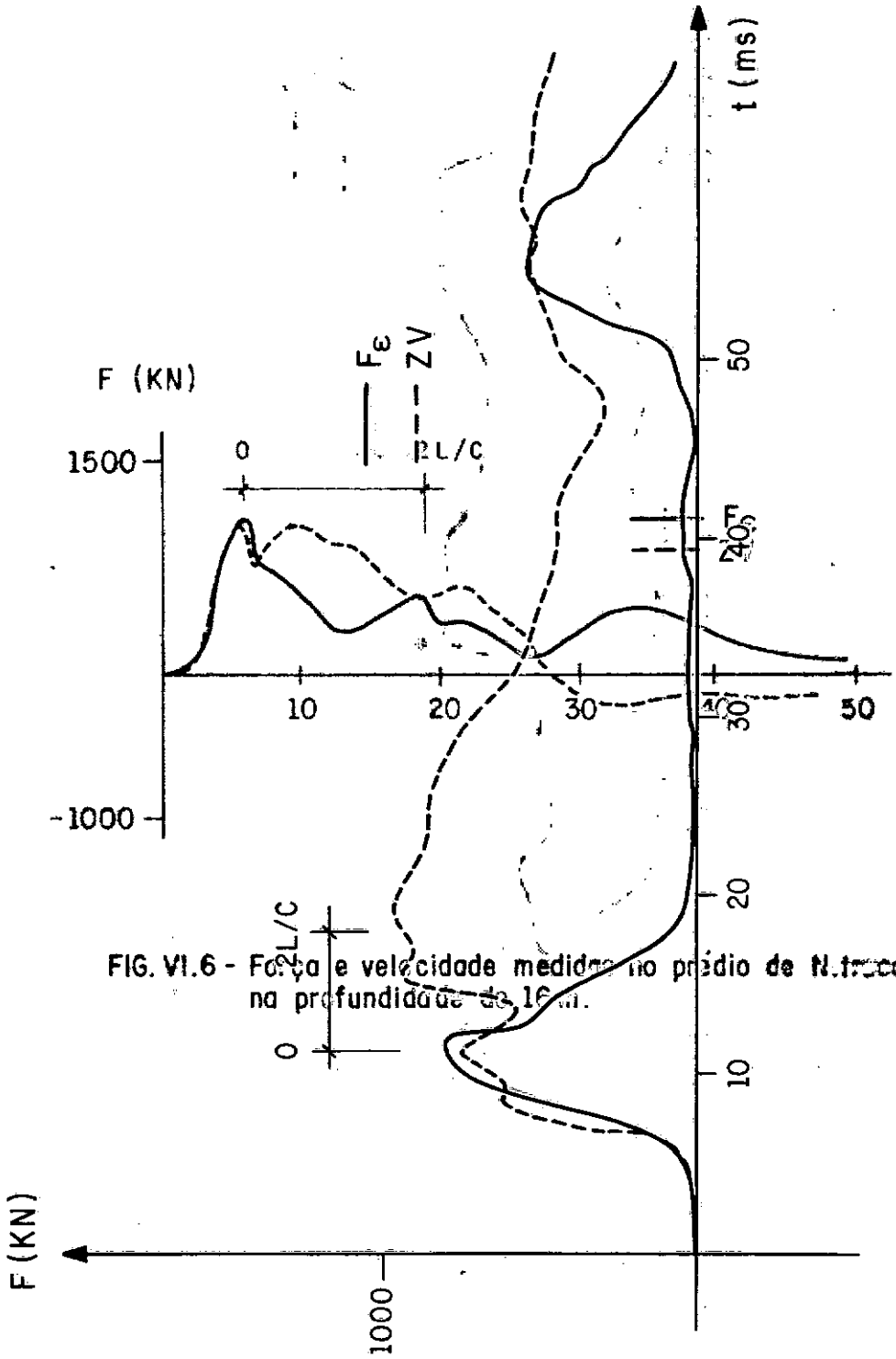


FIG. VI.6 - Força e velocidade medidas no prédio de Nitrocolas na profundidade de 16 m.

FIG. VI.5 - Força e velocidade medidas no prédio de Nitrocolas na profundidade de 6 m.

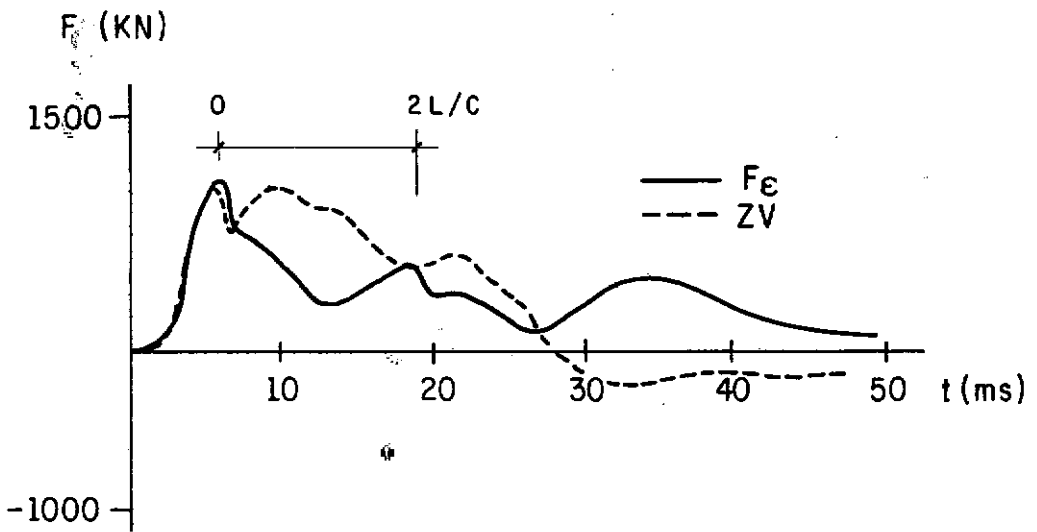


FIG. VI.6 - Força e velocidade medidas no prédio de Nitrocolas na profundidade de 16 m.



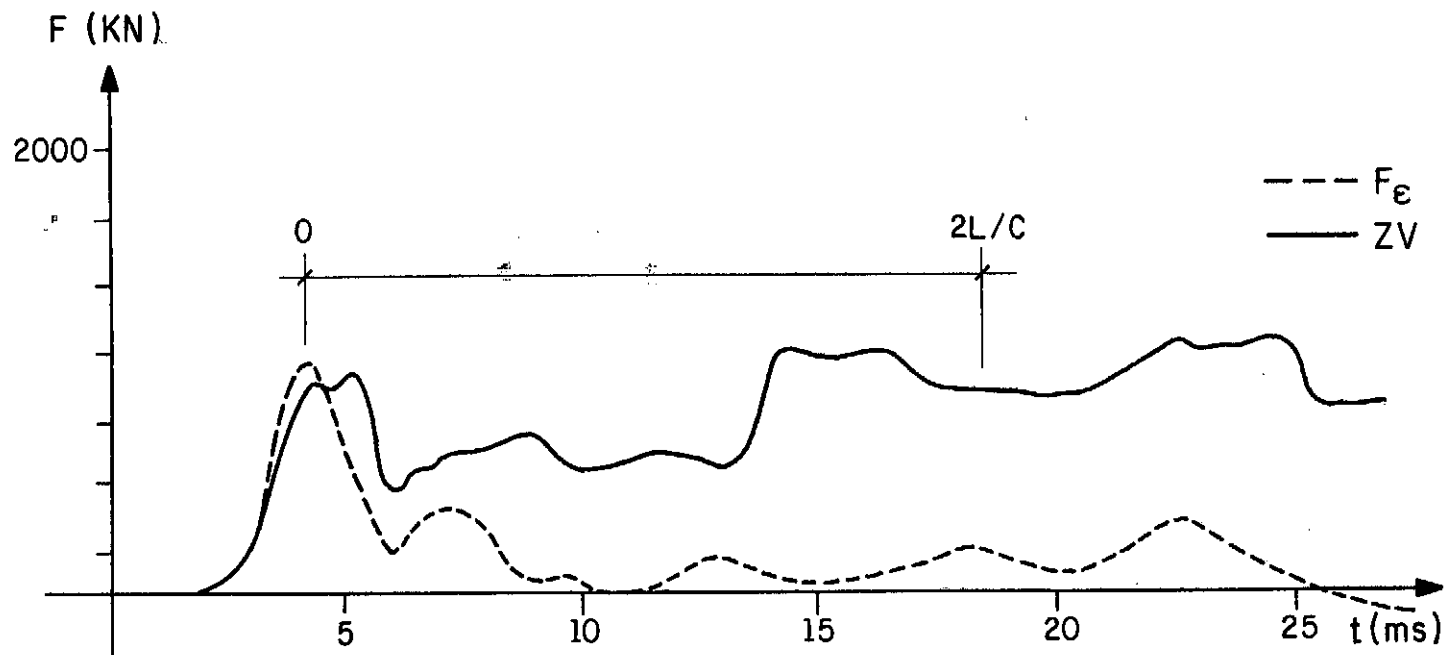


FIG. VI.7 - Força e velocidade medidas na estação de tratamento de esgoto na profundidade de 14 m.

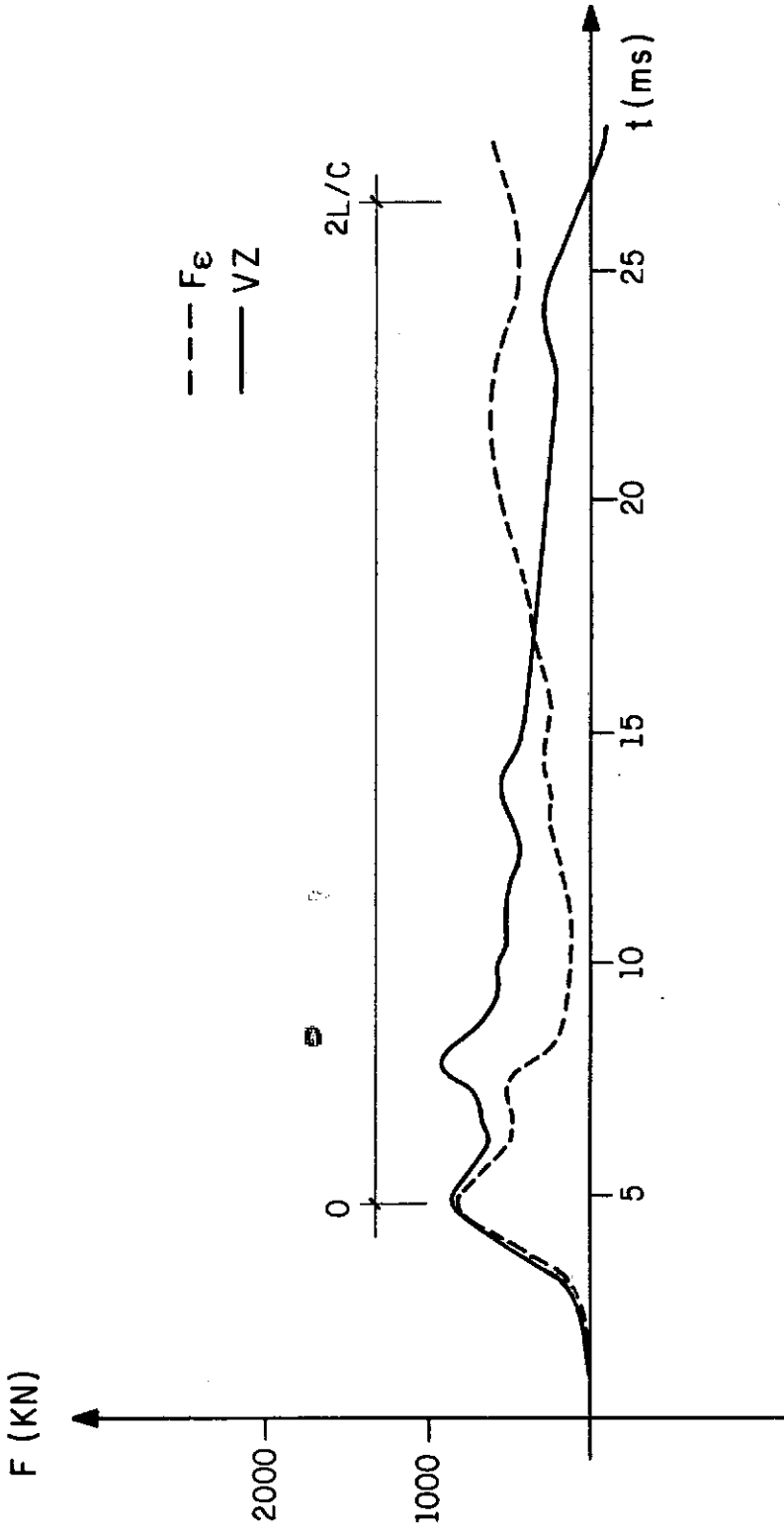


FIG. VI.8 - Força e velocidade medidas na Estação de Tratamento de Esgoto na profundidade de 27,5 m.

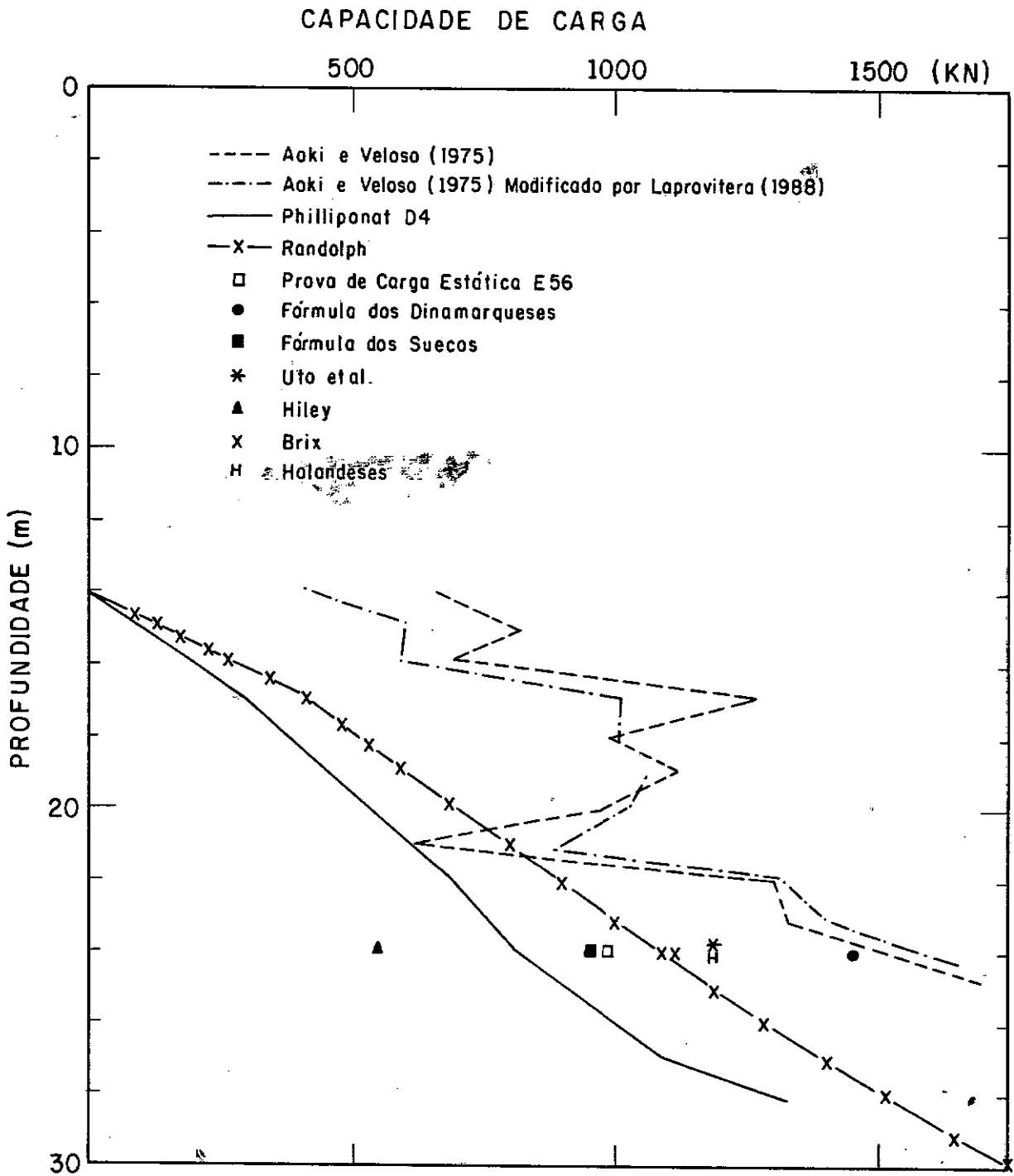


FIG. VI.9 - Pressões de capacidade de carga pelos diversos métodos para o Parque de Tanques.

## CAPACIDADE DE CARGA (KN)

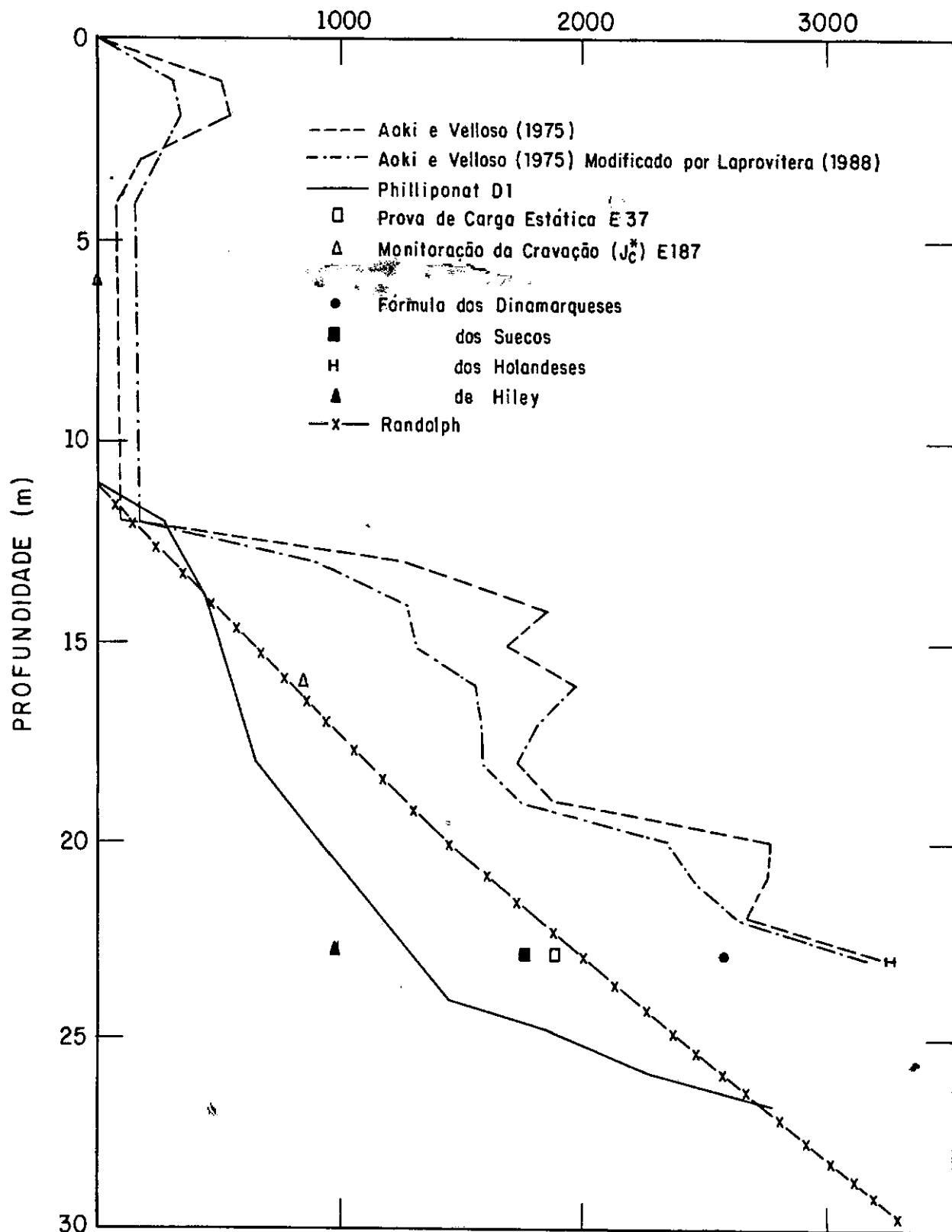


FIG. VI.10 - Previsões de capacidade de carga pelos diversos métodos no Prédio de Nitrocolas.

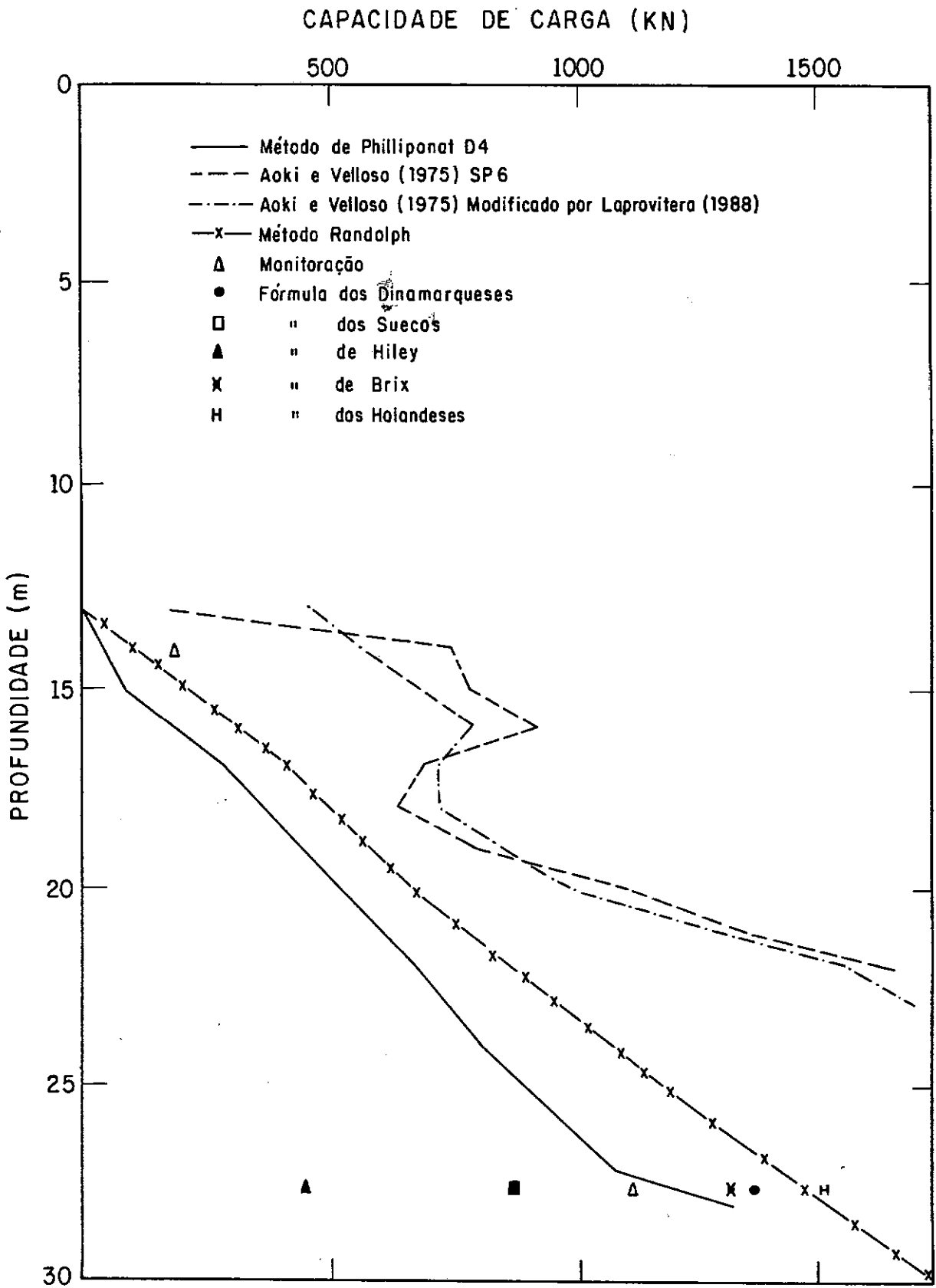


FIG. VI.11 - Previsões na Estação de Tratamento de Esgoto.

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSÕES

Um grande avanço ocorreu no estudo da cravabilidade de estacas desde o trabalho inicial de Smith. Hoje já há um consenso de que o direcionamento a ser tomado é este, ou seja, através da Equação da Onda. Contudo, este parece ser o único consenso neste assunto. Ainda há muita discussão sobre o modelo de comportamento do solo a adotar. Neste ponto a ajuda de métodos numéricos sofisticados, como o Método dos Elementos Finitos em três dimensões, parece importante. Para cravações com martelos diesel e hidráulicos, a ação destes martelos deve ser modelada. Ainda, a consideração de tensões residuais é necessária.

Mesmo após o ajuste do modelo matemático, a adoção irrestrita da técnica vai esbarrar na escolha dos parâmetros do solo. Isto é devido não só à dificuldade de determinação destes, adotado um modelo teórico, mas principalmente à heterogeneidade do solo e mesmo à variabilidade destes parâmetros no tempo.

O estudo paramétrico do Capítulo IV é bastante esclarecedor quanto à necessidade de se recorrer à instrumentação em campo. Uma pequena variação em um parâmetro, como o coeficiente de rigidez do coxim, normal durante a cravação de uma estaca, é suficiente para uma alteração na nega obtida, segundo o modelo adotado.

Sejam quais forem os ensaios e métodos escolhidos, o pensamento de CHELLIS (1944) ainda continua aplicável: "It is recognized that experience and judgement are of great value in pile-driving operations ... It is often said that pile driving experience and developed judgement are the principal consideration in constructing pile foundations".

### SUGESTÕES PARA PESQUISAS

O modesto estudo aqui apresentado não tem a pretensão de indicar ou balizar pesquisas futuras, quando o estado da arte atual pode fazê-lo proficuamente. Contudo, diante da pesquisa, desejar-se-ia ter tido a oportunidade de realizar uma instrumentação com medições na ponta da estaca, com a finalidade de obter-se o valor do "quake". Da mesma maneira, a determinação do Módulo de Young durante a cravação dinâmica seria de vital importância. A execução de ensaios dinâmicos em laboratório para obtenção dos coeficientes de amortecimento não seria menos desejável, assim como a verificação de correlações de parâmetros dinâmicos do solo com os ensaios usuais em geotecnia, como o SPT e o CPT. No momento, já está em desenvolvimento na COPPE, a nível de Doutorado, uma pesquisa para a elaboração de um programa para análise em laboratório dos dados de instrumentação de campo (tipo GAPWAP).

Quanto à técnica de instrumentação em si, o advento de equipamentos eletrônicos mais sofisticados aumentará em muito a confiabilidade dos dados medidos. O equipamento Monitor, desenvolvido na COPPE com tecnologia nacional, mostrou-se satisfatório e é uma demonstração da falta de necessidade de importação de tecnologia fechada ("caixas pretas") a altos custos. O intercâmbio tecnológico deve ser incentivado, certamente, principalmente entre as universidades, e entre estas e as empresas, opondo-se à importação de técnicas. O incentivo da iniciativa privada é muito importante para a Universidade.

Com o correr dos anos a técnica de instrumentação estará ao alcance de obras convencionais de Engenharia, a um baixo custo. Seu uso discriminado, juntamente com outras técnicas, sem dúvida, proporcionará economia considerável, tanto diminuindo as profundidades necessárias das estacas quanto evitando (ou identificando) danos nas mesmas.

A obra do Cortume Carioca serve como exemplo interessante da limitação de ensaios tradicionais, se adotados unicamente. No caso, o ensaio de penetração dinâmica SPT foi falho. Problemas em sondagens são comuns e já foram bastante discutidos na literatura (HVORSLEV, 1965). Quanto aos Métodos Estáticos, ao se basearem nas sondagens, sofrem das mesmas limitações, tanto os baseados em correlações quanto os teóricos estritos. A principal digressão se deve à variabilidade do perfil do solo perante a área investigada. Nos dois casos estudados não houve este



problema, contudo, num terreno heterogêneo no plano horizontal tal fato ocorre, e suscita uma campanha intensa e bem distribuída de sondagens, o que elevará o custo da obra.

O controle da cravação deve ser exercido para todas as estacas. Mormente a adoção de negas oriundas de fórmulas dinâmicas tenha se mostrado pouco confiável, como demonstrado nos casos em estudo, estas devem ser retificadas, para cada obra e/ou equipamento de cravação em prol de uma perfeita homogeneização da estacaria (medindo-se a nega para cada dez golpes ou adotando-se a relação inversa de número de golpes para cada 10cm ou 30cm de penetração, como usual em certos países).

A eventual medição dos repiques em uma amostragem mais reduzida do estaqueamento é aconselhável, pois mostra-se bastante valiosa, seja através da Fórmula de Uto et al., seja através da correlação compressão elástica da estaca-carga estática na ruptura.

A prova de carga estática ainda é o método de maior confiabilidade entre as técnicas, mormente a definição da real carga de ruptura careça de determinação eficiente por extrapolação, quando o ensaio não é levado à ruptura, ou próximo desta. Contudo, devido a seu alto custo, tem seu uso limitado. Neste espaço penetra a monitoração da cravação, cuja execução depende fundamentalmente do conhecimento da técnica pelo profissional.

Sejam quais forem os ensaios e métodos escolhidos, o pensamento de CHELLIS (1944) ainda continua aplicável: "It is recognized that experience and judgement are of great value in pile-driving operations ... It is often said that pile driving experience and developed judgement are the principal consideration in constructing pile foundations".

### SUGESTÕES PARA PESQUISAS

O modesto estudo aqui apresentado não tem a pretensão de indicar ou balizar pesquisas futuras, quando o estado da arte atual pode fazê-lo proficuamente. Contudo, diante da pesquisa, desejar-se-ia ter tido a oportunidade de realizar uma instrumentação com medições na ponta da estaca, com a finalidade de obter-se o valor do "quake". Da mesma maneira, a determinação o Módulo de Young durante a cravação dinâmica seria de vital importância. A execução de ensaios dinâmicos em laboratório para obtenção dos coeficientes de amortecimento não seria menos desejável, assim como a verificação de correlações de parâmetros dinâmicos do solo com os ensaios usuais em geotecnia, como o SPT e o CPT. No momento, já está em desenvolvimento na COPPE, a nível de Doutorado, uma pesquisa para a elaboração de um programa para análise em laboratório dos dados de instrumentação de campo (tipo CAPWAP).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMED, S. and SOWERS, G.F. (1985) - "Pile Capacity and Drivability - A Case Study" - Proc. of the Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. 1.
- ALMEIDA, H.R (1985) - "Monitoração de Estacas e o Problema de Tensões na Cravação" - Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- AMAR, S., BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. et Le MEHAUTE, A. (1985) - "Mesure in Situ de la Résistance Dynamique des Soils" - Proceedings of the Symposium on Penetrability and Driveability of Piles, San Francisco, Vol. 1.
- AOKI, N. e VELLOSO, D.A. (1975) - "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles" - Proceedings of the 5<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. 1.
- AOKI, N. (1986) - "Controle "In situ" da Capacidade de Carga de Estacas Pré-Fabricadas via Replique Elástico" - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - São Paulo.
- ARCHIBALD, W. (1935) - "Engineering Wonders of the World" - E by Archibald Williams - London.

AUTHIER, J. and FELLENIUS, B.H. (1980) - "Quake Values Determined from Dynamic Measurements" - Proc. of the Int. Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

BERINGEN, F.L.; VAN HOOYDONK, W.R. and SCHAAP, L.H.J. (1980) - "Dynamic Pile Testing: An Aid in Analysing Driving Behavior". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

BOWLES, J.E. (1974) - "Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering" - McGraw-Hill Book Company, New York.

BRIAUD, J. L. and TUCKER, L. (1984) - "Piles in Sand: A Method Including Residual Stresses" - Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol. 110, N. 11, November.

BREDENBERG, H. (1980) - "Wave Equation Analysis of a Pile - An Analytical Model" - Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

CHELLIS, R.D. (1944) - "Pile Driving Handbook" - Ed. Pitman, New York.

- CHELLIS, R. D. (1961) - "Pile Foundations" - McGraw-Hill Book Company, New York.
- CHOW, Y. K.; SMITH, J.M. (1984) - "A Numerical Model for the Analysis of Pile Driveability" - Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.
- COYLE, H.M., LOWERY Jr., L.L. and HISCH, T.J. (1977) - "Wave Equation Analysis of Piling Behaviour" - Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Ed. DESAI, C. S. and Christian, J. T., McGraw-Hill Co., pg. 272.
- EBECKEN, N., PRATES DE LIMA, E., LANDAU, L. and COUTINHO, A. (1984) - "Numerical Simulation of Pile Driving by Finite Elements: Some Practical Application on the Brazilian Coast" - Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.
- EDWARDS, T. C., LOWERY Jr., HIRSCH, L. L. (1969) - "Properties of Pile Cushioning Materials" - Journal of the Structural Division, A.S.C.E., ST 7, Vol. 95, pp. 1431.
- FOREHAND, J. and REESE, J.L. (1984) - "Prediction of Pile Capacity of Wave Equation" - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, A.S.C.E., Vol. 90 - SM2.

FRÖES, A. S. (1984) - "Utilização de Instrumentação para Observação do Comportamento de Estacas Cravadas" - Tese de Mestrado, PUC/RJ.

GOBLE, G.G., RAUSCHE, F. and LIKINS, G.E. (1980) - "The Analysis of Pile Driving - A State of the Art", Proc. of the Int. Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

GONIN, H.; COELUS, G. and LEONARD, M.S.M. (1984) - "Theory and Performance of a New Dynamic Method of Pile Testing" - Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

GOMES, R. C. (1986) - "Análise do Comportamento Carga-Recalque e Metodologias de Controle na Implantação de Estacas Cravadas", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

GONGHAROV, B. V., LOPATIN, V. P. and KOZLOVSKY, A. D. (1985) - "Control of Pile Bearing Capacity Based on Pile Driving Data and Static Sounding Results", Proc. of the Symposium on Penetrability and Driveability of Piles, San Francisco, Vol. 1.

HANSEN, B. and DENVER, H. (1980) - "Wave Equation Analysis of a Pile - An Analytical Model" - Proc. of the Int. Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

HOLEYMAN, A. (1985) - "Dynamic Non-Linear Skin Friction of Piles" - Proc. of the Symposium on Penetrability and Driveability of Piles, San Francisco, Vol. 1.

HOUSEL, W. S. (1965) - "Michigan Study of Pile Driving Shammers" - Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, A.S.C.E., Vol. 91, SM5.

HOUSEL, W. S. (1966) - "Pile Load Capacity: Estimates and Test Results" - Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, A.S.C.E., Vol. 92, SH4.

HUSSEIN, M. and GOBLE, G. G. ( ) - "Qualitative Evaluation of Force and Velocity Measurements During Pile Driving".

HVORSLEV, J.M. (1965) - "Subsurface Explorations and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes", New York.

JUMIKIS, A. R. (1971) - "Foundation Engineering", Ed. Intext, Scranton, USA.

KLINGMÖLLER, O. (1984) - "Computational Tools for Dynamic Pile Testing", Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

LAPROVITERA, H. (1988) - "Reavaliação de Método Semi-Empírico de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas a partir de Bancos de Dados", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

LEVACHER, D., and SIEFFERT, J. G. (1984) - "A Finite Difference Method Applied to the Behaviour of Friction Driven Piles", Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

LITHOUKI, S. and POSKITT, T. J. (1980) - "Damping Constant for Pile Driveability", Géotechnique, Vol. 30, N. 1.

LOPES, F. R. (1979) - "The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method", Ph.D. Thesis, University of London.

LOPES, F. R. (1985) - "The Monitor System - COPPE's Pile Driving Analyser", Internal Report, COPPE/UFRJ.

LOPES, F. R. e CABRAL, D. A. (1985) - "Relato de Experiência de Monitoração da Cravação de Estacas" - Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. III.

LOWERY, L. L., HIRSCH, F. J. and SAMSON, C. H. (1967) - "Pile Driving Analysis - Simulation of Hammers, Cushion Piles and Soil", Texas Transportation Inst. Res. Rep., August, 33.9.



Mc.GLELLAND, B. (1972) - Design and Performance of Deep Foundations - Purdue University.

MEUNIER, J. (1984) - "Laws of Soil-Pile Interaction in a Pile Driving Simulation Program", Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

MEYNARD, A. and CORTE, J. F. (1984) - "Experimental Study of Lateral Resistance During Driving" - Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int., Conf. on the Application of Stress-Wave on Piles, Stockholm.

MIDDENDORP, P. and BREDERODE, Van P. J. (1984) - "Skin Friction Models for Sand from Static and Dynamic Laboratory Tests" Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

NAKAO, R. (1981) - "Aplicação da Equação da Onda na Análise do Comportamento de Estacas Cravadas", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

NYAMA, S. (1983) - "Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas, Fundamentos, Instrumentação e Aplicações Práticas", Tese de Mestrado, USP.

OLSON, R.E. and FLAATE, K.S. (1967) - "Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand" Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, A.S.C.E., Vol. 93, SM6.

- ORTIGÃO, J. A. R. ( ) - "A Brief Wave Equation Analysis of Cowden Piles" Building Research Establishment - Internal Report.
- ORTIGÃO, J. A. R. (1983) - "Post Analysis of Driving of Steel Pipe Piles in Clay", Solos e Rochas, Vol. 6, N. 3.
- PHILIPPONANT, G. (1986) - "Método Prático de Cálculo de Estacas Isoladas com Emprego do Penetrômetro Estático" - Tradução ABMS, São Paulo.
- POSKITT, T. J. and WARD, G. ( ) - "Quakes for Pile Driving Calculation in Calcareous Soils", Queen Mary College.
- POSKITT, T. J.; SOLOMON, I. J. and WARD, G. (1984) - "Monitoring Pile Hammer Performance", Queen Mary College, London.
- POSKITT, T. J. and WARD, G. (1984) - "The Effect of Stick-up on Pile Driveability" - Journal Soc. underwater Technology.
- RAMEY, G. E. and JOHNSON Jr. R. C. (1979) - "Relative Accuracy and Modification of Some Dynamic Pile Capacity Predictions Equations", Ground Engineering, Vol. 12, N. 6, September/79, p. 47.
- RANDOLPH, M. (1985) - "Pile Foundations for Offshore Structures" - Notas de Aula 01/85 - COPPE/UFRJ.

RAUSCHE, F., MOSES, F., GOBLE, G. G. (1972) - "Soil Resistance Predictions" - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 98, SM9.

RAUSCHE, F. and GOBLE, G. G. (1978) "Critical Examination of the Wave Equation" - Transportation Research Record, N. 665, p. 209.

RAUSCHE, F., GOBLE, G. G. and LIKINS Jr., G.E. (1985) - "Dynamic Determination of Pile Capacity" - Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E., Vol. 111, N. 3.

SMITH, E. A. L. (1960) - "Pile Driving Analysis by the Wave Equation" - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 86, SM.4.

SOARES, M. M., MATOS, S. F. D. e MELLO, J. R. C. (1984) - "Pile Driveability Studies, Pile Driving Measurements", Proc. of the 2<sup>nd</sup> International Conf. on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

TADA, H., OHSHIMA, K., KAMINAGA, K., UEKI, Y. and FUKUWAKA, M. (1985) - "New Dynamic Formula Applied to Hydraulic Pile Hammer" - Proceedings of the Symp. on Penetrability and Driveability of Piles, San Francisco, Vol. 1.

TAVENAS, F. and AUDY, R. (1972) - "Limitations of the Driving Formulas for Predicting the Bearing Capacities of Piles in Sand" - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, N. 1, p. 47.

THOMPSON, C. D. and DEVATA, M. (1980) - "Evaluation of Ultimate Bearing Capacity of Different Piles by Wave Equation Analysis" - Proc. of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M.; HASHIZUME, T.; OSHIMA, I.; SAKAI, Y.; WATANABE, M.; SATO, S.; NAITO, S.; KUMAMOTO, K.; EYA, S. (1985) - "Dynamic Bearing Capacity, Wave Theory, Pile Driving Control" - Proceedings of the Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. 1.

VAN KOTEN, H.; MIDDENDORP, P. and VAN BREDERODE, P. (1980) - "Stress Wave Theory and Energy Dissipation" - Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

VAN WHEELER Jr., A. F. and KAY, S. (1984) - "Analytical Results with Numerical Programs" - Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

VERRUIJT, A. (1984) - "Numerical Verification of Dynamic Pile Testing Analysis" - Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

YOKOYAMA, Y. and KUSAKABE, O. (1985) - "General Report on Pile Driving in Japan", Proceedings of the Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco.

WOLTERS, H. and ERAS, R. (1984) - "Experiences in Calculating and Measuring fast Dynamic Phenomena for the Development of a New Type of Pile Driving Hammer" - Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.

## APENDICE I

### PROGRAMA ADKI-VELLOSO

#### DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : ANIL  
 TIPO DE ESTACA : SCAC D26cm  
 PERIMETRO (m) : 0.879  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.062  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.032  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 26000000  
 FATOR F1 : 1.75  
 FATOR F2 : 3.50

#### DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP12

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 2.50	ARGILA ARENOSA	35	2.4
2	2.50 a 3.30	AREIA ARGILOSA	60	3
3	3.30 a 4.40	AREIA	100	1.4
4	4.40 a 7.80	ARGILA ARENOSA	35	2.4
5	7.80 a 10.00	ARGILA SILTO ARENOSA	33	3
6	10.00 a 12.00	SILTE ARENOSO	55	2.2

#### CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. (m)	SPT	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	3	0.3	3.7	4.0	0.0	0.0	0.0
2	8	1.5	9.8	11.3	0.0	0.2	0.3
3	3	3.3	6.3	9.6	0.1	0.2	0.3
4	3	4.4	10.5	15.0	0.1	0.5	0.6
5	5	5.5	6.2	11.7	0.2	0.4	0.5
6	8	6.9	9.8	16.7	0.2	0.7	0.9
7	10	8.8	12.3	21.1	0.4	1.0	1.4
8	13	11.3	15.1	26.4	0.6	1.4	2.0
9	30	16.6	34.8	51.4	1.1	3.8	4.9
10	31	24.2	36.0	60.2	1.9	4.3	6.2
11	50	36.5	96.6	133.2	3.4	12.8	16.2
12	50	51.7	96.6	148.4	5.4	13.9	19.3

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO MODIFICADO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : ANIL  
 TIPO DE ESTACA : SCAC  
 PERIMETRO (m) : 0.879  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.062  
 AREA DA SECAD TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.032  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 26000000  
 FATOR F1 : 1.90  
 FATOR F2 : 1.40

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAGEM : SP12

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 2.50	ARGILA ARENOSA	48	4
2	2.50 a 3.30	AREIA ARGILOSA	53	3
3	3.30 a 4.40	AREIA	60	1.4
4	4.40 a 7.80	ARGILA ARENOSA	48	4
5	7.80 a 10.00	ARGILA SILTO ARENOSA	30	5
6	10.00 a 12.00	SILTE ARENOSO	48	3

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)	
1	3	1.8	4.7	6.5	0.0	0.1	0.1
2	8	8.4	12.5	21.0	0.1	0.3	0.4
3	3	14.5	5.2	19.7	0.2	0.2	0.4
4	3	16.5	5.9	22.4	0.3	0.3	0.6
5	5	20.2	7.8	28.1	0.5	0.5	0.9
6	8	28.1	12.5	40.6	0.9	0.9	1.9
7	10	38.9	15.7	54.6	1.7	1.3	3.0
8	13	52.2	12.7	64.9	2.8	1.2	4.1
9	30	72.4	29.4	101.8	4.8	3.2	8.0
10	31	101.2	30.3	131.5	7.9	3.6	11.5
11	50	137.8	78.3	216.1	12.3	10.4	22.7
12	50	183.0	78.3	261.3	18.3	11.3	29.6

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 150 RESINA  
 TIPO DE ESTACA : POE D455mm  
 PERIMETRO (m) : 1.350  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.141  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.098  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.75  
 FATOR F2 : 3.50

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP 21

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 0.80	ARGILA ARENOSA	35	2.4
2	0.80 a 3.00	ARGILA SILTOSA	22	4
3	3.00 a 13.90	ARGILA	20	6
4	13.90 a 25.00	AREIA	100	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)	
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
3	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
7	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
8	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
9	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
10	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
12	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
13	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
14	19	4.5	153.1	157.6	0.2	7.8	8.0
15	23	15.8	185.3	201.1	0.8	10.1	10.9
16	16	26.3	128.9	155.3	1.4	7.5	8.9
17	12	33.9	96.7	130.6	1.8	6.0	7.8
18	20	42.5	161.1	203.7	2.3	10.6	12.9
19	22	53.9	177.3	231.1	3.1	12.3	15.4
20	15	63.9	120.9	184.7	3.8	8.8	12.6
21	3	68.7	24.2	92.9	4.1	1.8	6.0
22	23	75.8	185.3	261.1	4.7	14.9	19.5
23	21	87.6	169.2	256.8	5.6	14.2	19.8
24	24	99.8	193.4	293.2	6.6	16.9	23.6
25	32	114.9	257.8	372.7	8.0	23.5	31.5



## PROGRAMA AOKI-VELLOSO MODIFICADO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 150 RESINA  
 TIPO DE ESTACA : POE D455mm  
 PERIMETRO (m) : 1.350  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.141  
 AREA DA SECAD TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.098  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 28000000  
 FATOR F1 : 1.90  
 FATOR F2 : 1.40

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAGEM : SP21

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K (tf/m <sup>2</sup> )	alfa (%)
1	0.00 a 0.80	ARGILA ARENOSA	48	4
2	0.80 a 3.00	ARGILA SILTOSA	25	5.5
3	3.00 a 13.90	ARGILA	25	6
4	13.90 a 25.00	AREIA	60	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)	
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
3	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
7	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
8	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
9	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
10	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
12	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
13	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
14	19	13.1	84.6	97.7	0.6	4.3	4.9
15	23	30.1	102.4	132.6	1.5	5.6	7.1
16	16	45.9	71.2	117.2	2.4	4.2	6.5
17	12	57.3	53.4	110.7	3.0	3.3	6.3
18	20	70.2	89.1	159.3	3.8	5.8	9.7
19	22	87.3	98.0	185.2	4.9	6.8	11.7
20	15	102.2	66.8	169.0	6.0	4.9	10.8
21	3	109.5	13.4	122.9	6.5	1.0	7.5
22	23	120.1	102.4	222.5	7.3	8.2	15.5
23	21	137.9	93.5	231.4	8.7	7.8	16.6
24	24	156.1	106.9	263.0	10.3	9.3	19.6
25	32	178.8	142.5	321.3	12.2	13.0	25.2

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 37 NITROCDLA  
 TIPO DE ESTACA : POE D455mm  
 PERIMETRO (m) : 1.350  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.141  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.098  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.75  
 FATOR F2 : 3.50

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAGEM : SP 23

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K (tf/m <sup>2</sup> )	alfa (%)
1	0.00 a 2.80	AREIA	100	1.4
2	2.80 a 12.70	ARGILA	20	6
3	12.70 a 21.00	AREIA	100	1.4
4	21.00 a 27.00	AREIA SILTOSA	80	2
5	27.00 a 27.00	AREIA SILTOSA	80	2

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. (m)	SPT	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	6	1.6	48.3	50.0	0.0	0.2	0.2
2	6	4.9	48.3	53.2	0.0	0.4	0.4
3	6	8.0	9.7	17.7	0.0	0.1	0.1
4	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
5	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
6	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
7	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
8	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
9	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
10	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
11	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
12	0	9.4	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
13	14	12.8	112.8	125.6	0.2	5.3	5.5
14	20	22.0	161.1	183.1	0.6	8.2	8.9
15	17	32.0	137.0	168.9	1.1	7.5	8.6
16	19	41.7	153.1	194.8	1.7	8.9	10.6
17	16	51.1	128.9	180.1	2.2	8.0	10.2
18	14	59.2	112.8	172.0	2.7	7.4	10.1
19	15	67.1	120.9	187.9	3.2	8.4	11.6
20	25	77.9	201.4	279.3	4.0	14.7	18.7
21	23	90.8	185.3	276.1	4.9	14.2	19.1
22	25	105.6	161.1	266.8	6.1	12.9	19.0
23	30	122.6	193.4	316.0	7.4	16.2	23.6
24	31	141.4	199.8	341.3	9.0	17.5	26.5
25	32	160.9	206.3	367.1	10.7	18.8	29.5
26	31	180.3	199.8	380.1	12.5	18.9	31.4
27	32	199.8	206.3	406.0	14.3	20.3	34.6

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO MODIFICADO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 37 NITROCOLA  
 TIPO DE ESTACA : POE D455mm  
 PERIMETRO (m) : 1.350  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.141  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.098  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.90  
 FATOR F2 : 1.40

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP 23

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 2.80	AREIA	60	1.4
2	2.80 a 12.70	ARGILA	25	6
3	12.70 a 21.00	AREIA	60	1.4
4	21.00 a 27.00	AREIA SILTOSA	53	1.9

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)	
1	6	2.4	26.7	29.1	0.0	0.1	0.1
2	6	7.3	26.7	34.0	0.0	0.2	0.2
3	6	12.9	11.1	24.0	0.1	0.1	0.2
4	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
5	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
6	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
7	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
8	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
9	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
10	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
11	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
12	0	17.3	0.0	17.3	0.1	0.0	0.1
13	14	26.0	62.3	88.4	0.5	3.0	3.4
14	20	39.8	89.1	128.9	1.1	4.5	5.7
15	17	54.8	75.7	130.5	1.9	4.1	6.0
16	19	69.4	84.6	154.0	2.7	4.9	7.6
17	16	83.6	71.2	154.8	3.5	4.4	7.9
18	14	95.7	62.3	158.0	4.3	4.1	8.4
19	15	107.4	66.8	174.2	5.1	4.6	9.7
20	25	123.6	111.3	235.0	6.2	8.1	14.3
21	23	143.1	102.4	245.5	7.6	7.8	15.4
22	25	166.4	98.3	264.7	9.4	7.9	17.3
23	30	193.1	118.0	311.1	11.5	9.9	21.4
24	31	222.7	121.9	344.6	14.0	10.7	24.7
25	32	253.3	125.9	379.2	16.7	11.5	28.1
26	31	283.9	121.9	405.8	19.5	11.6	31.0
27	32	314.5	125.9	440.3	22.4	12.4	34.7

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 56  
 TIPO DE ESTACA : POE D281mm  
 PERIMETRO (m) : 0.880  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.056  
 AREA DA SECAD TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.056  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.75  
 FATOR F2 : 3.50

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP 21

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 0.80	ARGILA ARENOSA	35	2.4
2	0.80 a 3.00	ARGILA SILTOSA	22	4
3	3.00 a 13.90	ARGILA	20	6
4	13.90 a 25.00	AREIA	100	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	19	2.9	60.8	63.7	0.2	5.4
15	23	10.3	73.6	83.9	0.9	7.0
16	16	17.2	51.2	68.4	1.6	5.2
17	32	25.6	102.4	128.0	2.4	11.1
18	20	34.8	64.0	98.8	3.4	7.3
19	22	42.2	70.4	112.6	4.3	8.5
20	15	48.7	48.0	96.7	5.1	6.1
21	3	51.8	9.6	61.4	5.5	1.3
22	23	56.4	73.6	130.0	6.1	10.3
23	21	64.2	67.2	131.4	7.2	9.9
24	24	72.1	76.8	148.9	8.3	11.8
25	32	81.9	102.4	184.3	9.8	16.3

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO MODIFICADO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 56 TANQUES  
 TIPO DE ESTACA : POE D281mm  
 PERIMETRO (m) : 0.880  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.056  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.056  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.90  
 FATOR F2 : 1.40

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP 21

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 0.80	ARGILA ARENOSA	48	4
2	0.80 a 3.00	ARGILA SILTOSA	25	5.5
3	3.00 a 13.90	ARGILA	25	6
4	13.90 a 25.00	AREIA	60	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	19	8.6	33.6	42.2	0.7	3.0
15	23	19.7	40.7	60.3	1.7	3.9
16	16	29.9	28.3	58.2	2.7	2.9
17	32	42.6	56.6	99.2	4.0	6.1
18	20	56.3	35.4	91.7	5.5	4.1
19	22	67.4	38.9	106.3	6.7	4.7
20	15	77.2	26.5	103.7	7.9	3.4
21	3	82.0	5.3	87.3	8.5	0.7
22	23	88.8	40.7	129.5	9.4	5.7
23	21	100.4	37.1	137.6	11.1	5.4
24	24	112.3	42.4	154.8	12.8	6.5
25	32	127.1	56.6	183.7	15.1	9.0

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 91 UTILIDADES  
 TIPO DE ESTACA : POE D357mm  
 PERIMETRO (m) : 1.060  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.090  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.075  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 28000000  
 FATOR F1 : 1.75  
 FATOR F2 : 3.50

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SF 22

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 0.80	ARGILA ARENOSA	35	2.4
2	0.80 a 3.00	AREIA	100	1.4
3	3.00 a 12.00	ARGILA SILTOSA	22	4
4	12.00 a 21.00	AREIA	100	1.4
5	21.00 a 24.00	ARGILA	20	6
6	24.00 a 28.00	AREIA SILTOSA	80	2

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	5	1.1	25.7	26.8	0.0	0.2
3	5	3.2	25.7	28.9	0.0	0.4
4	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
5	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
6	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
7	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
8	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
9	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
10	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
11	0	3.8	0.0	3.8	0.0	0.0
12	8	4.9	9.1	14.0	0.1	0.5
13	2	7.0	10.3	17.3	0.2	0.6
14	16	10.8	82.3	93.1	0.4	5.5
15	17	17.8	87.4	105.3	0.9	6.2
16	18	25.3	92.6	117.8	1.4	7.1
17	15	32.3	77.1	109.4	2.0	6.2
18	15	38.6	77.1	115.8	2.5	6.6
19	19	45.8	97.7	143.5	3.1	8.8
20	22	54.5	113.1	167.7	3.9	10.8
21	24	64.3	123.4	187.7	4.8	12.3
22	1	68.8	1.0	69.8	5.3	0.1
23	16	71.9	16.5	88.4	5.6	1.8
24	39	81.9	40.1	122.0	6.7	4.6
25	32	99.1	131.7	230.8	8.7	15.7
26	34	115.1	139.9	255.0	10.6	17.3
27	33	131.3	135.8	267.1	12.6	17.5
28	42	149.5	172.8	322.3	14.9	23.0

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO MODIFICADO.

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 91 UTILIDADES  
 TIPO DE ESTACA : POE D357mm  
 PERIMETRO (m) : 1.060  
 AREA DA PONTA (m2) : 0.090  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m2) : 0.075  
 MODULO DE YOUNG (tf/m2) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.90  
 FATOR F2 : 1.40

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAGEM : SP 22

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m2)	alfa(%)
1	0.00 a 0.80	ARGILA ARENOSA	48	4
2	0.80 a 3.00	AREIA	60	1.4
3	3.00 a 12.00	ARGILA SILTOSA	25	5.5
4	12.00 a 21.00	AREIA	60	1.4
5	21.00 a 24.00	ARGILA	25	6
6	24.00 a 28.00	AREIA SILTOSA	53	1.9

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	5	1.6	14.2	15.8	0.0	0.1
3	5	4.8	14.2	19.0	0.0	0.2
4	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
5	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
6	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
7	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
8	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
9	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
10	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
11	0	7.4	0.0	7.4	0.1	0.0
12	8	11.5	9.5	21.0	0.3	0.5
13	2	14.7	5.7	20.4	0.5	0.4
14	16	20.4	45.5	65.9	0.8	3.0
15	17	30.9	48.3	79.3	1.5	3.5
16	18	42.1	51.2	93.2	2.3	3.9
17	15	52.6	42.6	95.2	3.1	3.5
18	15	62.1	42.6	104.7	3.9	3.7
19	19	72.9	54.0	126.9	4.8	4.9
20	22	85.9	62.5	148.5	6.0	6.0
21	24	100.6	68.2	168.8	7.4	6.8
22	1	114.8	1.2	116.0	8.8	0.1
23	16	124.4	18.9	143.4	9.8	2.1
24	39	155.7	46.2	201.8	13.2	5.3
25	32	182.7	80.3	263.1	16.3	9.6
26	34	207.9	85.4	293.2	19.3	10.6
27	33	233.4	82.8	316.3	22.5	10.7
28	42	262.0	105.4	367.5	26.2	14.1

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 09  
 TIPO DE ESTACA : POE D357mm  
 PERIMETRO (m) : 1.060  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.090  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.075  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.75  
 FATOR F2 : 3.50

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP 16

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 3.00	ARGILA SILTOSA	22	4
2	3.00 a 11.00	ARGILA	20	6
3	11.00 a 29.00	AREIA	100	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)	
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	4	0.5	4.5	5.1	0.0	0.0	
3	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
4	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
5	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
6	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
7	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
8	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
9	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
10	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
11	0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.0	
12	31	7.6	159.4	167.1	0.4	9.1	9.5
13	15	17.4	77.1	94.5	0.9	4.8	5.7
14	11	22.9	56.6	79.5	1.3	3.8	5.0
15	21	29.7	108.0	137.7	1.7	7.7	9.4
16	9	36.0	46.3	82.3	2.2	3.5	5.7
17	11	40.3	56.6	96.9	2.5	4.6	7.1
18	17	46.2	87.4	133.7	3.0	7.5	10.5
19	15	53.0	77.1	130.1	3.5	7.0	10.5
20	18	60.0	92.6	152.6	4.2	8.8	13.0
21	21	68.3	108.0	176.3	5.0	10.8	15.8
22	17	76.3	87.4	163.8	5.8	9.2	14.9
23	21	84.4	108.0	192.4	6.6	11.8	18.4
24	24	93.9	123.4	217.4	7.7	14.1	21.8
25	38	107.1	195.4	302.5	9.2	23.3	32.4
26	37	123.0	190.3	313.3	11.1	23.6	34.6
27	16	134.2	82.3	216.5	12.4	10.6	23.0
28	34	144.8	174.9	319.7	13.8	23.3	37.1
29	37	159.9	190.3	350.1	15.8	26.3	42.1



## PROGRAMA AOKI-VELLOSO MODIFICADO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : E 09 RESERVATORIO  
 TIPO DE ESTACA : POE D357mm  
 PERIMETRO (m) : 1.060  
 AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.090  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.075  
 MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.90  
 FATOR F2 : 1.40

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP 16

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 3.00	ARGILA SILTOSA	25	5.5
2	3.00 a 11.00	ARGILA	25	6
3	11.00 a 29.00	AREIA	60	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	4	2.1	4.7	6.8	0.0	0.1
3	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
4	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
5	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
6	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
7	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
8	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
9	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
10	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
11	0	4.2	0.0	4.2	0.0	0.0
12	31	14.0	88.1	102.1	0.5	5.6
13	15	28.7	42.6	71.3	1.4	4.0
14	11	36.9	31.3	68.2	1.9	4.0
15	21	47.1	59.7	106.8	2.6	6.9
16	9	56.6	25.6	82.2	3.3	5.2
17	11	63.0	31.3	94.3	3.8	6.3
18	17	71.9	48.3	120.2	4.5	8.6
19	15	82.1	42.6	124.7	5.4	9.2
20	18	92.6	51.2	143.7	6.3	11.2
21	21	105.0	59.7	164.7	7.5	13.5
22	17	117.1	48.3	165.4	8.7	13.8
23	21	129.1	59.7	188.8	10.0	16.6
24	24	143.4	68.2	211.7	11.6	19.4
25	38	163.2	108.0	271.2	13.8	26.8
26	37	187.0	105.2	292.2	16.7	29.8
27	16	203.9	45.5	249.3	18.8	24.7
28	34	219.8	96.6	316.4	20.8	33.8
29	37	242.3	105.2	347.5	23.9	38.5

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : ESTACAO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

TIPO DE ESTACA : PRE-MOLDADA

PERIMETRO (m) : 0.840

AREA DA PONTA (m<sup>2</sup>) : 0.056AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m<sup>2</sup>) : 0.056MODULO DE YOUNG (tf/m<sup>2</sup>) : 25000000

FATOR F1 : 1.75

FATOR F2 : 3.50

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : SP 6

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m <sup>2</sup> )	alfa(%)
1	0.00 a 12.60	ARGILA SILTOSA	22	4
2	12.60 a 26.45	AREIA	100	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3	0.3	2.1	2.4	0.0	0.0
3	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
4	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
5	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
6	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
7	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
8	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
9	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
10	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
11	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
12	0	0.6	0.0	0.6	0.0	0.0
13	21	3.4	67.2	70.6	0.2	6.2
14	21	10.4	67.2	77.6	0.9	6.7
15	20	17.3	64.0	81.3	1.6	6.9
16	22	24.4	70.4	94.8	2.3	8.0
17	13	30.3	41.6	71.9	3.0	5.1
18	10	34.1	32.0	66.1	3.5	4.1
19	14	38.2	44.8	83.0	4.0	6.1
20	22	44.2	70.4	114.6	4.8	10.1
21	27	52.4	86.4	138.8	6.0	13.0
22	33	62.5	105.6	168.1	7.5	16.6
23	32	73.4	102.4	175.8	9.2	16.8
24	34	84.5	108.8	193.3	11.0	18.7
25	31	95.4	99.2	194.6	12.9	17.7
26	33	106.2	105.6	211.8	14.8	19.6

## PROGRAMA AOKI-VELLOSO MODIFICADO

## DADOS DA ESTACA :

REF. DA ESTACA : ESTACAO DE TRATAMENTO DE ESGOTO  
 TIPO DE ESTACA : SP 06  
 PERIMETRO (m) : 0.840  
 AREA DA PONTA (m2) : 0.056  
 AREA DA SECAO TRANSV. DO FUSTE (m2) : 0.056  
 MODULO DE YOUNG (tf/m2) : 2800000  
 FATOR F1 : 1.90  
 FATOR F2 : 1.40

## DADOS DO TERRENO :

REF. DA SONDAAGEM : PRE MOLDADA

CAM.	PROF. (m)	CLASSIFICACAO	K(tf/m2)	alfa(%)
1	0.00 a 12.60	ARGILA SILTOSA	25	5.5
2	12.60 a 26.45	AREIA	60	1.4

## CAPACIDADE DE CARGA :

PROFUND. SPT (m)	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3	1.2	2.2	3.4	0.0	0.0
3	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
4	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
5	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
6	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
7	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
8	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
9	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
10	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
11	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
12	0	2.5	0.0	2.5	0.0	0.0
13	21	9.8	37.1	46.9	0.6	3.1
14	21	20.4	37.1	57.5	1.5	3.3
15	20	30.7	35.4	66.1	2.4	3.4
16	22	41.3	38.9	80.2	3.4	4.0
17	13	50.1	23.0	73.1	4.3	2.5
18	10	55.9	17.7	73.6	4.9	2.0
19	14	62.0	24.8	86.7	5.6	3.0
20	22	71.0	38.9	109.9	6.7	5.0
21	27	83.4	47.7	131.1	8.3	6.4
22	33	98.5	58.4	156.9	10.3	8.2
23	32	114.9	56.6	171.5	12.6	8.3
24	34	131.5	60.1	191.6	15.1	9.2
25	31	147.9	54.8	202.7	17.6	8.7
26	32	163.8	56.6	220.4	20.1	9.4

## APENDICE II

### PROGRAMA VAN DER VEEN

#### DADOS GERAIS :

REF. DA OBRA : CORTUME CARIOCA  
 REF. DA ESTACA : E150 RESINA  
 TIPO DE ESTACA : PRE-MOLDADA  
 TIPO DE SECAO TRANSVERSAL : POE D455mm  
 COMPRIMENTO TOTAL : 24.00  
 COMPRIMENTO EM SOLO : 21.70  
 DATA DE INSTALACAO :  
 DATA DA PROVA : 24-02-87

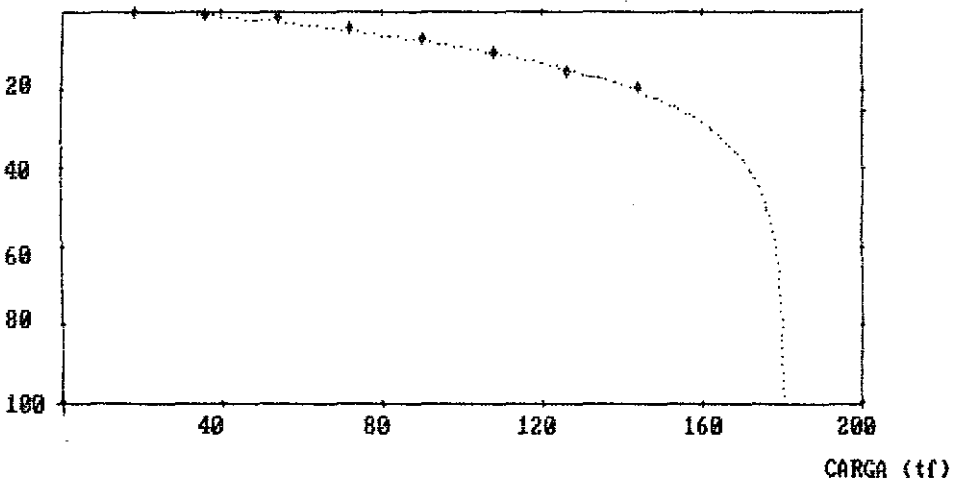
#### CARGAS E RECALQUES MEDIDOS :

Q (tf)	W (mm)
18.0	0.00
36.0	0.80
54.0	1.40
72.0	4.70
90.0	7.00
108.0	10.60
126.0	15.00
144.0	19.60

#### RESULTADOS :

$Q_{ult} = 180.4212$   
 $A = 0.0713$   
 $B = 0.1722$

#### RECALQUE (mm)



## PROGRAMA VAN DER VEEN

## DADOS GERAIS :

REF. DA OBRA : CORTUME CARIOCA  
 REF. DA ESTACA : NITROCOLA E37  
 TIPO DE ESTACA : PRE-MOLDADA  
 TIPO DE SECAO TRANSVERSAL : FOE D455mm  
 COMPRIMENTO TOTAL : 24.00  
 COMPRIMENTO EM SOLO : 22.60  
 DATA DE INSTALACAO : 27-03-87  
 DATA DA PROVA : 31-05-87

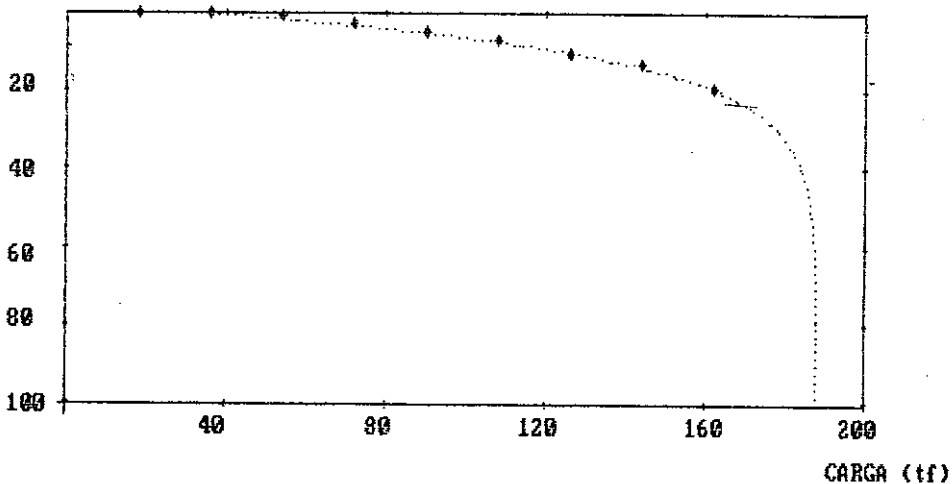
## CARGAS E RECALQUES MEDIDOS :

Q(tf)	W(mm)
18.0	0.20
36.0	0.40
54.0	0.80
72.0	2.80
90.0	5.00
108.0	7.40
126.0	10.80
144.0	13.40
162.0	19.20

## RESULTADOS :

Q ult = 188.1008  
 A = 0.0928  
 B = 0.1778

RECALQUE (mm)



## PROGRAMA VAN DER VEEN

## DADOS GERAIS :

REF. DA OBRA : CORTUME CARIOCA  
 REF. DA ESTACA : E91 UTILIDADES  
 TIPO DE ESTACA : PRE-MOLDADA  
 TIPO DE SECAO TRANSVERSAL : POE 357mm  
 COMPRIMENTO TOTAL : 24.00  
 COMPRIMENTO EM SOLO : 23.55  
 DATA DE INSTALACAO : 28-01-87  
 DATA DA PROVA : 21-03-87

## CARGAS E RECALQUES MEDIDOS :

Q(tf)	W(mm)
12.0	0.25
24.0	0.63
36.0	1.39
48.0	3.18
60.0	4.53
72.0	7.08
84.0	11.79
96.0	17.61
108.0	25.12

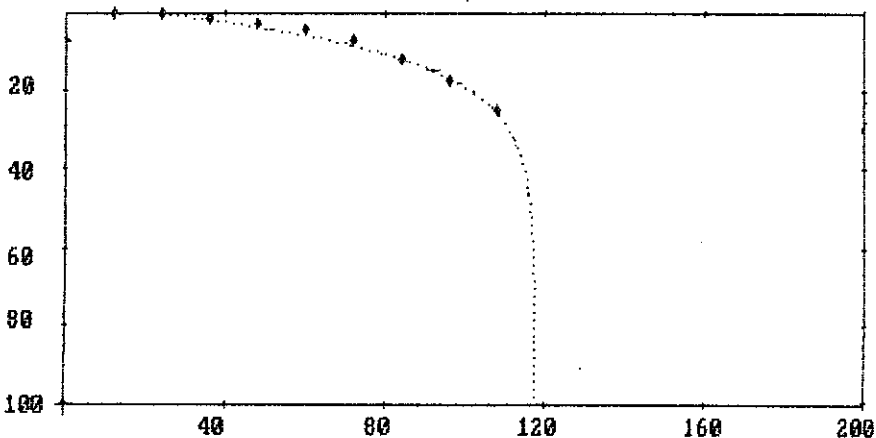
## RESULTADOS :

Q ult = 117.6130

A = 0.0899

B = 0.2104

RECALQUE (mm)



CARGA (tf)

## PROGRAMA VAN DER VEEN

## DADOS GERAIS :

REF. DA OBRA : CORTUME CARIOCA  
 REF. DA ESTACA : E56 PARQUE DE TANQUE  
 TIPO DE ESTACA : PRE-MOLDADA  
 TIPO DE SECAO TRANSVERSAL : POE D281mm  
 COMPRIMENTO TOTAL : 24.00  
 COMPRIMENTO EM SOLO : 24.00  
 DATA DE INSTALACAO : 09-1-87  
 DATA DA PROVA : 6-2-87

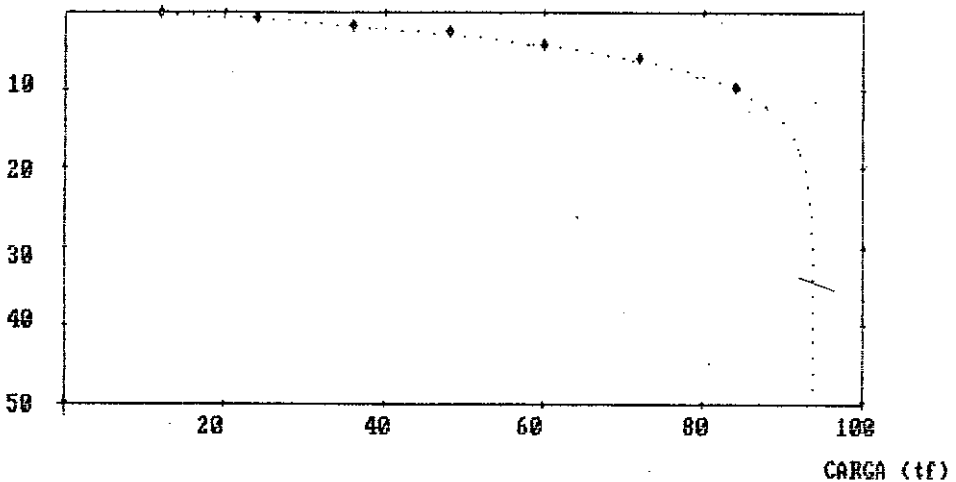
## CARGAS E RECALQUES MEDIDOS :

Q (tf)	W (mm)
12.0	0.30
24.0	0.80
36.0	1.80
48.0	2.70
60.0	4.30
72.0	6.10
84.0	9.70

## RESULTADOS :

$Q_{ult} = 93.8374$   
 $A = 0.2214$   
 $B = 0.0925$

RECALQUE (mm)



## PROGRAMA VAN DER VEEN

## DADOS GERAIS :

REF. DA OBRA : CORTUME CARIOCA  
 REF. DA ESTACA : E 09 RESERVATORIO  
 TIPO DE ESTACA : PRE-MOLDADA  
 TIPO DE SECAO TRANSVERSAL : POE D357mm  
 COMPRIMENTO TOTAL : 24.00  
 COMPRIMENTO EM SOLO : 22.00  
 DATA DE INSTALACAO : 11-04-87  
 DATA DA PROVA : 26-04-87

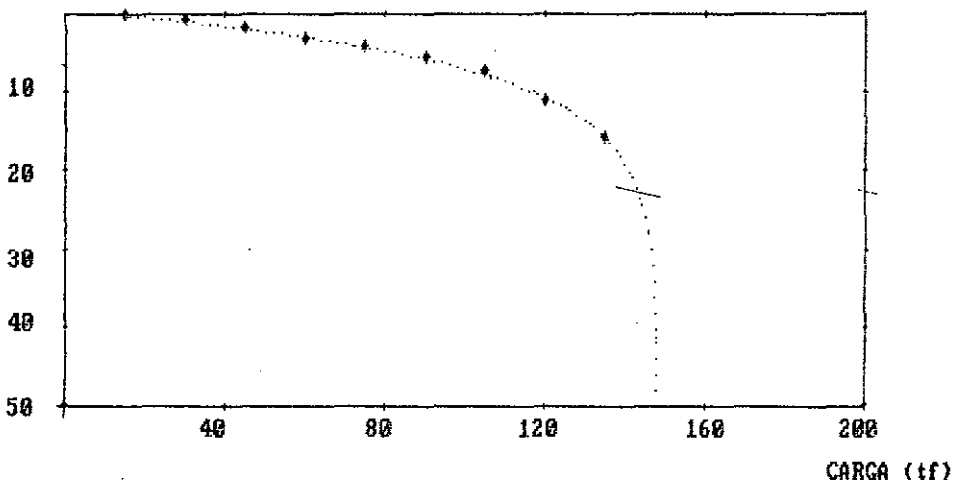
## CARGAS E RECALQUES MEDIDOS :

Q (tf)	W (mm)
15.0	0.23
30.0	0.92
45.0	1.95
60.0	3.14
75.0	4.24
90.0	5.64
105.0	7.48
120.0	10.97
135.0	15.68

## RESULTADOS :

$Q_{ult} = 148.3123$   
 $A = 0.1480$   
 $B = 0.0788$

## RECALQUE (mm)





## APENDICE III

### FÓRMULAS DINÂMICAS

#### A.III.1 - OBRA DA ANTÁRTICA

- Martelo:  $W = 18 \text{ kN}$
- Área de seção transversal da estaca:  $A = 0,038 \text{ m}^2$
- Peso da estaca:  $W = 10,74 \text{ kN}$
- Módulo de Elasticidade:  $E = 26.000 \text{ MN/m}^2$
- Carga admissível:  $Q_{ADM} = 400 \text{ kN}$
- Eficiência do martelo:  $ef = 0,8$
- altura de queda:  $h = 1,0 \text{ m}$
- Comprimento da estaca:  $L = 11,30 \text{ m}$
- Compressões elásticas:  $\Sigma C = 1,8 \text{ cm}$ :  
 $C_1 = 0,5 \text{ cm}; C_2 = 0,85 \text{ cm}; C_3 = 0,25 \text{ cm}$
- Coeficiente de restituição ao choque:  $e = 0,1$

#### a) Fórmula dos Dinamarqueses

$$R = 400 \times 2 = \frac{0,8 \times 1,0 \times 18}{S + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2,08 \times 28 \times 1,0 \times 11,3}{0,038 \times 26.000.000}}} =$$

$$= S = 0,92 \text{ cm/golpe}$$

#### b) Fórmula dos Suecos

$$R = 400 \times 3 = \frac{0,8 \times 18 \times 1,0}{S + 0,5 \times 1,6 \times 10^2} \left( 1 - 0,1 \times \frac{18}{10,74} \right)$$

$$S = 0,12 \text{ cm/g}$$

## c) Fórmula de Hiley

$$R = 400 \times 3 = \frac{18 \times 0,8 \times 1,0}{S + 0,5 \times 1,6 \times 10} \left( \frac{18 + 0,1 \times 10,74}{18 + 10,74} \right)^2$$

$$S = 0$$

## d) Fórmula dos Holandeses

$$R = 400 \times 10 = \frac{18^2 \times 1,0}{S (18 + 10,74)}, \quad S = 0,28 \text{ cm/g}$$

## e) Fórmula de Brix

$$R = 400 \times 5 = \frac{18^2 \times 10,74 \times 1,0}{(18 + 10,74)^2 S}, \quad S = 0,21 \text{ cm/g}$$

## A.III.2 - OBRA DO CORTUME

- Módulo de Elasticidade:  $E = 25.000 \text{ MN/m}^2$
- Eficiência do martelo:  $ef = 0,8$
- Compressões elásticas:  $\Sigma C = 2,52 \text{ cm}$
- $C_1 = 0,64 \text{ cm}; \quad C_2 = 1,63 \text{ cm}; \quad C_3 = 0,25 \text{ cm}$
- Coeficiente de restituição ao choque:  $e^2 = 0,1$

## - Estacas de diâmetro 201mm

- Martelos:  $W = 25 \text{ KN}$  e  $30 \text{ KN}$

- Área da seção transversal da estaca:  $A=0,056 \text{ m}^2$
- Peso da estaca:  $W = 33,61 \text{ KN}$
- Comprimento da estaca:  $L = 24\text{m}$
- Carga admissível:  $Q_{ADM} = 800 \text{ KN}$

**- Estacas de diâmetro 357mm**

- Martelos:  $W = 30 \text{ KN}$
- Área da seção transversal da estaca:  $A=0,075 \text{ m}^2$
- Peso da estaca:  $W = 44,76 \text{ KN}$
- Comprimento da estaca:  $L = 24\text{m}$
- Carga admissível:  $Q_{ADM} = 750 \text{ KN}$

**- Estacas de 455mm**

- Martelo:  $W = 50 \text{ KN}$
- Área da seção transversal da estaca:  $A=0,098 \text{ m}^2$
- Peso da estaca:  $W = 58,68 \text{ KN}$
- Comprimento da estaca:  $L = 24\text{m}$
- Carga admissível:  $Q_{ADM} = 1.000 \text{ KN}$

**b) Fórmula dos Dinamarqueses**

**- Estacas de 281mm**

$$W = 25 \text{ KN}$$

$$600 \times 2 = \frac{0,8 \times 25 \times 1,0}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \times 0,8 \times 25 \times 1,0 \times 24}{0,56 \times 25.000.000}}}$$

$$s = 0,37 \text{ cm/g}$$

$$W = 30 \text{ KN}$$

$$600 \times 2 = \frac{0,8 \times 30 \times 1,0}{S + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \times 0,8 \times 30 \times 1,0 \times 24}{0,058 \times 25.000.000}}}$$

$$S = 0,6 \text{ cm/g}$$

- Estacas de 357mm

$$750 \times 2 = \frac{0,8 \times 30 \times 1,0}{S + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \times 0,8 \times 30 \times 1,0 \times 24}{0,075 \times 25.000.000}}}$$

$$S = 0,36 \text{ cm/g}$$

- Estacas de 455mm

$$1000 \times 2 = \frac{0,8 \times 50 \times 1,0}{S + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \times 0,8 \times 50 \times 1,0 \times 24}{0,098 \times 25.000.000}}}$$

$$S = 0,6 \text{ cm/g}$$

b) Fórmula dos Suecos

- Estacas de 281mm

$$W = 25 \text{ KN}$$

$$600 \times 3 = \frac{0,8 \times 25 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2} \left( 1 - 0,1 \frac{25}{33,61} \right)}$$

$$S = 0$$

$$W = 30 \text{ KN}$$

$$600 \times 3 = \frac{0,8 \times 30 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2}} \left( 1 - 0,1 \frac{30}{33,61} \right)$$

$$S = 0$$

- Estacas de 357mm

$$750 \times 3 = \frac{0,8 \times 30 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2}} \left( 1 - 0,1 \frac{30}{44,76} \right)$$

$$S = 0$$

- Estacas de 455mm

$$1000 \times 3 = \frac{0,8 \times 50 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2}} \left( 1 - 0,1 \frac{50}{58,68} \right)$$

$$S = 0$$

c) Fórmula de Niley

- Estacas de 281mm

$$W = 25 \text{ KN}$$

$$600 \times 3 = \frac{25 \times 0,8 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2}} \left( \frac{25 + 0,1 \times 33,61}{25 + 33,61} \right)$$

$$S = 0$$

$$W = 30 \text{ KN}$$

$$600 \times 3 = \frac{30 \times 0,8 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2}} \left( \frac{30 + 0,1 \times 33,61}{30 + 33,61} \right)$$

$$S = 0$$

- Estacas de 357mm

$$750 \times 3 = \frac{30 \times 0,8 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2}} = \left( \frac{30 + 0,1 \times 44,76}{30 + 44,76} \right)$$

$$S = 0$$

- Estacas de 455mm

$$1000 \times 3 = \frac{50 \times 0,8 \times 1,0}{S + 0,5 \times 2,52 \times 10^{-2}} = \left( \frac{50 + 0,1 \times 58,68}{50 + 58,68} \right)$$

$$S = 0$$

d) Fórmula dos Holandeses

- Estacas de 291mm

$$W = 25 \text{ KN}$$

$$600 \times 10 = \frac{25^2 \times 1,0}{S (25 + 33,61)}, \quad S = 0,18 \text{ cm/g}$$

$$W = 30 \text{ KN}$$

$$600 \times 10 = \frac{30^2 \times 1,0}{S (30 + 33,61)}, \quad S = 0,23 \text{ cm/g}$$

- Estacas de 357mm

$$750 \times 5 = \frac{30^2 \times 1,0}{S (30 + 44,76)} \quad S = 0,16 \text{ cm/g}$$

- Estacas de 455mm

$$1000 \times 10 = \frac{50^2 \times 1,0}{S (50 + 58,68)} \quad S = 0,23 \text{ cm/g}$$

e) Fórmula de Brix:

- Estacas de 281mm

$$W = 25 \text{ KN}$$

$$600 \times 5 = \frac{33,61 \times 25^2 \times 1,0}{(33,61 + 25)^2 \cdot S} \quad S = 0,2 \text{ cm/g}$$

$$W = 30 \text{ KN}$$

$$600 \times 2 = \frac{33,61 \times 30^2 \times 1,0}{(33,61 + 30)^2 \cdot S} \quad S = 0,25 \text{ cm/g}$$

## - Estacas de 357mm

$$750 \times 3 = \frac{44,76 \times 30^2 \times 1,0}{(44,76 + 30) \cdot S} \quad S = 0,19 \text{ cm/g}$$

## - Estacas de 455mm

$$1000 \times 3 = \frac{58,68 \times 50^2 \times 1,0}{(58,68 + 50) \cdot S} \quad S = 0,25 \text{ cm/g}$$