ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CARGA - RECALQUE E METODOLOGIAS DE CONTROLE NA IMPLANTAÇÃO DE ESTACAS CRAVADAS

Romero César Gomes

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 (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Francisco de Rezende Lopes
(Presidente)

Nelson Aoki

Dirceu de Alencar Velloso

Márcio Miranda Soares

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO - 1986

GOMES, ROMERO CÉSAR

Análise do Comportamento Carga--Recalque e Metodologias de Controle na Implantação de Estacas Cravadas (Rio de Janeiro), 1986.

IX, 286 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1986).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Estacas 2. Fundações I. COPPE/UFRJ
II. Título (série).

A meus pais,
J. Cēsar e Elza.
Ā minha esposa,
Rosilene.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Francisco de Rezende Lopes, pela amizade e pela orientação e incentivo constantes.

Ao Professor Nelson Aoki, pelo interesse e colaboração efetiva durante a elaboração deste trabalho.

À Fundação Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), pela oportunidade da realização do curso.

À CAPES, pelo apoio financeiro durante o curso e a elaboração desta tese.

À Petroquímica União S.A. e às empresas responsáveis pelo projeto das fundações do Terminal Marítimo de Santos (TMS), pela cedência dos dados necessários às análises efetuadas neste trabalho.

Aos docentes e funcionários do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, área de Mecânica dos Solos, pela amizade e ensinamentos recebidos.

Aos professores participantes da banca examinadora, pela disponibilidade e sugestões apresentadas.

Aos colegas da COPPE, Waldyr Lopes de Oliveira, Alexandre Fontenelle, José Eduardo Mallmann, Nara Wolsky e Luis Collarte, pela amizade e incentivo.

À Chang Pi Sheng, pela valiosa colaboração na implantação dos programas computacionais utilizados neste trabalho.

A Soraya S. Queiroz Lana, pela datilografia do texto e ao pessoal da gráfica da UFOP, pela confecção 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.)

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CARGA - RECALQUE E METODOLOGIAS DE CONTROLE NA IMPLANTAÇÃO DE ESTACAS CRAVADAS

Romero César Gomes

Junho de 1986

Orientador: Prof. Francisco de Rezende Lopes
Programa: Engenharia Civil

Os objetivos básicos deste estudo consistiram na discussão das metodologias convencionalmente adotadas em termos de controle "in situ" do comportamento de estacas cravadas, bem como na formulação de procedimentos outros que permitissem análises mais seguras e compatíveis com a natureza complexa do problema.

Neste contexto, são expostos os fundamentos da Teoria da Equação da Onda e analisados os principais aspectos de relevância de sua aplicação ao problema da cravação de estacas. Alternativamente, apresenta-se a técnica de controle da cravação baseada na interpretação dos registros de compressões elásticas da estaca e do solo, em lugar da convencional análise de valores das negas adquiridas ao final do evento. Discute-se, ainda, a adequabilidade dos diferentes critérios adotados na prática para a interpretação dos resultados de provas de carga.

Propõe-se assim, a partir da combinação coordenada destes procedimentos, uma metodologia específica, visando prever o comportamento e avaliar o desempenho de estacas cravadas. Estas técnicas, são, então, aplicadas e analisadas para um caso de obra, da qual se dispõe de dados completos de cravação e de provas de carga.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARCIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS OF THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE (M.Sc.).

ANALYSIS OF THE BEHAVIOR LOAD - SETTLEMENT AND METHODS OF CONTROL OF DRIVEN PILES

Romero César Gomes

June, 1986

CHAIRMAN: Prof. Francisco de Rezende Lopes
DEPARTMENT: Civil Engineering

The main objectives of this study consist of the discussion of the methods usually employed for the control in situ of the behavior of the driven piles, as well as the presentation of other procedures which will allow safer and more suitable analyses.

First, the fundamentals of the Wave Equation Analysis are presented and the main relevant points of its application to the problem of pile driving are analysed. Next, the technique of pile driving control based on the interpretation of the data of rebounds of the pile and the soil are presented, instead of the traditional analysis of the values of the acquired sets at the end of pile driving. Besides, the suitability of the different criteria used in practice for the interpretation of the load tests are discussed.

A combination of methods is proposed including these different procedures and aiming at predicting the behavior and evaluation of the performance of driven piles. These methods are then analysed and applied to a real situation, of which complete driving data and load tests are available.

ÍNDICE

Pág.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO GERAL 1

CAPÍTULO II

A TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA E SUA APLICAÇÃO AO PROBLEMA DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS 10

II.1 - Introdução 10
II.2 - Equação das Ondas Unidimensionais 13
II.3 - A Equação da Onda Aplicada à Cravação de Estacas 21
II.4 - Modelação do Sistema Martelo-Estaca-Solo 39
II.5 - Instrumentação e Medições Dinâmicas 47
II.6 - Estudos Paramétricos pela Equação da Onda 58
II.7 - Discussão sobre a Aplicabilidade da Equação da Onda ao Problema da Cravação de Estacas 76

CAPÍTULO III

PREVISÃO DO COMPORTAMENTO CARGA - RECALQUE DE ESTACAS CRAVADAS 84

III.1 - A Natureza do Problema 84
III.2 - A Análise do Problema 90
III.3 - Estimativa de Recalques para Carga de Serviço 94
III.4 - Previsão da Curva Carga-Recalque de Estacas ... 101

CAPÍTULO IV

METODOLOGIAS DE CONTROLE NA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS CRAVADAS 106

IV.1 - Monitoração da Cravação Dinâmica 107
IV.1.1 - Introdução 107
IV.1.2 - Método CASE 110
IV.1.3 - Método CAPWAP 119
IV.1.4 - Simulação de Provas de Carga Estática a Partir da Análise dos Registros de Cravação 125

Pág.

IV.2 - Análise dos Registros de Negas e Compressões Elásticas 128
IV.2.1 - Introdução 128
IV.2.2 - Medições de Negas e Compressões Elásticas .. 129
IV.2.3 - Previsão das Compressões Elásticas do Elemento Estaca 132
IV.2.4 - Fórmulas Dinâmicas Baseadas na Teoria da Equação da Onda 134
IV.2.5 - Correlações Entre Valores de Negas e Repulsos 138
IV.3 - Provas de Carga Estática 141

CAPÍTULO V
PREVISÃO E CONTROLE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS CRAVADAS - CASO DA PQU 149

V.1 - Introdução 149
V.2 - Feições Geológico - Geotécnicas das Argilas Quaternárias da Baixada Santista 150
V.3 - Investigação Geotécnica do Subsolo Local 152
V.4 - Características das Fundações 154
V.5 - Previsão do Comportamento das Estacas 156
V.5.1 - Capacidade de Carga das Estacas 157
V.5.2 - Mecanismo de Transferência de Carga 158
V.5.3 - Recalques das Estacas para a Carga de Serviço 159
V.5.4 - Previsão da Curva Carga - Recalque 162
V.6 - Monitoração da Cravação 168
V.6.1 - Procedimentos dos Ensaios 168
V.6.2 - Instrumentação da Monitoração 169
V.6.3 - Processamento Preliminar e Resultados de Campo 170
V.6.4 - Processamento em Escritório dos Registros de Cravação 171
V.7 - Medições de Negas e Compressões Elásticas ... 177
V.8 - Provas de Carga Estática 180

Pág.

CAPÍTULO VI

ANÁLISE DOS RESULTADOS DA OBRA DA PQU 218

VI.1 - Comportamento Carga-Recalque: Previsão x Medição 218

VI.2 - Comportamento Durante a Cravação: Previsão x Observação 220

VI.3 - Estimativa da Carga de Ruptura do Sistema Estaca - Solo 224

VI.4 - Análise e Controle das Tensões de Cravação 227

VI.5 - Análises da Cravação pela Equação da Onda 229

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS 241

VII.1 - Conclusões 241

VII.2 - Sugestões para Futuras Pesquisas 244

ANEXOS

A.I - Equação de UTO (UTO *et al.*, 1985) 247

A.II - Listagem dos Resultados do Método AOKI - VELLOSO Aplicado à Estimativa da Capacidade de Carga das Estacas da PQU..... 254

A.III - Listagem dos Resultados do Método AOKI - LOPES Aplicado à Estimativa dos Recalques das Estacas da PQU 260

A.IV - Exemplo de Projeção da Curva Carga - Recalque a Partir da Análise Parcial entre Resultados Previstos e Observados 262

A.V - Previsão de Curvas Carga - Recalque para Estacas Tubadas na Região da Baixada Santista ... 264

Referências Bibliográficas 271

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO GERAL

O conhecimento do desempenho de fundações profundas é reconhecidamente deficiente, face à complexidade do processo interativo entre o solo e o elemento de fundação, que resulta de um extenso somatório de influências distintas, quase sempre insuficientemente quantificáveis. Tais dificuldades justificam o caráter dispersivo dos resultados de previsão, ainda que, nestas abordagens, sejam adotados complicados modelos teóricos, pela simples razão de que mesmo formulações desta natureza são incapazes de incorporar à análise, todos os fatores inerentes à interpretação do problema.

Como o comportamento satisfatório de fundações profundas pressupõe um adequado coeficiente de segurança à ruptura e recalques compatíveis à natureza da obra, as previsões devem satisfazer simultaneamente a ambos os requisitos, e mais, permitir ajustes automáticos (a diferentes profundidades) nestes procedimentos, de modo a garantir incondicionalmente aqueles pressupostos.

Em termos de estacas cravadas, estes ajustes são facilitados pela observação da resposta à cravação (tomada de negas, principalmente). A prática convencional tem-se restringido à aquisição dos diagramas de cravação, retirada de negas ao final do evento e aplicação das chamadas "fórmulas dinâmicas". A profundidade de cravação é suposta satisfatória quando se atinge um determinado valor pré-fixado de nega (frequentemente situado na faixa de 10 a 30 mm por 10 golpes). Relativamente às fórmulas dinâmicas, a par de todos os questionamentos cabíveis, trata-se de uma metodologia fortemente arraigada à rotina de obras em estacas cravadas. Em obras de maior porte a execução de provas de carga introduz subsídios mais consistentes na avaliação do comportamento das estacas. Esta realidade da prática configura uma tendência muito simplista em termos de metodologias de controle

de campo, comparativamente ao amplo acervo de métodos analíticos disponíveis para a análise teórica do fenômeno.

A quantificação da defasagem teoria/prática em engenharia de fundações, foi explicitada, a nível mundial, na conferência de FOCHT, JR. & O'NEILL(1985), proferida no XI Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, em San Francisco (EUA). Nesta conferência, os autores fazem uma avaliação do estado atual da prática de fundações em todo o mundo, mediante informações coletadas através de uma consulta geral e abrangente, incluindo 36 questões específicas sobre o assunto, a especialistas envolvidos nos diversos níveis do problema.

Em matéria específica, os consultados foram argüídos no sentido de indicar quais os procedimentos comumente adotados por eles para a estimativa da capacidade de carga (axial) de estacas cravadas em solos coesivos e não-coesivos, respectivamente. As figuras (I.1 - a e b) sumarizam as respostas coligidas, em termos de distribuição percentual ao número de consultados.

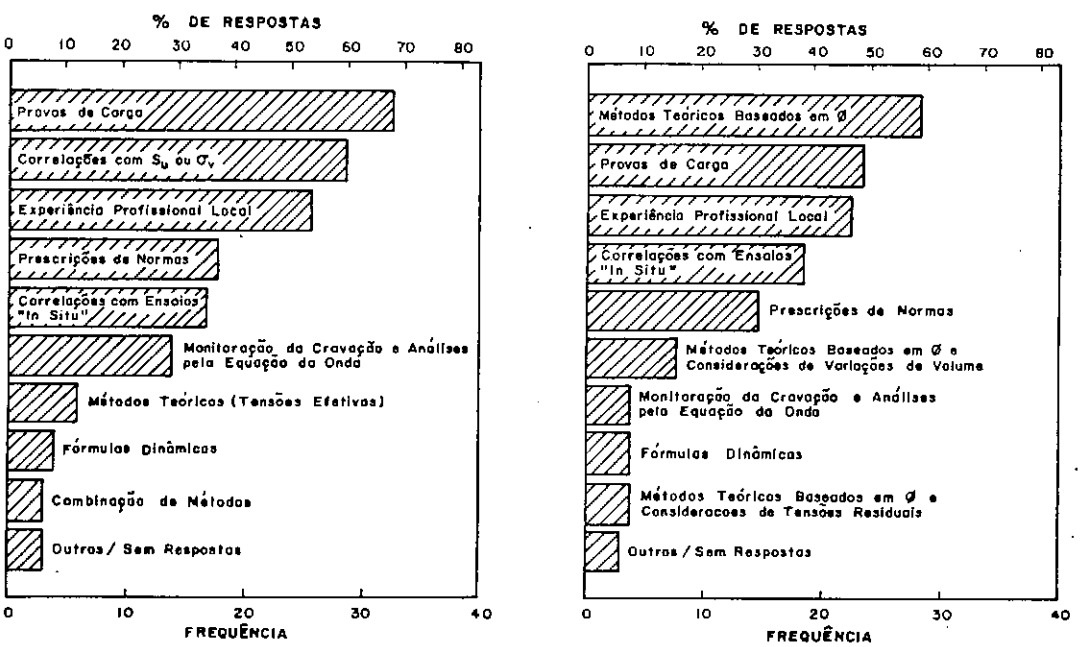


Fig.I.1 - Estimativa da capacidade de carga(axial) de estacas cravadas (APUD FOCHT, JR. & O'NEILL,1985)
(a) solos coesivos
(b) solos não coesivos

Verifica-se, de imediato, que mais da metade dos especialistas consultados analisam o problema com base preponderantemente em resultados de provas de carga, experiência profissional local, correlações com ensaios "in situ" (SPT, CPT, etc) e fórmulas estáticas (tensões efetivas) e medições dinâmicas (teoria da equação da onda), tanto para solos coesivos como não-coesivos. No caso de solos não-coesivos, é interessante notar a maciça aplicação de métodos teóricos baseados na estimativa do parâmetro ϕ (sem quaisquer considerações relativas a efeitos de rigidez do solo, curvatura da envolvente das tensões, ocorrência de tensões residuais, etc.), quase sempre com base em correlações estatísticas com resultados de SPT. As correlações empíricas, amplamente empregadas em solos coesivos, englobam a aplicação dos chamados métodos α, β e λ.

As informações analisadas evidenciam uma participação bastante razoável da aplicação da teoria da Equação de Onda ao problema da cravação de estacas, nomeadamente no caso de solos argilosos. A pesquisa mostrou, ainda, uma maior difusão do método nos EUA e Canadá (análise dos resultados por áreas geográficas) e mais preconizado por consultores que por outros especialistas (análise dos resultados por categorias profissionais).

Quanto à natureza dos procedimentos de campo comumente adotados no controle executivo de estacas cravadas, de forma a garantir as capacidades de carga estática desejadas, as respostas tenderam a ser bem mais conclusivas (figura I.2). Os re

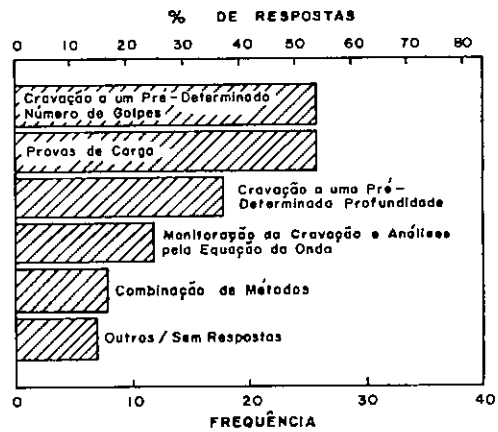


Fig.I.2 - Procedimentos de controle executivo de fundação em estacas cravadas (APUD FOCHT, JR. & O'NEILL, 1985).

sultados demonstram uma equidade de aplicação dos critérios baseados na obtenção de uma nega pré-determinada e na avaliação de resultados de provas de carga, fundamentalmente a conjunção de ambos os procedimentos.

Assim, provas de carga tendem a ser executadas previamente ou concomitantemente ao plano da obra, de forma a permitir estimativas mais confiáveis das capacidades de carga realmente disponíveis, sendo, então, o estaqueamento desenvolvido sob um critério de nega pré-estabelecida a partir destas observações. Nestes procedimentos de controle de campo, as medições dinâmicas e as análises pela Equação de Onda são utilizadas por cerca de 25% dos consultados que forneceram respostas, percentual ainda bastante reduzido em relação às metodologias convencionalmente adotadas.

Embora este estado-da-prática internacional, relativo a projeto e execução de estacas cravadas, submetidas a carregamento axial, não inclua a experiência brasileira (somente um dos questionários devolvidos era proveniente da América Latina), é facilmente presumível, no entanto, que a nossa realidade deva ser ainda mais limitada. Assim, o objetivo básico do presente estudo é discutir esta realidade, propondo uma nova metodologia que, sem perder de vista a sua aplicabilidade prática, seja capaz de combinar procedimentos de análise suficientemente rigorosos com interpretações mais consistentes dos registros adquiridos no campo.

Na medida em que o próprio conceito de nega pressupõe, implicitamente o conhecimento de certas grandezas fundamentais, como a energia de cravação efetivamente transferida à estaca; que os níveis de tensões desenvolvidos na estaca devem ser restritos a determinados limites; que o conceito de "carga de ruptura", em provas de carga não conduzidas até uma ruptura efetiva, é extremamente flexível; que as fórmulas dinâmicas são passíveis de inúmeras restrições, face à evolução dos estados de tensões no solo, decorrentes da cravação; ficam plenamente justificadas as seguintes proposições:

(i) é essencial a técnica de instrumentação na análise do comportamento de estacas cravadas;

(ii) a técnica de análise do problema, baseada na teo-

ria de propagação de ondas ao longo da estaca, constitui uma alternativa de excepcional valor prático, uma vez que a sua aplicação, mercê uma série de questionamentos, esclarece e reduz substancialmente as dúvidas relativas à natureza da interação estaca-solo durante a cravação;

(iii) impõe-se a necessidade de adoção de uma metodologia mais coerente de análise, abrangendo a previsão, medição e controle do comportamento de estacas cravadas, através da conjunção de procedimentos convencionais com técnicas alternativas;

(iv) tais metodologias devem, fundamentalmente, serem compatíveis com a realidade da prática de obras, desenvolvendo-se paralelamente ao andamento dos serviços e possibilitando ajustes contínuos em todas as fases de sua implantação.

As considerações anteriores sintetizam e justificam a natureza e os objetivos deste trabalho. A análise do comportamento de estacas cravadas, quanto à sua capacidade de carga e aos procedimentos adotados no controle de sua execução, é tratada nos capítulos subsequentes.

O estudo, basicamente, pode ser subdividido em três partes principais, comportando ênfases semelhantes. Na primeira parte, constituída pelo capítulo II, são expostos os fundamentos teóricos relativos à técnica da Equação da Onda e sua aplicabilidade ao problema de cravação de estacas. Esta proposição baseia-se numa tentativa de sistematização dos conhecimentos básicos desta teoria, mediante a análise dos diversos aspectos envolvidos em sua formulação e interpretação dos resultados obtidos, buscando incorporar neste estudo os recentes avanços alcançados no aperfeiçoamento desta técnica, particularmente devido às contribuições apresentadas em dois congressos internacionais específicos (Estocolmo, 1980 e 1984) e no Simpósio Internacional sobre Cravabilidade e Penetrabilidade de Estacas (San Francisco, 1985).

Neste propósito, apresenta-se, inicialmente, a formulação matemática do problema básico, relativo à teoria geral de propagação de ondas de tensão ao longo de uma barra elástica, ex

plicitando-se a solução em termos de um problema de valor inicial e de fronteira, através do método da separação de variáveis. A interpretação física do problema, extrapolado às condições de cravação de estacas, é analisada a seguir, abrangendo o mecanismo de geração e propagação das ondas ao longo da estaca, o efeito das descontinuidades do elemento (particularmente condições de extremidade) sobre o comportamento do fenômeno (reflexões e refrações) e a sua solução numérica.

Em termos práticos, o chamado método da Equação da Onda, tal como preconizado por SMITH (1960), não busca uma solução direta para a equação diferencial da onda, mas a análise baseia-se numa simulação física do fenômeno da propagação de ondas, descrito em termos de uma equação equivalente e expressa sob a forma de diferenças finitas. A discussão desta concepção é apresentada em detalhes num outro ítem, juntamente com a descrição de modelos alternativos para a simulação do sistema solo-estaca-martelo de cravação.

Os princípios de monitoração da cravação consistem na aquisição dos registros de forças e acelerações, tomadas no topo da estaca. No ítem (II.5), são descritos os instrumentos e equipamentos básicos que constituem os sistemas de aquisição de dados no campo e de processamento em laboratório e estabelecidos os aparatos instrumentais do sistema PDA e do sistema utilizado pela COPPE - UFRJ.

As influências dos diferentes parâmetros da estaca, do solo e do sistema de cravação na análise do problema, são tema de outro ítem específico. Alguns estudos paramétricos são sistematizados através de tabelas e interpretados nos seus diferentes aspectos. Uma ênfase maior é atribuída às influências da energia de cravação e dos parâmetros do solo ("quake" e constante de amortecimento).

Finalmente, num último tópico deste capítulo, são apresentadas as principais críticas e questionamentos à aplicação da teoria da Equação da Onda ao problema da cravação de estacas. Abordam-se também problemas específicos que requerem estudos e pesquisas mais elaboradas, no sentido de resolver uma série de questões ainda não suficientemente esclarecidas.

Na segunda parte, a prática convencional adotada no controle executivo de fundações em estacas cravadas é questionada e são discutidas metodologias alternativas, através da exposição dos princípios e proposição gerais das técnicas de monitoração da cravação e uso combinado dos registros de negas e compressões elásticas.

Ao se propor, porém, critérios de controle relativos a uma determinada atividade, torna-se implícita a idéia de um referencial para estas verificações que, assim, assumem concretamente uma função de indicadores do comportamento previsto (a fixação de um valor pré-determinado de nega resulta de estudos prévios com base numa fórmula dinâmica, por exemplo). Caso contrário, não se efetua controle algum; acumulam-se registros, sem perspectivas maiores de ajustes e/ou correções.

Em termos de fundações em estacas, qual deveria ser este padrão de referência? REESE (1972) observa com muita propriedade que a medida final do comportamento de uma estaca é a sua curva carga-recalque. Nada mais natural, portanto, que as nossas previsões (o referencial das medições de campo) enfoquem a relação carga - recalque das estacas a serem implantadas.

Uma vez estabelecida a idéia, cumpre desenvolver os meios de realizá-la. A previsão do comportamento carga-recalque de estacas não é um problema de fácil solução pois são inúmeras as variáveis intervenientes no processo e a investifação geotécnica normalmente executada é quase sempre insuficiente, ficando restrita, em geral, às medições da resistência dinâmica à penetração do ensaio SPT. Neste contexto, a adoção de modelo teóricos complexos para a solução da questão é discutível, tanto quanto o é uma proposição simplificada desta abordagem.

Foi com base nestas considerações que se adotou a metodologia de previsão do comportamento carga-recalque de estacas, conforme o exposto no capítulo III, baseada na formulação matemática de VAN DER VEEN (1953), aplicada aos dados coligidos pelas sondagens de simples reconhecimento. O método foi aplicado às estacas da obra analisada neste trabalho (capítulo V) e, complementarmente (Anexo V), a uma série de estacas cravadas na Baixada Santista, descritas por DANZIGER (1980).

No capítulo IV, a monitoração da cravação dinâmica e o uso combinado de negas e compressões elásticas, têm os seus fundamentos analisados no sentido de prover subsídios em termos de procedimentos de controle na execução de estacas cravadas. Em relação à aplicação da teoria da propagação de ondas ao longo de uma estaca, são apresentados os fundamentos teóricos dos métodos CASE e CAPWAP, bem como as suas múltiplas aplicações. A simulação numérica de provas de carga estáticas é tratada também em ítem específico.

A aquisição de registros de compressões elásticas durante a cravação, através de procedimento experimental clássico (CHELLIS, 1961), interpretados conjuntamente com os valores obtidos para as negas, propícia uma técnica adicional que permite uma considerável melhoria nas características do controle executivo das fundações. Apresentam-se correlações entre estes parâmetros e são abordados os princípios das fórmulas dinâmicas baseadas na Equação da Onda. Adicionalmente, buscam-se correlações entre os valores obtidos para os encurtamentos elásticos da estaca e a sua resistência última.

Finalmente, são discutidas uma série de nuances relativas à execução e interpretação dos resultados de provas de carga, particularmente no que se refere à caracterização convencional da carga de ruptura. Diversos critérios são apresentados e o problema assume especial importância na análise quando se sabe que, raramente, as estacas ensaiadas são levadas à ruptura (no seu conceito formal).

Com o objetivo de estabelecer uma análise crítica dos fundamentos teóricos abordados na segunda parte deste trabalho, quando da comparação dos resultados previstos em relação aos efetivamente observados, buscou-se aplicar o conjunto das metodologias descritas a obras de fundações. A idéia básica não foi a de avaliar, isoladamente, os diferentes procedimentos de controle a diversas obras, e sim, a de aplicar, a uma obra específica e capaz de prover todas as informações necessárias a uma abordagem desta natureza, todas as metodologias discutidas anteriormente, numa interrelação mútua e compondo uma mesma unidade de análise e um único sistema de controle. Os resultados destes estudos para o projeto das fundações do Terminal Marítimo de San

tos, obra da Petroquímica União S.A. (PQU), compõem os capítulos V e VI, que constituem, por sua vez, a terceira e última parte do presente trabalho.

As conclusões finais e algumas recomendações, visando estabelecer certas diretrizes para futuras pesquisas nos assuntos abordados nestes estudos, são enumeradas no capítulo VII.

CAPÍTULO II

A TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA E SUA APLICAÇÃO AO PROBLEMA DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

II.1 - INTRODUÇÃO

A cravação dinâmica (a percussão) constitui um dos processos mais utilizados na execução de estaqueamentos. Uma vez que esta técnica de implantação de fundações resulta da aplicação de impactos contra a cabeça das estacas, é até intuitiva a idéia de se buscar correlações entre a resistência oferecida pelo terreno à penetração e a energia desenvolvida num golpe do dispositivo de impacto (martelo de cravação), no intuito de se estimar a capacidade de carga do sistema estaca-solo de fundação. Como parte destes estudos, estão as chamadas "fórmulas dinâmicas", de uso generalizado há mais de um século.

A grande maioria das fórmulas dinâmicas foram desenvolvidas com base nos princípios da Mecânica Newtoniana, relativos à teoria do choque parcialmente elástico entre dois corpos livres, extrapolando-se as relações clássicas do problema para uma condição física francamente diversa e, assim, desconsiderando, em maior ou menor escala, a influência de muitos dos fatores condicionantes da situação real. Tais simplificações, cuja explanação geral foge ao escopo deste trabalho, recomendam o emprego destas fórmulas tão somente como uma metodologia de controle em obras de fundações em estacas cravadas, embora estudos recentes (RAMEY & JOHNSON, 1979; TEJCHMAN & KLOS, 1984), ainda que reconhecendo a ampla dispersão dos resultados previstos, sugerem a possibilidade de se obter a capacidade de carga de uma estaca através deste método com uma acurácia razoável, mediante a inclusão de fatores de correção nas fórmulas de cálculo, estabelecidos a partir de correlações estatísticas com resultados de provas de carga convencionais.

Por outro lado, em se tratando a estaca de um elemento estrutural esbelto submetido a esforços de impacto, o proble

ma da cravação de estacas pode ser analisado sob a luz da teoria da propagação de ondas longitudinais ao longo de uma barra. Este tipo de análise leva em consideração o fato de que cada golpe do martelo da cravação produz uma onda de tensões que se propaga ao longo da estaca à velocidade do som e que estas tensões não atuam simultaneamente em todos os pontos da estaca, como usualmente é admitido nas fórmulas dinâmicas.

Com efeito, quando um pulso de tensão de compressão uniformemente distribuída, de intensidade σ_x e duração t_n, é aplicado a uma das extremidades de uma barra, ocorre inicialmente uma compressão uniforme que afeta uma fatia infinitamente delgada situada neste extremo da peça. Com o decorrer do tempo, este efeito de compressão é transmitido a zonas sucessivas da barra, sendo esta perturbação representada por uma onda de compressão que se propaga ao longo da barra com uma velocidade c (fig. II .1 - a). Após um intervalo de tempo t_n, uma porção desta barra de comprimento ct_n estará comprimida e a porção restante estará livre de solicitação e em repouso (fig.II.1-b). Durante um intervalo de tempo qualquer t_n, a zona da haste afetada pelas tensões de compressão tem comprimento dado por ct_n e a compressão elástica desta zona será dado pelo deslocamento u da extremidade da barra (fig.II.1-c), onde $u = \frac{\sigma_x}{E} \cdot x_n$.

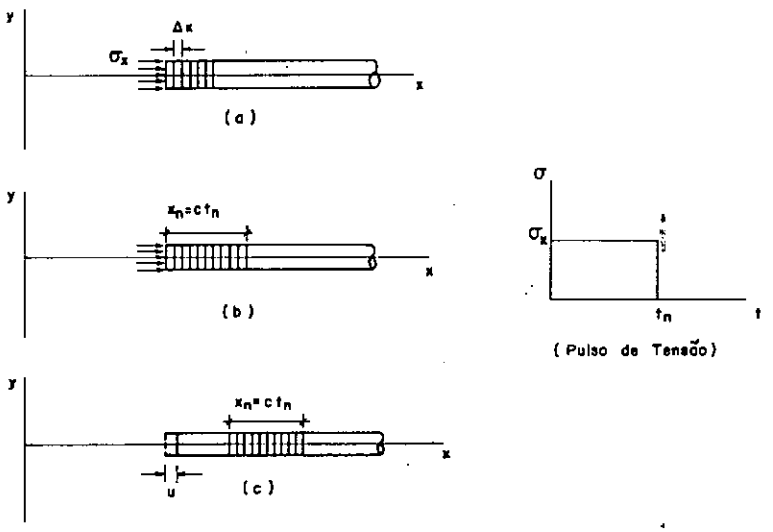


Fig.II.1 - Propagação de tensões de compressão uniformes ao longo de uma barra.

A ação da onda se propagando ao longo da barra manifesta-se sob formas diversas, isto é, concomitantemente às ondas de tensões, desenvolvem-se também ondas de deslocamento, ondas de forças, etc., todas interligadas entre si.

Quando as ondas de compressão atingem a outra extremidade da barra, sofrem aí fenômenos de reflexão cuja natureza e comportamento vão depender fundamentalmente das condições de contorno desta extremidade.

Assim, se a extremidade direita (fig.II.1) da barra é livre, deve-se ter, em qualquer instante, a condição de tensão nula nesta seção extrema. Tal condição é satisfeita considerando-se uma segunda onda propagando-se em sentido oposto à primeira, de forma tal que a superposição das duas ondas resulte em tensões nulas na extremidade livre da barra. Esta segunda onda é gerada por reflexão da onda incidente na extremidade livre, tendo as mesmas amplitudes desta, porém, com tensões possuindo sinais contrários, uma vez que o sentido de propagação das ondas é oposto (fig.II.2-a). Conclui-se pois que, no caso de uma extremidade livre, uma onda de compressão é refletida como uma onda de tração semelhante e, nesta seção extrema, a velocidade final é o dobro da inicial devido à superposição das ondas incidente e refletida, ao passo que as componentes de tensão se cancelam mutuamente.

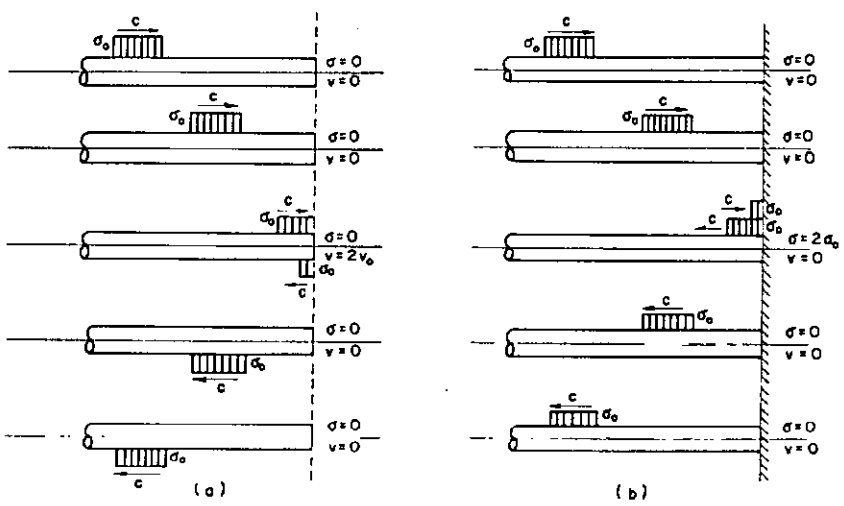


Fig.II.2 - Reflexão de ondas de compressão na extremidade de uma barra
(a) extremidade livre
(b) extremidade fixa

Por outro lado, se a extremidade direita (fig.II.1) da barra é fixa, deve-se ter, em qualquer instante, a condição de velocidade nula das partículas nesta seção extrema. Tal condição é satisfeita, analogamente ao caso anterior, mediante a consideração de uma segunda onda que se propaga em sentido oposto à primeira, tendo, porém, a mesma forma, intensidade e natureza da onda incidente (fig.II.2-b). Conclui-se pois que, no caso de uma extremidade fixa, uma onda de compressão é refletida como uma onda de compressão semelhante e, nesta seção extrema, a tensão total é o dobro da inicial e a velocidade das partículas é sempre nula.

A análise de um determinado espaço como um meio elástico contínuo, implica em se considerar o mesmo como sendo composto de um infinito número de partículas. Torna-se necessário, portanto, estabelecer um número infinito de coordenadas de deslocamento para caracterizar a posição de todos os pontos do corpo, definindo-se, desta forma, um sistema que apresenta um número infinito de graus de liberdade. No estudo de problemas envolvendo vibrações em corpos elásticos, admite-se que o material é homogêneo e isotrópico e que obedece a lei de Hooke. Os deslocamentos das partículas são admitidos como sendo suficientemente pequenos, de forma que a resposta do sistema à excitação dinâmica aplicada, seja sempre linearmente elástica.

No meio em que as ondas se propagam, as partículas estão sujeitas às perturbações causadas pelas mesmas. Assim, é necessário distinguir as velocidade v das partículas na zona tensionada, que são proporcionais às tensões aplicadas e têm sempre o mesmo sentido que estas, das velocidades c de propagação da onda que, sendo independentes das tensões, podem ter ou não o mesmo sentido de aplicação das mesmas.

II.2 - EQUAÇÃO DAS ONDAS UNIDIMENSIONAIS

A Equação da Onda constitui uma das equações fundamentais da Mecânica, representando analiticamente as condições de comportamento de um grande número de sistemas físicos submetidos à vibrações. Assim, a propagação de ondas longitudinais ao longo de uma barra ou de ondas de pressão através de um fluído

ideal, constituem fenômenos cuja descrição matemática pode ser analisada satisfatoriamente com base na equação da onda expressa a uma dimensão.

Entre os tipos de vibrações naturais exibidos por uma barra elástica, as vibrações longitudinais correspondem às de análise mais imediata. No estudo da propagação de ondas longitudinais em barras, admitem-se as seguintes premissas básicas:

i) durante as vibrações, as seções transversais normais ao eixo de barra permanecem planas e normais ao eixo;

ii) as partículas de uma dada seção transversal deslocam-se apenas na direção axial da barra.

As distensões e compressões longitudinais que ocorrem durante as vibrações da barra são sempre acompanhadas de alguma deformação lateral. Entretanto, quanto maior for o comprimento de onda das ondas longitudinais em relação às dimensões transversais da barra, menores serão os efeitos destes movimentos laterais sobre os deslocamentos axiais e mais aproximada será a solução obtida, quando são desconsideradas na formulação do problema, a ação das forças de inércia causadas pelo movimento lateral das partículas.

Seja a barra prismática uniforme indicada na fig.(II.3-a) de área da seção transversal A, módulo de elasticidade E e massa específica ρ, sujeita a solicitações de natureza dinâmica.

Quando começa o movimento vibratório, as partículas passam a ocupar outras posições. Seja u(x,t) o deslocamento longitudinal num instante t, de uma partícula que ocupava a posição definida pela abcissa x, na condição inicial de repouso. A fig.(II.3-b) representa um elemento infinitesimal isolado da barra sujeito ao sistema de forças axiais indicado.

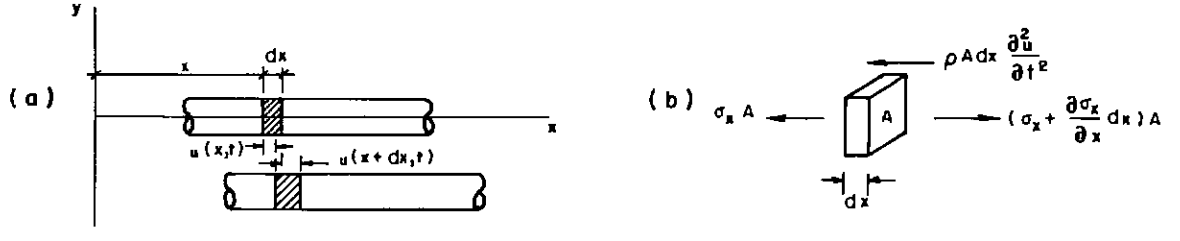


Fig.II.3 - Forças em um elemento infinitesimal da barra sob movimento longitudinal de vibração.

Impondo a condição de equilíbrio dinâmico para o elemento considerado, tem-se que:

$$(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx)A - \sigma_x . A = \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.1),$$

onde o segundo membro desta relação representa as forças de inércia relativas ao elemento, sendo dadas pelo produto da massa específica ρ do material, o volume Adx do segmento e a aceleração $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$. Resulta, pois, que:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.2).$$

Como já foi exposto anteriormente, o material da barra é assumido como tendo um comportamento linearmente elástico em face dos deslocamentos das partículas da barra. Logo:

$$\sigma_x = E\ \varepsilon_x = E . \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{ou} \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.3).$$

Substituindo a expressão de $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}$ na relação (II.2), vem:

$$E . \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\text{ou ainda} \quad \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 . \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.4),$$

onde $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ é um parâmetro com dimensão de velocidade (LT^{-1}) e representa a velocidade de propagação da onda longitudinal na barra.

A equação (II.4), frequentemente denominada como equação da onda unidimensional, admite como solução uma expressão da forma $u = f(x-ct)$, a qual representa uma onda de deslocamento de velocidade c ao longo da barra. Com efeito, a função dada satisfaz a relação (II.4), tomando-se as suas respectivas derivadas, como se segue:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = f'(x-ct) \qquad \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = f''(x-ct)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -cf'(x-ct) \qquad \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 f''(x-ct) \qquad \text{.....(II.5).}$$

Substituindo as derivadas de segunda ordem dadas em (II.5) na relação (II.4), esta equação torna-se uma identidade demonstrando, assim, a validade da solução proposta. Analogamente, mostra-se que $u = g(x+ct)$ seria uma outra solução. Sendo a equação da onda uma equação diferencial linear parcial de 2ª ordem a coeficientes constantes, o princípio da superposição é válido e, assim, se existirem duas soluções desta equação, a soma delas será também uma solução. Logo, pode-se ter:

$$u = f(x-ct) + g(x+ct) \qquad \text{.....(II.6),}$$

onde f e g são funções arbitrárias de argumentos (x-ct) e (x+ct), respectivamente. A função $f(x-ct)$ representa analiticamente uma onda de deslocamento que se propaga segundo o sentido positivo do eixo dos x (eixo da barra), com uma velocidade constante c e sem mudança de sua forma. Similarmente, a função $g(x+ct)$ representa uma onda de deslocamento que se propaga segundo o sentido negativo do eixo dos x com a velocidade c. Conclui-se, pois, que a forma mais geral da solução do problema da propagação de ondas ao longo de uma barra sob vibração axial, pode ser interpretada com base no princípio da superposição de duas ondas se propagando em sentidos opostos ao longo da barra.

Embora esta análise seja conveniente em certos problemas relativos a efeitos de impactos, com geração de impulsos de curta duração; tal não ocorre em outras circunstâncias, em que a solução baseada no método da separação de variáveis e na teoria das séries de Fourier, torna-se frequentemente de maior interesse.

Na verdade, a solução completa do problema da equação da onda unidimensional exige que certas condições iniciais sejam estabelecidas e que apropriadas condições de contorno sejam especificadas. Assim, a formulação geral do problema pode ser expressa na seguinte forma:

- equação diferencial da onda -

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

- condições iniciais -

$$u(x,0) = u_0(x)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}(x,0) = v_0(x) \qquad \text{.....(II.7).}$$

- condições de contorno -

$$u(x,t) \quad \text{ou} \quad \frac{\partial u}{\partial x}(x,t) \quad \text{em } x = 0$$

$$u(x,t) \quad \text{ou} \quad \frac{\partial u}{\partial x}(x,t) \quad \text{em } x = L$$

Um problema deste tipo é conhecido como um problema de valores inicial e de fronteira (PVIF) e uma solução exata do mesmo só é possível em alguns casos particulares. Como aplicação específica, retomemos o caso da barra prismática uniforme da fig.(II.3-a).

Suponhamos que a barra tenha um comprimento L e possua ambas as extremidades fixas e que, quando em posição de repouso, ela ocupe a posição do eixo dos x entre O e L. Do ponto de vista matemático, não interessa a natureza do processo que provoca o início das vibrações, e sim, as condições iniciais que caracterizam o mesmo.

A solução do problema consiste, pois, em se determinar uma função $u = u(x,t)$, para $0 \leq x \leq L$ e $t \geq 0$, tal a satisfazer simultaneamente o seguinte conjunto de condições:

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

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

$$u(x,0) = f(x) \qquad \text{.....(II.8).}$$

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

Fisicamente, o problema consiste em encontrar a equação do movimento de uma barra elástica, disposta ao longo do eixo dos x de O a L, fixa pelas extremidades, com a posição ini

cial f(x), a velocidade inicial g(x) e, assim, deixada vibrar livremente.

O método de separação de variáveis baseia-se na determinação das soluções da equação dada como produtos de funções de uma única variável e, a seguir, busca combinar estas soluções de tal modo que as condições de contorno estabelecidas sejam satisfeitas.

Assim, estabelecendo que:

$$u(x,t) = X(x) \cdot T(t) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.9),$$

e substituindo esta relação na equação da onda a uma dimensão, temos:

$$XT'' = c^2X''T \qquad \text{ou} \qquad \frac{X''}{X} = \frac{1}{c^2}\cdot\frac{T''}{T} \quad \ldots\ldots(II.10).$$

Cada membro da relação (II.10) é função de apenas uma variável e isto implica que cada um deles é uma constante λ, sendo, então, (II.10) equivalente a um par de equações diferenciais lineares ordinárias, dadas por:

$$\begin{aligned} X'' - \lambda X &= 0 \\ T'' - \lambda c^2 T &= 0 \end{aligned} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.11),$$

a primeira das quais deve satisfazer às condições $X(0) = X(L) = 0$. Tais condições resultam das restrições de fronteira estabelecidas, $u(0,t) = X(0).T(t) = 0$ e $u(L,t) = X(L).T(t) = 0$ pois, de outro modo, $T(t) = 0$ para todo t. Isto corresponderia a ter $u(x,t) = 0$, para todo x e todo t, solução que, evidentemente, não nos interessa. Posto isso, o problema consiste em determinar os autovalores λ para os quais o sistema

$$\begin{aligned} &X'' - \lambda X = 0 \ ; \quad 0 \leq x \leq L \\ &X(0) = X(L) = 0 \end{aligned} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.12),$$

tenha como solução, autofunções $X(x) \neq 0$.

As soluções não-triviais de (II.12) estão associadas a autovalores $\lambda_n = -\frac{n^2\pi^2}{L^2}$, para $n = 1,2,\ldots$, cujas autofunções correspondentes são dadas por:

$$X_n(x) = \operatorname{sen}\frac{n\pi x}{L}, \quad (n = 1,2,\ldots) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (II.13).$$

Para a segunda equação diferencial de (II.1), temos que, para cada λ, a solução geral é da forma:

$$T_n(t) = a_n \cos \frac{n\pi ct}{L} + b_n \operatorname{sen} \frac{n\pi ct}{L} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(II.14)},$$

onde a_n e b_n são constantes arbitrárias. Tomando-se o produto das funções expressas em (II.13) e (II.14), segundo a relação dada em (II.9), temos que:

$$u_n(x,t) = \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \left[a_n \cos \frac{n\pi ct}{L} + b_n \operatorname{sen} \frac{n\pi ct}{L} \right] \quad \ldots \text{(II.15)}.$$

Cada uma das funções dadas por (II.15) constitui uma solução da equação de onda unidimensional, as quais se anulam para $x = 0$ e $x = L$. O problema que se impõe nesta etapa da solução é a determinação de uma destas funções que satisfaça as condições iniciais estabelecidas em (II.8), isto é, a obtenção de uma função $u(x,t)$ tal que $u(x,0) = f(x)$ e $u_t(x,0) = g(x)$.

É óbvio que, em geral, nenhuma das funções $u_n(x,t)$ e, consequentemente, nenhuma soma finita das mesmas, vai satisfazer tais condições. Conclui-se, pois, que a única solução possível é uma série infinita da seguinte forma:

$$u(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} u_n(x,t)$$

$$= \sum_{n=1}^{\infty} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \left[a_n \cos \frac{n\pi ct}{L} + b_n \operatorname{sen} \frac{n\pi ct}{L} \right] \ldots \text{(II.16)},$$

para valores adequadamente estabelecidos para a_n e b_n, de acordo com um procedimento matemático específico e em função das condições iniciais fixadas, sendo:

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

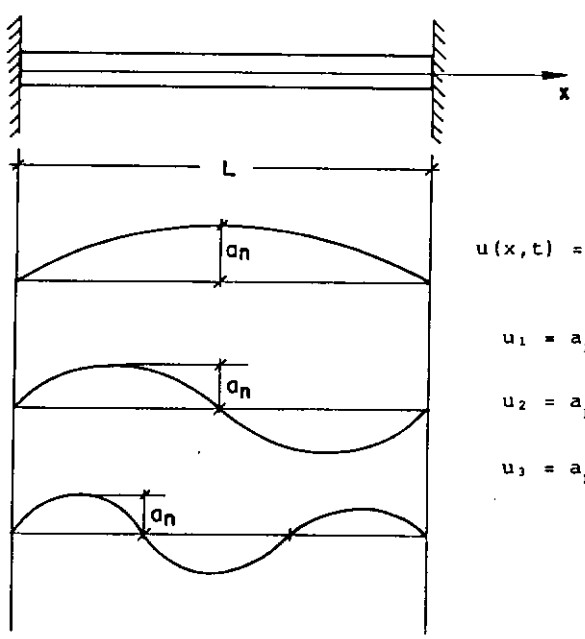
$$\ldots\ldots\ldots \text{(II.17)}.$$

$$b_n = \frac{2}{n\pi c} \int_0^L g(x) \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \, dx$$

Assim, a expressão (II.16), com os valores de a_n e b_n dadas por (II.17), constitui a solução geral do PVIF dado em (II.8).

A maneira como os autovalores determinam as frequências dos vários tons de vibração da barra torna-se bastante clara quando se representam graficamente as funções $u_n(x,t)$. A menor frequência de vibração da barra (f_1), relativa ao comprimento de onda $\lambda = 2L$, corresponde ao tom fundamental ou primeiro harmônico e as frequências múltiplas desta ($f_n = nf_1$) determinam os chamados harmônicos do tom fundamental. A frequência fundamental e os harmônicos da barra elástica sob movimento vibratório, são as suas frequências naturais de vibração. Os diferentes harmônicos caracterizam-se pelo aparecimento de nós ou pontos estacionários, correspondentes aos pontos de amplitude nula de onda que se propaga ao longo da barra. A fig.(II.4) representa os modos naturais de vibração de uma barra de comprimento finito, correspondentes aos seus três primeiros harmônicos, para diferentes condições estabelecidas para as suas extremidades.

(a)



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

$u_1 = a_n \operatorname{sen} \frac{\pi x}{L}$ (1º harmônico)

$u_2 = a_n \operatorname{sen} \frac{2\pi x}{L}$ (2º harmônico)

$u_3 = a_n \operatorname{sen} \frac{3\pi x}{L}$ (3º harmônico)

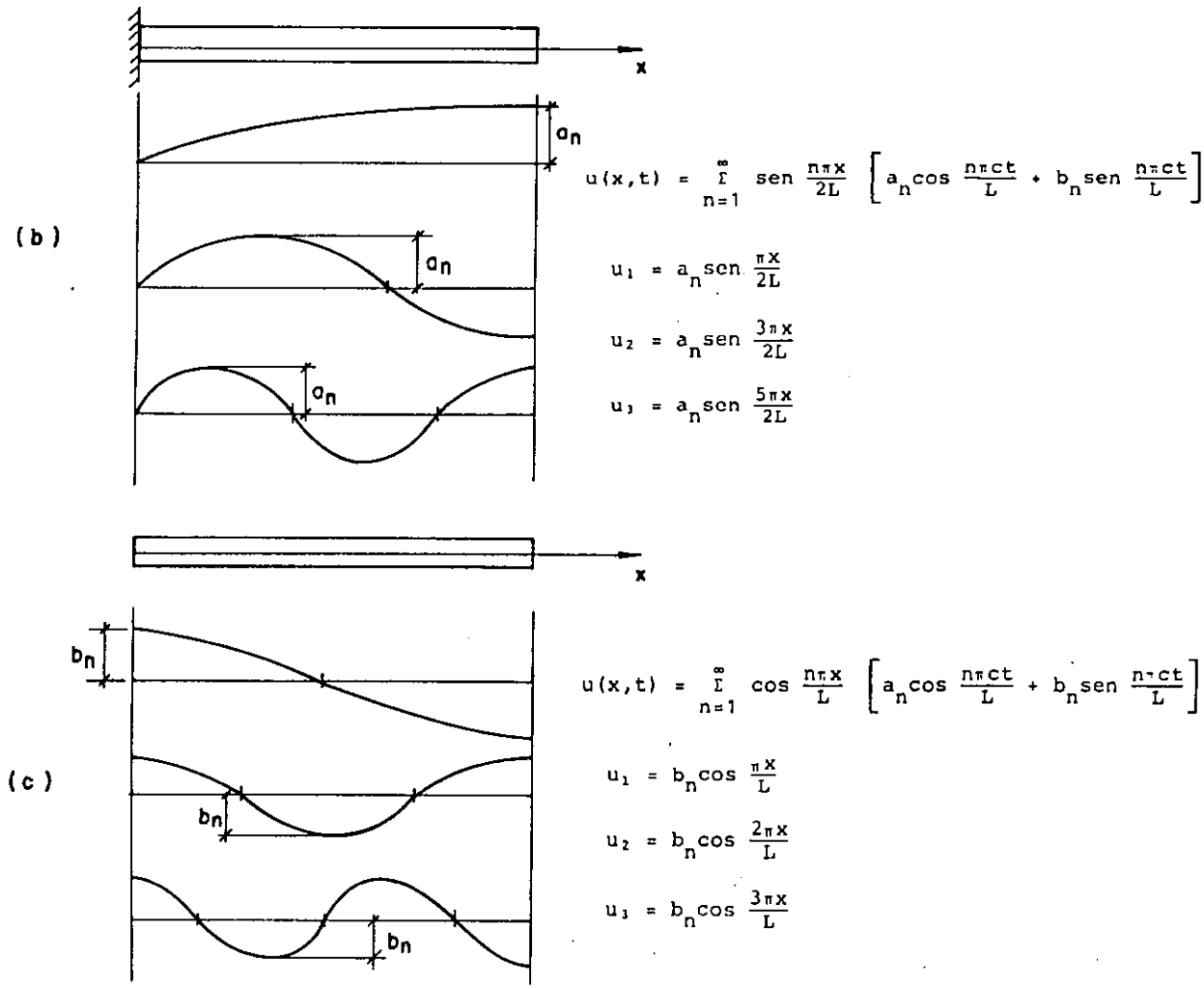


Fig.II.4 - Modos naturais de vibração de uma barra para diferentes condições de extremidade: (a) barra biengastada; (b) barra monoengastada; (c) barra livre.

II.3 - A EQUAÇÃO DA ONDA APLICADA À CRAVAÇÃO DE ESTACAS

Com base nos princípios da teoria da propagação de ondas de tensão ao longo de uma barra, submetida a impacto em uma de suas extremidades, cujos fundamentos foram expostos suscintamente nos tópicos precedentes, torna-se possível analisar, sob esta perspectiva, o comportamento do sistema martelo-estaca-solo durante a cravação.

Embora estes fundamentos teóricos não sejam recentes

(a equação da onda aplicada ao problema de impacto na extremidade de uma barra foi desenvolvida por SAINT-VENANT em 1865), somente a partir da década de 30, com os trabalhos pioneiros de ISAACS (1931) e FOX (1932), buscou-se efetivamente aplicar a Equação da Onda ao problema da cravação de estacas. Entretanto, foi a partir da generalização do uso de computadores digitais na prática da engenharia na década de 60, que estes estudos experimentaram um grande impulso, capitaneados pela contribuição decisiva de E.A.L. SMITH (1960), estabelecendo uma solução numérica para o problema.

A interação pilão-estaca pode, numa abordagem simplificada, ser assimilada ao problema do impacto longitudinal entre duas barras. Nesta concepção, despreza-se os efeitos de amortecimento interno do material e supõe-se a estaca numa condição de repouso inicial e não estando sujeita a nenhuma mobilização de resistência total. Admitidas estas hipóteses, as ondas de tensão induzidas pelo impacto do pilão sobre a cabeça da estaca, propagam-se através destes corpos sem quaisquer perturbações. Forças de compressão F iguais, associadas às ondas geradas, desenvolvem-se simultaneamente tanto no pilão como na estaca (fig. II.5). A forma do pulso da onda de impacto vai depender fundamentalmente da natureza do martelo de cravação (rígido ou elástico) e da geometria do sistema (relação de impedâncias).

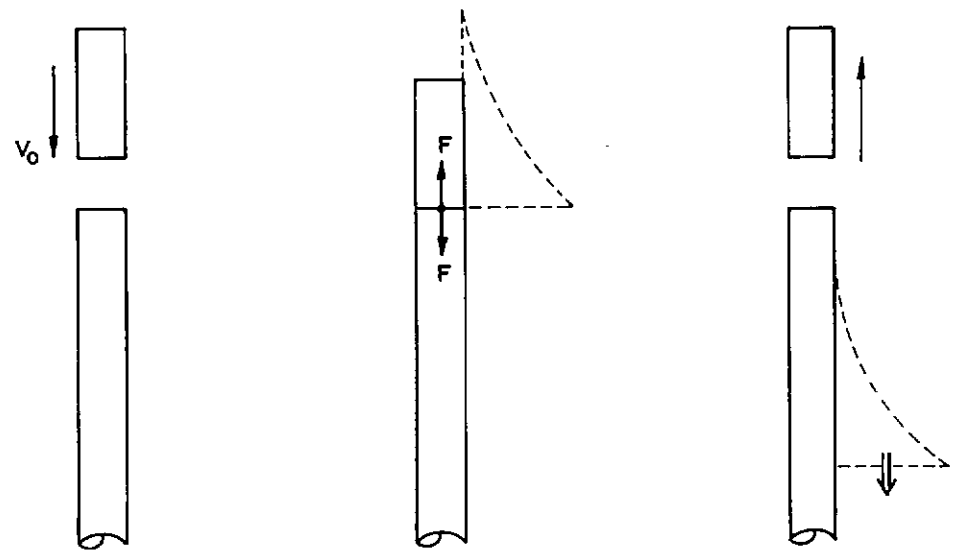


Fig.II.5 - Formação do pulso de onda de impacto na estaca (pilão rígido).

Aplicando-se o teorema da quantidade de movimento ao problema do impacto elástico unidimensional, resulta que:

$$Q = mv = \rho Actv$$
$$I = F.t = \sigma At$$

$$\therefore \quad \rho Actv = \sigma At \quad \text{ou} \quad \sigma = \rho cv \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.18).$$

A relação entre forças de compressão e velocidades de partícula é estabelecida diretamente de (II.18), tal que, para $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$, tem-se:

$$F = (\sqrt{E.\rho.A}).v \quad \text{ou} \quad F = \left(\frac{EA}{c}\right).v$$

ou seja:

$$F = zv \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.19).$$

A constante de proporcionalidade $z = \sqrt{E\rho . A} = \frac{EA}{c}$ é denominada impedância da estaca, onde E é o módulo de YOUNG do material, ρ a sua massa específica, A a área da seção transversal e c a velocidade de propagação das ondas de compressão. Fisicamente, z representa a massa do corpo através da qual a onda de tensão se propaga na unidade de tempo e, portanto, z pode ser dada também por Mc/L, sendo M e L a massa e o comprimento da estaca, respectivamente.

Note-se, por outro lado, que no caso de ondas de compressão, a velocidade das partículas tem o mesmo sentido do de propagação da onda, sucedendo o oposto, entretanto, no caso de ondas de tração. Neste último caso, um sinal negativo deve ser incluído na relação (II.19), resultanto, portanto, F = -zv.

Chamando de v_1 e v_2 as velocidades de partícula do pilão e da estaca, respectivamente, tem-se que:

$$v_1 = \frac{F_1}{z_1} \quad \text{e} \quad v_2 = \frac{F_2}{z_2}$$

No contato pilão-estaca, designando por v_0 a velocidade do pilão imediatamente antes do impacto, resulta que:

$$v_0 = v_1 + v_2 = \frac{F}{z_1} + \frac{F}{z_2} \Longrightarrow \quad F = \frac{v_0}{\frac{1}{z_1} + \frac{1}{z_2}}$$

ou ainda $$F = \frac{z_1 \cdot z_2}{z_1 + z_2} \cdot v_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(II.20)}.$$

Por outro lado, as reflexões desenvolvidas por uma onda de compressão na extremidade (fixa ou livre) de uma barra, tal como discutido anteriormente (fig.II.2), constituem, na verdade, casos particulares do fenômeno geral de reflexão e refração que tem lugar a partir de uma descontinuidade (emendas, solo, etc.) nas propriedades da barra considerada. Na fronteira correspondente a uma tal descontinuidade, como por exemplo, no caso de uma variação da seção transversal da estaca dada na figura (II.6), aparecem ondas refletidas e refratadas, em resposta à ação de uma dada onda incidente, uma vez que as condições de equilíbrio e compatibilidade devem ser satisfeitas em todos os pontos da estaca.

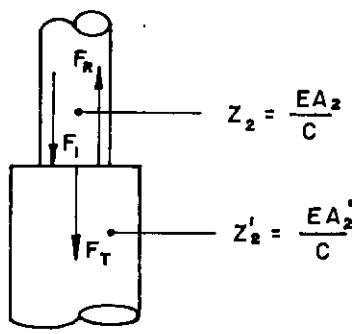


Fig.II.6 - Reflexão e refração de uma onda incidente na seção de descontinuidade da impedância da estaca.

Suponhamos, assim, que a área da seção transversal de estaca da fig.(II.6) passe de A_2 para $A_2' = A_2/r$, ou seja, $z_2/z_2' = r$. De acordo com o exposto acima, seja F_I a força associada à onda incidente e F_T e F_R, as forças associadas às ondas transmitida e refletida, respectivamente, as quais podem ser obtidas mediante as seguintes relações:

$$F_T = \frac{2z_2'}{z_2 + z_2'} \cdot F_I \quad \text{ou} \quad F_T = \frac{2}{1 + r} \cdot F_I$$

$$F_R = \frac{z_2' - z_2}{z_2 + z_2'} \cdot F_I \quad \text{ou} \quad F_R = \frac{1 - r}{1 + r} \cdot F_I \qquad \ldots\ldots \text{(II.21-a)}.$$

Analogamente, em termos de tensões e velocidades, temos:

$$\sigma_T = \frac{2z_2'}{z_2 + z_2'} \cdot \sigma_I \quad \text{ou} \quad \sigma_T = \frac{2}{1 + r} \cdot \sigma_I$$

$$\sigma_R = \frac{z_2' - z_2}{z_2 + z_2'} \cdot \sigma_I \quad \text{ou} \quad \sigma_R = \frac{1 - r}{1 + r} \cdot \sigma_I \qquad ..(II.21\text{-}b),$$

$$v_T = \frac{2z_2}{z_2 + z_2'} \cdot v_I \quad \text{ou} \quad v_T = \frac{2r}{1 + r} \cdot v_I$$

$$v_R = \frac{z_2 - z_2'}{z_2 + z_2'} \cdot v_I \quad \text{ou} \quad v_R = \frac{r - 1}{1 + r} \cdot v_I \qquad (II.21\text{-}c),$$

$$r = \frac{z_2}{z_2'}$$

Quando $r < 1$, a onda refletida é uma onda de compressão, sendo de tração quando $r > 1$. As relações acima permitem a análise do comportamento de uma onda de impacto nos casos limites de extremidade livre ($r = \infty$) e fixa ($r = 0$), em termos de forças e velocidades (fig.II.7), de acordo com os princípios estabelecidos no ítem(II.1).

No caso de uma extremidade livre, $F_R = -F_I$ e $v_R = v_I$ (tomando-se os limites para $r \to \infty$), ocorrendo a superposição e consequente compensação, em relação às forças, entre as ondas incidente e refletida. Na hipótese de extremidade fixa, $F_R = F_I$ e $v_R = -v_I$, verificando-se, então, em termos de forças, uma interferência construtiva entre as ondas.

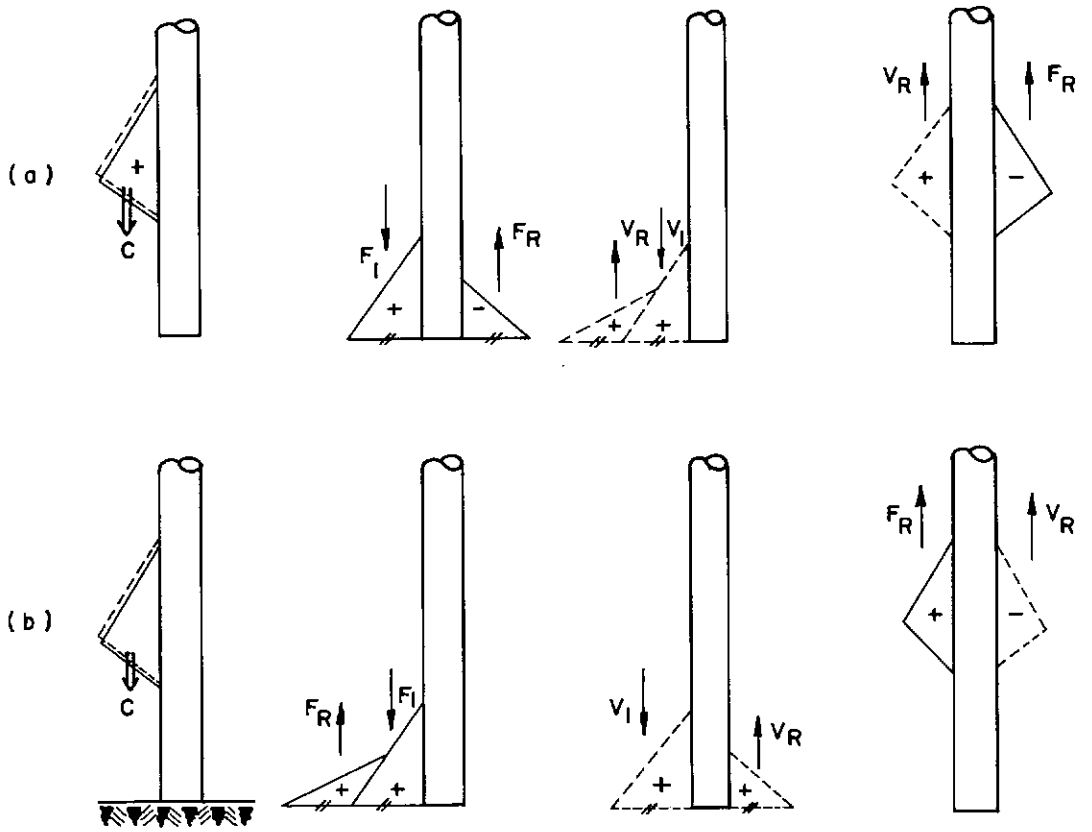


Fig.II.7 - Reflexões das ondas de força e de velocidade na ponta da estaca (APUD NYAMA, 1983).
(a) ponta livre _____ forças
(b) ponta engastada ------ velocidades

Após reflexão na ponta da estaca, o pulso de tensões se propaga em sentido contrário ao longo do fuste, submetendo se a um novo processo de reflexão ao atingir o topo do elemento, condição ilustrada na fig.(II.8), que descreve uma sequência completa do comportamento para o caso de uma onda de velocidades.

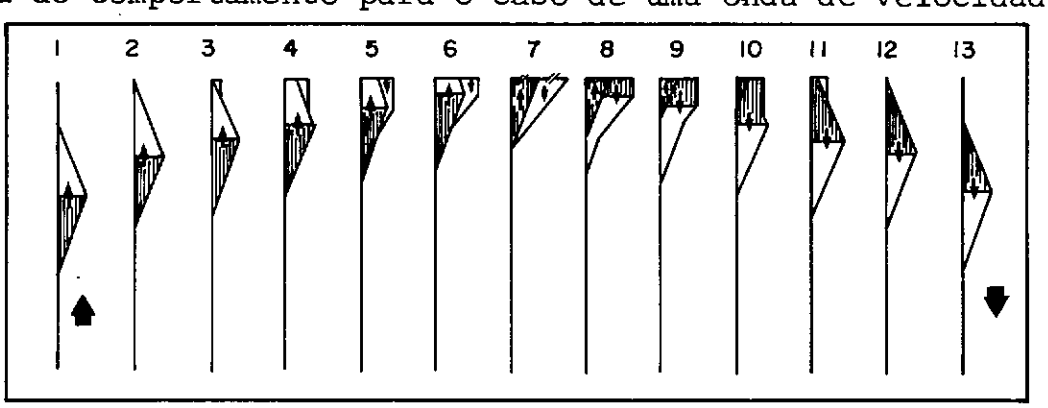


Fig.II.8 - Reflexão do pulso da onda de velocidades no topo da estaca, após reflexão na ponta da mesma (APUD BALTHAUS & FRÜCHTENICHT, 1984).

Numa abordagem mais realista do problema, entretanto, há que se considerar o amortecimento interno do material da estaca, bem como a resistência lateral desenvolvida pelo solo adjacente. Tais parâmetros têm efeitos extremados: ao passo que a resistência lateral influi sensivelmente na análise; o amortecimento frequentemente pode ser desconsiderado nas aplicações práticas (ENGELING, 1974).

O pulso de força que se propaga, sem quaisquer perturbações, ao longo da estaca (fig.II.5), experimenta uma redução de sua amplitude ao atingir a superfície do terreno pois, devido à resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca,uma parcela da energia associada ao golpe do martelo de cravação é dissipada na compressão da própria estaca e do solo adjacente à mesma. Estes efeitos se manifestam isoladamente até que o pulso da onda atinge a ponta da estaca. Somente então, a energia aplicada é efetivamente consumida na penetração da estaca no terreno. Uma forma bastante simples de representação do processo é esquematizada na fig.(II.9), onde R é a resistência total dinâmica (atrito lateral + resistência de ponta). A parcela F_R da força aplicada é dispendida para vencer a resistência à cravação e a parcela complementar F_P, corresponde à penetração propriamente dita para um dado golpe ("nega"). No caso de uma estaca ideal, sem amortecimento interno ou atrito lateral, a força de cravação propagar-se-ia através da estaca até à sua ponta sem alteração de valor.

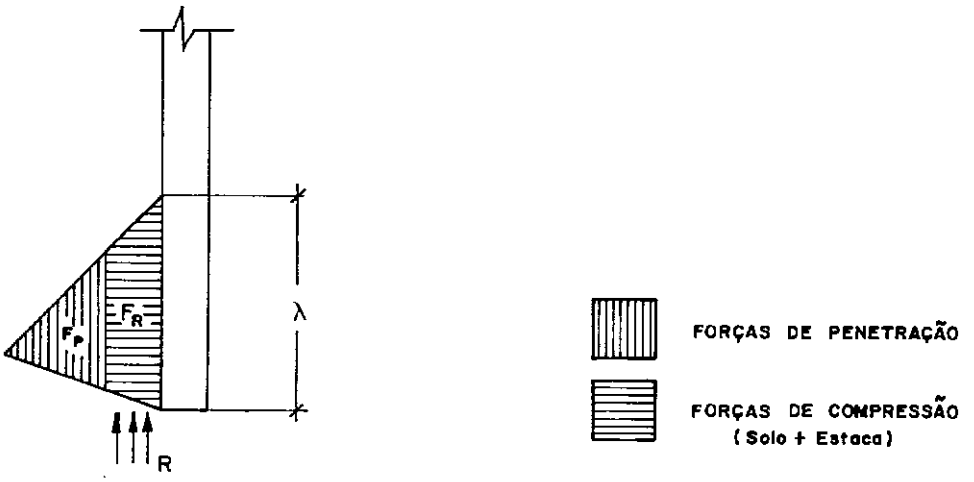


Fig.II.9 - Forças de compressão e de penetração numa estaca com resistência do solo à cravação.

Durante a cravação, as parcelas F_P e F_R variam de intensidade com o esforço aplicado, em função da resistência à cravação desenvolvida à medida que os estratos do terreno vão sendo atravessados (fig.II.10).

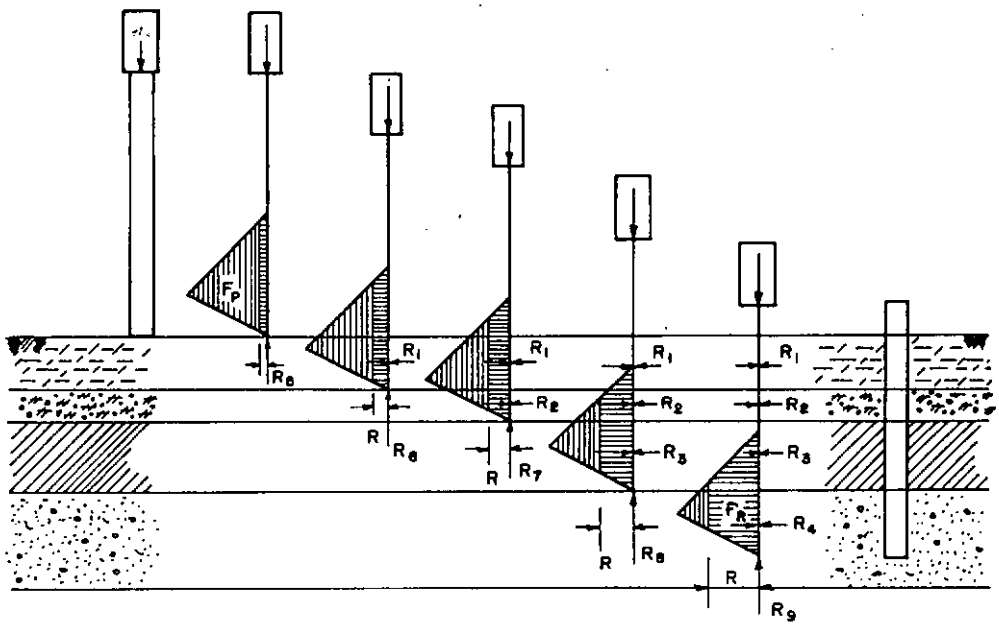


Fig.II.10 - Distribuição dos esforços efetivos de penetração de uma estaca com a resistência do solo. (APUD KUMMEL, 1984).
$R_{1...4}$ - resistência por atrito lateral
$R_{5...9}$ - resistência de ponta

A resistência por atrito lateral desenvolvida ao longo do trecho do fuste da estaca embutido no terreno, constitui uma descontinuidade das condições anteriormente existentes, conduzindo assim, consequentemente, a fenômenos gerais de reflexão e refração da onda incidente de impacto, de acordo com considerações estabelecidadas preliminarmente (fig.II.6).

A discussão anterior é particularmente útil na medida em que o efeito da resistência lateral na análise do problema, pode ser interpretado em termos de um acréscimo da seção transversal da estaca, resultando em uma redução da força de impacto ao longo da mesma (fig.II.10), tal redução podendo ser admitida proporcional ao deslocamento relativo estaca-solo. Estes mesmos princípios podem ser extrapolados, com o objetivo de incluir

na análise os efeitos decorrentes da presença de equipamentos acessórios de cravação (capacete, coxim, etc.).

Num dado nível de ação da resistência por atrito lateral como, por exemplo, a seção XX da figura(II.11), atuam as tensões σ_I, σ_T e σ_R, associadas às ondas incidente, transmitida e refletida, respectivamente.

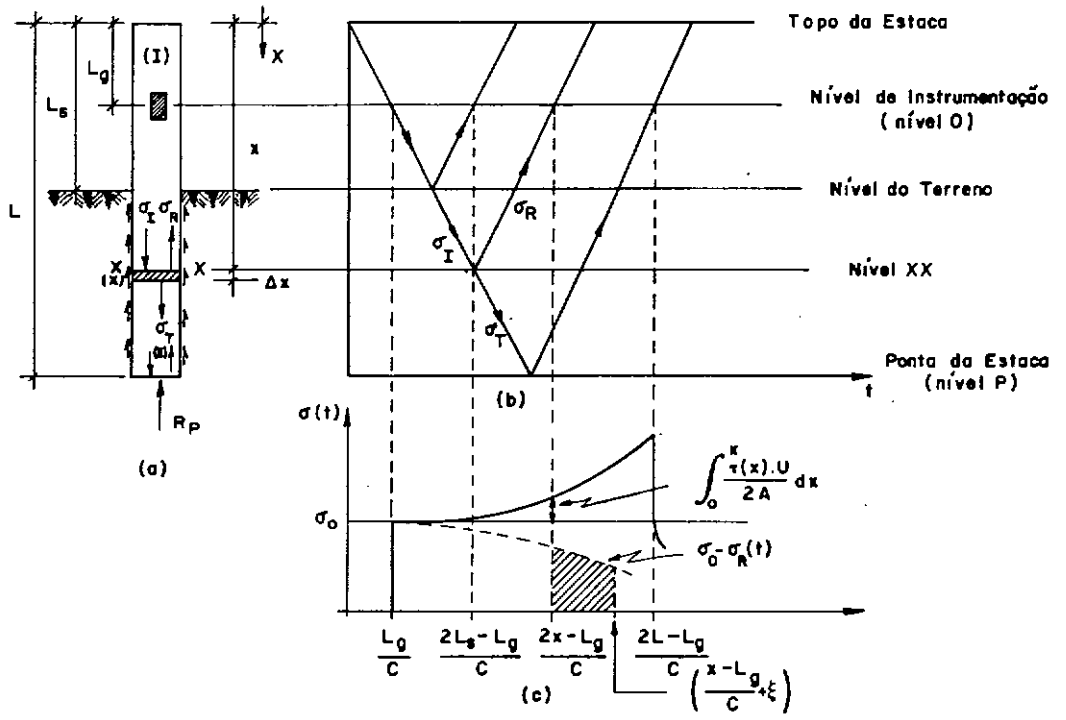


Fig.II.11 - Análise da reflexão e transmissão de ondas de tensões numa estaca com resistência lateral.

As tensões de compressão e a resistência lateral atuando de baixo para cima ao longo do fuste da estaca são consideradas como grandezas positivas. Para o segmento elementar Δx da estaca, a condição de equilíbrio é expressa por:

$$(\sigma_I + \sigma_R).A = \sigma_T . A + \tau(x).U.\Delta x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.22),$$

onde $\tau(x)$ é a resistência lateral (tensão) atuando na seção xx e U é o perímetro da seção transversal da estaca. A relação acima satisfaz, evidentemente, a convenção de sinais pré-estabelecida.

Por outro lado, impondo-se a continuidade de velocidade das partículas na seção xx, resulta que:

$$v_I - v_R = v_T \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.23),$$

onde v_i são as velocidades correspondentes às tensões σ_i atuantes no elemento Δx.

A proporcionalidade entre tensões e velocidades (relação (II.18)) permite escrever que:

$$\sigma_I - \sigma_R = \sigma_T \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.24).$$

A combinação entre as relações (II.22) e (II.24) possibilita expressar σ_R através da seguinte relação:

$$\sigma_R = \frac{\tau(x).U}{2A} \cdot \Delta x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.25).$$

A relação (II.25) mostra que a força associada à onda refletida, $F_R = \sigma_R.A$, é igual à metade da força de atrito lateral dada por $\tau(x).U.\Delta x$, constituindo-se no princípio básico para a estimativa da resistência lateral. Assim, a força associada a uma onda descendente ($F\downarrow$), percorrendo um dado intervalo Δx ao longo da estaca, é reduzida de um valor igual à metade da força de atrito lateral correspondente a este percurso. Considerações análogas mostram que a força associada a uma onda ascendente ($F\uparrow$) ao longo de Δx, é acrescida deste mesmo valor anterior. Logo:

$$\begin{aligned} F^*\downarrow &= F\downarrow - \frac{1}{2}\,\tau(x).U.\Delta x \\ F^*\uparrow &= F\uparrow + \frac{1}{2}\,\tau(x).U.\Delta x \end{aligned} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.26),$$

onde as $F^*\updownarrow$ referem-se a valores resultantes da ação dos esforços de atrito lateral. Tais relações, estabelecidas na fig. (II.12), aplicam-se ao caso de velocidades positivas da estaca (movimentos descendentes).

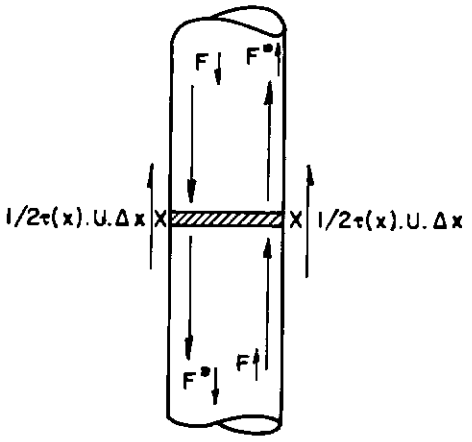


Fig.II.12 - Forças associadas a ondas ascendentes e descendentes em estacas com atrito lateral.

A referência inicial do tempo (t = 0) é o instante em que o pilão atinge a cabeça da estaca e a influência do solo só se manifesta a partir do instante $t^* = (2L_s - Lg)/c$ (fig.II.11). A onda refletida na seção xx atinge o nível dos instrumentos de medida (x = Lg) no instante $t = (2x - Lg)/c$, de forma tal que as leituras das forças e tensões obtidas vêm afetadas do acréscimo da metade dos valores dos esforços de atrito desenvolvidos ao longo do fuste, entre o nível xx e o nível de instrumentação. Da figura (II.11-a), constata-se imediatamente que o atrito lateral acumulado na profundidade x será dado por $\int_0^x \tau(x).U.dx$, onde $x = (ct + Lg)/2$.

Os limites desta integral são fixados como 0 e x para fins de conveniência de notação, relacionados com o atrito total acumulado ao longo de uma dada profundidade x. A rigor, $\tau(x)$ será não nulo apenas para a integral calculada entre (x-Ls) e x. Para as forças e tensões a serem medidas, pode-se obtê-las por:

$$F(t) = F_o(t) + \frac{1}{2} \int_o^x \tau(x).U.dx \qquad \text{.....(II.27),}$$

$$\sigma(t) = \sigma_o(t) + \frac{1}{2} \int_o^x \frac{\tau(x).U}{A} . dx$$

onde $\sigma_o(t) = \frac{F_o(t)}{A}$ e $F_o(t)$ dada por (II.20). A representação gráfica de (II.27), em termos de tensões, é dada na figura (II.11-c).

Sendo $u = \int v dt$ e $\sigma = \rho c v$ (relação II.18), tem-se que o deslocamento $u(x,\xi)$ de partícula na seção xx da estaca, num dado intante $t = \xi$, será dado por:

$$u(x,\xi) = \frac{1}{\rho c} \int \sigma dt$$

ou

$$u(x,\xi) = \frac{1}{\rho c} \int_{(2x-Lg)/c}^{\xi+(x-Lg)/c} [\sigma_o(t) - \sigma_R(t)]dt \quad \ldots (II.28),$$

onde $\sigma_R(t)$ é a tensão associada às ondas refletidas na seção xx, captada pela instrumentação no instante t. Na fig. (II.11-c), mostra-se que $u(x,\xi)$ pode ser obtido dividindo-se a área hachurada do diagrama por ρc.

No caso particular da seção xx ser a seção extrema da peça (ponta da estaca), a onda refletida chega aos instrumentos após um tempo $t'^* = (2L-Lg)/c$. Nestas condições, pode-se escrever, com base na notação já exposta e na figura (II-11-b), que:

$$F_P^{*\downarrow} = F_o^{\downarrow} - \frac{1}{2} \int_o^P \tau(x).U.dx \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (II.29\text{-a})$$

$$F_o^{*\uparrow} = F_P^{\uparrow} + \frac{1}{2} \int_o^P \tau(x).U.dx$$

$$\text{ou } F_P^{\uparrow} = F_o^{*\uparrow} - \frac{1}{2} \int_o^P \tau(x).U.dx \quad \ldots\ldots\ldots (II.29\text{-b})$$

Destas relações, vem:

$$F_P^{*\downarrow} + F_P^{\uparrow} = F_o^{\downarrow} + F_o^{*\uparrow} - \int_o^P \tau(x).U.dx \quad \ldots\ldots (II.30).$$

Na reflexão da onda de impacto na seção extrema xx, há que se considerar o efeito de uma possível resistência finita de ponta R_P (fig. II.11-a), ou seja:

$$F_P\uparrow + F^*_P\downarrow = R_P \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.31).$$

Combinando-se (II.30) e (II.31), resulta:

$$F_o\downarrow + F^*_o\uparrow = R_P + \int_o^P \tau(x).U.dx \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.32).$$

Fazendo $R_L = \int_o^P \tau(x).U.dx$, a resistência à cravação $R = R_P + R_L$ (resistência de ponta + resistência por atrito lateral), será dada por:

$$R = F_o\downarrow + F^*_o\uparrow \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.33).$$

As leituras de forças e velocidades desenvolvidas durante a cravação, fornecidas pelos instrumentos conectados à estaca num ponto próximo à cabeça da mesma, correspondem a valores resultantes (totais) da composição dos efeitos das ondas ascendentes e descendentes ao longo da estaca. Estes registros (forças e velocidades), sendo valores totais, serão da forma:

$$\begin{aligned} &(i) \quad F = F\downarrow + F\uparrow \\ &(ii) \quad v = v\downarrow + v\uparrow \end{aligned} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.34),$$

onde $F\downarrow = zv\downarrow$ e $F\uparrow = -zv\uparrow$ (relação II.19). Tem-se, pois:

$$\begin{aligned} &(i): \quad F = F\downarrow + F\uparrow \\ &(ii).z: \quad zv = zv\downarrow + zv\uparrow \\ &\text{ou} \quad F + zv = 2F\downarrow \end{aligned}$$

$$\therefore F\downarrow = \frac{F + zv}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.35\text{-}a).$$

Analogamente, ter-se-ia para a onda ascendente a relação:

$$F\uparrow = \frac{F - zv}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.35\text{-}b).$$

Esta última relação é de fundamental importância na estimativa dos efeitos externos (e, eventualmente, das próprias

descontinuidades internas da estaca) no comportamento e magnitude das ondas de reflexão. Com base nas expressões (II.35), as forças $F\downarrow$ no nível da instrumentação poderão ser expressas em função dos registros de forças e velocidades obtidos em dois instantes particulares: um instante T_1 de passagem da onda incidente e um instante $T_2 = T_1 + (2L-Lg)/c$ de retorno ao nível 0 da onda refletida na ponta da estaca. Assim:

$$F_o\downarrow = \frac{F_{T_1} + zv_{T_1}}{2}$$

$$F^*_o\downarrow = \frac{F_{T_2} - zv_{T_2}}{2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(II.36)}.$$

Substituindo as relações acima em (II.33) tem-se, finalmente, a expressão básica do ensaio dinâmico de uma estaca:

$$R = \frac{1}{2}[(F_{T_1} + F_{T_2}) + \frac{EA}{c}(v_{T_1} - v_{T_2})] \quad \ldots\ldots\ldots \text{(II.37-a)},$$

onde $R = R_L + R_P$ e $z = EA/c$. Entretanto, uma vez que $M = AL.\rho$, tem-se que $EA/c = Mc/L$, onde M é a massa total de uma estaca de comprimento L, e logo:

$$R = \frac{1}{2}[(F_{T_1} + F_{T_2}) + \frac{Mc}{L}(v_{T_1} - v_{T_2})] \quad \ldots\ldots \text{(II.37-b)}.$$

RAUSCHE *et al.* (1985) apresentam um método alternativo para a dedução desta expressão, a partir da consideração da estaca como um sistema de elementos e usando a função de Heaviside como argumento matemático da análise.

As relações (II.37) mostram que a resistência à cravação pode ser determinada mediante a obtenção de registros contínuos de forças e velocidades selecionados a intervalos de tempo dados por $(2L-Lg)/c$, através de um adequado sistema de instrumentos instalados próximos à cabeça da estaca. A análise das curvas de F e zv, em relação ao tempo, mostra uma nítida tendência à superposição de ambas em um trecho inicial, seguida de uma tendência desviatória então, numa escala crescente com o aumento do atrito lateral desenvolvido. Constata-se, facilmente,

que a distância entre dois pontos das curvas (F x t) e (zv x t) tomados sobre uma mesma vertical, representa o atrito lateral acumulado, correspondente ao instante t considerado. A figura (II.13) representa a configuração destas curvas para condições de fácil cravação e cravação difícil, respectivamente, de uma estaca premoldada de concreto de seção quadrada de 305 mm de lado (AUTHIER & FELLENIUS, 1980).

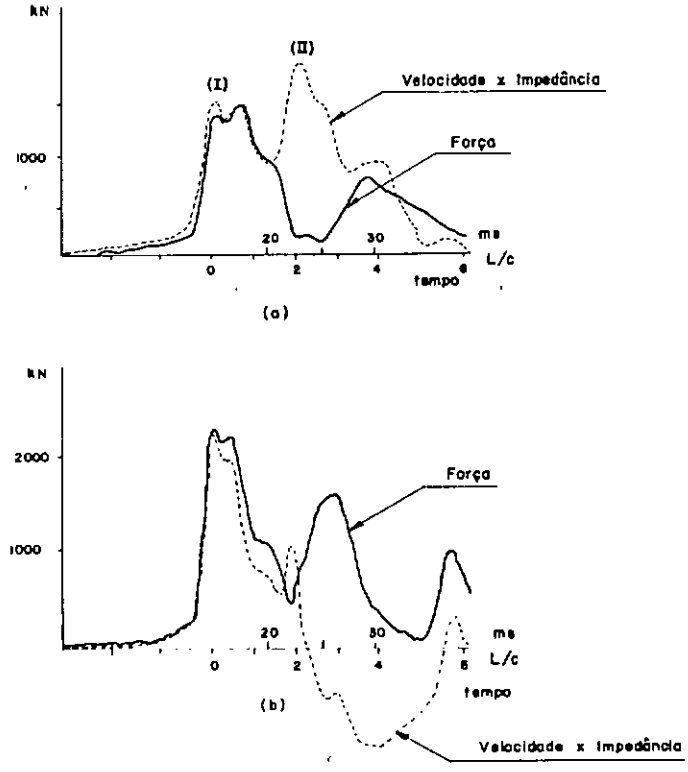


Fig.II.13 - Curvas de força e velocidade x impedância em relação ao tempo.
(a) condições de fácil cravação
(b) condições de cravação difícil

Observe-se que, nesta análise particular, o instante correspondente ao primeiro pico (usualmente tomado como instante T_1) foi fixado como referência inicial dos tempos, ou seja, $T_1 = 0$. Outra observação interessante diz respeito à magnitude relativa dos "picos" de velocidades. No caso, por exemplo, do diagrama da figura (II.13-a), o maior valor de (II) em relação a (I) é explicado pela superposição dos efeitos das ondas que refletidas na ponta da estaca, retornam ao seu topo (fig.II.8).

A equação da onda (relação II.4) deverá conter, então, a influência decorrente da resistência à cravação R, passando a ser expressa sob a forma:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \pm R \quad \text{..... (II.38)},$$

onde o sinal de R depende do sentido de movimento da estaca, sendo negativo no caso da figura (II.11-a).

Em análises dinâmicas, a resistência à cravação é usualmente decomposta em duas parcelas: uma componente estática (R_S), função dos deslocamentos, e uma componente dinâmica (R_D), função da velocidade de penetração da estaca no terreno desenvolvendo-se, portanto, somente quando da cravação da estaca. Logo:

$$R = R_S + R_D = f(u) + g\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right) \quad \text{(II.39)}.$$

Assim, para o modelo proposto para a estaca da fig. (II.11-a), ou seja, de uma estaca com seção uniforme submetida à ação de uma carga transiente axial, desprezando-se os efeitos do peso próprio da estaca e do amortecimento interno do material da mesma, a condição de equilíbrio dinâmico imposto ao segmento elementar dx resulta na seguinte equação básica:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{1}{EA} g\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right) - \frac{1}{EA} f(u) = 0 \quad \text{.....(II.40)}.$$

A solução da Equação da Onda na forma geral da equação (II.40) pode ser obtida, basicamente, através de dois meios: por métodos analíticos (método da separação de variáveis) e por métodos numéricos (Método das Diferenças Finitas e Método dos Elementos Finitos).

O tratamento analítico é estabelecido a partir da integração direta do sistema de equações diferenciais que expressam matematicamente o fenômeno físico da implantação de estacas cravadas, mediante uma adequada mudança de variáveis (ítem II.2). Diferentes leis de interação podem ser usadas na simulação das resistências mobilizadas na interface estaca-solo (MEUNIER, 1984) e as soluções obtidas, a princípio, são exatas. Diversas insti

tuições e pesquisadores têm se dedicado à análise do fenômeno de propagação de ondas numa estaca cravada mediante este procedimento (HANSEN & DENVER, 1980; VOITUS VAN HAMME, 1981; KOTEN & MIDDENDORP, 1981).

Os métodos numéricos permitem a maioria das soluções do problema de cravação de estacas. Nestes métodos, o sistema de equações diferenciais é assimilado a um conjunto de equações algébricas simultaneas, relacionadas através de um número finito de variáveis. O problema consiste, basicamente, em se estabelecer um modelo mecânico para a estaca e o solo adjacente e obter uma formulação matemática do sistema de modo a se assegurar a existência e univocidade de uma solução a mais próxima da real. As soluções são sempre aproximadas e estudos têm sido realizados com o propósito de melhorar a acurácia dos resultados (VAN WEELE & KAY, 1984).

Na aproximação por diferenças finitas, o modelo contínuo é discretizado em um número finito de partículas e o sistema de equações é expresso sob a forma de diferenças finitas (LE VACHER & SIEFFERT, 1984). A técnica de elementos finitos é baseada na discretização do meio contínuo em um número de subdomínios (elementos finitos), assumindo-se adequadas funções de interpolação para os deslocamentos nodais (BATHE, 1982).

O modelo mecânico adotado é usualmente algum tipo de sistema discretizado sob a forma de pesos e molas, aos quais são atribuídos propriedades físicas fictícias, de modo a se reproduzir o melhor possível o modelo contínuo. Um primeiro modelo deste tipo foi apresentado por E.A.L. SMITH (1960) e o algoritmo proposto para a resolução numérica da Equação da Onda tinha por objetivos o dimensionamento de sistemas de cravação, a previsão de tensões na estaca e a estimativa da resistência à cravação em função de negas. Nesta concepção, a integração passo-a-passo das equações não lineares do movimento baseava-se em um algoritmo explícito de diferenças finitas. A utilização de algoritmo implícitos (GOBLE *et al.*,1976, 1976; FOO *et al.*,1977) resulta numa melhoria considerável das características de estabilidade da solução. Em termos de MEF, os algoritmos explícitos e implícitos tendem a fornecer resultados igualmente satisfatórios (COUTINHO, 1984).

A principal diferença entre os métodos numéricos e analíticos está relacionada ao intervalo de tempo usado na integração. Enquanto que no método analítico este parâmetro tem seu valor fixado no chamado intervalo de tempo crítico, nos métodos numéricos, frequentemente, torna-se necessário utilizar intervalos de tempo menores de forma a se assegurar a estabilidade numérica da solução (SMITH, 1960; BOWLES, 1974), sendo as restrições impostas pela dimensão deste intervalo de tempo mais rigorosas que as exigidas pela acurácia dos resultados. Neste sentido, sabe-se (FOX, 1962), que a aplicação do Método das Diferenças Finitas pode dar soluções exatas para a Equação da Onda, tomando-se na análise um intervalo de tempo igual ao crítico.

Nestas circunstâncias restritivas, muitos programas têm sido empregados com relativo sucesso em aplicações práticas, embora apresentando consideráveis distorções dos pulsos de onda correspondentes às faixas de frequência mais elevadas, resultando em imprecisões significativas, nomeadamente em termos da relação tensões x tempo. A estas considerações relativas à aplicabilidade de um ou outro processo na solução do problema de cravação de estacas, tornam-se oportunas as observações de VERRUIJT (1984): "*For this type of problem, which involves impact loading, the method of characteristics seems most appropriate. It can be shown, however, that by taking time steps equal to the characteristic value in a finite difference model or a finite element model, the basic algorithms of all methods are completely equivalent*".

II.4 - MODELAÇÃO DO SISTEMA MARTELO - ESTACA - SOLO

Na solução baseada em métodos numéricos, a aplicação da teoria da propagação de ondas unidimensionais à cravação de estacas exige, independentemente do método de análise adotado, a implantação de modelos representativos de cada um dos elementos do conjunto solo - estaca - sistema de cravação. A adequabilidade do modelo proposto será aferida pela qualidade e confiabilidade dos resultados obtidos através da formulação matemática imposta por esta escolha.

De acordo com o modelo original de SMITH (fig.II.14), o martelo e o capacete são simulados a pesos individuais desprovidos de elasticidade (W_2 e W_3, respectivamente), uma vez que se tratam de elementos curtos, pesados e rígidos; por outro lado, o cepo e o coxim são modelados através de molas desprovidas de peso (K_2 e K_3, respectivamente), justificado pela natureza elástica destes elementos, de peso e dimensões desprezíveis em relação ao martelo e ao capacete. Em se tratando de um elemento estrutural longo e pesado, relativamente compressível devido ao seu comprimento, a estaca é subdividida em segmentos (comprimento típico entre 1,5 e 3,0 m), caracterizados por peso (W_4 a W_p) e elasticidade (K_3 a K_{p-1}). Vê-se, pois, que a mola K_3 representa tanto a elasticidade do coxim como também a do primeiro segmento da estaca. O peso de cada elemento da estaca é suposto como concentrado em sua parte inferior uma vez que, como observado pelo próprio SMITH, tal procedimento tende a melhorar a acurácia da solução.

Quanto ao comportamento da resistência mobilizada pelo solo durante a cravação da estaca, recaem as incertezas maiores da simulação do sistema. A modelagem da interação estaca - solo proposta por SMITH é bastante simples, estabelecendo-se em torno dos efeitos distintos das componentes estática e dinâmica da resistência à cravação (relação II.39). Assim, a resistência do solo (R_4 a R_p) é representada por um conjunto de molas associadas em série a blocos de atrito (simulando a componente estática R_S) e associado em paralelo a amortecedores (simulando a parcela dinâmica R_D), tal como indicado na figura (II.14-c).

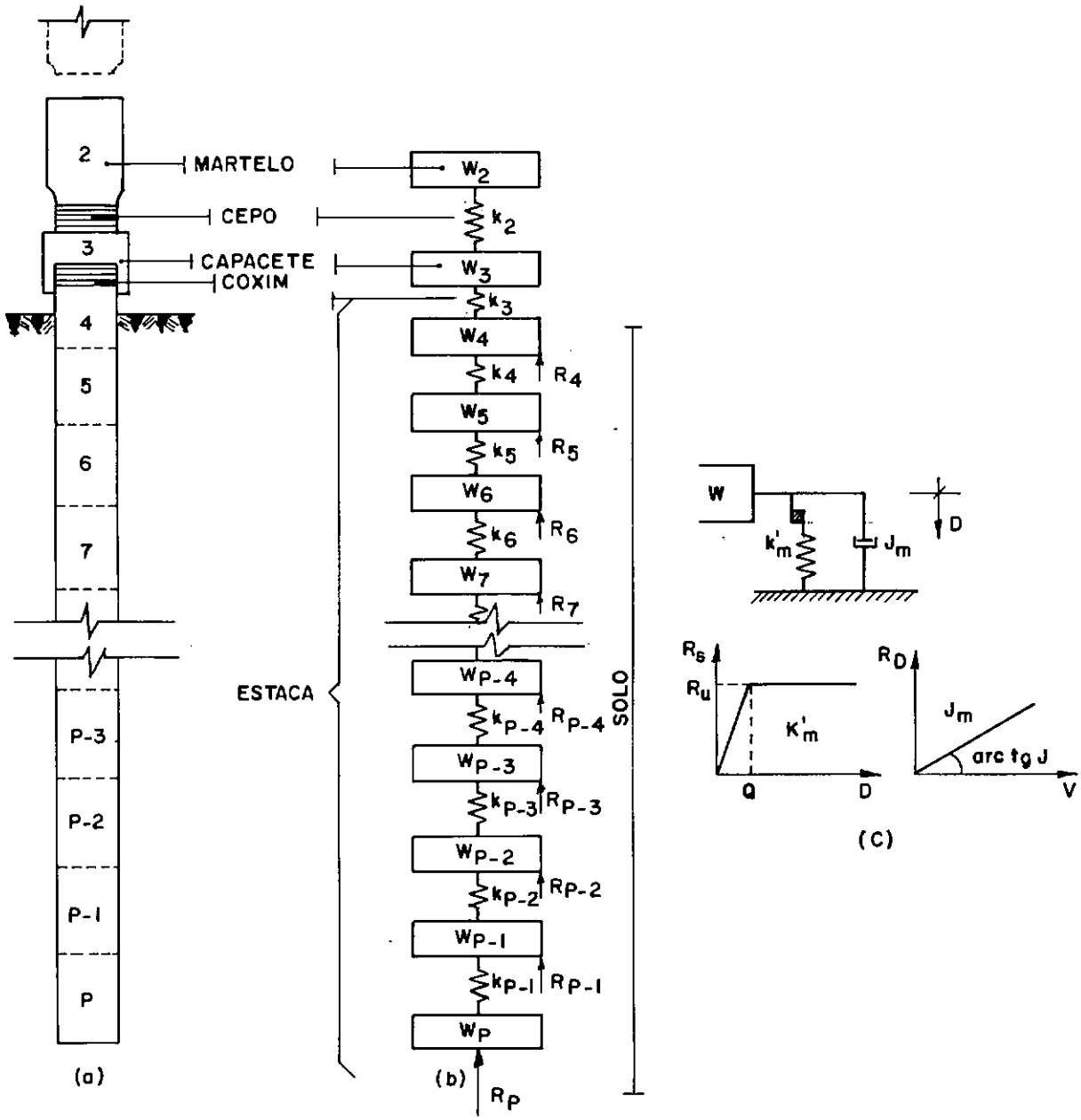


Fig.II.14 - Modelo proposto por E.A.L. SMITH (1960)
(a) conjunto solo-estaca-sistema de cravação
(b) simulação do conjunto
(c) simulação da resistência do solo

Em função da simulação do conjunto solo-estaca-sistema de cravação, tal como estabelecido na figura(II.14-b), SMITH mostrou que a equação da onda na forma geral da equação (II.38) poderia ser expressa, sob a forma de uma aproximação por dife-

renças finitas, através de um conjunto de cinco equações básicas (tabela II.1), obtidas diretamente da física elementar a partir da análise da conservação de energia do sistema.

Estas equações, de solução imediata por computador, são aplicadas a cada um dos segmentos de divisão do modelo da estaca, desde m=1 a m=p (onde m designa um elemento genérico da estaca), em intervalos de tempo sucessivos, sendo a acurácia da solução diretamente relacionada à amplitude do incremento de tempo Δt considerado na análise (HEISING, 1955; SMITH, 1960; BOWLES, 1974), o qual deve ser da ordem de 1/400 s para estacas de aço e de madeira e de 1/300 s para estacas de concreto.

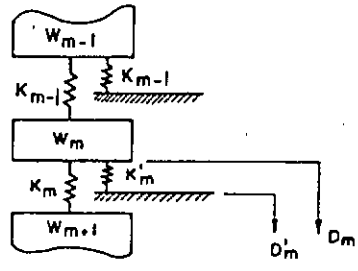
(1) $D_m^t = D_m^{t-1} + V_m^{t-1} \cdot \Delta t$

(2) $C_m^t = D_m^t - D_{m+1}^t$

(3) $F_m^t = K_m C_m^t$

(4) $R_m^t = [D_m^t - D_m'^t] \cdot K_m' [1 + J_m V_m^{t-1}]$

(5) $V_m^t = V_m^{t-1} + [F_{m-1}^t - F_m^t - R_m^t] \cdot \frac{g \cdot \Delta t}{W_m}$



m - ordem do segmento considerado

t - tempo

Δt - incremento do tempo usado na análise

C_m^t - compressão da mola m (estaca) no instante t

D_m^t - deslocamento do segmento m no instante t

$D_m'^t$ - deslocamento plástico da mola m (solo) no instante t

F_m^t - força atuante na mola m (estaca) no instante t

g - aceleração da gravidade

J_m - coeficiente de amortecimento do solo relativo ao segmento m

K_m - constante da mola m (estaca)

K_m' - constante da mola m (solo)

R_m^t - resistência oferecida pelo segmento m no instante t

V_m^t - velocidade do segmento m no instante t

W_m - peso do segmento de ordem m

a - notação ligeiramente diferente à usada por SMITH
b - ver figura anexa

Tabela II.1 - Equações básicas[a] de SMITH e notação[b] correspondente.

Na concepção original de SMITH, para a massa de solo situada sob a ponta da estaca, admite-se para a componente estática da resistência um comportamento elastoplástico (diagrama forças x deslocamentos bilinear), função de um determinado deslocamento elástico limite Q (denominado "quake") e da resistência estática última R_u, isto é, a carga a partir da qual a mola representativa do solo passa a caracterizar um comportamento puramente plástico. Desta forma, a caracterização do solo fica definida essencialmente com base nos parâmetros Q e R_u.

Tal formulação, baseada em CHELLIS (1961), supõe que o solo apresenta um comportamento elástico linear inicial até atingir a resistência última R_u, ocorrendo, então, uma ruptura plástica sob carga constante, seguida de uma recuperação igual à compressão elástica máxima definida pelo "quake" (trajetória OABC da figura II.15).

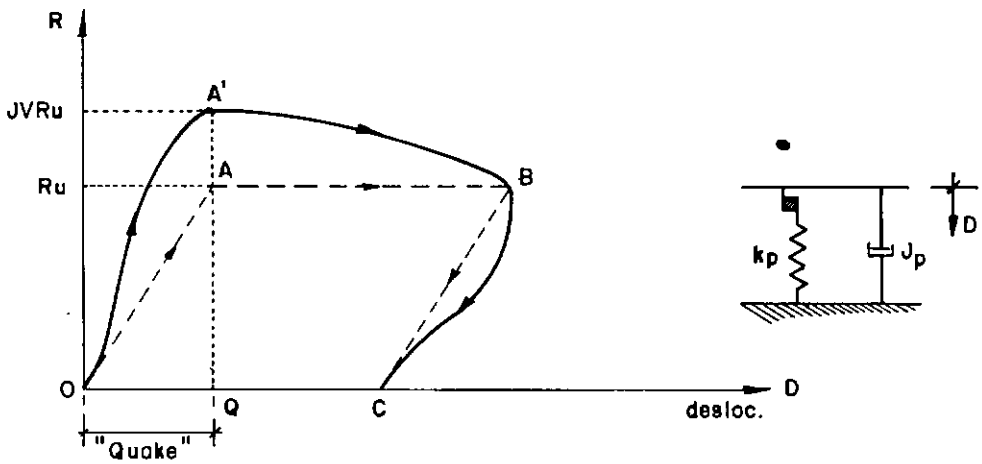


Fig.II.15 - Diagrama resistência x deslocamento para o solo situado sob a ponta da estaca (SMITH, 1960).

A resistência dinâmica, por sua vez, é expressa como uma função linear da velocidade da ponta da estaca (V_P), tal que:

$$R_D = J_S \cdot R_S \cdot V_P \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.41),$$

onde J_S é o coeficiente de amortecimento do solo na proposição de SMITH e $R_S = R_u$ para deslocamentos iguais ou maiores que o "quake".

Logo, sendo $R = R_S + R_D$ (relação II.39), resulta que:

$$R = R_S \ (1 + J_S V_P) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.42).$$

Assim, a resistência oferecida pelo solo à cravação é suposta como uma função de sua resistência estática e da velocidade de penetração da estaca (o solo oferece uma resistência instantânea maior quanto mais elevada for a velocidade de penetração).

Sendo D_{PT} e D_{PP} os deslocamentos total e plástico, respectivamente, sofridos pelo solo situado sob a ponta da estaca num dado instante t, a resistência à cravação do solo neste instante, de acordo com a relação (II.42), será dada por:

$$R_P = (D_{PT} - D_{PP}) \ . K'_P (1 + J_P . V) \quad \ldots\ldots\ldots (II.43\text{-a}),$$

onde K'_P é a constante da mola e J_P é o coeficiente de amortecimento, representativos do solo sob a ponta da estaca (fig.II.15).

Para a resistência lateral ao longo do fuste da estaca, o diagrama resistência x deslocamento não mais se limita à região de compressão (fig.II.16), uma vez que, embora seja adotada uma simulação similar à da resistência do solo sob a ponta da estaca, as molas, nesta concepção de modelo, são passíveis de transmitir esforços de tração ou deslocamentos negativos que eventualmente possam se desenvolver em um dado segmento da estaca. A fig.(II.16) ilustra dois ciclos consecutivos de carga e descar-

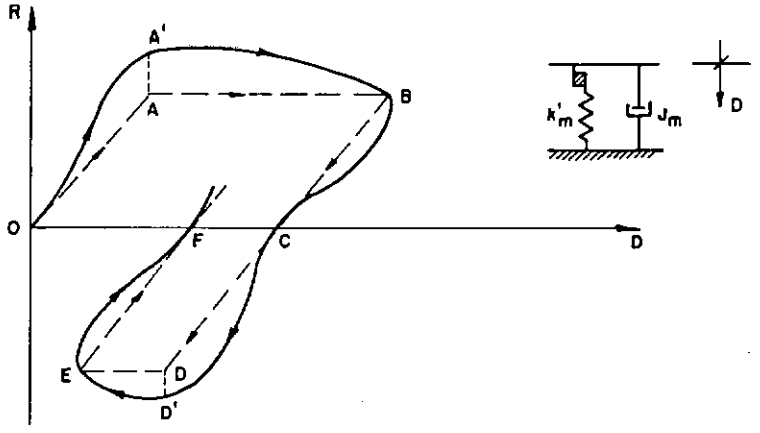


Fig.II.16 - Diagrama resistência x deslocamento para o solo lateral ao fuste da estaca (SMITH, 1960).

ga para um segmento genérico m, com a resistência estática representada por OABC-CDEF e a resistência total configurada pela trajetória OA'BC - CD'EF.

Analogamente, sejam D_{MT} e D_{MP}, num dado instante, os deslocamentos total e plástico, respectivamente, sofridos pelo solo lateral a um segmento genérico m da estaca. A resistência à cravação oferecida por esta porção do solo lateral à estaca, no instante considerado, será dada por:

$$R_M = (D_{MT} - D_{MP}) \cdot K'_M \ (1 + J_M \cdot V) \ \ldots\ldots\ldots \ (II.43\text{-}b),$$

onde os parâmetros K'_M e J_M são relativos ao solo lateral correspondente ao segmento considerado da estaca (fig. II.16).

O esquema de cálculo é iterativo e a análise é feita admitindo-se que toda a carga correspondente ao golpe do martelo é aplicada de uma única vez ao sistema e supondo a estaca em condição de repouso inicial. Este algoritmo é repetido para cada um dos incrementos de tempo Δt, obtendo-se a resposta de cada segmento sob a forma de deslocamentos, forças e velocidades, até a condição de não penetração da estaca no terreno. Tal condição fica caracterizada quando o deslocamento plástico do solo sob a ponta da estaca (D_{PP}) atinge o seu valor máximo ("nega" permanente).

Análises abrangentes e detalhadas da descrição e técnicas de cálculo de solução da Equação da Onda, mediante a metodologia introduzida por SMITH, podem ser encontradas, por exemplo, nos trabalhos de HOLLOWAY *et.al.* (1975), COYLE *et.al.* (1977) e NAKAO (1981).

A partir do modelo básico, modificações podem ser facilmente introduzidas de modo a se levar em consideração condições outras de análise, tais como a não inclusão do coxim ou a desconsideração dos efeitos de resistência do solo por atrito lateral, por exemplo. Analogamente, a solução numérica do problema pode ser adaptada a outros casos, como a análise do problema incluindo os efeitos relativos ao peso próprio da estaca (SAMSON, HIRSCH & LOWERY, 1963). Em relação ao sistema de cravação, a presença de um pilão muito longo ou a necessidade de inclusão de um mandril, conduz a simulação destes elementos como

um conjunto de pesos e molas (fig.II.17-a e b).

Modelos mais elaborados de componentes do sistema de cravação foram propostos, por exemplo, por GOBLE & RAUSCHE (1976), REMPE & DAVISSON (1977) e IVANOSVSKY & FISCHER (1984). Por outro lado, a influência do amortecimento do material da estaca na solução pode ser levada em conta mediante a inclusão de um dispositivo amortecedor correspondente a cada segmento de divisão (fig.II.17-c).

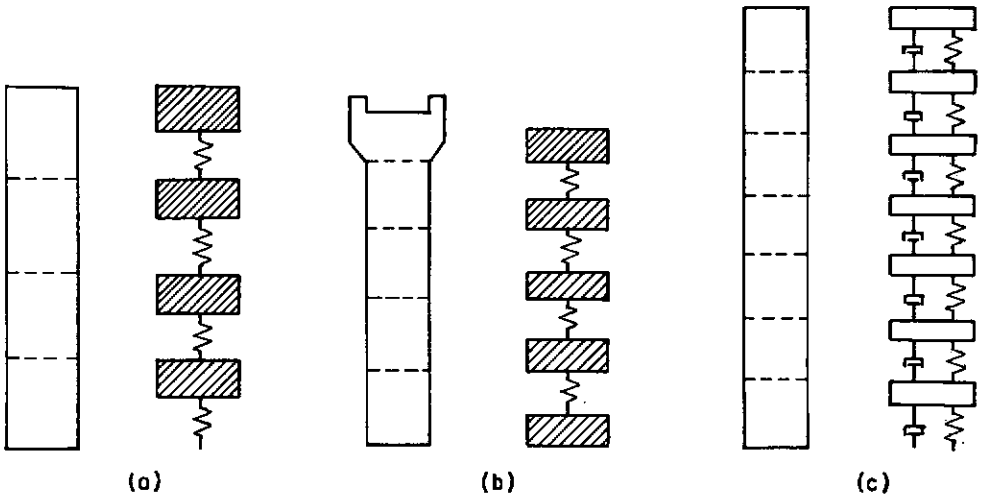


Fig.II.17 - Modelos físicos alternativos de simulação
(a) pilão longo
(b) mandril
(c) estaca (inclusão de efeitos de amortecimento interno).

A partir dos estudos pioneiros de SMITH, diversas contribuições têm sido apresentadas ao longo das três últimas décadas, visando o contínuo desenvolvimento da técnica de aplicação da teoria da Equação da Onda à cravação de estacas, relativas a uma série de aspectos levantados e ainda não suficientemente esclarecidos. Neste contexto, as influências das tensões residuais e as análises de golpes múltiplos foram investigadas por HOLLOWAY (1974); HOLLOWAY & DOVER (1978); MATLOCK & FOO (1979) e GOBLE & HERY (1984). A necessidade de aprimoramento dos modelos propostos é plenamente reconhecida em presença de condições específicas, tais como na cravação de estacas de grande diâmetro (RAUSCHE, 1983), na cravação de estacas de ponta aberta (HEEREMA & DE JONG, 1980) ou na cravação de estacas em litolo-

gias específicas, como no caso de solos calcáreos (MEDEIROS JR. *et.al.*, 1983; SWANN *et.al.*,1984).

As maiores restrições e críticas que têm sido objeto a modelagem proposta por SMITH residem, entretanto, na simulação do comportamento do solo durante a cravação, o qual não se tipifica nem pela linearidade e nem pela elasticidade, tal como admitido segundo a concepção bilinear da figura (II.14). O fato concreto é que se tem, como opinião generalizada, que é inviável o estabelecimento de um modelo único capaz de reproduzir o comportamento de qualquer tipo de solo em quaisquer condições de cravação de uma estaca. Assim, a solução seria a seleção ou o ajustamento, a partir de dados experimentais em condições similares de cravação, dos diversos modelos existentes. Uma segunda técnica, não menos importante, é o aprimoramento da simulação a partir do estudo do comportamento de estacas instrumentadas ou em ensaios de laboratório (MEYNARD & CORTÊ, 1984; BERINGEN & VAN KOTEN, 1984; HERITIER & PAQUET, 1985).

BREDENBERG (1980) propõe um modelo alternativo, composto por dois trechos de reta na fase de carregamento, para a interação solo - estaca nas condições de ponta cravada até um substrato rochoso (fig. II.18-a). A utilização de um modelo não linear foi sugerida por HOLLOWAY, CLOUGH & VESIĆ (1975), com base em observações de comportamentos essencialmente não lineares das relações tensões de cisalhamento x deslocamentos, obtidas em ensaios de cisalhamento direto efetuados em amostras de areias. De acordo com este modelo (fig.II.18-b), o comportamento não linear do solo é descrito segundo uma hipérbole,semelhante à formulação de CLOUGH & DUNCAN (1969, 1971). Com este modelo e utilizando o programa DUKFOR, HOLLOWAY *et.al.* (1975) encontram uma concordância bastante razoável entre os resultados previstos e os fornecidos pelas medições. Entretanto, tal procedimento exige a determinação de parâmetros da hipérbole (a assíntota e a rigidez tangente iniciais), sendo questionável se estes cuidados adicionais produzam uma melhoria proporcional da acurácia de solução obtida.

RAUSCHE *et.al.* (1971) não adotaram uma correlação entre as componentes dinâmica e estática dos esforços que se desenvolvem no contato estaca - solo, como preconizado por SMITH

(relação II.39), optando por uma relação de dependência direta entre a componente dinâmica e a velocidade de deslocamento da estaca, do tipo $R_D = C_D.v$, onde C_D seria uma constante de amortecimento.

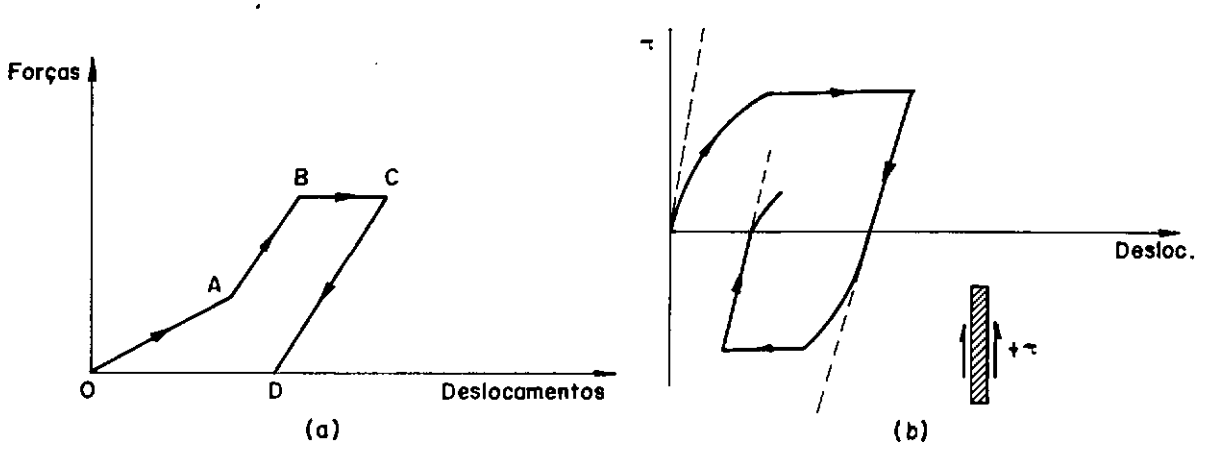


Fig.II.18 -Modelagem da interação solo - estaca
(a) modelo de BREDENBERG para a resistência de ponta de estacas cravadas até à rocha
(b) modelo hiperbólico de HOLLOWAY *et.al.* para fuste da estaca

As pesquisas mais recentes neste campo têm-se desenvolvido em torno de uma variante do modelo clássico, que representa um elemento de solo como um sistema mola-amortecerdor-massa (MIDDENDORP & BREDERODE, 1984; SIMONS, 1985). Os primeiros resultados obtidos com a sua aplicação evidenciam as vantagens potenciais de uma tal simulação.

II.5 - INSTRUMENTAÇÃO E MEDIÇÕES DINÂMICAS

Para o acompanhamento da instalação de estacas cravadas e avaliação do seu desempenho posterior, fez-se necessário desenvolver toda uma técnica própria de aquisição e processamento dos registros, paralelamente à evolução teórica do problema, num processo de contínuo aperfeiçoamento ao longo dos últimos

20 anos.

Na verdade, as primeiras tentativas de medições dinâmicas estão relacionadas às experiências pioneiras de GLANVILLE *et.al.* (1938). Porém, foi a partir das extensas pesquisas desenvolvidas pela CASE WESTERN RESERVE UNIVERSITY (GOBLE *et.al.*, 1975), concomitantemente à formulação dos métodos CASE e CAPWAP, que as técnicas instrumentais atingiram uma praticabilidade e versatilidade tais que pemitiram a rápida difusão da metodologia a nível mundial.

Desde o início das investigações (1964), os sensores foram direcionados para medidas de forças e acelerações no topo da estaca. Os sinais de deformação específica e de aceleração eram amplificados e registrados em um oscilógrafo de alta velocidade, o que exigia, para sua análise, um procedimento difícil e bastante moroso. Assim, o passo natural tomado a seguir foi o de buscar implementar um sistema computacional capaz de realizar estas operações automaticamente e que se consumou (por volta de 1970) no chamado sistema PDA ("Pile Driving Analyser"). Este sistema veio a se constituir na técnica de monitoração mais utilizada em todo o mundo. Versões sucessivamente aprimoradas do analisador são hoje comercializadas pela Pyle Dynamics, Inc., (empresa norte americana criada pelos ex-pesquisadores da CWRU). O histórico de sua aplicação já conta de 2000 projetos nos últimos 15 anos (LIKINS,1984). Outros sistemas foram desenvolvidos segundo linhas próprias de pesquisa, como o TNO - WAVE (MIDDENDORP, 1985), o sistema da FUGRO B. V. (BERINGEN *et.al.*, 1980) e o sistema do Queen Mary College (CUTHBERT e POSKITT, 1983).

O comportamento do sistema estaca - solo aos esforços dinâmicos de cravação é, segundo a metodologia geral, monitorado mediante medições de deformações (por meio de extensômetros elétricos - "strain gages" - colados diretamente na estaca ou por transdutores removíveis) e acelerações (através de acelerômetros) no topo da estaca. Estas medições são analisadas em termos de forças e velocidades (derivadas dos valores obtidos de deformações e acelerações, respectivamente). Processos alternativos consistem na medição direta das forças de impacto através de células de carga convenientemente instaladas no ele

mento de fundação e na determinação indireta das velocidades a partir de deslocamentos, medidos por meio de transdutores do tipo LVDT, ou através de sistemas óticos como os teodolitos eletrônicos.

Os transdutores de deformação específica permitem determinar a deformação axial do elemento estaca na seção instrumentada, podendo ser colados, soldados ou ajustáveis (com posterior reaproveitamento) à estaca. Nas fases preliminares das medições, extensômetros elétricos eram colados diretamente à estaca, oferecendo como desvantagens óbvias a perda do sensor e o elevado tempo de instalação. A concepção de sensores reutilizáveis, leves e de fácil conexão à estaca (tipo "clip-on") é mais recente, exigindo para a sua montagem um tempo reduzido.

O princípio geral destes transdutores, construídos com material especial (normalmente em aço ou liga de alumínio) e possuindo uma geometria adequada, é baseado numa resposta linear do mesmo, em termos de um sinal elétrico, às deformações elásticas impostas à estaca pelos golpes de cravação (pelo menos no intervalo previsto para estas deformações). A calibração em laboratório relaciona a deformação ao sinal elétrico de saída. Este sinal provém de "strain-gages", ligados em ponte completa e colados nas zonas mais tensionadas do elemento, quando este é submetido a esforços de compressão diametral (fig.II.19-a). As suas dimensões são fixadas em termos das faixas de deformações previstas nas medições em campo (da ordem de até 1000μm/m).

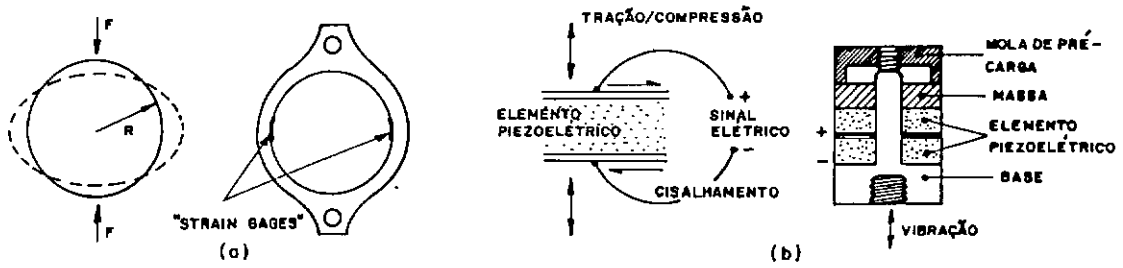


Fig.II.19 - Princípio e configuração prática dos instrumentos de medida
(a) transdutor de deformação:
(b) acelerômetro piezoelétrico.

Um acelerômetro é um transdutor eletromecânico que, sujeito a uma ação dinâmica, desenvolve uma diferença de potencial entre os seus terminais, a qual é proporcional às acelerações aplicadas. O tipo mais comumente utilizado em medições dinâmicas é o acelerômetro piezoelétrico, que é capaz de medir acelerações mais elevadas (até 10000g). Compõe-se, basicamente, por uma pastilha de material piezoelétrico, geralmente um pedaço de cerâmica artificialmente polarizado que apresente o efeito piezoelétrico típico. Quando submetido a ações mecânicas, sejam de tração, compressão ou cisalhamento, o elemento gera cargas elétricas nas faces, desenvolvendo, assim, uma diferença de potencial (proporcional à aceleração) entre os seus terminais, a qual é convertida em sinal elétrico através de elétrodos metálicos (fig.II.19-b). Usualmente, são montados sobre bases de acrílico, de modo a eliminar possíveis efeitos de interferência, oriundos de ruídos externos, sobre os cabos e conexões.

Os sinais provenientes dos sensores (sempre fixados aos pares e em posições diametralmente opostas da seção de instrumentação, de modo a compensar eventuais efeitos de flexão) devem ser amplificados, condicionados e processados num aparato instrumental de certa complexidade, uma vez que as medições devem ser obtidas num intervalo tão curto quanto umas poucas dezenas de milisegundos. Além disto, deve permitir a gravação e posterior reconstituição dos eventos em laboratório, visando a elaboração de análises mais detalhadas dos registros. Estes equipamentos são compostos pelos seguintes dispositivos básicos:

(i) Condicionadores de sinal

Na maioria das vezes, os sinais gerados pelos sensores fixados à estaca não se compatibilizam com as características dos impulsos passíveis de serem registrados pelo dispositivo destinado a esta finalidade, usado na instrumentação. Neste caso, torna-se necessário o emprego de um condicionador de sinal para os transdutores de forma a assegurar que os sinais emitidos possam ser recebidos em níveis compatíveis às faixas de registro do instrumento utilizado. Por outro lado, através de filtros, um condicionador de sinal é capaz de limitar a resposta em termos de frequências, suprimindo efeitos indesejáveis de in

terferências sobre os sinais medidos.

Em termos de acelerômetros, costuma-se designar o condicionador de sinal por pré-amplificador que, adicionalmente, pode funcionar como um conversor de impedâncias e/ou integrador. No primeiro caso, o pré-amplificador converte o sinal de saída do acelerômetro em uma impedância bem menor. No segundo caso, o pré-amplificador permite a conversão do sinal de saída proporcional à aceleração em sinais de velocidade e deslocamento.

(ii) Registradores de sinal

Os dispositivos destinados ao registro dos sinais dos transdutores, após condicionamento, podem ser analógicos ou digitais. No caso dos registros serem efetivados na forma analógica, podem ser usados oscilógrafos, osciloscópios com memória ou gravadores de fita magnética. Usualmente, são empregados gravadores de fita do tipo FM face às faixas de frequências requeridas nas medições desta natureza. Um número de 4 canais é recomendado de modo a possibilitar o registro das 4 transdutores e mais um canal de voz, para a descrição dos eventos observados.

A utilização de dispositivos digitais (como os periféricos de armazenamento de dados para computadores digitais, tipo unidades de discos ou fitas magnéticas) requer a conversão analógico-digital dos sinais a serem registrados. Estes sistemas digitais, combinados a processadores de sinal (ítem iii), permitem a execução de cálculos expeditos no campo, a cada golpe, bem como a apresentação dos principais resultados.

A visualização dos sinais registrados é imprescindível nesta fase da monitoração, permitindo a verificação imediata da qualidade dos sinais recebidos (detectando, assim, eventuais problemas na aquisição dos dados) e uma seleção preliminar dos golpes a serem processados. Uma visualização interessante é na forma de forças e velocidades (multiplicadas pela impedância da estaca), para cada golpe. Os registradores gráficos X-Y e os osciloscópios com memória, constituem, neste aspecto, dispositivos de grande utilidade.

(iii) Processadores de sinal

São equipamentos providos de funções apropriadas para

processamento dos sinais (em processo de aquisição ou já registrados), que permitem o cálculo de uma série de grandezas próprias do fenômeno, tais como forças, velocidades e deslocamentos máximos, tensões de cravação, energias transferidas à estaca a cada golpe, etc. Ainda, é possível estimar capacidades de carga de estacas e detectar eventuais danos provenientes de cravação. Os elementos calculados são, então, encaminhados a dispositivos periféricos para serem impressos e/ou plotados.

Além do sistema de aquisição e processamento de dados no campo, deve-se dispor de um outro sistema para processamento e análise dos resultados, numa segunda fase, em laboratório. Isto se deve, basicamente, ao fato de se dispor, no campo de um período de tempo muito curto (entre dois golpes) para processamento dos dados adquiridos em cada golpe. Por outro lado, o micro computador usado no campo não tem, via de regra, uma capacidade em termos de memória para permitir análises segundo modelos mais sofisticados.

O sistema PDA, generalizadamente adotado na monitoração de estacas cravadas, constitui um sistema deste tipo. Compõe-se do PDA ("Pile Driving Analyser") e seus periféricos para aquisição e processamento de dados no campo e um conversor A/D, acoplado a um micro-computador de maior capacidade, para processamento em laboratório. Os dados adquiridos são gravados em fita magnética na forma analógica, o que impõe a necessidade de utilização de um conversor analógico - digital para as análises em laboratório. Nesta fase, o micro-computador a ser usado pode ser um MINC 11/23 ou um IBM - PC.

Diversos centros de pesquisa e empresas em todo o mundo têm procurado desenvolver seus próprios sistemas de monitoração de estacas. No Brasil, esta técnica é extremamente recente, com a realização das primeiras monitorações acontecendo somente a partir de 1980, na plataforma de Garoupa (bacia de Campos) passando a partir de 1982, a serem efetuadas também em obras em terra. A limitação de equipamentos disponíveis, aliada à pouca divulgação do método no meio técnico, têm sido os principais fatores restritivos à sua implementação na prática de fundações em estacas. Algumas instituições de pesquisas e empresas têm buscado minimizar estas deficiências mediante o desenvolvimento de

equipamentos e técnicas próprias de análise (IPT, COPPE - UFRJ, PUC-RJ, Estacas Franki, SCAC, etc.).

Nas monitorações realizadas pelo IPT em obras em terra ou nas plataformas marítimas (NYAMA, 1985), tem-se utilizado o sistema da Pile Dynamics, embora, concomitantemente, estejam sendo desenvolvidos sistemas próprios de instrumentação. As características gerais dos equipamentos usados e os esquemas simplificados dos sistemas de aquisição e análise dos dados de cravação são aqueles indicados na figura (II.20), designados por sistema IPT. Utilizando este aparato instrumental, 114 estacas (aço e concreto armado centrifugado) em terra e 80 estacas "offstore" foram analisadas.

A PUC-RJ tem desenvolvido esforços para construção de transdutores de deformação e efetuado medidas em estacas modelo (FROES, 1984). Para a simulação da cravação, foi desenvolvido o programa ONDA (PAES, 1983). A firma ESTACAS FRANKI Ltda. iniciou, em 1984, o desenvolvimento de um sistema próprio de medições.

Na COPPE - UFRJ, o problema da cravação de estacas começou a ser estudado em 1979 e as primeiras tentativas de medição da velocidade do topo de estacas durante a cravação foram feitas por NAKAO (1981), utilizando processos óticos (filmagem em alta velocidade). Como parte desta tese, também foi implantado um programa de simulação de cravação retirado do trabalho de BOWLES (1974).

A partir de então, procedeu-se a um programa de acompanhamento, por parte de professores e técnicos, de trabalhos de monitoração de estacas "offshore", realizadas por firmas estrangeiras a serviço da PETROBRÁS, que possibilitou, já a partir de 1983, a implementação de um sistema preliminar, em que os sinais dinâmicos eram registrados em um oscilógrafo de alta velocidade e a análise se processava por interpretação gráfica direta destes registros. Os transdutores de deformação foram projetados e contruídos na COPPE.

Deste sistema precursor, passou-se a uma versão mais elaborada da instrumentação, composta por um sistema de aquisição de dados baseado em gravador FM e de um sistema de processamento em laboratório com o uso de um micro-computador. Esque-

mas básicos destes sistemas e as características gerais dos equipamentos são apresentados sob a designação de SISTEMA ANALÓGICO DA COPPE (fig.II.21). Um programa específico (programa ESTACA) foi desenvolvido de modo a processar os registros de deformações e acelerações, realizando cálculos e produzindo gráficos das forças no topo da estaca e do produto das velocidades pela impedância da estaca. Resultados destas instrumentações são apresentadas por ALMEIDA (1985) e LOPES & CABRAL (1985).

A experiência acumulada nestas primeiras obras serviu de base para a definição de um projeto multidisciplinar denominado MONITOR, envolvendo os Programas de Engenharia Civil e Engenharia Elétrica da COPPE-UFRJ, iniciado em meados de 1984. O primeiro protótipo teve sua montagem concluída em dezembro/85 e deverá entrar em testes de campo em meados de 86. O esquema básico do sistema e as características gerais dos equipamentos que o constituem são apresentados na figura (II.22).

I - SISTEMA IPT

- transdutores de def. específica: sensores tipo "0" em liga de alumínio, fabricados pela Pyle Dynamics, Inc. (± 1000 μm/m);
- acelerômetros: PCB - Piezotronics, Inc., do tipo piezoelétrico, montado numa base especial de acrílico, projetada pela Pyle Dynamics, Inc.;
- Analisador PDA: modelo GA da Pyle Dynamics, Inc., com memória PROM e RAM de 16k cada uma, com expansão para 64 k;
- gravador FM: HEWLET PACKARD (fabricação americana), modelo 3968, 8 canais;
- osciloscópio: BRUEL & KJAER (fabricação dinamarquesa), modelo 1476 ou HP, modelo 1741 A;
- microcomputador: MINC 11/23 da Digital Equipment, com 128 k de memória principal;
- plotter: Tectronix, modelo 4662;
- impressora: Elebra Emília - 80 cps.

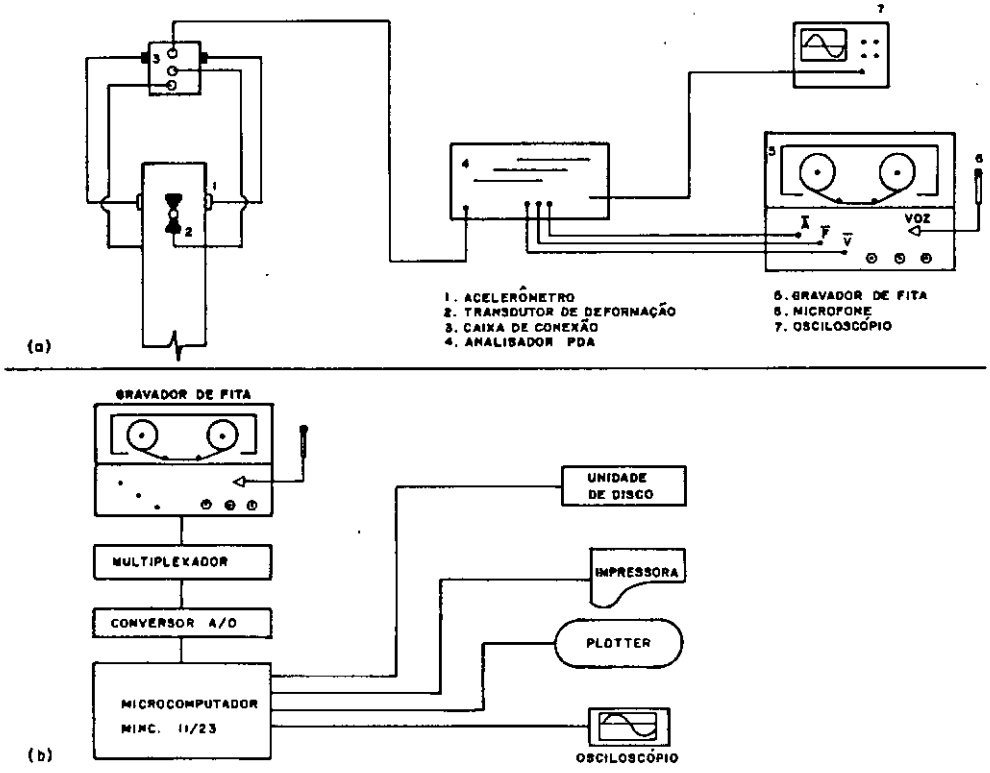


Fig.II.20 - Esquema de aquisição de dados no campo (a) e de processamento e análise dos resultados em escritório (b) para o SISTEMA IPT.

II - SISTEMA ANALÓGICO DA COPPE

- transdutores de def. específica: sensores de forma anelar em aço, desenvolvidos na própria instituição;
- acelerômetros: KIOWA (fabricação japonesa), do tipo piezo-resistivo, para 500 g;
- amplificadores: KIOWA, modelo DMP 305-A, para frequências até 5 KHZ;
- gravador FM: BRUEL & KJAER (fabricação dinamarquesa), modelo 7003, 4 canais;
- osciloscópio: BRUEL & KJAER, modelo 1405;
- analisador de espectros HEWLET PACKARD (fabricação americana), modelo 3582A;
- microcomputador: HP, modelo 9825 T, com 64 K de memória;
- plotter: HP, modelo 7225 A.

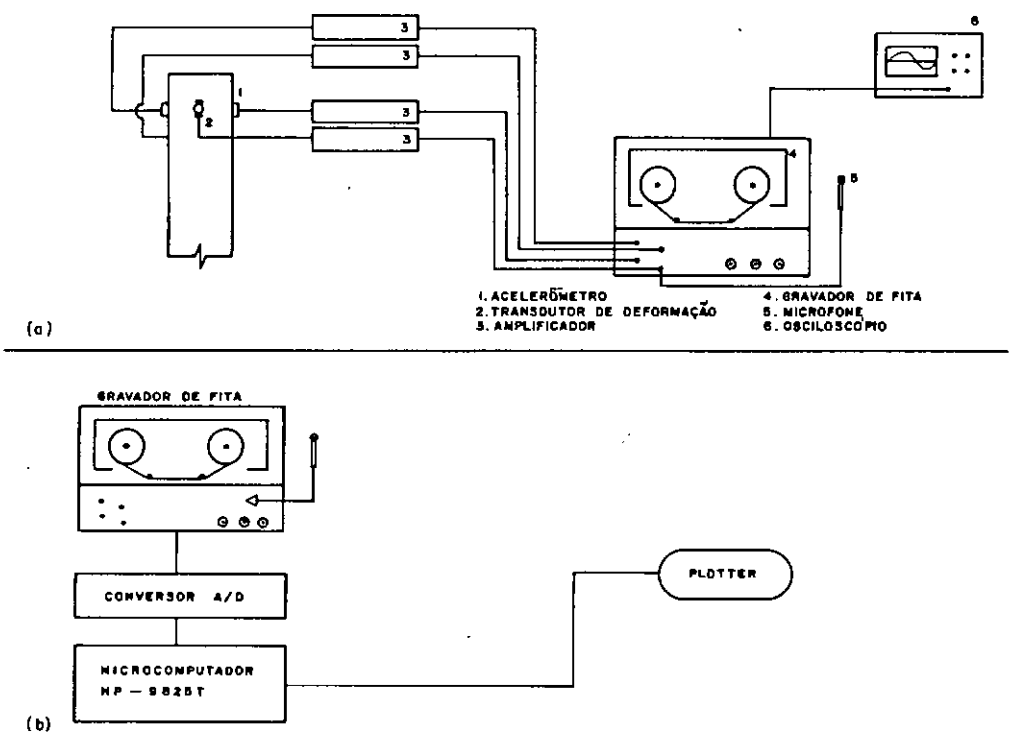


Fig.II.21 - Esquema de aquisição de dados no campo (a) e de processamento e análise dos resultados em escritório (b) para o SISTEMA ANALÓGICO DA COPPE.

III - SISTEMA MONITOR

- transdutores de def. específica: sensores de forma anelar em liga de alumínio, desenvolvidos na própria instituição (até 2000 μm/m);
- acelerômetros; DYTRAN, do tipo piezoelétrico, para 10000 g;
- amplificadores: KIOWA tipo DPM (para deformétros) e DYTRAN(para acelerômetro);
- "MONITOR": conversor A/D de 4 ou 8 canais com frequência de amostragem de 3,8 KHZ para canal, micro-processador de 16 bits, 64 kbytes de memória e comunicação serial com periféricos;
- unidade de gravação: digital, capacidade de 300 kbytes, emdiskette 5 1/4;
- osciloscópio: PANTEC, modelo 5205;
- microcomputador: IBM/PC (ou compatível);
- impressora gráfica: GRAFIX.

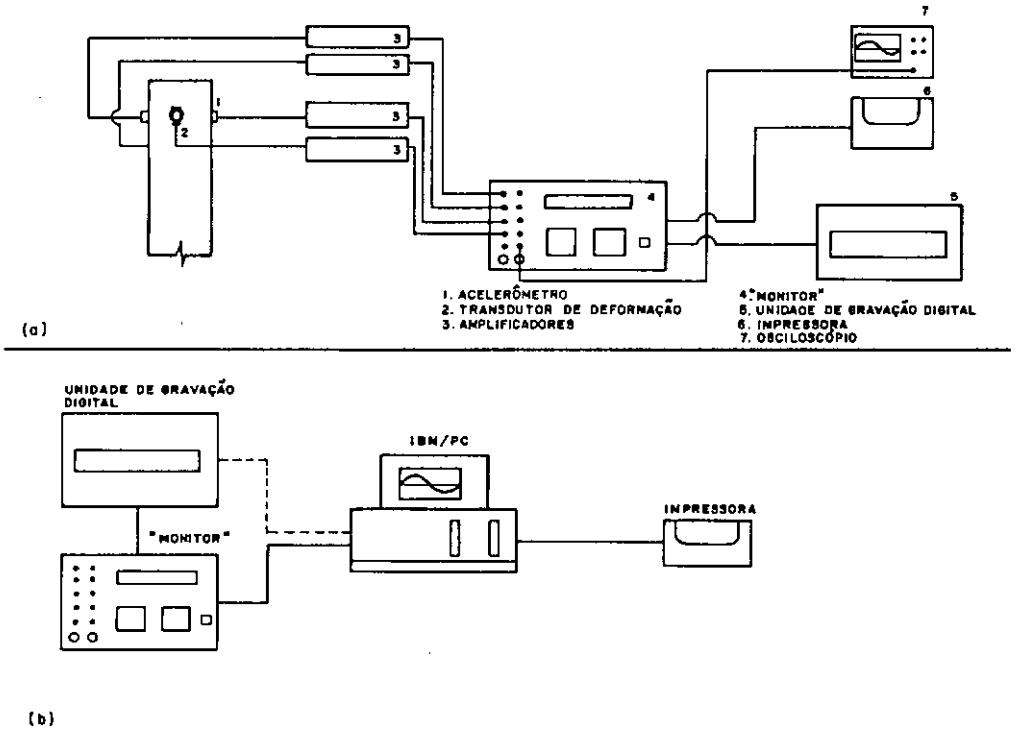


Fig.II.22 - Esquema de aquisição de dados no campo (a) e de processamento e análise dos resultados em escritório (b) para o SISTEMA MONITOR.

II.6 - ESTUDOS PARAMÉTRICOS PELA EQUAÇÃO DA ONDA

A teoria da Equação da Onda pode ser utilizada para avaliar os efeitos dos diversos parâmetros que influenciam o comportamento de uma estaca durante a cravação. Tais parâmetros incluem propriedades do sistema de cravação propriamente dito (eficiência do martelo, rigidez do coxim, peso do capacete, etc.), da própria estaca (como a sua rigidez, por exemplo) e do solo adjacente ("quake", amortecimento, etc.).

A tabela (II.2) apresenta um resumo das contribuições dos principais fatores relevantes na análise da cravação de uma estaca, caracterizando-se os efeitos principais de cada um deles no processo.

Análises paramétricas desta natureza (HIRSCH, 1963; BENDER, LYONS & LOWERY, 1969; Mc CLELLAND, FOCHT & EMRICH, 1969; HIRSCH, LOWERY, COYLE & SAMSON, 1970; PAROLA, 1975; COYLE, LOWERY & HIRSCH, 1977; ALMEIDA, 1985), demonstram que um aumento da eficiência na cravação de uma estaca ("pile driveability") está ligada aos seguintes fatores:

(i) Aumento da energia de cravação (aumento da altura de queda ou da eficiência do martelo);

(ii) Aumento da rigidez e do coeficiente de restituição do cepo e/ou coxim;

(iii) Redução do peso do capacete;

(iv) Aumento da rigidez da estaca;

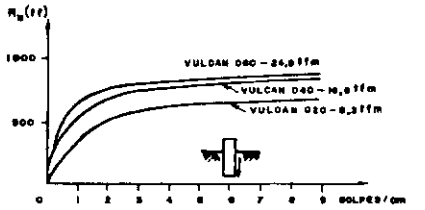
(v) Redução do valor do "quake", do coeficiente de amortecimento do solo e da percentagem da resistência total do solo devida à ponta.

O desempenho de um dado problema de cravação oscila, em torno do maior ou menor grau de consideração dos efeitos de cada um dos fatores acima listados.

MARTELO

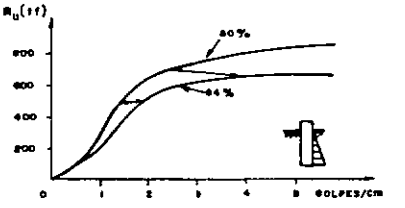
1-ENERGIA DE CRAVAÇÃO

A utilização de um martelo com maior energia (bruta) de cravação (maior peso e altura de queda) resulta em um aumento da capacidade de cravação do sistema, embora em proporção inferior ao acréscimo nominal de energia.



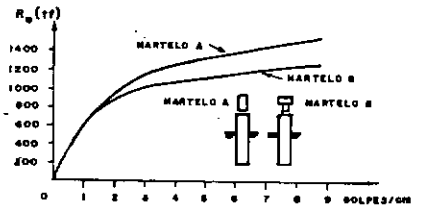
2-EFICIÊNCIA

Quanto maior a eficiência do martelo, menor é o número de golpes necessários para se obter uma dada penetração para uma determinada resistência estática do terreno, tal efeito sendo mais pronunciado quanto mais elevado for o valor da resistência última R_u.



3-FORMA

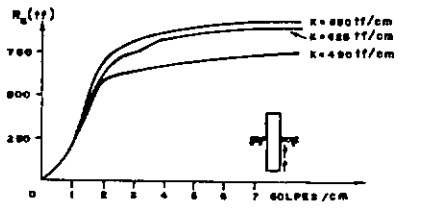
Martelos mais longos tendem a fornecer acréscimos maiores de capacidade de cravação, mas trata-se de um parâmetro de importância limitada no problema, com efeitos ainda reduzidos pela inclusão de dispositivos amortecedores (cepo e/ou coxim) no sistema.



CEPO (OU COXIM)

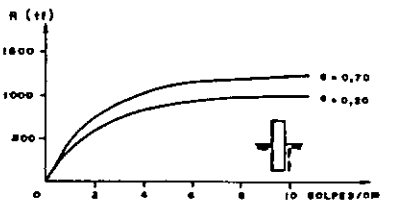
4-RIGIDEZ

Um aumento da rigidez do cepo (ou coxim) acarreta um acréscimo na capacidade de cravação da estaca, particularmente em solos de elevada resistência. A condição ótima implica o uso de um cepo (e/ou coxim) que promova uma adequada proteção à estaca sem afetar o rendimento da cravação.



5-COEFICIENTE DE RESTITUIÇÃO

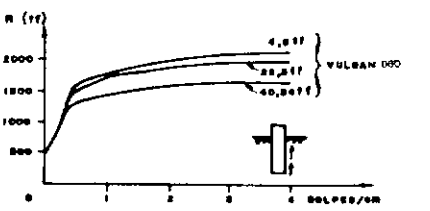
Quanto maior o coeficiente de restituição do elemento de amortecimento, maior é a percentagem da energia de cravação transmitida à estaca. Analogamente à rigidez, o aumento deste parâmetro resulta em um acréscimo das tensões de impacto e assume maior importância quanto maior for a resistência do terreno.



CAPACETE

6-PESO PRÓPRIO

O aumento do peso do capacete conduz a uma diminuição da resistência última à qual a estaca poderia ser cravada, devido às perdas de energia disponível correspondentes ao trabalho realizado sobre o capacete. Similarmente, as tensões máximas de cravação são reduzidas com capacetes mais pesados.



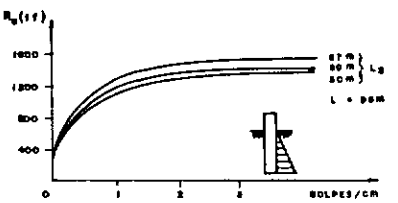
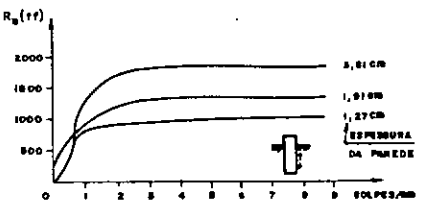
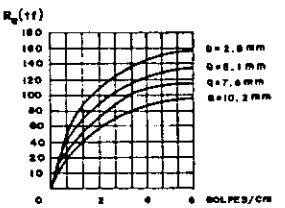
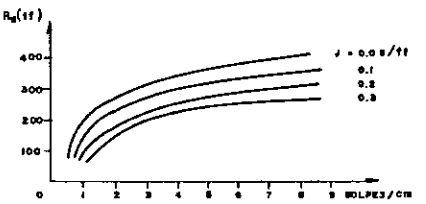
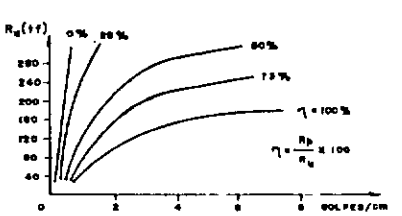
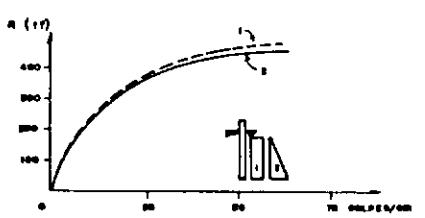
ESTACA	7-COMPRIMENTO CRAVADO Trata-se de um parâmetro que não apresenta influência decisiva na análise. A capacidade de cravação da estaca praticamente independe da relação entre os comprimentos dos trechos embutido e situado acima da superfície, sendo sua variação mais sensível com a variação de L_2 do que com a de L_1.	
ESTACA	8-RIGIDEZ A capacidade de cravação de uma estaca aumenta consideravelmente com a sua rigidez, a qual pode ser aumentada, seja por meio de maiores espessuras das paredes (estacas tubulares), seja através do simples enrijecimento do trecho a ser cravado.	
SOLO	9-"QUAKE" Quanto menor for o valor do "quake", menor é o número de golpes necessários para se atingir a resistência última do terreno.	
SOLO	10-COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO Tal como no "quake", quanto menor o coeficiente de amortecimento do solo maior será a capacidade de cravação da estaca.	
ESTACA - SOLO	11-VALOR RELATIVO DA RESISTÊNCIA DE PONTA A capacidade de cravação da estaca é tanto maior quanto menor a parcela de carga resistida pela ponta, sendo este efeito tanto mais pronunciado quanto maior a resistência do solo e menor a rigidez da estaca.	
ESTACA - SOLO	12-DISTRIBUIÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL A distribuição da resistência lateral ao longo do fuste da estaca constitui fator de importância secundária, produzindo efeitos mínimos na configuração das curvas R_u x nº de golpes.	

TABELA II.2 - Influência dos parâmetros do sistema de cravação, estaca e solo sobre a capacidade de cravação de uma estaca.

A energia de cravação afeta particularmente o desempenho de uma estaca, quanto à sua cravabilidade. É necessário, entretanto, distinguir de imediato entre a energia disponível (total) desenvolvida pelo martelo de cravação e a energia efetivamente transmitida à cabeça da estaca. A relação entre estas duas grandezas caracteriza a eficiência do sistema de cravação. Uma vez que o conceito de energia efetiva é flexível, a fixação da eficiência de um dado sistema de cravação admite variações. Assim, o valor indicado deve ser acompanhado das características da análise do balanço energético do sistema, que resultou na sua proposição.

Por outro lado, é preciso não confundir a eficiência do martelo, parâmetro que leva em conta tão somente as inevitáveis perdas de energia ocorridas neste elemento, com a eficiência do sistema de cravação no seu todo.

A eficiência do martelo pode ser obtida através da medição direta da velocidade do mesmo na iminência do impacto, feita a partir de registros fotográficos (GOBLE *et al.*, 1972; JANSZ *et al.*, 1975; TAVENAS & AUDIBERT, 1978; CUTHBERT *et al.*, 1980; DOLWIN *et al.*, 1983, etc.), ou, mais recentemente, a partir de medições com um sistema dotado de radar.

A eficiência do sistema de cravação constitui, entretanto, um parâmetro de muito maior interesse na análise, uma vez que a energia real transferida pelo sistema está associada diretamente à capacidade de instalação da estaca, de modo a vencer as resistências estáticas e dinâmicas (lateral e de ponta) opostas pelo solo à penetração da mesma. A sua determinação pode ser feita, basicamente, por dois procedimentos:

(i) medição direta, por meio de instrumentação específica conectada à cabeça da estaca;

(ii) cálculo da energia aplicada pelo martelo de cravação, reduzida do somatório das perdas de energia estimadas para os acessórios do sistema de cravação.

Valores típicos da eficiência do martelo estão na faixa de 70% a 80%, enquanto a energia real (líquida) transferida à estaca atinge da ordem de 30% a 60%, em média, da energia disponível inicial.

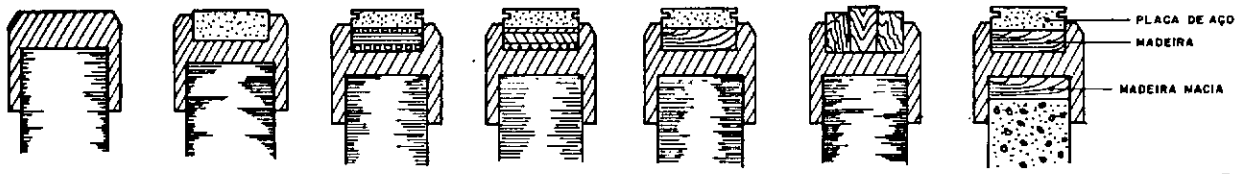
No início da década de 60, um minucioso programa de pesquisas foi implementado pelo MICHIGAN DEPARTMENT OF STATE HIGHWAYS, visando esclarecer melhor estas transferências de energia durante a cravação, bem como analisar os principais fatores intervenientes no processo, utilizando o procedimento (i) anterior. Estes estudos mostraram que a energia efetivamente transferida à estaca (que passou a ser denominada ENTHRU) pode ser expressa por:

$$E(t) = \int_0^t F \downarrow v \downarrow dt = \frac{1}{Z} \int_0^t F^2 \downarrow dt \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (II.44),$$

onde, naturalmente, os efeitos relativos às ondas refletidas na ponta e no topo (reflexões de 2ª ordem) da estaca, devem ser desconsideradas do integrando.

A determinação da energia efetiva de cravação, usando tal metodologia, é usual em estudos paramétricos da performance de diferentes sistemas de cravação, de modo a assegurar uma adequada seleção dos equipamentos a serem utilizados num dado projeto (HIRSCH *et al.*, 1975; BERINGEN *et al.*, 1980; OLSSON *et al.*, 1984).

Um processo alternativo consiste em se determinar as forças transferidas à estaca a partir das forças máximas de impacto, mediante adequados fatores de correção, estabelecidos em função da natureza e do arranjo dos dispositivos acessórios de cravação e, a partir deste valor, estimar a energia efetiva de cravação. Um exemplo de aplicação deste método é a proposição de KÜMMEL (1984) para o caso específivo de martelos diesel DELMAG. A força máxima de impacto é obtida segundo um dos processos referidos na análise da eficiência dos martelos de cravação em ensaios sob condições previamente fixadas. A tabela (II.3), apresenta um resumo dos fatores de correção sugeridos pelo autor.



I)	INEXISTENTE	PLACA DE AÇO	PLACA DE AÇO COM CABO DE AÇO	PLACA DE AÇO COM MATERIAL PLÁSTICO OU ALCOCHOADO	PLACA DE AÇO E MADEIRA	MADEIRA	CEPO + COXIM
II)	$R_p = 1,0$	$R_p = 1,1$	$R_p = 1,22 - 1,42$	$R_p = 1,75 - 2,0$	$R_p = 2,6$	$R_p = 2,8 - 3,0$	$R_p \sim 4,0$

Tabela II.3 - Fatores de redução dos esforços de impacto em função das características dos acessórios de cravação (APUD KÜMMEL, 1984), para martelos a diesel DELMAG.

A figura(II.23) apresenta correlações entre energias efetivas medidas e energias nominais, extraídas de obras em terra, nas mais variadas condições geológicas e com os mais diferentes arranjos martelo-estaca, obtidos por monitoração do IPT. Os dados referem-se às condições de final de cravação ou recravação de estacas de concreto armado centrifugado e estacas metálicas tubulares com diâmetro variando entre 23 a 80 cm e comprimentos de 14 a 50 m, cravadas com martelos do tipo queda livre e diesel de ação simples, com energias potenciais disponíveis variando de 1,76 tfm a 4,00 tfm e de 7,50 tfm a 14,50 tfm, respectivamente. Através deste levantamento, torna-se possível definir campos de eficiência do sistema de cravação, para martelos de queda livre e diesel, respectivamente.

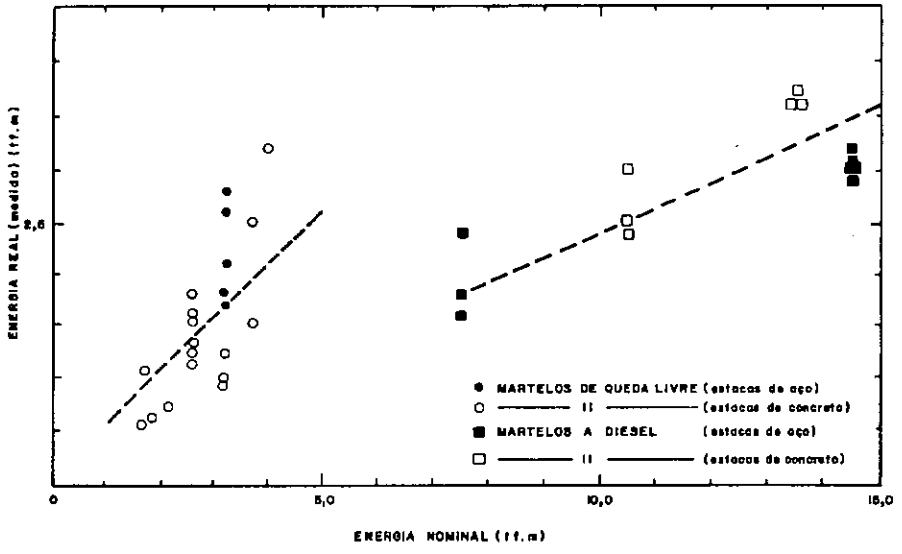


Fig.II.23 - Correlações entre energias disponíveis e efetivas (medidas) em algumas obras brasileiras monitoradas pelo IPT (APUD MARTINS *et al.*, 1985).

Em termos dos dispositivos acessórios, a rigidez e o coeficiente de restituição do cepo (ou coxim) e o peso do capacete são os parâmetros que afetam mais significativamente a cravabilidade de estacas. Quanto a cepos e coxins, os estudos paramétricos evidenciam uma influência maior do coeficiente de restituição relativamente à rigidez.

A rigidez do cepo (ou coxim) influencia particularmente a magnitude e duração das forças que são aplicadas ao topo da estaca, a cada golpe do martelo. Para uma dada energia de cravação, a redução da rigidez implica em uma redução da intensidade das forças de impacto e num acréscimo da duração destas solicitações. Assim, a condição "ótima" é um meio-termo entre os limites possíveis, buscando-se utilizar um dispositivo nem muito macio, nem excessivamente rígido.

A ocorrência de valores elevados de tensões de compressão podem causar sérios problemas à integridade estrutural da estaca, impondo-se, portanto, a necessidade de contê-los dentro de certos limites compatíveis com as características de resistência dos diversos materiais. Este controle pode ser feito diretamente através dos registros de cravação no caso de tensões atuantes no topo da estaca ou por meio de estimativas feitas a partir da relação (II.37), para seções onde se observam concentrações dos esforços de resistência do solo de fundação.

No caso de estacas de concreto, especial importância deve ser relegada às tensões de tração geradas durante a cravação. A magnitude destas tensões será função, essencialmente, do comportamento das forças resistentes mobilizadas ao longo da estaca. Quando esta resistência é insuficiente, uma onda de tração é gerada como reflexão da onda primária do impacto, resultando em uma interferência destrutiva com a parcela da onda de compressão descendente. A composição destes efeitos define a maior ou menor ênfase a ser dada à abordagem do problema. As forças máximas de tração desenvolvidas numa seção da estaca, situada a uma distância x abaixo do nível de instrumentação, podem ser calculadas a partir dos registros de forças e velocidades tomadas no topo da estaca, mediante a seguinte expressão (GOBLE *et al.*, 1980):

$$T(x) = \frac{1}{2}\,[Z(v_{T_2} - v_{T_3}) - (F_{T_2} - F_{T_3})] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (II.46),$$

onde $T_2 = T_1 + (2L - Lg)/c$; $T_3 = T_1 + [(2L - Lg) - x]/c$ e as condições de aplicação da mesma são limitadas à hipótese de $T(x) \geq 0$.

Sendo assim, a inclusão de cepos e coxins no sistema tem o propósito básico de limitar as tensões dinâmicas induzidas durante a cravação. Como consequência imediata dos efeitos de amortecimento interno (histerese) dos materiais que os compõem, há uma redução da energia a eles transferida e esta perda de energia pode ser representada pela área ABD do diagrama tensões x deformações da figura (II.24).

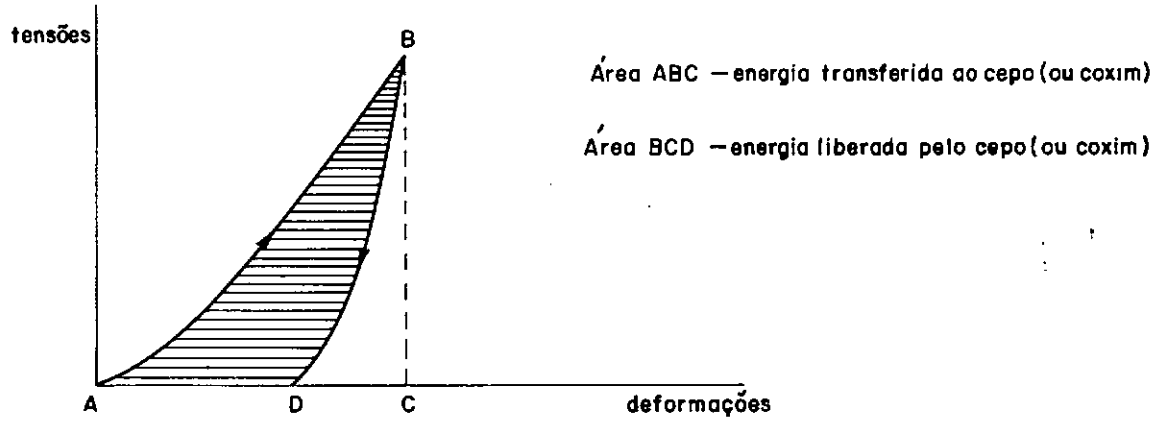


Fig.II.24 - Diagrama tensões x deformações para cepos (ou coxins).

O coeficiente de restituição expressa estas perdas de energia, sendo definido com base na seguinte relação entre as energias liberada e transferida ao cepo (ou coxim):

$$e = \sqrt{\frac{\text{área BCD}}{\text{área ABC}}} = \sqrt{\frac{E_{Lib.}}{E_{Transf.}}} \qquad (II.45).$$

Fisicamente, portanto, um maior valor deste parâmetro implica numa transferência maior de energia para o sistema. Valores típicos do coeficiente de restituição são dados na tabela (II.4).

TIPO DE ESTACA	CONDIÇÕES DA CABEÇA DA ESTACA	MARTELO DE EFEITO SIMPLES, DE QUEDA LIVRE OU A DIESEL	MARTELO DE DUPLO EFEITO
Concreto armado	Capacete com coxim de plástico composto ou similar	0,40	0,50
	Capacete com coxim de madeira	0,25	0,40
	Martelo atuando diretamente sobre a estaca	-	0,50
Aço	Capacete com coxim de plástico composto ou similar	0,50	0,50
	Capacete com coxim de madeira	0,30	0,30
	Martelo atuando diretamente sobre a estaca	-	0,50
Madeira	Martelo atuando diretamente sobre a estaca	0,25	0,40

Tabela II.4 - Valores do coeficiente de restituição (APUD SIMONS & MENZIES, 1981).

Em termos práticos, as recomendações prescrevem o emprego de um coxim (ou cepo) de elevado coeficiente de restituição e de rigidez "ótima", estabelecida consoante as características particulares do problema de cravação analisado. A não existência de um dispositivo amortecedor no arranjo implica se tomar para o conjunto um valor unitário de e e considerar sua rigidez como sendo nula.

Já o peso do capacete afeta o rendimento da cravação, na medida em que uma perda maior da energia aplicada é oriunda do trabalho a ser desenvolvido sobre um capacete mais pesado.

A estaca a ser cravada, além de possuir uma resistência suficiente às cargas estáticas de projeto, deve ser capaz de suportar, sem danos estruturais, a uma força de cravação que exceda a resistência última do solo, sendo a sua penetração no terreno função deste ganho de esforços.

A propriedade básica de uma estaca que afeta o compor

tamento de um sistema submetido a uma dada energia de cravação é a impedância da estaca (relação II.19). Quanto maior a impedância da estaca, mais elevada a intensidade e mais curta a duração do pulso de onda que se propaga através da mesma, resultando em comprimentos de onda mais baixos do pulso ($\lambda = \frac{EA}{Z} \cdot T$). Assim, na prática, uma das formas mais simples de aumentar a capacidade de cravação de uma estaca é através do aumento de sua impedância, seja pelo aumento de sua seção transversal - procedimento usual -, seja por aumento da rigidez, por exemplo, preenchendo de concreto estacas tubulares (PAROLA, 1975).

Baseando-se na relação íntima entre o comportamento da cravação e a impedância da estaca, a verificação da integridade estrutural do elemento de fundação constitui uma norma corrente em trabalhos de instrumentação dinâmica. Qualquer descontinuidade presente na estaca pode ser prontamente constatada, embora a determinação da natureza do dano não seja uma tarefa simples.

A proporcionalidade entre forças e velocidades deixa de prevalecer, na medida em que os sinais provenientes das reflexões impostas pelas descontinuidades introduzidas por algum dano, são adicionados aos registros iniciais, numa superposição de efeitos que resulta num aumento relativo das velocidades e reduções correspondentes das forças atuantes no topo da estaca. Note-se que estas variações são contrárias àquelas causadas pela ação restritiva do solo lateral, uma vez que, basicamente, a ocorrência de danos implica num efeito qualquer de redução da seção transversal da estaca. Tendo em vista este fato, podemos definir um parâmetro $\alpha = \frac{1}{r}$ nas expressões (II.21-a), relação de impedâncias da estaca nas seções com e sem dano, de forma a se estabelecer um critério consistente para a avaliação da magnitude dos danos produzidos na cravação. Assim, temos que:

$$F_R = \left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right).F_I \quad \text{ou ainda} \quad \frac{F_I}{F_I} = \frac{\alpha-1}{\alpha+1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (II\text{-}47),$$

onde α é o chamado fator de integridade da estaca, correspondendo um valor unitário deste parâmetro à ausência de danos e valores inferiores a 0.6 do mesmo caracterizando virtualmente a quebra da estaca (RAUSCHE & GOBLE, 1979).

Nas medições dinâmicas, assume caráter fundamental na

representatividade dos resultados as propriedades elásticas da estaca a saber: o Módulo de Young (E) e a velocidade de propagação da onda (c). Tais parâmetros nem sempre são considerados sob critérios adequados e, sempre que possível, estimativas devem ser realizadas a partir de ensaios executados nas próprias estacas. Como, porém, na grande maioria dos casos, as medições são feitas quando as estacas já estão parcialmente cravadas, torna-se imperativo estimar a magnitude destas grandezas. Para estacas de aço (E = 2100 tf/cm²), a velocidade de onda é da ordem de 5120m/s. Em estacas de concreto, o Módulo de Young é estabelecido em função de fck e c assume valores típicos entre 3000 e 4000 m/s.

A influência do solo na análise da cravação de uma estaca pelo método da Equação da Onda é regida pela contribuição de efeitos distintos de três parâmetros: "quake", rigidez e distribuição da resistência ao longo da estaca.

De acordo com SMITH, o "quake" designa o deslocamento elástico máximo (ou deslocamento de plastificação), que pode ocorrer na interface estaca-solo. Nas análises,admite-se usualmente que os valores do "quake" são da ordem de 2,5 mm (SMITH, 1960; FOREHAND & REESE, 1964; GOBLE & RAUSCHE, 1976; HIRSCH *et al.*, 1976; RAMEY & HUDGINS, 1977; SOARES *et al.*, 1984), tanto para a ponta como para o fuste da estaca, proposição esta que se revela fisicamente incorreta à luz da mobilização diferencial das resistências de ponta e de atrito lateral em estacas (fig. III.5).

A determinação do "quake" faz-se comumente por meio de retroanálises de provas de carga. De posse dos resultados da prova e da nega medida na penetração final da estaca, o método da Equação da Onda pode, então, ser aplicado, atribuindo-se diferentes valores para o "quake" (e também para o coeficiente de amortecimento J), de modo a se obter um par de valores (Q,J) capaz de fornecer, para a nega medida, a capacidade obtida nas provas de carga, problema este que admite mais de uma solução. FOREHAND & REESE (1964) correlacionaram previsões de capacidade de carga pela Equação da Onda com resultados obtidos em retroanálises de provas de carga, assumindo valores de "quake" variando entre 1,25 e 7,6 mm, mesmo intervalo de variação adotado por

RAMEY & HUDGINS (1977), sendo que ambos os estudos confirmaram a adequabilidade da proposição inicial de SMITH e concluiram que a variação do "quake" tinha influência reduzida na solução.

As pesquisas desenvolvidas na CASE WESTERN RESERVE UNIVERSITY, estabelecendo a técnica de medições de forças e acelerações na cabeça da estaca (GOBLE *et al.*, 1970), resultaram no chamado programa CAPWAP (RAUSCHE *et al.*, 1972), o qual, através do processamento dos dados coletados nas medições dinâmicas, permite a determinação dos parâmetros do solo relevantes na análise. O princípio do método consiste em se determinar a curva de forças a partir dos registros de acelerações, usando-se uma solução da Equação da Onda, e compará-la com a curva das forças medidas na monitoração. Através da variação de um conjunto de seis variáveis - "quake", rigidez e resistência estática do solo, valores a serem tomados para a ponta e o fuste da estaca - busca-se, então, a melhor condição de ajuste entre estas curvas, caracterizando-se os valores obtidos neste ajuste final como as incógnitas do problema (fig.II.25).

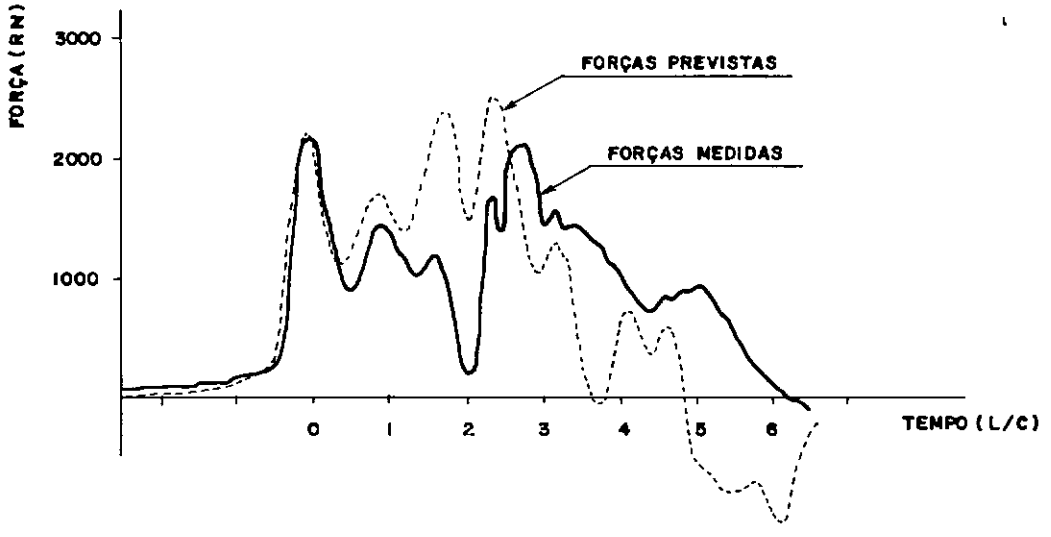


Fig.II.25 - Tentativa de ajuste das curvas prevista e medida para o "quake" convencional de 2,5 mm (APUD AUTHIER & FELLENIUS, 1980).

A obtenção do "quake" do solo a partir de métodos "experientais" é ainda restrita na literatura técnica, estando a sua determinação quase sempre vinculada a alguma forma de aplicação da Equação da Onda. Um ensaio de caráter essencialmente experimental foi proposto por VAN KOTEN *et al.* (1980) para a determinação do "quake" na ponta de uma estaca cravada em solos arenosos, submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos. Nestas condições, os autores concluiram ser razoavelmente consistente a modelagem da resistência de ponta sob a forma de uma mola bilinear (fig.II.15). O valor calculado do "quake" para a ponta da estaca foi de 0,50 cm.

FRÕES (1983), analisando dados coligidos de 7 diferentes referências, com uma única exceção, concluiu para o "quake" uma faixa de variação entre 1,0 e 5,0 mm. Em relação ao diâmetro da estaca, este parâmetro assumiu valores entre 0,09% e 1,85%, com um valor médio de 0,63% do diâmetro. SOARES *et al.* (1984), analisando pesquisas sobre o assunto nas últimas duas décadas, recomendam a adoção de um valor único de 2,5 mm para o "quake", a não ser quando a resistência de ponta durante a cravação exceder de 20 a 30% a magnitude de resistência total do terreno. Afirmam, por outro lado, no caso de estacas tubulares de ponta aberta e muito longas, em que a contribuição da resistência lateral torna-se superior a 90%, que o valor do "quake" não assume uma importância maior na análise. Estes e outros resultados encontram-se compilados nas tabelas (II.9) e (II.10).

Por outro lado, estudos recentes têm demonstrado a necessidade de, em certas condições, assumir valores do "quake"na ponta da estaca bem maiores que 2,5 mm, seja para estacas de grande deslocamento (AUTHIER & FELLENIUS, 1980), seja para estacas de pequeno deslocamento, como no caso de perfis metálicos (HANNIGAN, 1984), em que o fenômeno se dá em decorrência da formação de bucha ("soil plug"), resultando em um aumento considerável de sua seção real.

AUTHIER & FELLENIUS (1980), aplicando a técnica do CAPWAP a registros de cravação de estacas em um filito de natureza glacial, extremamente compacto, obtiveram valores incomuns do "quake" de ponta (Q_p), da ordem de 20 mm (fig.II.26). O ajuste entre as curvas prevista e medida resultou bastante deficien

te para o valor convencional de 2,5 mm (fig.II.25).

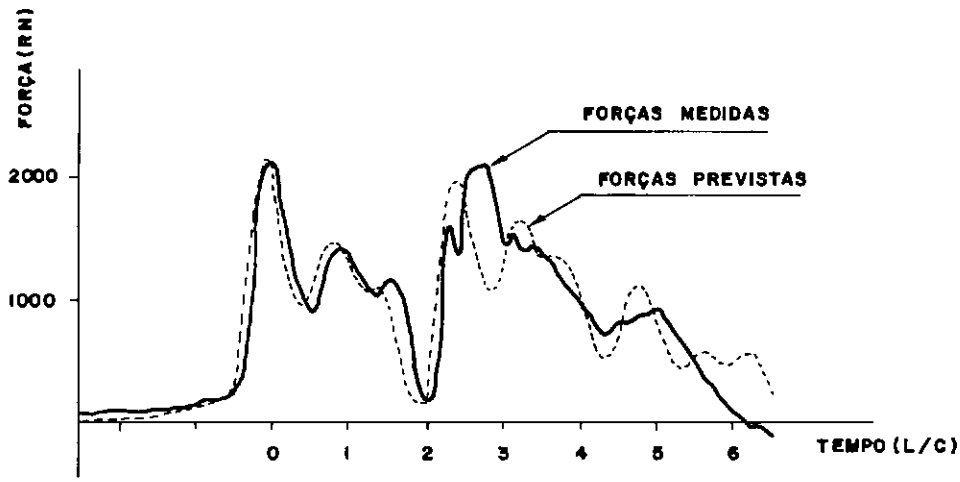


Fig.II.26 - Condição final de ajuste entre as curvas prevista e medida para um "quake" de 20 mm (APUD AUTHIER & FELLENIUS, 1980).

A brusca queda das forças no instante $t = \frac{2L}{C}$, indicando uma aparente ausência de resistência de ponta da estaca, seguida de uma igualmente brusca elevação das tensões (fig.II.26), sugere a possibilidade de ocorrência de valores elevados de Q_p, desde que os registros de cravação assegurem condições de elevadas resistências à penetração, através da medida de um razoável número de golpes/penetração. Assim, "quakes" elevados • induzem um atraso das onda refletidas na ponta da estaca até um instante imediatamente após 2L/C, tipificando a existência de um "vale" nos registros das forças medidas após este intervalo de tempo. A profundidade deste "vale" é uma indicação da ordem de grandeza destes "quakes" incomuns.

A origem de valores tão elevados de Q_p é explicada pela influência das elevadas poropressões desenvolvidas durante a cravação de estacas em solos de altas resistência e relativa impermeabilidade, como sucede no caso dos filitos glaciais (THOMPSON, 1980; LIKINS, 1983; HANNING, 1984). Aliás, é possível presumir uma ocorrência mais generalizada de elevados valores de "quake" na prática da cravação, cujos efeitos, entretanto, seriam mascarados pelo comportamento reológico do solo. Por exem

plo (HANNIGAN, 1984):

final de cravação: Q_p = 10 mm

recravação (após 14 dias): Q_p = 4,1 mm

O decréscimo dos valores do deslocamento plástico do solo (cerca de 60% em duas semanas) é atribuído à dissipação do excesso de poropressões desenvolvidas durante o evento da implantação de estaca no terreno.

Já o coeficiente de amortecimento não constitui, na realidade, uma propriedade intrínseca do solo, e sim, um fator de correlação entre resistência e velocidade de cravação (HOLLOWAY *et al.*, 1975). O fenômeno é especialmente importante no caso de solos argilosos, para os quais pode ser constatados ganhos expressivos de resistência quando sujeitos a elevadas velocidades de carregamento. Assim, a adequada quantificação deste fator assume capital importância na análise do problema através da Equação da Onda.

SMITH, adotando uma lei linear para a variação da resistência do solo em função das velocidades de penetração (relação II.42), sugeriu a consideração de valores distintos para os coeficientes de amortecimento relativos às condições de ponta (J_p) e fuste (J_s) da estaca, em função da natureza diferente da mobilização das resistências na interface estaca-solo, recomendando adotar J_s igual a 1/3 de J_p.

Tal como na estimativa de Q, os parâmetros de amortecimento podem ser determinados por meio de retroanálises de provas de carga ou mediante técnicas similares às do programa CAPWAP, segundo os mesmos procedimentos expostos previamente. Ensaios triaxiais, estáticos e dinâmicos, têm sido executados (GIBSON & COYLE, 1968; REEVES *et al.*, 1976), bem como programas de pesquisas têm sido implementados em ensaios de laboratório com modelos de estacas (KORB & COYLE, 1969; MIDDENDORP & BREDERODE, 1984), com o propósito de avaliar estes parâmetros para diferentes tipos de solos. Técnicas experimentais alternativas também têm sido propostas visando estes mesmos objetivos (HEEREMA, 1979 e 1981; LITKOUHI & POSKITT, 1980; MEYNARD & CORTÊ, 1984).

Os resultados destas investigações, contrariando a concepção original de SMITH, revelaram um comportamento tipicamente viscoso não elástico para o solo, impondo a necessidade da

introdução de uma lei de variação exponencial entre a resistência à cravação e a velocidade da ponta da estaca, sob a forma:

$$R = R_s \ (1 + J_s V_p^n) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.48),$$

onde o valor do expoente n é da ordem de 0,20. A relação R/R_s é fortemente afetada pela variação de V_p a baixas velocidades de penetração (0-30cm/s), sendo praticamente independente deste parâmetro a altas velocidades, da ordem de 100 a 300 cm/s (POSKITT & LEONARD, 1982).

HEEREMA (1979), verificou a partir da observação do comportamento de placas pressionadas contra amostras de solo, que as tensões cisalhantes eram praticamente independentes das velocidades no caso de solos arenosos, tal fato implicando na adoção de um valor praticamente nulo para o coeficiente de amortecimento J_s. Tal conclusão, já exposta anteriormente por outros pesquisadores (GOBLE, RAUSCHE), foi avalizada posteriormente através de ensaios com modelos em laboratório (BERINGEN & VAN KOTEN, 1984). Para as argilas, os resultados indicaram uma apreciável influência das tensões normais à placa e da resistência não-drenada do solo, sendo a dependência do atrito lateral à velocidade tanto menor quanto mais elevadas as velocidades de cravação.

Utilizando uma técnica de penetração de pequenas estacas, com diferentes velocidades, sobre amostras de argilas de diferentes procedências, LITKOUHI & POSKITT (1980), estabeleceram a condição de não linearidade entre R e V tanto para a ponta como para o fuste da estaca, e recomendaram, tal como HEEREMA, a adoção de um valor de n em torno de 0,20. Os resultados destas pesquisas para a Argila de Londres, em termos de alguns valores médios, encontram-se listados na tabela (II.8), obtidos segundo o modelo não-linear e o modelo linear convencional.

s_u (kN/m²)	J_p (s/m)		n	J_p (s/m)		n
	linear	não linear		linear	não linear	
15	0,57	0,69	0,22	1,30	1,50	0,21
35	0,59	0,71	0,21	1,70	2,07	0,16
60	0,53	0,65	0,19	0,90	1,09	0,17

Tabela II.8 - Coeficientes de amortecimento obtidos para a Argila de Londres (LITKOUHI & POSKITT, 1980).

Estes dados são bastante interessantes na medida em que os valores obtidos discordam frontalmente daqueles propostos originalmente por SMITH, verificando-se, sistematicamente, que $J_p < J_s$ numa razão aproximada de 3 entre os amortecimentos de ponta e do fuste da estaca, constatação corroborada pela grande maioria das referências listadas nas tabelas II.9 (areias) e II.10 (argilas). Em termos do "quake", os resultados mostram uma concordância acentuada, indicando que os valores propostos praticamente não têm sido questionados (discussão anterior). As citações em asterisco correspondem a observações realizadas em solos calcários.

AUTOR	"QUAKE" (cm)		AMORTECIMENTO (s/m)	
	PONTA	FUSTE	PONTA	FUSTE
SMITH (1980)	0,25		0,50	0,165
FOREHAND & REESE (1964)	0,25 - 0,38		0,50	0,165
LOWERY & AL (1969)	0,25		0,33-0,50	0,11-0,17
GOBLE & AL (1972)	0,25		0,49	0,16
FOYE & AL (1972)	-		0	0,165-1,65
COYLE & AL (1973)	0,25		0	1,67
ENGELING (1974)	0,25		0,50	0,165
BOWLES (1974)	0,13 - 0,51		0,33-0,66	0,33 - 0,66
GOBLE & AL (1976)	0,25		0,33-0,66	0,16
FENSKE (1976)	0,25		0,50	0,17
TAVENAS & AUDIBERT (1976)	0,38		0,49	0,16
RAMEY & HUDGINS (1977)	0,25		0,5 - 1,0	0,16 - 0,33
APPENDINO (1977)	0,70 - 0,94		490D - 735D	-
HOLLOWAY & AL (1978)	0,21		0,33	0,16
AGARWALL & AL (1978)*	0,25		0,50	0,57 - 0,60
STOCKARD (1979)	0,25		0,50	0,67
DE RUITER & BERINGEN (1979)	0,25		0,492	0,164
AURORA (1980)	0,25		0,50	0,166
LANG (1980)	0,25		0,50	0,16
STEVENS & AL (1982)*	0,25		0,49	0,26
DAHLBERG & MATOS (1983)*	0,20		0,40 - 0,60	0,50 - 0,70
SWANN & AL (1984)*	0,75		0,33 - 0,66	0,16
NYAMA & AL (1984)*	0,15-0,63	0,20-0,38	0,03 - 0,75	0,27 - 0,69

Tabela II.9-Parâmetros do solo para análise pela teoria da Equação da Onda (AREIAS).

AUTOR	"QUAKE" (cm)		AMORTECIMENTO (s/m)	
	PONTA	FUSTE	PONTA	FUSTE
SMITH (1960)	0,25		0,50	0,165
FOREHAND & REESE (1964)	0,25		0,66	0,22
LOWERY & AL (1969)	0,25		1,0	0,33
FOYE & AL (1972)	-		0	0,20
ENGELING (1974)	0,25		0,50	0,165
BOWLES (1974)	0,13 -	0,76	1,3-3,3	1,3-3,3
HIRSCH & AL (1975)	0,25		0,50	0,66
GOBLE & AL (1976)	0,25		0,033-3,28	0,66
COYLE & AL (1977)	0,25		0,033	0,66
HOLLOWAY (1978)	0,25		-	0,67
STOCKARD (1979)	0,25		0,03	0,17
DOLWIN & AL (1979)	0,25		0,212	0,512
DE RUITER & BERINGEN (1979)	0,25		0,033	0,656
SUTTON & AL (1979)	0,25		0,03	0,66
HEEREMA (1979)	-		0	0,20
TAGAYA (1979)*	0,25		0,49	0,49-0,66
AURORA (1980)	0,25		0,033	0,66
LANG (1980)	0,25		0,033	0,66
SEMPLE & AL (1980)	0,25		0,15	0,65
LITKOUHI & POSKITT (1980)	-		0,36-0,87	0,80-2,40
AUTHIER & FELLENIUS (1981)	0,8-2,0		0,20	0,20
STEVENS & AL (1982)*	0,25		0,49	0,43
SWANN & AL (1984)*	0,25		1,15	0,16

Tabela II.10 - Parâmetros do solo para análise pela teoria da Equação da Onda (ARGILAS).

As considerações precedentes e os valores dados nas tabelas (II.9) e (II.10) enfatizam a necessidade de uma investigação mais específica na definição dos parâmetros do solo necessários à análise pela teoria da Equação da Onda. Por outro lado, a experiência do investigador é fundamental na escolha destes valores, devido ao amplo aspecto de variáveis influenciantes no problema. Neste aspecto, tornam-se oportunas as palavras de HOLLOWAY (HOLLOWAY *et al.*, 1975): "*Soil behavior may be a function of stress/deformation history, stress level and (particularly important of impact driving behavior) deformation rate. The development and dissipation of excess pore fluid pressures affects the effective stresses, deformation and feilure response of the soil. It is essential, therefore, to recognize that the determination of representative soil parameters as input to a pile driving analysis is truly a crude exercise of engineening judgement, at best!*".

A distribuição da resistência do solo ao longo da es-

taca é suposta conhecida previamente à análise, mediante a fixação dos percentuais relativos às parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral, com base na análise do mecanismo de transferência de cargas no sistema estaca-solo (fig.II.5). As observações disponíveis comprovam, por outro lado, a pequena influência exercida pela natureza desta distribuição, uma vez que os resultados são pouco diferentes quanto, por exemplo, se supõe uma transferência uniforme das cargas ou segundo uma variação linear com a profundidade (tabela II.2).

II.7 - DISCUSSÃO SOBRE A APLICABILIDADE DA EQUAÇÃO DA ONDA AO PROBLEMA DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

A Equação da Onda constitui, indubitavelmente, uma evolução na análise da cravação de estacas. Por outro lado, o seu uso indiscriminado e a generalização descuidosa dos princípios que norteiam a sua proposição, podem e têm conduzido a uma considerável série de equívocos. Nestas condições, é razoável restringir esta técnica aos liames de uma "fórmula dinâmica sofisticada".

As principais distorções associadas à aplicação desta teoria dizem respeito às limitações impostas pelo modelo e parâmetros adotados na análise. Em relação ao modelo, como em qualquer outra simulação numérica, admite-se a validade de certas relações empíricas que procuram reproduzir o comportamento esperado para o solo (LITKOUHI & POSKITT, 1980; SIEFFERT & LEVACHER; 1980; MIZIKOS E FOURNIER, 1984; BOSSARD & CORTÉ, 1984; MIDDENDORP & BREDERODE, 1984). Entretanto, uma formulação matemática da resposta dinâmica do solo não é ainda disponível, mercê os elevados padrões de análise atingidos pelos algoritmos computacionais, em face da incapacidade do modelo adotado incorporar toda a extensa gama de variáveis intervenientes no processo da interação estaca-solo. As principais deficiências relacionadas a esta modelação são as seguintes:

(i) diferença entre os comportamentos dinâmico e estático da fundação;

(ii) desenvolvimento de poropressões no solo adjacen-

te à estaca durante a cravação, com consequente variação de suas propriedades com o decorrer do tempo.

As diferenças dos comportamentos dinâmicos e estáticos do sistema estaca-solo constituem, sem dúvida, um argumento de relevo em termos de contestação ao emprego desta técnica à análise do problema de cravação, face a natureza diferenciada dos mecanismos de transferência de cargas da estaca para o solo nestes dois casos. Neste contexto, um grande número de pesquisas tem sido implementado nos últimos anos, visando um estudo mais amplo desta questão (APPENDINO, 1980; BOSSARD & CORTÉ, 1984; SEIDEL & RAUSCHE, 1984).

Com efeito, o impacto do pilão sobre a cabeça da estaca induz o aparecimento de ondas de tensões que se propagam ao longo da mesma, sendo a forma destes pulsos de onda função basicamente das características de rigidez/elasticidade do martelo de cravação. Aparentemente não se pode estabelecer uma relação direta entre as magnitudes das tensões de cisalhamento desenvolvidas ao longo do fuste da estaca durante a sua cravação e aquelas mobilizadas na execução da prova de carga estática. Os deslocamentos relativos entre a estaca e o solo adjacente, quando do impacto, ocorrem sob a ação de uma velocidade $v = F/Z$ e a uma dada amplitude que vai depender fundamentalmente das características gerais do sistema de cravação. Tais condições revelam-se francamente diversas daquelas reinantes durante um ensaio de carga convencional, quando as velocidades e acelerações são desprezíveis.

Tais discrepâncias foram bem enfatizadas por VIJAYVERGIYA (1980), ao analisar os estados de tensões vigentes nas diferentes condições de carregamento. Segundo este autor, a diferença de comportamentos estaria no nível de poropressões desenvolvidas em ambos os casos. As pressões geradas na prova de carga estática (ΔU_s) corresponderiam a uma pequena fração da tensão vertical efetiva $\bar{\sigma}_v$ atuante, ao passo que as pressões induzidas na cravação (ΔU_d) seria igual várias vezes o valor de $\bar{\sigma}_v$. Desta forma, a conclusão óbvia é de que o valor da resistência ao cisalhamento do solo adjacente à estaca seria substancialmente inferior durante a cravação.

A prática tem mostrado que, durante a cravação, valores consideráveis de poropressões são geradas numa zona restrita de solo em torno da estaca (ORRJE & BROMS, 1967; MOLLER & BERGDAHL, 1981). Por outro lado, são bastante questionáveis as naturezas dos processos que governam os mecanismos de geração e dissipação destas pressões, exigindo uma análise deste tipo, a obtenção de um volume maior de observações práticas. Tais resultados, entretanto, só são possíveis, mediante a utilização de equipamentos sofisticados e complexas técnicas de instrumentação impondo-se, pois, a necessidade de pesquisas específicas neste campo.

Além das poropressões, sabe-se que os efeitos de vibrações da estaca sobre o terreno e o amolgamento do solo tendem a diminuir com o tempo e, assim, é usual um ganho de resistência do solo de fundação após a cravação da estaca (MEDEIROS JR, 1983; RAUSCHE *et al.*, 1985). Tal acréscimo depende essencialmente do tipo de solo e tende a prevalecer em estacas que trabalham por atrito lateral.

Para minimizar estes efeitos há, basicamente, duas alternativas a serem adotadas, de modo a se obter melhores correlações entre um e outro procedimento de ensaio:

i) execução da prova de carga convencional tão logo quanto possível após a cravação da estaca;

ii) execução de trabalhos de recravação da estaca após um período de tempo e extrapolação do ganho de resistência para a data da realização do ensaio de carga estática.

Um procedimento criterioso de campo poderia consistir em se fazer análises comparativas entre os últimos golpes de uma cravação e os primeiros golpes de recravação correspondente, sendo desejável a fixação de um "tempo de recuperação" do sistema estaca-solo o maior possível, objetivando uma estimativa convincente da sua capacidade de carga a longo prazo. Tal previsão resultaria ainda mais realista mediante a possibilidade de expressar a capacidade de carga estática como uma função do tempo, a partir dos resultados obtidos por meio de recravações sucessivas de estaca.

Por outro lado, a determinação da capacidade de carga

exige, além dos valores reais medidos diretamente durante a cravação das estacas, a estimativa de certos parâmetros como amortecimento (CASE e CAPWAP), "quake" e resistências (CAPWAP), cuja incerteza na fixação dos seus valores foi enfatizada na seção anterior. Cumpre ressaltar que as tentativas de correlação entre valores de amortecimento e índices físicos dos solos é bastante aleatória, registrando-se uma ampla gama de dispersão dos possíveis resultados (fig.IV.2), assim como a elaboração de valores "ótimos" (tabela IV.2) é mera idealização do problema. Quanto ao "quake", expôs-se anteriormente, com a ênfase devida, os questionamentos relativos à adoção de um valor único convencional.

As discussões precedentes demonstram que a análise do comportamento de uma estaca quando da sua cravação, não conduz, necessariamente, a uma previsão confiável de sua performance sob um carregamento estático e, muito menos, da magnitude dos recalques resultantes destas cargas. Por tais razões, ensaios alternativos têm sido propostos, como por exemplo, buscando-se utilizar solicitações mais compatíveis com os esforços impostos ao sistema durante um ensaio estático convencional (GONIN *et al.* 1984).

Em termos específicos da estimativa da capacidade de carga estática, com base nos procedimentos propostos pela teoria da Equação da Onda, faz-se mister atentar para a eventualidade de ocorrência de alguma das seguintes condições de erro na análise:

(i) a capacidade de carga do sistema não é totalmente mobilizada no intervalo $T_1+(x-Lg)/C$;

(ii) a energia de cravação é insuficiente para mobilizar a resistência total do solo de fundação;

(iii) condição de descarregamento parcial do atrito lateral, devido ao "repique" do topo da estaca;

(iv) a resistência de ponta não é totalmente mobilizada no intervalo $T_1+(L-Lg)/C$.

A par da necessidade de verificação destas condições, a determinação da capacidade de carga estática pressupõe se desconsiderar, nos procedimentos de cálculo, os efeitos relativos à contribuição devida à parcela dinâmica (R_D) da resistência do

solo, a qual é função da velocidade de cravação (relação II.41). Tais considerações implicam em modificações apreciáveis no tratamento analítico do problema, a partir da expressão geral dada por (II.37), cuja abordagem é exposta em detalhes na formulação do método CASE, na segunda parte deste trabalho.

A condição de erro indicada em (i) pode ser facilmente contornada mediante uma escolha apropriada do instante inicial T_1 o qual, usualmente, é adotado como sendo correspondente ao instante em que se verifica o primeiro grande "pico" de velocidades. A conveniência de tal escolha em termos gerais, pode ser exemplificada para o diagrama dado na figura (II.27-a), para o qual R(t) (relação II.37) assume valor máximo no instante T_1 (fig. II.27-b).

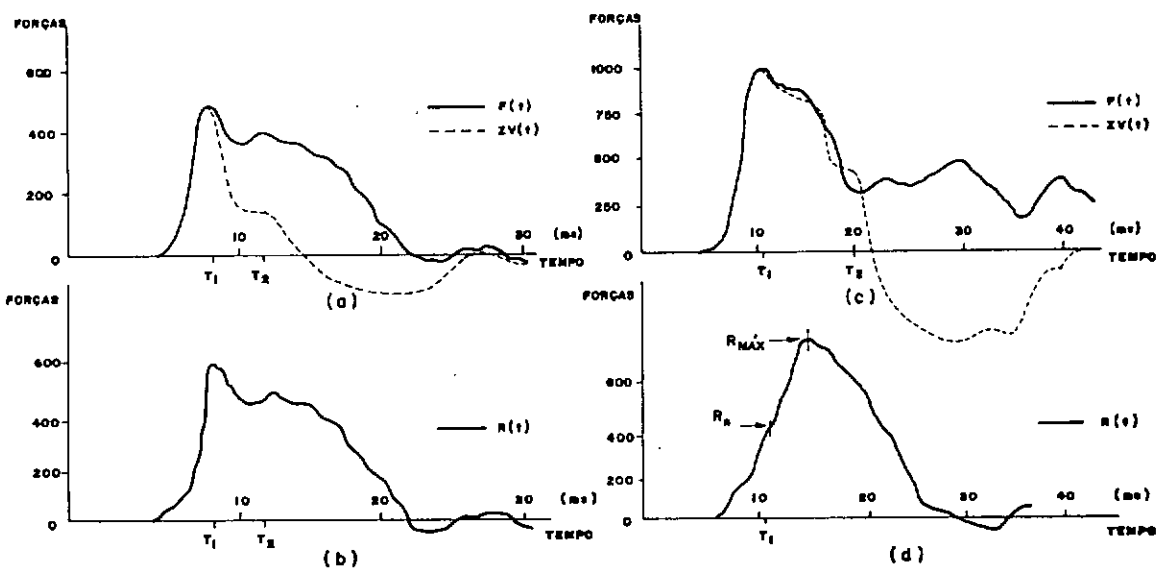


Fig.II.27 - Diagramas de esforços para diferentes condições de cravação de estacas.

Embora problemas do tipo (ii) não possam ser sempre evitados e, nestes casos, torna-se indeterminada a capacidade de carga da estaca, as observações disponíveis, ainda que parciais, permitem inferir o comportamento da fundação com bastante segurança.

A ocorrência das incorreções listadas em (iii) estão

intimamente relacionadas à magnitude das resistências mobilizadas ao longo do fuste da estaca entre os instantes T_1 e $T_2 = T_1 + (2L-Lg)/C$. No caso de valores relativamente elevados, dá-se o chamado "repique" da cabeça da estaca antes do instante T_2, ou seja, ocorrem velocidades negativas (movimentos ascendentes da estaca) antes que as ondas refletidas na ponta da estaca retornem à sua parte superior, notando-se ainda uma nítida tendência de desvio das curvas de forças e velocidades imediatamente após o impacto (fig.IV.5). As correções necessárias foram apresentadas por GOBLE *et al.* (1983), sendo tratadas na parte seguinte deste trabalho.

Quando ocorre o contrário, ou seja, no caso de baixas resistências mobilizadas ao longo do fuste, os registros de forças e velocidades apresentam razoável superposição no intervalo de medida (fig.II.27-c), ao passo que a resistência total aumenta significativamente após o instante T_1 (fig.II.27-d). Os deslocamentos do topo da estaca correspondentes a $R_{máx.}$ configuram-se sensivelmente maiores que aqueles relativos à R_{T_1}. Análises feitas através do programa CAPWAP têm demonstrado a crescente imposição de se adotar valores de "quake" significativamente maiores que os convencionalmente fixados, quando tal condição prevalece nos trabalhos de cravação de uma estaca.

Além dos fatores expostos anteriormente, há que se considerar dois problemas especiais: o chamado embuchamento ("plugging") das estacas de ponta aberta e a perda de atrito lateral ao longo do fuste ("friction fatigue") devido a um arqueamento do solo adjacente à estaca.

A formação de uma bucha em uma estaca de ponta aberta, durante a sua cravação, implica um comportamento totalmente diverso do original, provocando um aumento da seção de sua "ponta" e, consequentemente, interferindo sobremaneira na avaliação dos parâmetros de interesse, particularmente a capacidade de carga estática.

Neste tipo de problema, é importante o conhecimento da performance desta bucha, em função do desenvolvimento de atritos internos. Uma constatação interessante diz respeito ao fato de que as estacas de ponta aberta tendem a se comportar como embuchadas quando sujeitas a solicitações estáticas e como não

embuchadas durante a sua cravação (RIGDEN & POSKITT, 1979; HEEREMA, 1980; HOLLOWAY *et al.*, 1982; CHOW & SMITH, 1984). Deve-se salientar, entretanto, que o fenômeno depende fundamentalmente do tipo de solo e do desempenho do sistema de cravação e parece prevalecer principalmente nas fases iniciais de recravação (função, no caso, do "tempo de espera" adotado).

Em relação à degradação do atrito lateral, ao longo da estaca durante a sua cravação, HEEREMA (1980) descreveu e analisou o problema em profundidade, apresentando como causas básicas do fenômeno, os efeitos de amolgamento (solos argilosos) e da redução das tensões horizontais no solo lateral à estaca, decorrente das vibrações transversais oriundas do impacto do pilão, originando um arqueamento temporário da massa de solo ao redor da estaca. Fenômeno similar pode ser observado em solos arenosos calcários, atribuindo-se à quebra da cimentação entre os grãos, a origem da redução gradual da resistência do solo (NYAMA *et al.*, 1982).

Neste aspecto, o enfoque principal a ser dado não deve recair na avaliação pura e simples destas perdas de resistência, e sim, na investigação concreta do potencial do solo de fundação como agente restaurador de uma parcela deste atrito perdido, parâmetro fundamental na análise do desempenho futuro da fundação. Caso se confirme uma recuperação desta natureza, a análise da cravação para um dado golpe forneceria um valor subestimado para a grandeza medida exigindo, portanto, uma série de investigações adicionais.

A série de aspectos abordados nos tópicos precedentes evidencia os principais cuidados a serem tomados na aplicação dos princípios da Equação da Onda ao problema da cravação de estacas. Por outro lado, justificam pesquisas específicas e contínuas sobre o assunto, objetivando esclarecer e/ou minimizar eventuais aspectos restritivos à sua extensão ao cotidiano da engenharia de fundações.

Restrições e questionamentos à parte, trata-se de uma técnica bastante promissora e de aplicação crescente em fundações em estacas cravadas, a nível mundial (figs.I.1 e I.2). No caso de estacas "offshore", a monitoração dinâmica tem constituído uma técnica de análise de inestimável valor na determina

ção das resistências do solo e assumindo características altamente sofisticadas, uma vez que a superação de lâminas d'água cada vez mais elevadas, para extração de petróleo do subsolo das plataformas oceânicas (da ordem de até 600 m no Golfo do México), exige verdadeiros desafios tecnológicos e um aprimoramento incondicional das técnicas de medição.

CAPÍTULO III

PREVISÃO DO COMPORTAMENTO CARGA-RECALQUE DE ESTACAS CRAVADAS

III.1 - A NATUREZA DO PROBLEMA

Quando uma estaca é submetida a um dado carregamento, a transmissão das cargas aplicadas não se dá apenas às camadas inferiores do terreno, através da base da fundação, mas também ao solo adjacente à estaca, por meio de seu fuste. A carga total, portanto, é decomposta em duas parcelas e o problema básico da análise de transferência de cargas nosistema estaca-solo, consiste em estabelecer o mecanismo segundo o qual ocorre esta distribuição de esforços.

Em outras palavras, impõe-se conhecer a magnitude das cargas atuantes em cada seção transversal da estaca e os correspondentes deslocamentos verticais, ambas as grandezas estabelecidas como uma função da profundidade Z (diagramas (c) e (e) da figura III.1).

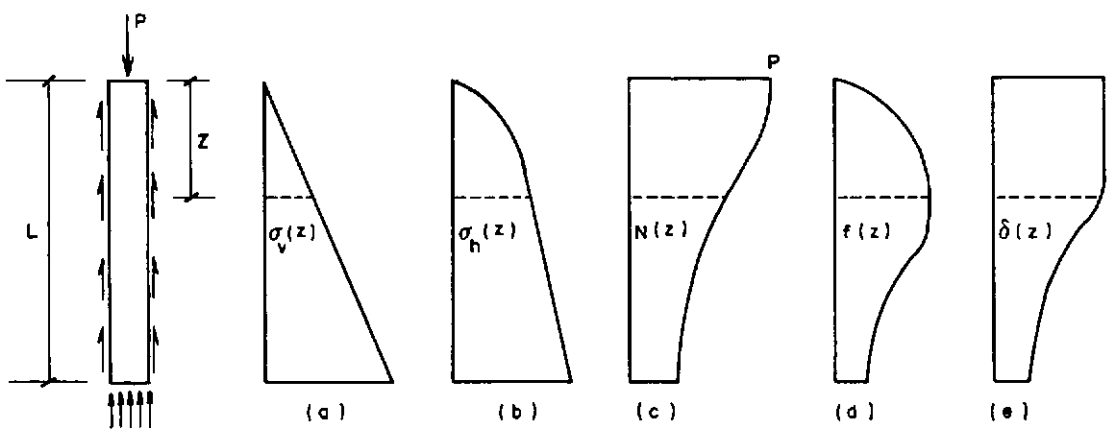


Fig.III.1 -Diagramas de esforços e deslocamentos verticais para uma estaca vertical.

O problema é intrinsecamente análogo à análise de distribuição de cargas em um pilar ou uma coluna de sustentação. Com efeito, uma estaca vertical sujeita à ação de uma carga axial de compressão no seu topo, é analisada como uma haste reta e de eixo vertical, submetida a esforços solicitantes predominantemente impostos por forças normais de compressão. A distinção fundamental a ser considerada nestas duas abordagens é o fato de a estaca estar inserida em um meio - solo de fundação - capaz de desenvolver efeitos significativos de atrito lateral em relação à mesma, afetando sobremaneira o mecanismo de transferência de cargas no sistema.

No caso de um pilar (fig.III.2-a), as tensões de atrito f(z) são nulas, conduzindo a um diagrama de forças normais N(z) constante e igual à P. Sendo indeslocável o ponto X, o deslocamento vertical do topo do pilar será dado por $\frac{PL}{AE}$, onde L é o comprimento da peça, A a área da sua seção transversal e E o Módulo de Young do material.

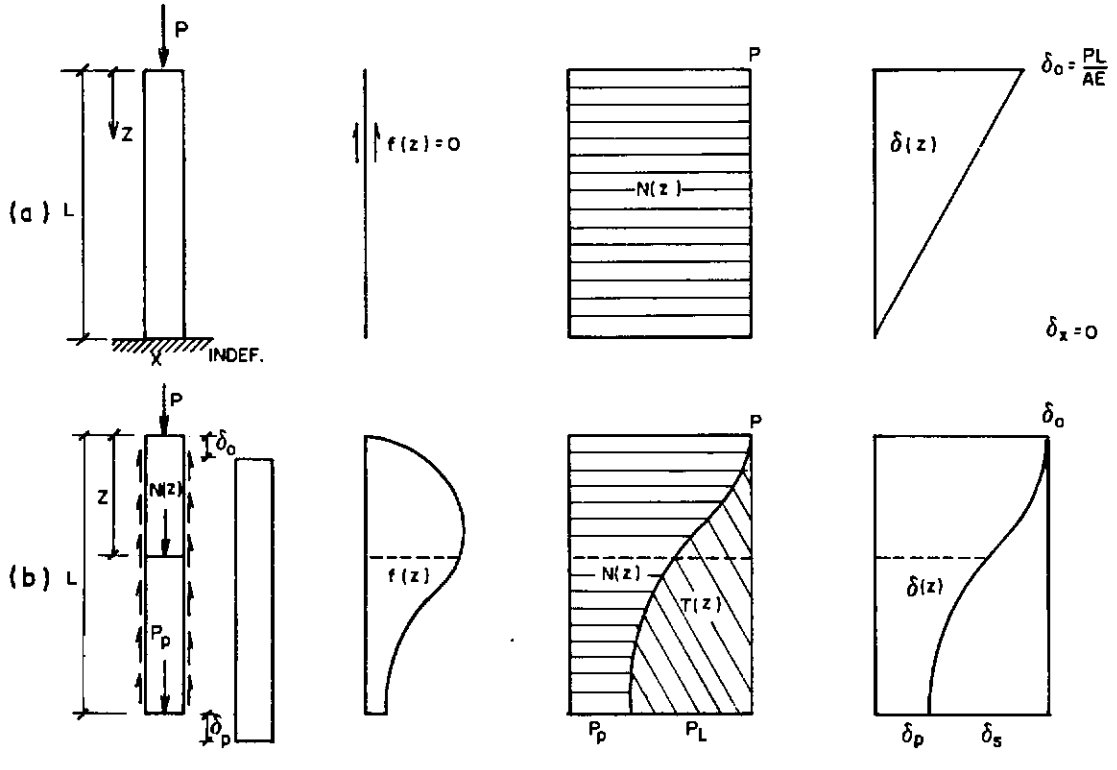


Fig.III.2 - Mecanismos de transferência de carga em (a) pilar e (b) estaca vertical, de mesmo material e geometria.

Na estaca, a carga será resistida parcialmente por atrito lateral (o qual será mobilizado através do crescente recalque do solo circundante e através da compressão do fuste da estaca) e parcialmente pela resistência de ponta. Nestas condições, a reação de apoio torna-se indeterminada, sendo função do mecanismo de transferência de cargas adotado para a solução do problema.

A relação entre as duas parcelas vai depender da estratigrafia do terreno, das características geotécnicas dos materiais, das dimensões da estaca, do processo executivo da fundação e da magnitude da carga aplicada. É possível que algumas das camadas superiores ofereçam baixas resistências, a ponto de a carga lateral, devido às tensões cisalhantes desenvolvidas ao longo do fuste, tornar-se desprezível. Por outro lado, no caso das camadas inferiores do maciço apresentarem resistências elevadas, os deslocamentos da estaca podem não ser suficientes para mobilizar as tensões cisalhantes ao longo da estaca.

Para uma melhor compreensão do processo, pode-se proceder à instrumentação da estaca. Assim, através da instalação de sistemas da medida de carga ao longo do fuste, obtêm-se as cargas N(z) atuantes em diferentes seções da estaca. Tal procedimento permite o estabelecimento do diagrama de esforços normais N(z) - fig.(III.2-b) - que assume valor máximo no topo da estaca e que, para z = L, fornece o valor da carga de ponta (P_p) da estaca.

A uma dada profundidade z, a diferença P-N(z) corresponderá, portanto, ao atrito lateral acumulado ao longo do respectivo comprimento de fuste. Logo, o diagrama de esforços de atrito lateral T(z) fica determinado por:

$$T(z) = P - N(z) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.1),$$

onde, para z=L, o atrito lateral acumulado teria uma resultante P_L, tal que $P_L = P - P_p$. Seja f(z) o atrito lateral unitário, ou seja, a força por unidade de área que atua ao longo do fuste da estaca. Assim, T(z) pode ser expresso por:

$$T(z) = \int_0^z f(z).U.dz \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.2),$$

sendo U o perímetro da seção transversal da estaca. De (III.1) e (III.2) vem:

$$P - N(z) = \int_0^z f(z).U.dz$$

Diferenciando a expressão em relação a z, resulta que:

$$-\frac{dN(z)}{dz} = f(z).U$$

$$\text{ou} \qquad f(z) = -\frac{1}{U} \cdot \frac{dN(z)}{dz} \qquad \text{.....(III.3),}$$

onde dN(z)/dz é o coeficiente angular da curva N(z) e o sinal negativo implica em f(z) positivo enquanto N(z) diminui com a profundidade. A figura (III.3) ilustra alguns exemplos de curvas N(z) em conjunto com os respectivos diagramas de f(z).

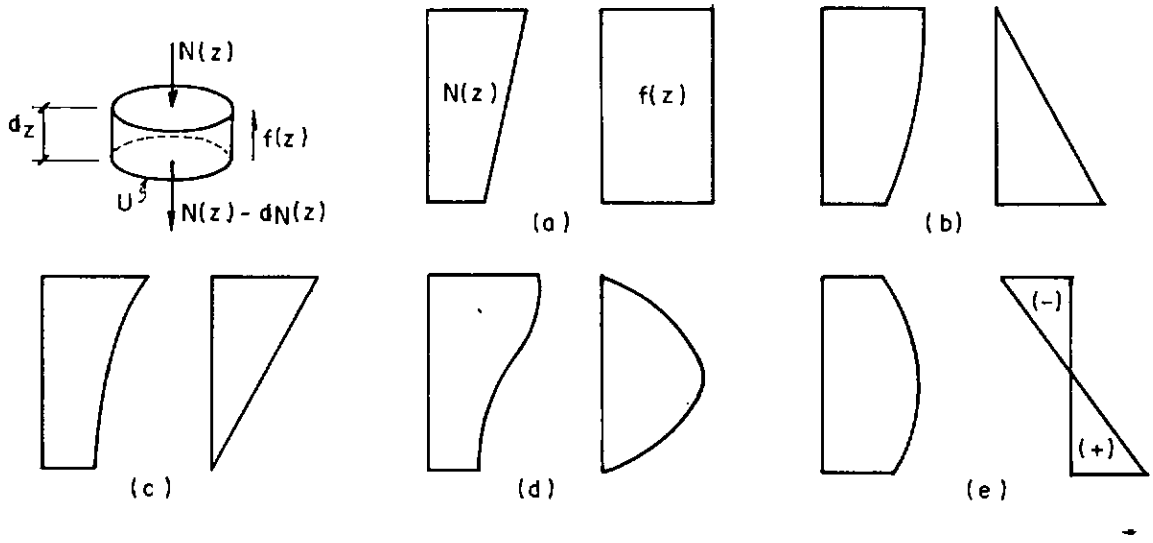


Fig.III.3 - Exemplos de diagramas N(z) e curvas f(z) resultantes.

Note-se que no caso de desenvolvimento de atrito negativo (idem no caso de tensões residuais), a máxima solicitação normal não mais se dá no topo da estaca, e sim a uma certa profundidade (fig.III.3-e).

Da mesma forma, a transferência de cargas pode ser obtida medindo-se os recalques da estaca em diversas profundidades.

Experimentalmente, isto é possível pela utilização, por exemplo, de "tell-tales", simples barras de aço colocadas no interior de tubos, tendo suas pontas fixadas nas profundidades em que deseja medir os recalques (topo, base e seções intermediárias da estaca). A diferença entre os valores medidos no topo e na base da estaca corresponderá, portanto, à deformação elástica da mesma (δ_s).

Chamando de δ_0 o recalque no topo da estaca (fig.III.2-b), o recalque $\delta(z)$ à uma profundidade genérica z será dado por:

$$\delta(z) = \delta_0 - \int_0^z \frac{N(z)dz}{AE} \quad .....(III.4).$$

onde, para z=L, $\delta_p = \delta_o - \delta_s$ sendo $\delta_s = \int_0^L \frac{N(z)dz}{AE}$

A relação (III.4) constitui uma verdadeira "função de função", pois abrange a determinação de duas incógnitas ($\delta(z)$ e δ_0) conduzindo, portanto, a uma indefinição do problema. Esta indeterminação foi levantada, posteriormente, de forma original por VESIĆ (1975), através da decomposição do recalque em parcelas distintas (seção III.3).

No caso de uma estaca instrumentada (fig.III.4), pode-se analisar com maior rigor o comportamento do sistema estaca-solo a diferentes níveis de carregamento. Para um dado valor de carga P1, por exemplo, a instrumentação mostra que nenhuma parcela de carga chegou a ser transferida ao terreno através de sua ponta. Nestas condições, o descarregamento induzirá a um retorno do topo da estaca ao seu nível inicial indicando a natureza elástica das deformações resultantes (ponto A da fig.III.4-b). Para um novo valor de carga, tal como P2, constata-se a mobilização tanto do atrito lateral como da resistência de ponta. Valores crescentes da carga aplicada conduzem a uma condição de recalques contínuos, a velocidade constante, não mais sendo possível o aumento da carga na cabeça da estaca. Evidencia-se, pois, a condição de ruptura e este valor último de carga - designado por P_r - define formalmente a chamada capacidade de carga do sistema estaca-solo, podendo-se estabelecer a seguinte relação fundamental:

$$P_r = R_L + R_p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.5),$$

onde R_L - resistência do solo por atrito lateral - corresponde à parcela da carga P_r transferida ao terreno através do fuste da estaca e R_p - resistência de ponta - corresponde à parcela da carga P_r tranferida ao terreno através da ponta da estaca.

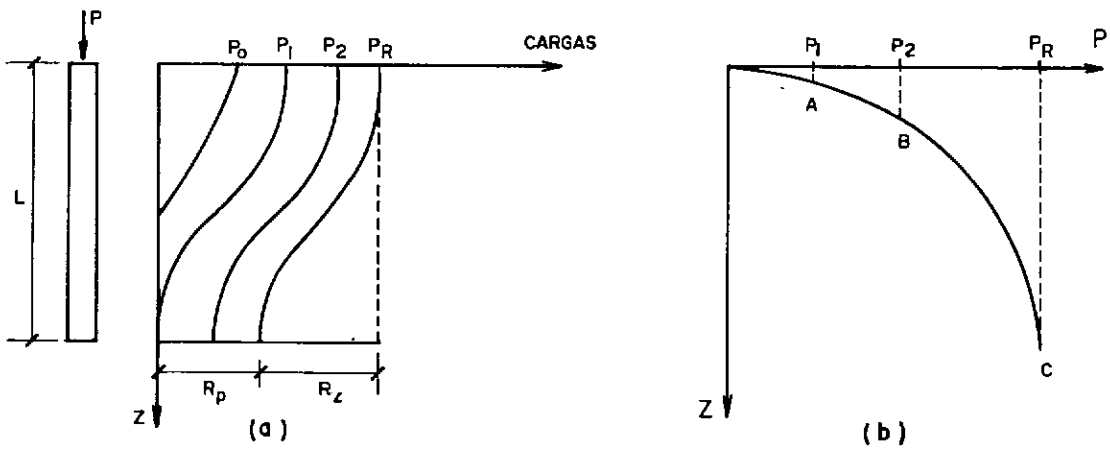


Fig.III.4 - Transferência de carga numa estaca para diferentes níveis de carregamento.

Neste processo, constata-se de imediato a óbvia mobilização diferencial entre as parcelas de atrito lateral ede ponta da estaca. Inicialmente, o fuste da estaca é responsável pela transmissão de toda a carga aplicada ao solo adjacente e, somente após um certo recalque da estaca, torna-se ativa a transferência de carga pela sua ponta. Conclui-se, pois, que a relação (III.5) pressupõe, como hipótese básica, a condição de que tanto a base da estaca como todos os pontos ao longo do fuste, deslocaram-se suficientemente em relação ao solo, de modo a desenvolver simultaneamente as resistências de ponta e por atrito lateral.

Os esforços mobilizados por atrito lateral tendem a crescer quase que linearmente de início (fig.III.5), atingindo-se o valor limite R_L quando o recalque da cabeça da estaca (δ_1) é ainda muito pequeno (da ordem de alguns milimetros). Por outro lado, a mobilização total da resistência de ponta só se verifica para valores apreciáveis deste recalque (δ_2), correspon-

dentes a vários centímetros. Enquanto valores típicos de δ_1 são da ordem de 5 a 15 mm, relativamente independentes do diâmetro do fuste e do comprimento do trecho embutido no terreno, a resistência de ponta é totalmente mobilizada bem após, exigindo valores de δ_2 da ordem de 8% a 15% do diâmetro da ponta de estacas cravadas e até de 30% do diâmetro da base de estacas escavadas.

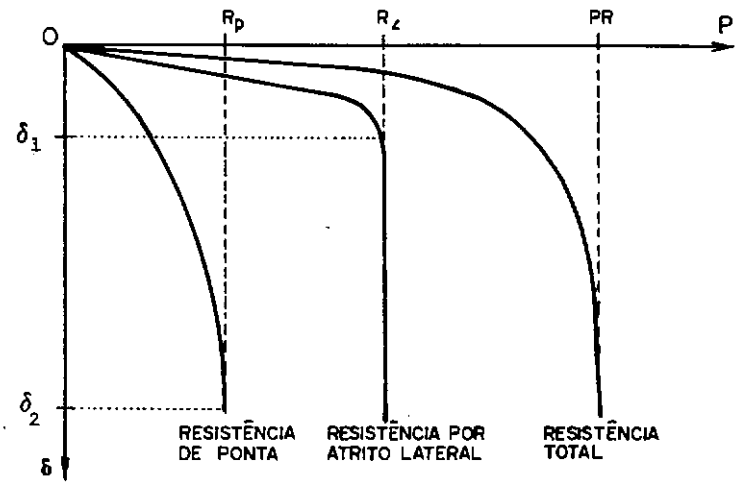


Fig.III.5 - Mobilização diferencial das resistências de ponta e por atrito lateral em uma estaca.

III.2 - A ANÁLISE DO PROBLEMA

É óbvio que o melhor processo para se conhecer o comportamento de uma estaca vertical isolada sujeita à ação de uma carga vertical axial de compressão é estabelecer a forma da curva carga-recalque correspondente, mediante a execução de uma prova de carga convencional. Uma análise prévia deste comportamento, baseada nos resultados de investigação geotécnica, constitui um dos problemas mais interessantes e pesquisados da Mecânica dos Solos sendo, porém, de difícil solução, em vista do grande número de variáveis envolvidas no mecanismo de interação solo - estaca.

Dentre as inúmeras variáveis intervenientes no problema, a influência do processo construtivo da fundação desempenha um papel fundamental. Sabe-se que a cravação de estacas causa mudanças radicais na resistência do solo e fenômenos tais como amolgamento, geração de excessos de poro-pressões e compactação

do solo, afetam sensivelmente o comportamento do sistema, seja em termos de transferências ou capacidades de carga. As condições de equilíbrio inicial são reestabelecidas após um determinado tempo, ocorrendo, frequentemente, valores de resistência maiores que o inicial (KÉZDI, 1976).

Os estudos de TOMLINSON (1957, 1970, 1971) contribuiram muito para o esclarecimento destes efeitos no caso de cravação de estacas em argilas. As conclusões mais importantes destes trabalhos são, resumidamente, as seguintes:

(i) Na cravação de estacas através de areias ou areias com pedregulhos, estes solos são empurrados para baixo, até uma profundidade limitada, formando uma película de areia ou uma mistura de areia e argila compactada em torno do fuste. Esta película possui um elevado valor de atrito lateral, de modo que as estacas cravadas a penetrações inferiores a 20 diâmetros dentro de argilas rijas, podem apresentar uma resistência devido ao atrito que excede em 1,25 vezes a resistência não-drenada ao cisalhamento do solo. Para penetrações maiores, o efeito da película torna-se progressivamente menor e a adesão tende a diminuir com o aumento da resistência ao cisalhamento do solo;

(ii) Na cravação de estacas através de argilas ou siltes moles, até argilas rijas, uma película mole também é empurrada para baixo, até uma profundidade limitada, mas com a sua resistência ao cisalhamento aumentada devido ao adensamento. A película mole tem um considerável efeito enfraquecedor sobre a resistência por atrito lateral, onde a estaca penetra o solo rijo até menos de 20 diâmetros. Além desse limite, a adesão tende a se manter constante para resistências não-drenadas ao cisalhamento entre 70 e 140 kN/m²;

(iii) Na cravação de estacas em argilas rijas, sem camadas sobrejacentes fofas ou moles, dá-se um inchamento da superfície do terreno em forno da estaca e desenvolvem-se fissuras radiais, resultando na

formação de um interstício ("gap") entre a estaca e o solo. Não se pode contar, portanto, com a parcela de atrito lateral desenvolvido na parte superior do fuste. A origem deste vazio, segundo o autor, decorre das vibrações laterais ou "Ricochete" das estacas durante a cravação.

A análise de TOMLINSON é bastante ampla,abrangendo estudos da influência de camadas sobrejacentes, resistência ao cisalhamento, material da estaca, etc. Verifica-se, assim, que o comportamento real das fundações profundas tende a ser algo mais complexo do que o suposto em qualquer teoria. De qualquer modo, previsões deste comportamento devem ser feitas, baseadas em formulações empíricas simples ou modelos teóricos complicados . Este trabalho busca mostrar que resultados bastantes razoáveis podem ser obtidos utilizando-se a primeira destas alternativas.

No estabelecimento do mecanismo de distribuição de cargas ao longo de uma estaca isolada, de modo a definir as quotas de carga transferidas ao solo pela ponta e pelo fuste da estaca, os seguintes modelos matemáticos são usualmente considerados:

(i) Funções de Transferência de Carga, estabelecidas mediante relações entre resistência à penetração da estaca e deslocamentos correspondentes, consideradas em diversos pontos ao longo da estaca (REESE, 1972; KÉZDI, 1980);

(ii) Modelos Elásticos, admitindo-se o solo como um meio elástico e aplicando os princípios clássicos da Teoria da Elasticidade.

(iii) Métodos Numéricos, podendo ser utilizados o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos de Contorno.

Nos primeiros modelos propostos (D'APPOLONIA & ROMUALDI, 1963; SALAS & BELZUNCE, 1965; POULOS & DAVIS, 1968), a estaca era considerada como uma série de elementos aplicando cargas distintas a um maciço elástico. Foram utilizados, então, os princípios da Teoria da Elasticidade, impondo-se a condição de compatibilidade de deslocamentos entre estaca e solo. Modelos não lineares (COYLE & REESE, 1966; COYLE & SULAIMAN, 1967) fazem

uso de valores empíricos para a interação solo - estaca.

Entre as soluções pela Teoria da Elasticidade,são bem conhecidos os trabalhos de POULOS e DAVIS (1980) e RANDOLPH (1985), que, a despeito das limitações da teoria,apresentam análises bastantes consistentes da previsão de recalques em estacas. O modelo considera as estacas como elementos estruturais compressíveis no interior de um meio elástico, sendo a distribuição de cargas, entre a ponta e o fuste, governada pelas propriedades elásticas da estaca e do solo adjacente.

Numa abordagem distinta, é possível tomar o mecanismo da transferência de carga como "input" da análise, a partir de uma dada distribuição de tensões cisalhantes suposta conhecida e que pode ser estabelecida, por exemplo, com base em um método semi-empírico (que utiliza resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica).

Os métodos semi-empíricos de determinação da capacidade de carga de uma estaca propostos por AOKI & VELLOSO (1975), DÉCOURT & QUARESMA (1978) e P.P. VELLOSO (1979), constituem possíveis soluções para o problema, uma vez que permitem o conhecimento da transferência de cargas em uma estaca a partir da determinação do diagrama de atrito lateral na ruptura T(z). Isto se justifica com base na discussão anterior, relativa à mobilização diferencial das parcelas de ponta e de atrito lateral em uma estaca. Verifica-se que, para estacas de dimensões usuais ($D \geq 20cm$), o atrito lateral é totalmente mobilizado antes da ponta ser plenamente solicitada. Estacas de pequenas dimensões (incluindo o cone holandês, que pode ser considerado como uma estaca prensada de 3,6 cm de diâmetro, submetida a uma prova de carga contínua) não guardam estas importantes características das estacas reais. Nestes casos, a resistência de ponta é despertada antes da total mobilização do atrito lateral. Estas considerações, fundamentais para as análises subsequentes, estão ilustradas na figura (III.6).

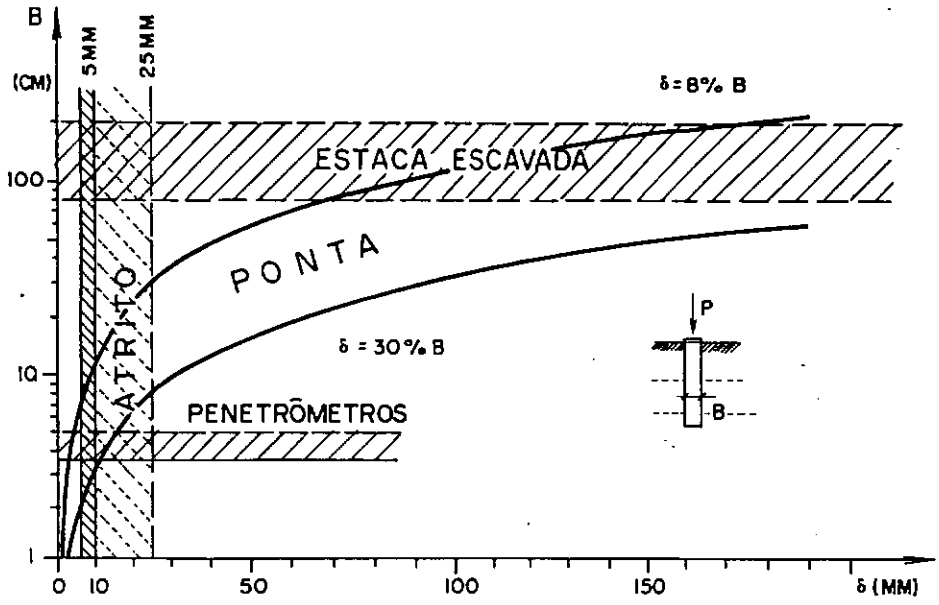


Fig.III.6 -Mobilização de resistências de ponta e por atrito lateral em estacas (AOKI, 1985).

Como o atrito lateral na ruptura (P_L) é inteiramente despertado para recalques da ordem de alguns milímetros, quando uma estaca de dimensões usuais é submetida a um nível de carregamento $P>P_L$, é bastante razoável supor que a parcela de carga transferida à sua ponta seja igual a $P_P = P - P_L$. Nestas condições, são desnecessárias quaisquer considerações sobre a interpretação física do comportamento da estaca sob níveis de carregamento inferiores aos de P_L, uma vez que os valores finais das tensões cisalhantes distribuídas ao longo do fuste da estaca devem ser necessariamente menores que as resistências ao cisalhamento do solo de fundação, representadas pelo diagrama T(Z), numa condição análoga à distribuição indicada na figura(III.2-b).

A níveis de carregamento tais que $0 \leq P \leq P_L$, embora os recalques devam ser sempre pequenos, diferentes hipóteses podem ser consideradas na análise da distribuição de cargas. Duas destas alternativas (fig.III.7) são recomendadas por AOKI (1979 , 1985):

(i) a carga é totalmente transferida ao solo adjacente por atrito lateral, até uma dada profundidade Z_o, onde $0 < Z_o \leq L$. Assim: $N(Z) = P - T(Z)$ para $0 < Z \leq Z_o$ e $P_P = 0$.

(ii) a distribuição de cargas para o nível de carregamento $P < P_L$ é proporcional à distribuição obtida

para o nível de carregamento P_L. Assim: $T'(Z) = \frac{P}{P_L} T(Z)$, logo:

$$N(Z) = P[1 - \frac{T(Z)}{P_L}] \text{ e } P_P \neq 0.$$

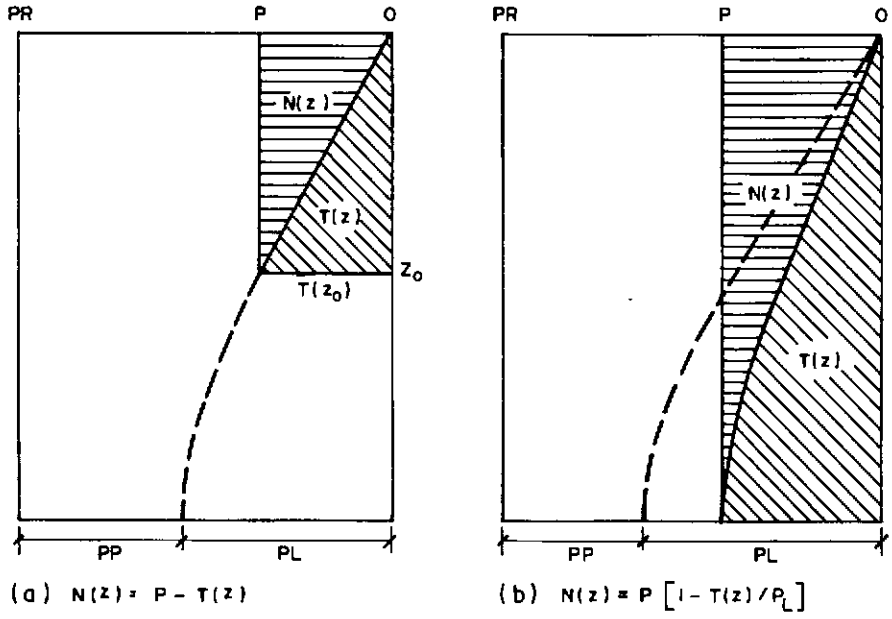


Fig.III.7 - Diagramas simplificados de transferência de carga para $0 \leq P \leq P_L$ (AOKI, 1979).

Conhecido o mecanismo de distribuição do descarregamento da estaca para o solo adjacente, via resistência por atrito lateral, é possível resolver o problema dos recalques a serem previstos para o sistema.

III.3 - ESTIMATIVA DE RECALQUES PARA CARGAS DE SERVIÇO

O problema da estimativa do recalque de uma estaca, como é sobejamente conhecido, não apresenta soluções simples em virtude da complexidade introduzida na análise pela mudança nas propriedades dos materiais e no estado de tensões existentes "in situ", causada pelas perturbações resultantes do próprio processo de instalação do elemento no terreno (TOMLINSON, 1971; VIJAY VERGIYA, 1980).

No caso de estacas cravadas, podem ocorrer, ainda efei

tos remanescentes das tensões de cravação (tensões residuais), que tendem a influenciar o comportamento da estaca a posteriores carregamentos. A configuração exata da transferência de carga é desconhecida e, usualmente, varia com a magnitude do carregamento. A análise torna-se ainda mais complexa quando se levam em consideração os efeitos provenientes da implantação de estacas vizinhas (efeito de grupo inclusive), tornando extremamente difícil uma formulação racional do problema. Assim, somente soluções aproximadas são disponíveis e suas aplicações devem ser convenientemente avaliadas face à natureza das limitações inerentes a cada uma delas. Os trabalhos de DIAS (1977) e FERREIRA (1985) constituem fontes de consulta dos diversos métodos propostos para estimativa de recalques de estacas.

O recalque da cabeça (δ_0) pode, para fins de análise, ser considerado como a soma de três parcelas distintas, avaliadas segundo o modelo de transferência de cargas a ser adotado:

(i) recalque devido à deformação elástica do fuste da estaca (δ_s);

(ii) recalque da ponta da estaca causado pela parcela de carga transferida ao terreno através da ponta da estaca (δ_{pp});

(iii) recalque da ponta da estaca causado pela parcela de carga transferida ao terreno ao longo do fuste da estaca (δ_{pl}).

Assim, o recalque da ponta da estaca (δ_p) inclui os deslocamentos verticais causados pelas tensões por atrito lateral transmitidas através do maciço e responsáveis por uma parcela dos recalques produzidos na camada de solo sob a ponta da estaca ($\delta_p = \delta_{pp} + \delta_{pl}$). Logo:

$$\delta_0 = \delta_s + \delta_{pp} + \delta_{pl} \quad \text{.....(III.6).}$$

O recalque por deformação elástica do fuste pode ser calculado se a grandeza e a distribuição do atrito lateral são conhecidas ou admitidas, de acordo com as considerações feitas anteriormente. Como os diagramas de carga na estaca tendem a ser decrescentes com a profundidade, como atestam as observações experimentais, o encurtamento elástico tende a ser maior nos tre-

chos superiores do fuste da estaca. Sendo E o módulo de elasticidade do material da estaca, L o comprimento da estaca e A a área da sua seção transversal, a parcela elástica do recalque pode ser determinada, com base na Lei de Hooke, pela expressão:

$$\delta_s = \int_o^L \frac{N(Z)}{EA} \cdot dz \quad \text{.....(III.7)},$$

onde $N(Z) = P - T(Z)$ é o diagrama adotado dos esforços normais na estaca.

A partir da constatação de que parte da carga aplicada (P_p) mantém-se constante ao longo do fuste e que a outra parte (P_L) diminui com a profundidade, pode-se reescrever (III.7) sob a forma:

$$\delta_s = (P_p + \alpha P_L) \cdot \frac{L}{AE} \quad \text{.....(III.8)},$$

onde α é um coeficiente que depende da forma da distribuição das tensões de atrito lateral ao longo do fuste. Segundo VESIĆ (1975), para estacas cravadas, devido às tensões residuais, α é da ordem de 0,1, podendo ser inferior a este valor no caso de estacas muito longas, em que apenas um trecho do fuste transmite efetivamente as cargas por atrito lateral.

As parcelas δ_{pp} e δ_{pl}, correspondentes aos recalques devido ao solo no nível da ponta da estaca podem ser avaliadas através de um método de previsão de recalques qualquer, admitindo, por exemplo, o solo em torno da estaca como um sólido elástico e isotrópico, definido por um módulo de deformação (E_s) e um Coeficiente de Poisson (ν). De um modo geral, entretanto, estas parcelas podem ser expressas pelas seguintes relações (VESIĆ, 1977):

$$\delta_{pp} = \frac{qB}{E_s} \cdot I_{pp}$$

$$\delta_{pl} = \frac{fB}{E'_s} \cdot I_{pl} \quad \text{.....(III.9)},$$

onde $E'_s = \frac{E_s}{1-\nu^2}$ é o módulo para condições de deformação plana, sendo:

q - acréscimo de tensões na ponta da estaca;

f - atrito lateral unitário (médio) mobilizado ao longo do fuste;

B - menor dimensão (diâmetro) da estaca;

I_{pp}, I_{pl} - fatores de influência (adimensionais).

Os fatores I_{pp} e I_{pl} podem ser determinados pela integração das equações de MIDLIN (1936), referentes aos efeitos causados pela aplicação de uma carga concentrada no interior de um semi-espaço elástico.

VESIĆ (1977), em face das dificuldades de obtenção de amostras representativas do solo e da própria natureza dos ensaios de laboratório, propôs a estimativa do módulo de deformação do solo baseada em relações empíricas com parâmetros medidos em campo, através de coeficientes C_{pp} e C_{pl} que dependem da natureza do solo e do método construtivo da estaca. Os valores destes coeficientes apresentados pelo autor, permitem a estimativa dos recalques a longo prazo, nas condições em que a camada de apoio da estaca estende-se, pelo menos, a 10 diâmetros abaixo da ponta da estaca e que o solo subjacente apresente uma rigidez comparável ou maior. De acordo com esta abordagem, vem:

$$\delta_{pp} = \frac{P_P}{qB} \cdot C_{pp}$$

$$\delta_{pl} = \frac{P_L}{qL} \cdot C_{pl} \qquad \text{.....(III.10).}$$

Considerando que o solo possa ser assimilado a um meio elástico estratificado, ao qual possam ser aplicadas as equações de MINDLIN, pode-se fazer uso das fórmulas de integração numérica propostas por AOKI & LOPES (1975), para estimar as parcelas relativas a δ_p. Neste caso, os recalques são calculados através de programa computacional que, fazendo uso das equações estabelecidas pelos autores, transforma a carga transferida pela estaca ao solo em um conjunto equivalente de cargas puntuais. A compatibilidade de deslocamentos não é considerada na análise e o método pressupõe conhecido o modo de transferência de carga.

As equações foram estabelecidas para um diagrama de tensões de atrito com variação linear (definido por f_2 e $f_1 = \xi f_2$ a profundidades D_1 e D_2, respectivamente) e a carga de ponta como sendo uniformemente distribuída (fig.III.8). No caso de um

meio estratificado, poderão ser adotados vários "trapézios" de atrito lateral correspondentes às camadas atravessadas pelo fuste.

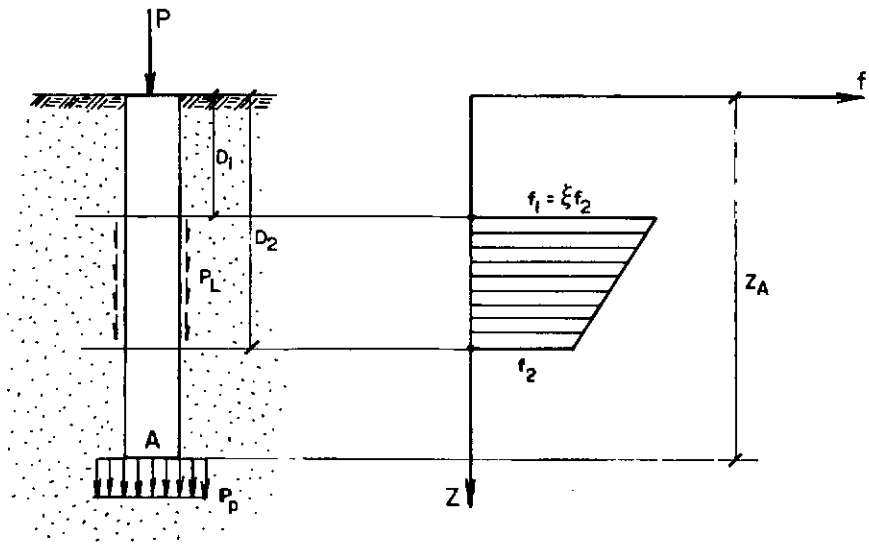


Fig.III.8 - Modelo de distribuição das tensões cisalhantes ao longo do fuste da estaca (AOKI & LOPES, 1975).

Utilizando as equações de MINDLIN, cujas incógnitas são a carga aplicada, a sua posição em relação ao ponto em estudo e as características elásticas do meio, os autores estabeleceram as expressões dos recalques correspondentes, admitindo a validade do princípio de SAINT-VENANT. Para um elemento cilíndrico de fundação, o recalque será dado por:

$$\delta_c = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \delta_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \delta_{i,k} \quad \ldots\ldots (III.11),$$

onde $\delta_{i,j}$ é o recalque induzido por uma carga puntual $P_{i,j}$, parcela da carga de ponta e $\delta_{i,k}$ é o recalque induzido por uma carga puntual $P_{i,k}$, parcela da carga de fuste.

Os recalques estimados através da relação(III.11) têm aplicações limitadas, uma vez que os solos normalmente ocorrem segundo uma sequência de várias camadas. No caso de meios estratificados, os autores sugerem o uso do artifício proposto por

STEINBRENNER (1934).

No caso de meios heterogêneos, alternativamente, pode-se usar a solução proposta para o cálculo da variação de tensões no centro de cada camada, determinando-se o recalque correspondente a cada uma delas, através da expressão geral:

$$\delta = \varepsilon_z \Delta_z = \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)].\Delta z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (III.12),$$

onde Δz é a espessura da camada considerada. O recalque total do ponto em estudo será dado, então, pela soma dos recalques das camadas subjacentes. Evidentemente, além das hipóteses simplificadoras já mencionadas, o método está sujeito às imprecisões próprias das aproximações elásticas consideradas no cálculo de tensões e de recalques.

COOKE (1974), apresentou soluções alternativas simplificadas para avaliação do recalque δ_p. A partir da expressão de δ_{pp} em (III.9), sendo $I_{pp}=\pi/8$ para área circular; $L > 5B$ e $\nu=0,5$ para deformações a volume constante, o autor obteve:

$$\delta_{pp} = 0,30 \cdot \frac{qB}{E_s} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.13).$$

A partir de considerações relativas ao deslocamento (suposto distorcional) de um pequeno elemento anular de solo próximo ao fuste da estaca (1 para 1') e da constatação de que as tensões cisalhantes diminuem progressivamente com o acréscimo da distância r (fig.III.9), até se tornarem desprezíveis, o autor estabeleceu para δ_{pl} uma expressão análoga à proposta anteriormente por POULOS (1972):

$$\delta_{pl} = \frac{P}{E_s L} \cdot I_{pl} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.14),$$

onde o fator de influência I_{pl} é função da distância na qual se considera cessados os recalques produzidos pelo carregamento da estaca, sendo dado por $\frac{(1+\nu)}{\pi} \ell n 2r$.

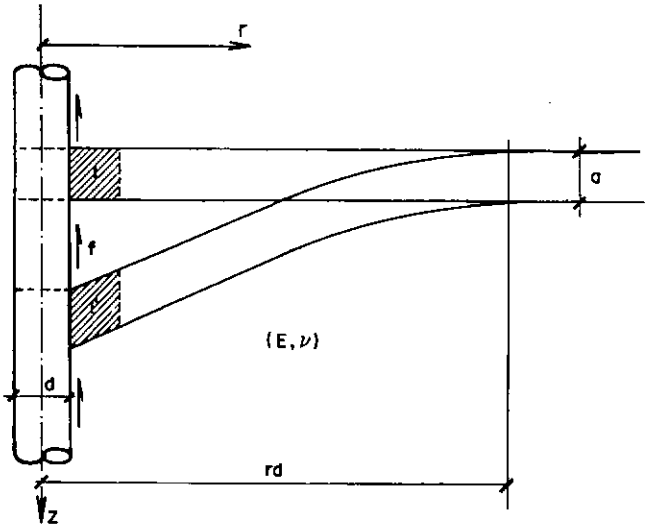


Fig.III.9 - Modelo distorcional do solo adjacente ao fuste da estaca (COOKE, 1974).

A rigor, a distância para a qual os recalques tornam-se nulos é infinita. Entretanto, considerando que I_{pl} varia com o logaritmo de (r/nd) e introduzindo observações de ordem prática de que os recalque são desprezíveis a uma dada distância da estaca, é possível a determinação de δ_{pl} mediante a fixação do coeficiente n. Um valor típico é 10, correspondente a um valor de $I_{pl} = 1,43$ por $\nu = 0,5$, que é cerca de 80% do valor médio dado por POULOS (1972). Para $n>10$ os valores tendem a ser ainda mais concordantes. FERREIRA (1985), na sua proposição de um método expedito para estimativa de recalques em estacas, assume $\nu = 0,5$ e $n = 22$, resultando um valor de $I_f = 1,80$.

III.4 - PREVISÃO DA CURVA CARGA - RECALQUE DE ESTACAS

A previsão da curva carga - recalque de uma estaca, ou seja, a relação entre cargas e recalques correspondentes, desde a carga nula até a carga de ruptura do solo, é uma tarefa que exige um método de análise muito sofisticado, como, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos, utilizando um modelo elasto - plástico para o solo. Como é sabido, uma tal abordagem não se justifica na prática do dia-a-dia, não só pelo custo da análise mas também pela falta dos inúmeros parâmetros exigidos pelo modelo. Assim, o procedimento convencional é o de ajustar uma cur

va, cuja função matemática seja justificada por observações experimentais, a alguns pontos conhecidos. Neste sentido, diversos estudos (AOKI, 1976, 1979, 1985; VARGAS, 1977, 1981; ALONSO, 1981) foram desenvolvidos.

Uma das curvas carga-recalque mais utilizadas na prática deve-se a VAN DER VEEN (1953) e se exprime matematicamente pela relação:

$$P = P_r \ (1 - e^{-\alpha\delta}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.15),$$

onde:

P - carga correspondente ao recalque δ;

P_r - carga de ruptura do sistema estaca-solo;

α - parâmetro que depende das características da estaca e da natureza do solo.

A relação $P = f(\delta)$ depende, portanto, da determinação de dois parâmetros: a carga de ruptura P_r (a qual corresponde a um valor assintótico da curva, quando $\delta \to \infty$) e o coeficiente α. A determinação de P_r pode ser feita mediante a aplicação de qualquer um dos métodos de previsão de capacidade de carga. Por outro lado, a obtenção do parâmetro α fica condicionada ao conhecimento prévio das coordenadas de pelo menos um dos pontos (P, δ) da curva carga-recalque. Com efeito, desenvolvendo-se a expressão (III.15) e explicitando o valor de α, tem-se que:

$$\alpha = -\frac{1}{\delta} \ell n \ (1 - \frac{P}{P_r}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.16).$$

Em termos gerais, portanto, o problema fica resumido à determinação de duas incógnitas: a carga de ruptura da estaca e o recalque da estaca sob um dado nível de carga.

Para a determinação do par de valores (P,δ), para fixação do parâmetro α, são admitidas as seguintes hipóteses:

(i) até um nível de carga da ordem de $P_r/2$, o solo em torno da estaca apresenta um comportamento essencialmente elástico (trecho inicial da curva carga-recalque sensivelmente linear);

(ii) o nível de carga para cálculo do recalque δ será $P = P_L$.

ALONSO (1981) sugere, para $P_L < P_r/2$, a adoção de três níveis distintos de carga - P_L, $P_r/2$ e uma carga intermediária

entre estas - para o cálculo de α, tomado, então, como a média obtida entre os três valores calculados. A estimativa de recalques pode ser feita através de qualquer um dos procedimentos anteriormente abordados (ou qualquer outro método de cálculo).

Em função das considerações prévias relativas ao processo de transferência de cargas no sistema estaca-solo (seções III.1 e III.2) e, particularmente, ao comportamento diferenciado da mobilização das parcelas de carga de ponta e de atrito lateral, pode-se reconsiderar a expressão básica de VAN DER VEEN nos termos seguintes:

$$P = P_P(1 - e^{-\alpha_P \delta}) + P_L(1 - e^{-\alpha_L \delta}) \quad \text{.....(III.17).}$$

Tal generalização permite não só prever o comportamento da curva $P_r \times \delta$, como também o comportamento das contribuições relativas às parcelas de ponta e de atrito lateral, novalor dos recalques totais, a diferentes carregamentos da estaca. As parcelas P_P e P_L são previamente conhecidas a partir do processo de avaliação de P_r.

Nesta forma expandida, a relação ($P \times \delta$) é função de dois parâmetros α_P e α_L (a relação envolvendo α, α_P e α_L pode ser estabelecida mediante a aplicação conjunta das relações III.15 e III.17). Assim sendo, torna-se necessário a determinação de não só um, mas de dois pontos de curva carga-recalque. Sejam $(P1, \delta_1)$ e $(P2, \delta_2)$ as coordenadas destes pontos. Assim, pode-se escrever que:

$$\begin{aligned} P1 &= P_P\ (1 - e^{-\alpha_P \delta_1}) + P_L\ (1 - e^{-\alpha_L \delta_1}) \\ P2 &= P_P\ (1 - e^{-\alpha_P \delta_2}) + P_L\ (1 - e^{-\alpha_L \delta_2}) \end{aligned} \quad \text{.....(III.18)}$$

ou

$$P_r - P1 = P_P\ e^{-\alpha_P \delta_1} + P_L\ e^{-\alpha_L \delta_1}$$

$$P_r - P2 = P_P\ e^{-\alpha_P \delta_2} + P_L\ e^{-\alpha_L \delta_2}$$

$$e^{-\alpha_L \delta_1} = \frac{P_r - P1 - P_P\ e^{-\alpha_P \delta_1}}{P_L}$$

$$e^{-\alpha_L \delta_2} = \frac{P_r - P2 - P_P\ e^{-\alpha_P \delta_2}}{P_L}$$

$$\alpha_L = -\frac{1}{\delta_1} \ell n \left(\frac{P_r - P1 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_1}}{P_L} \right)$$

$$\alpha_L = -\frac{1}{\delta_2} \ell n \left(\frac{P_r - P2 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_2}}{P_L} \right) \qquad \ldots\ldots\ldots (III.19).$$

Igualando as expressões de α_L, tem-se que:

$$\frac{1}{\delta_1} \ell n \left(\frac{P_r - P1 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_1}}{P_L} \right) = \frac{1}{\delta_2} \ell n \left(\frac{P_r - P2 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_2}}{P_L} \right)$$

$$\ell n (P_r - P1 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_1}) - \ell n (P_r - P2 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_2}) = \ell n P_L^{(1-\delta_1/\delta_2)}$$

ou

$$\frac{P_r - P1 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_1}}{(P_r - P2 - P_P\, e^{-\alpha_P \delta_2})^{\lambda}} = P_L^{(1-\lambda)} \quad \text{onde } \lambda = \frac{\delta_1}{\delta_2} \qquad \ldots\ldots (III.20).$$

Através do cálculo da expressão do 2º membro é possível, em poucas tentativas, estabelecer o valor de α_P que converte a identidade acima em uma igualdade, edeterminar α_L por meio de qualquer uma das relações (III.9). Com os valores de α_P e α_L, determinam-se as relações $P_P \times \delta$, $P_L \times \delta$ e $P_r \times \delta$, a partir da expressão (III.17).

Duas considerações devem ser feitas em relação à expressão dada em (III.20). A primeira diz respeito à escolha de P2 (uma vez que P1 é obtida como na análise anterior). A sugestão proposta é a de se tomar $P2 \simeq (P1 + \frac{P_P}{2})$ definindo, assim, um segundo ponto razoavelmente posicionado em relação aos níveis de carga correspondentes a P1 e a P_r. A segunda consideração tem origem no fato de que se obtém sempre dois valores de α_P que satisfazem III.20 (indicando, assim, que as duas curvas exponenciais expressas analiticamente nesta equação se interceptam em dois pontos). Qual do par de valores (α_{P_1}, α_{L_2}) e (α_{P_2}, α_{L_2}) constitui a solução adequada ao problema? A restrição imposta pela análise matemática é levantada pela interpretação física do problema. A mobilização diferenciada das parcelas de carga de ponta e de atrito lateral induzem, necessariamente, a se

ter a condição de $\alpha_P < \alpha_L$.

A proposição de VAN DER VEEN, admitindo a relação P = = f(δ) dada por (III.15), constitui um dos métodos mais utilizados para definição da carga de ruptura de uma estaca em provas de carga. O procedimento do método consiste em, escolhido um dado valor de P_r, representar graficamente a lei de variação dos valores de $\ell n(1-P/P_r)$ com δ. Tomando-se diferentes valores de P_r, a carga de ruptura do sistema estaca-solo fica, então, caracterizada, quando o diagrama resultante for uma linha reta. Trata-se de um método bastante moroso quando executado manualmente, podendo, entretanto, ser facilmente exequível em um programa computacional destinado a este fim.

Porém, a análise de resultados de provas de carga indica que, em um grande número de casos, a representação gráfica dos valores de $\ell n(1-P/P_r)$ com δ não é uma única reta, mas uma linha quebrada em dois segmentos distintos, como mostrado na figura (III.10). Sendo assim, impõe-se a necessidade de uma correção na equação (III.15), de modo a se prever a existência de uma ordenada na origem. AOKI (1976), ao levar em consideração esta correção, propôs a seguinte expressão:

$$P = P_r \ (1 - e^{-(\alpha\delta+\beta)}) \quad \text{.....(III.21)},$$

sendo

$$\alpha = -\frac{1}{\delta}[\ell n(1-\frac{P}{P_r}) + \beta] \quad \text{.....(III.22)}.$$

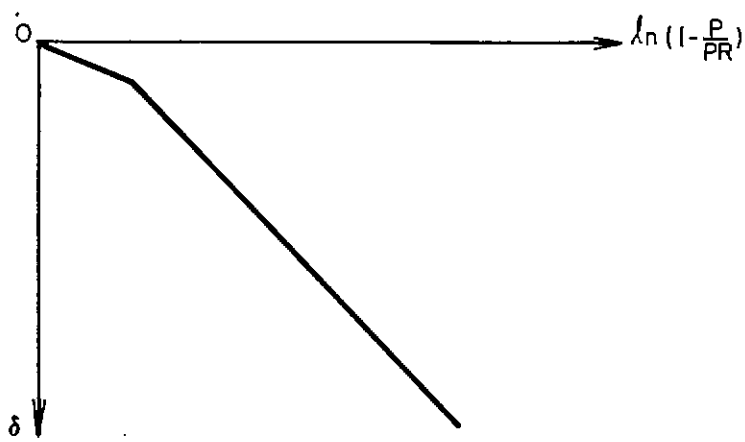


Fig.III.10 - Diagrama $\ell n(1-\frac{P}{P_r})$ x δ (VAN DER VEEN, 1953).

CAPÍTULO IV

METODOLOGIAS DE CONTROLE NA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS CRAVADAS

Na execução de fundações em estacas, o controle "in situ" de uma dada característica resistente das estacas de obra permite inferir o grau de homogeneidade da implantação do conjunto. O controle "in situ" da capacidade de carga das estacas envolve a verificação da integridade do fuste e da profundidade de assentamento da fundação, face às cargas requeridas de projeto, à interação estrutura-solo e à evolução das propriedades dos solos ao longo do tempo. Naturalmente, a aplicação destes critérios tende a variar de acordo com o método de instalação das estacas no terreno.

Em se tratando de estacas cravadas, os critérios de controle envolvem, fundamentalmente, características de resistência à penetração do elemento de fundação, consistindo, basicamente, na retirada de negas ao final da cravação. A cravação pode ser terminada quando se atinge um valor pré-fixado de nega, expresso por um número de golpes necessários para causar uma dada penetração (frequentemente, da ordem de 10 a 30 mm por 10 golpes). Esta prática, aliada à utilização de fórmulas dinâmicas constitue, ainda hoje, a técnica convencional de controle da homogeneidade da execução de estaqueamentos.

A discussão relativa à validade e possíveis restrições da aplicação das chamadas fórmulas dinâmicas é antiga, inconclusiva e tão questionável quanto os seus próprios questionamentos. Concretamente falando, trata-se de uma metodologia fortemente arraigada aos procedimentos rotineiros de controle de cravação de estacas e generalizadamente expressa nas normas afins. Assim, é razoável a utilização controlada destas rela-

ções na avaliação de cravações, capazes de fornecer, quando convenientemente manipuladas, valiosos subsídios à interpretação do evento. Do impressionante número de fórmulas existentes (mais de 450), a prática corrente tem se valido de cerca de uma dúzia delas (Hiley, Engineering News, Crandall, Delmag, Holandeses, Etelwein, Redtenbacher, Dinamarqueses, Weisbach, Gates, Sanders, Benabencq) embora se possa afirmar que, em geral, as diferentes formulações estão assentes em um mesmo bloco de hipóteses básicas.

Por outro lado, porém, mister se faz desenvolver metodologias outras, mais confiáveis e racionais, que contribuam de uma forma mais efetiva para o aperfeiçoamento dos critérios de controle executivo de fundações em estacas cravadas.

Entretanto, é na monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos e na aquisição dos registros de negas e compressões elásticas durante a cravação que residem as alternativas mais interessantes e animadoras de superação das restrições atuais da prática convencional. Os fundamentos e proposições gerais destas metodologias são resumidamente tratadas nos tópicos seguintes.

IV.1 - MONITORAÇÃO DA CRAVAÇÃO DINÂMICA

IV.1.1 - INTRODUÇÃO

A teoria da Equação da Onda constitui, atualmente, uma técnica muito difundida de previsão e interpretação do comportamento de estacas cravadas. Um grande número de programas foram e têm sido desenvolvidos de modo a permitir uma maior otimização destes objetivos, pela necessidade de um controle mais eficiente da qualidade dos estaqueamentos, principalmente diante das dificuldades e responsabilidades envolvidas nestes trabalhos quando executados nas plataformas oceânicas.

O desenvolvimento destas técnicas apóia-se, em larga escala, no avanço tecnológico atingido na área computacional e no crescente aprimoramento da instrumentação eletrônica, capaz de gravar todos os detalhes relativos ao processo de transmissão das ondas de impacto ao longo de uma estaca durante a sua crava

ção. A aquisição destes registros permite a reconstituição do evento, os quais são posteriormente processados através de sofisticados métodos de análise em laboratório.

Independentemente da metodologia adotada, a monitoração da cravação visa, basicamente, fornecer uma ou mais dos seguintes dados, todos já abordados no Capítulo II:

(i) determinação da capacidade de carga estática do sistema estaca - solo;

(ii) determinação das tensões geradas na estaca durante a sua cravação;

(iii) verificação da eficiência do sistema de cravação;

(iv) avaliação da integridade da estaca.

Estes dados são obtidos a partir da interpretação de medições dinâmicas efetuadas no topo da estaca por meio de argumentos matemáticos mais ou menos complexos. A partir das medições de forças e velocidades no topo da estaca, o comportamento da mesma pode ser determinado através da aplicação direta dos princípios da Equação da Onda. Métodos simplificados, tais como o CASE (GOBLE *et al.*, 1967, 1970, 1975, 1980) e o TNO (VAN KOTEN & MIDDENDORP, 1981), permitem a obtenção de alguns destes dados durante a própria aquisição dos registros de cravação. Outros métodos mais complexos, como o CAPWAP, só podem ser processados posteriormente em laboratorio.

Por outro lado, programas desenvolvidos para simulação física da cravação de estacas, podem ser utilizados para a análise dos registros da monitoração. Os algoritmos mais utilizados equivalem à solução da Equação da Onda discretizada sob a forma de diferenças ou elementos finitos.

Estes programas fazem uso, basicamente, de dois tipos de modelos:

i) análise de um único golpe: são modelos de aplicação mais restrita, geralmente oferecendo resultados questionáveis, principalmente em condições de difícil cravação, como se dá comumente na fase final da cravação de estacas;

ii) análise de golpes múltiplos: são modelos que incorporam os efeitos das tensões residuais de cravação, obtendo-se, desta forma, uma solução estatisticamen

te equilibrada no final de cada golpe.

Um levantamento dos principais métodos numéricos baseados na teoria da Equação da Onda é apresentado na tabela(IV. 1), juntamente com o nome da instituição que o desenvolveu, a natureza e o princípio da análise adotada.

PROGRAMA	INSTITUIÇÃO	TIPO DE ANÁLISE	PRINCÍPIO DA ANÁLISE
TTI (1968)	TEXAS A &M UNIVERSITY	(1)	*
DUKFOR (1974)	DUKE UNIVERSITY	(n)	*
DIESEL I (1975)	UNIVERSITY OF ILLINOIS	(1)	Tratamento matemático rigoroso para simulação dos Martelos Diesel
WEAP (1976)	CASE WESTERN RESERVE UNIVERSITY	(1)	*(Martelos Diesel)
OCEANWAVE (1976)	TEXAS A &M UNIVERSITY	(1)	Versão aperfeiçoada do TTI
TIDYWAVE (1976)	TEXAS A &M UNIVERSITY	(1)	Versão do TTI para pesquisas
CAPWAP (1977)	CASE WESTERN RESERVE UNIVERSITY	(1)	*
PSI (1977)	DUKE UNIVERSITY	(n)	Versão aperfeiçoada DUKFOR
CUWEAP (1982)	UNIVERSITY OF COLORADO	(n)	Versão aperfeiçoada WEAP
BATLAB (1982)	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES	(1)	*(Sem modelação do Sistema de cravação)

Obs.: (1) - análise de um único golpe
(n) - análise de golpes múltiplos
* - método de análise similar ao modelo original de SMITH.

Tabela IV.1 - Principais programas numéricos baseados na teoria da Equação da Onda para análise de cravação de estacas.

Em relação às análises de um único golpe, os principais programas comercialmente disponíveis são o CAPWAP e o TIDY WAVE, ambos destinados basicamente ao estudo de dados de penetração e observação da instrumentação em condições afastadas do domínio das resistências finais, de maneira a se buscar uma minimização dos erros de simulação do sistema de cravação e um ajuste dos parâmetros relativos ao comportamento reológico do solo.

Programas de análise de múltiplos golpes, tais como o PSI, que é capaz de incorporar comportamentos não lineares (hiperbólicos) da interface solo - estaca, são os mais recomendados atualmente para a análise das condições finais de cravação - penetração, pretendendo a simulação de provas de carga verticais.

IV.1.2 - MÉTODO CASE

Em 1964, iniciou-se no CASE INSTITUTE OF TECHNOLOGY (atualmente CASE WESTERN RESERVE UNIVERSITY, OHIO - EUA), o mais extenso e diversificado programa de pesquisas já implementado relacionado à aplicação da teoria ondulatória ao problema da cravação de estacas, estudos estes que se desenvolveram continuamente até 1976. Durante este longo período, técnicas de instrumentação e medição foram progressivamente aperfeiçoadas e diversos estudos analíticos foram propostos, visando uma interpretação objetiva do conjunto de resultados coletados durante a cravação de estacas.

Como resultado direto deste amplo programa de investigações, desenvolveu-se um método extremamente prático que permite estimar a capacidade de carga estática do sistema estaca - solo, a partir de medições de forças e velocidades desenvolvidas durante a cravação. Este método, o qual ficou conhecido como Método CASE, fundamenta-se num conjunto de hipóteses básicas que simplificam sobremaneira o tratamento analítico do mesmo e que são as seguintes:

i) a estaca é perfeitamente elástica (nas fases iniciais da análise, a estaca era tratada como um corpo rígido);

ii) a estaca apresenta seção e propriedades uniformes;

iii) a resistência do solo, tanto ao longo do fuste como na ponta da estaca, caracteriza-se por um comportamento rígido - plástico;

iv) a resistência do solo é mobilizada simultaneamente ao longo de toda a estaca;

v) as perdas de energia ocorridas nas reflexões nas extremidades da estaca são desconsideradas;

vi) os esforços atuantes são sempre axiais.

Como se fez referência acima, tais simplificações minimizam a manipulação analítica do método, embora possam introduzir alguns erros na avaliação dos resultados.

A mobilização simultânea da resistência de ponta e fuste constitui uma hipótese bastante questionável no caso particular de estacas de grande comprimento, para as quais a resistência proveniente do atrito lateral pode assumir valores muito elevados, conduzindo o método CASE à valores subestimados da capacidade de carga da estaca, especialmente em condições de difícil cravação (THOMPSON & THOMPSON, 1978 e 1979).

É, entretanto, no modelo imposto ao solo, que reside as principais restrições e questionamentos do método CASE, seja porque o solo não se comporta como um material rígido-plástico, seja porque o amortecimento está relacionado à velocidade de cravação. Impõe-se, pois, ter sempre em vista as limitações inerentes ao procedimento de cálculo, quando da avaliação dos resultados obtidos através da metodologia exposta a seguir.

A relação (II.37) constitui a fórmula expedita do Método CASE, sendo que a resistência à cravação da estaca é dada por (fig.IV.1)

$$R = \frac{1}{2}[(F_{T1} + F_{T2}) + z(v_{T1} - v_{T2})] \quad \ldots\ldots\ldots (IV.1),$$

onde, como visto anteriormente, F e v correspondem aos registros de forças e velocidades obtidos em dois instantes distintos: um instante T1 de passagem da onda incidente e um instante T2 = T1+ + (2L-Lg)/c de retorno ao nível da instrumentação (nível 00) da

onda refletida na ponta da estaca. Em geral, o instante associado com o primeiro pico (comum) de forças e velocidades é escolhido como T1.

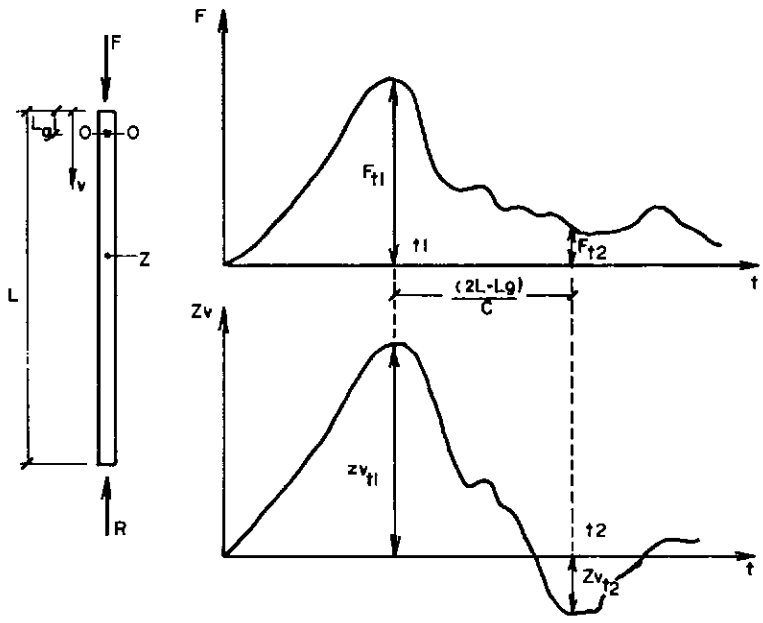


Fig.IV.1 - Registros de forças e velocidades para aplicação do método CASE.

A resistência à penetração da estaca pode ser decomposta em suas componentes estática e dinâmica (relação II.39), de tal forma que:

$$R = R_S + R_D \quad \text{.....(IV.2).}$$

A componente dinâmica é função da velocidade de penetração da estaca no terreno (velocidade da ponta v_P), desenvolvendo-se, portanto, somente durante a cravação da estaca. Admitindo R_D como uma função linear de v_P, tem-se que:

$$R_D = Jv_P \quad \text{.....(IV.3),}$$

onde J é o coeficiente de amortecimento do solo situado sob a ponta da estaca. Em discussões precedentes, mostrou-se que este parâmetro é uma função do tipo e dimensões da estaca e da natureza do solo adjacente. Os pesquisadores da CWRU introduziram, então, o conceito de uma constante de amortecimento adimensional J_C, estabelecida como uma função exclusiva da natureza do

solo situado sob a ponta da estaca e dada por:

$$J_c = \frac{J}{z} \quad \text{.....(IV.4),}$$

tal que este parâmetro já inclui na sua determinação os efeitos correspondentes às características da estaca. Logo, de (IV.3) e (IV.4), resulta que:

$$R_D = J_c . zv_P \quad \text{.....(IV.5).}$$

Impõe-se, como etapa final do problema, o cálculo da velocidade da ponta da estaca, a qual pode ser expressa tomando-se a relação (II.35-a) quando esta é aplicada às condições de ponta da estaca, ou seja:

$$F_P\downarrow = \frac{R_P + zv_P}{2} \quad \text{.....(IV.6),}$$

uma vez que $F = R_P$ na ponta da estaca (comparem-se as relações II.31 e II.34.(i)).

Considerando que a força descendente medida no instante T1 é reduzida no seu valor da metade do atrito lateral desenvolvido ao longo da estaca, quando a onda correspondente atinge a ponta da estaca, pode-se escrever que:

$$F_P\downarrow = F_{T1} - \frac{R_L}{2} \quad \text{.....(IV.7).}$$

Das relações de $F_P\downarrow$ de (IV.6) e (IV.7), vem:

$$\frac{R_P + zv_P}{2} = F_{T1} - \frac{R_L}{2}$$

$zv_P + R_P + R_L = 2F_{T1}$ e como $R = R_P + R_L$, resulta:

$$V_P = \frac{2F_{T1} - R}{z} \quad \text{.....(IV.8).}$$

Levando a expressão de v_P acima na relação (IV.5), obtém-se:

$$R_D = J_c \ (2F_{T1} - R) \quad \text{.....(IV.9),}$$

ou, sendo $R_S = R - R_D$,

$$R_S = R - J_C \ (2F_{T1} - R) \quad \text{.....(IV.10).}$$

Conclui-se, pois, que, mediante os registros de forças e velocidades obtidas da instrumentação, a aplicação das relações (IV.1) e (IV.10) sintetizam a simplicidade do método descrito para a estimativa da capacidade de carga estática de uma estaca cravada. Apenas o parâmetro J_C não é obtido diretamente das medições realizadas.

A constante de amortecimento é função apenas da natureza do solo e a sua avaliação foi feita para um grande número de situações, a partir, basicamente, de resultados de capacidade de carga estática, estabelecidos em provas de carga convencionais.

A figura (IV.2) sumariza os valores de J_C obtidos a partir da análise de 69 estacas (41 tubulares, 15 de concreto protendido, 10 de madeira e 3 em perfis de aço H), submetidos a provas de carga até a ruptura. Na determinação do parâmetro de amortecimento, através da expressão (IV.10), admitiu-se uma variação de até 20% dos valores da capacidade de carga estática efetivamente obtida no campo, caracterizando-se, assim, faixas de valores. Para estacas com capacidades estimadas inferiores a 660 kN, a tolerância admitida foi acrescida para 130 kN (linhas tracejadas no gráfico).

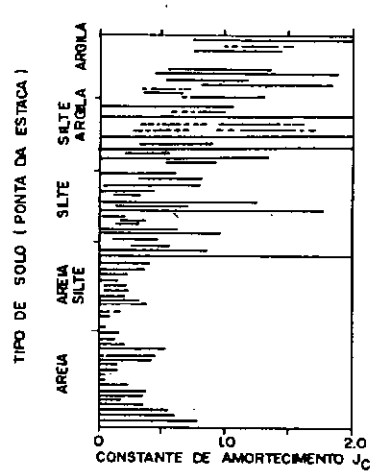


Fig.IV.2 - Constantes de amortecimento para diferentes tipos de solo à ponta da estaca (RAUSCHE *et al.*, 1985).

Conclusões interessantes podem ser inferidas destes resultados. Em condições de difícil cravação, a velocidade da ponta da estaca tende a ser praticamente nula, tornando $R_D = 0$ (relação IV.3) e fazendo, então, $R = R_S$, mostrando que a capacidade de carga do sistema é independente (ou pouco sensível) às variações de J_C. Por exemplo, no gráfico acima, qualquer valor de J_C entre 0,0 e 2,0 satisfaz a faixa de abrangência adotada na análise. Na hipótese de fácil cravação, v_P assume valores elevados e, assim, J_C exerce influência considerável na estimativa de R_S, devendo ser feita, portanto, neste caso, uma seleção mais rigorosa deste parâmetro.

Como consequência direta dos resultados apresentados na figura (IV.2) é possível estabelecer conjuntos de valores mais representativos da variação de J_C em função da natureza do solo existente à ponta da estaca. Neste sentido, a tabela (IV.2) apresenta as faixas de valores recomendados, bem como os valores "ótimos" das correlações feitas com os ensaios estáticos para a série das 69 estacas citadas anteriormente.

TIPO DE SOLO	FAIXA DE VALORES RECOMENDADOS	VALORES "ÓTIMOS"
areia	0,05 - 0,20	0,05
areia siltosa (silte arenoso)	0,15 - 0,30	0,15
silte	0,20 - 0,45	0,30
silte argiloso (argila siltosa)	0,40 - 0,70	0,55
argila	0,60 - 1,10	1,10

Tab.IV.2 - Valores da constante de amortecimento J_C (RAUSCHE *et al.*, 1985).

Correlações envolvendo estimativas de capacidade de carga estática do sistema estaca-solo, previstas pelo Método CASE, e resultados provenientes da execução de provas de carga estática, acusam, de uma forma geral, concordâncias bastante razoáveis (GOBLE *et al.*, 1975, 1980; FELLENIUS *et al.*, 1979). A figura (IV.3), por exemplo, explicita tais correlações para diferentes tipos de estacas cravadas em dois diferentes locais do Canadá (Toronto e Buttonville), observando-se uma abrangência

dos resultados obtidos através do CASE em uma faixa básica de ± 20% relativamente aos das provas de carga. Neste caso particular, mesmo no caso de estacas longas implantadas em condições de difícil cravação (como TP-5 e P-6), resultaram correlações muito satisfatórias com os valores estáticos.

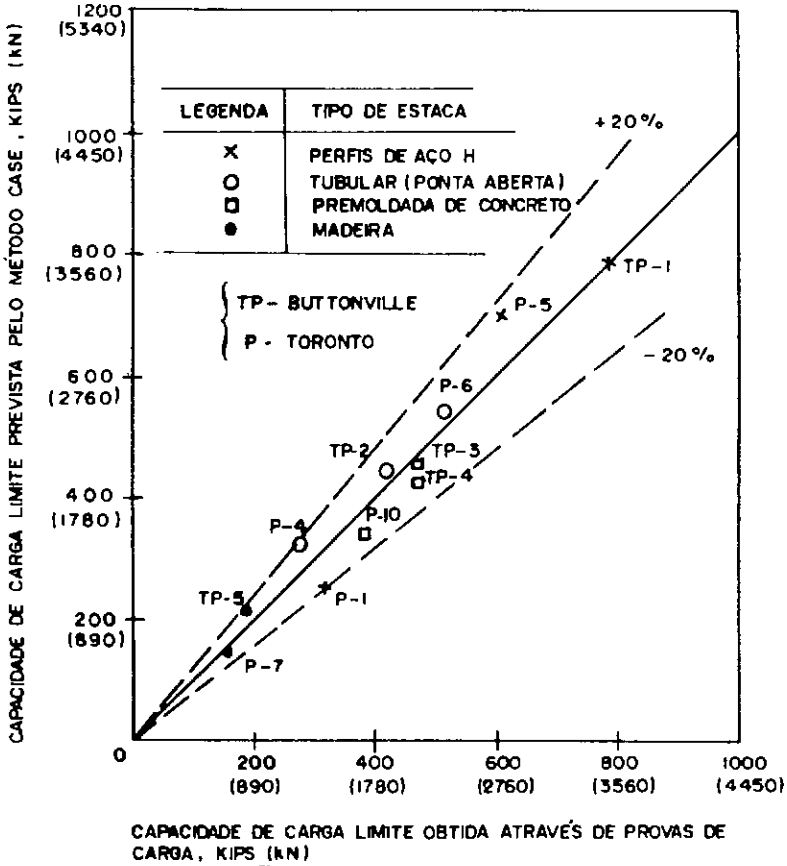


Fig.IV.3 - Correlação entre estimativas de capacidade de carga previstas pelo Método CASE com resultados obtidos através de provas de carga estática (THOMPSON & DEVATA, 1980).

Em geral, a técnica do Método CASE para cálculo da capacidade de carga estática pode ser aplicada, com resultados igualmente satisfatórios, para estacas de diferentes tipos e impedâncias, para martelos variados ou diferentes condições de cravação.

Uma condição especial ocorre, no caso de condições de difícil cravação, quando se dá o "repique" da cabeça da estaca, invertendo-se, nesta situação, o sinal da velocidade de deslocamento (movimentos ascendentes da estaca). A ocorrência de velocidades negativas no topo da estaca (trecho I da fig. IV.4), antes que as ondas refletidas na ponta da estaca retornem à sua

parte superior, implica em um descarregamento parcial da resistência de atrito lateral ao longo do trecho da estaca no qual estas velocidades negativas ocorrem, com uma correspondente inversão dos esforços de atrito neste trecho (fig.IV.4):

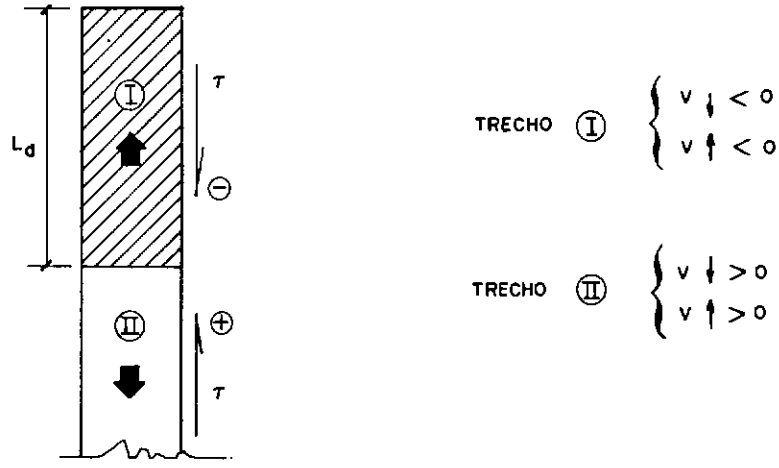


Fig.IV.4 - Esforços resistentes com descarregamento parcial do atrito lateral ("repique" do topo da estaca).

Com base nos sinais das velocidades das ondas ascendentes e descendentes ao longo dos trechos I e II e a partir das relações (II.29), pode-se escrever que:

$$F^*_{P\downarrow} = F_{o\downarrow} - \frac{1}{2} R_{L_I} - \frac{1}{2} R_{L_{II}}$$

$$F_{P\uparrow} = F^*_{o\uparrow} + \frac{1}{2} R_{L_I} - \frac{1}{2} R_{L_{II}} \quad \text{.....(IV.11).}$$

Somando membro a membro as relações acima e sendo $F^*_{P\downarrow} + F_{P\uparrow} = R_P$ por (II.31), tem-se que:

$$R_P = F_{o\downarrow} + F^*_{o\uparrow} - R_{L_{II}} \quad \text{.....(IV.12),}$$

mas como $R_P = R - R_L$ e $R_{L_I} + R_{L_{II}} = R_L$ segue que:

$$R = F_{o\downarrow} + F^*_{o\uparrow} - R_{L_I} \quad \text{.....(IV.13).}$$

Verifica-se, pois, da comparação direta entre as relações (IV.13) e (II.33) que o valor medido da resistência à cravação fica reduzido da parcela correspondente ao atrito lateral desenvolvido ao longo do trecho I da estaca. Impõe-se, pois, a correção da estimativa da capacidade de carga estática feita mediante a aplicação da expressão (IV.10), fazendo-se $R_{cálculo} = R_{medido} + R_{F_I}$. Assim, vem:

$$R_S = R + R_{L_I} - J_c \, (2F_{T1} - R - R_{L_I}) \quad \ldots\ldots (IV.14).$$

GOBLE *et al.* (1983) apresentam o procedimento básico a ser adotado para a determinação do termo correspondente a R_{L_I}, o qual é obtido através das seguintes etapas (fig.IV.5):

(i) determinação de t_d; correspondente ao intervalo de tempo entre o instante em que a velocidade no topo da estaca é nula (interseção da curva zv com o eixo dos tempos) e o instante dado por (2L-Lg) / c após o impacto (definido pelo primeiro pico de velocidades);

(ii) cálculo da resistência por atrito lateral correspondente ao trecho I (cujo comprimento é calculado pela relação $L_d = \frac{ct_d}{2}$) da estaca (R_{L_I}), dado pela medida da distância vertical entre as curvas de F e zv, num instante t_d após o impacto.

Em termos práticos, é usual tomar-se a metade do valor de R_{L_I} assim obtido, para aplicação da relação (IV.14). Isto se deve ao fato de que o descarregamento do atrito lateral iniciado no topo da estaca poderá continuar mesmo após o instante dado por (2L-Lg)/c, ou seja, fora do intervalo considerado pelo Método CASE.

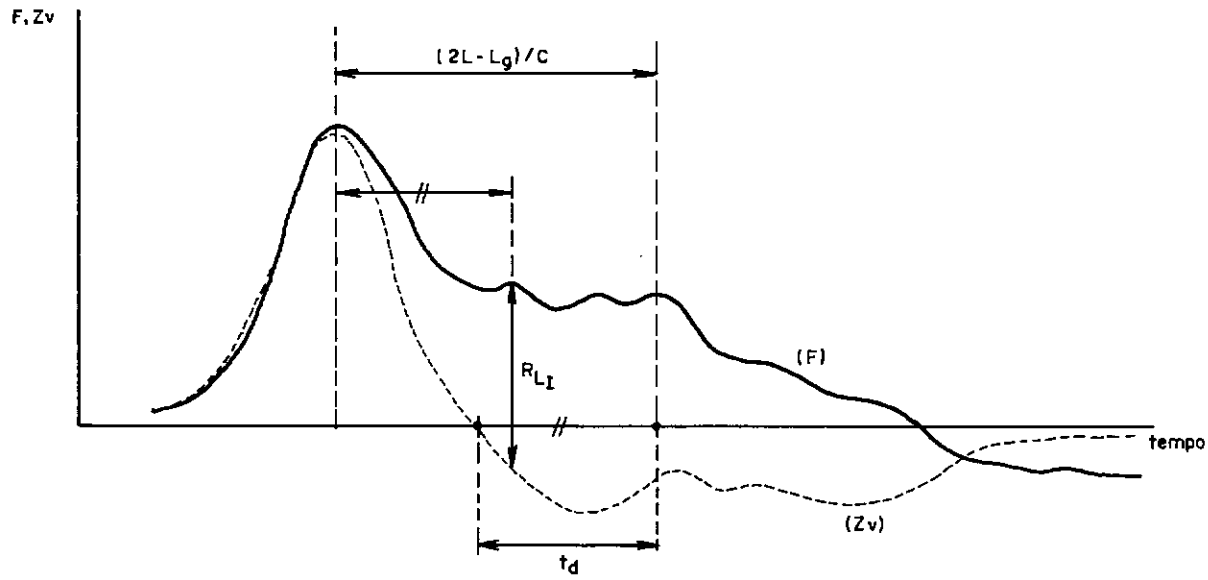


Fig.IV.5 - Procedimento para avaliação dos efeitos de descarregamento parcial na capacidade de carga de uma estaca pelo Método CASE (APUD GOBLE *et al.*, 1983).

IV.1.3 - MÉTODO CAPWAP

O programa CAPWAP (CAse Pile Wave Analysis Program), desenvolvido pelos pesquisadores da CWRU (RAUSCHE, MOSES & GOBLE, 1972), simultaneamente à formulação do Método CASE, tem como objetivo a execução de um apurado processamento dos registros previamente gravados no campo, através da reconstituição do processo de cravação em laboratório.

O processamento dos registros de campo pelo programa CAPWAP permite:

(i) estimativa da distribuição da resistência desenvolvida pelo solo ao longo da estaca;

(ii) determinação da componente dinâmica desta resistência;

(iii) estimativa da capacidade de carga estática do sistema estaca - solo.

Ao contrário do que sucede usualmente em problemas dinâmicos, em que se fixam valores conhecidos de forças ou acelerações, a análise pelo CAPWAP baseia-se no conhecimento de ambas estas grandezas, conduzindo, desta maneira, a uma aparente

redundância de informações. Entretanto, a determinação das forças desenvolvidas no topo da estaca, a partir dos registros de acelerações e mediante os princípios básicos da Mecânica Newtoniana, seria verossímil na hipótese da inexistência de esforços resistentes ao longo da estaca. Tal não ocorre, porém, devendo os correspondentes efeitos das forças de reação do solo serem incluídos na análise. Assim, o método utiliza uma das grandezas como condição de contorno do problema e a outra como elemento de aferição da solução obtida.

Na aplicação do método, o procedimento básico é o seguinte (diagrama de blocos da figura IV.6):

(i) determinação das forças atuantes no topo da estaca a partir das velocidades medidas (usando-se uma solução da teoria da Equação da Onda, na qual são especificados valores para os parâmetros de resistência do solo e adotado um mecanismo de distribuição dos esforços resistentes com a profundidade), velocidades estas obtidas mediante a integração dos registros de acelerações;

(ii) comparação da curva das forças calculadas x tempo, obtida de (i), com a curva das forças medidas x tempo, obtida a partir da instrumentação de topo da estaca; certamente, nesta comparação inicial, ter-se-á uma concordância insatisfatória;

(iii) ajuste das curvas (método iterativo) através de uma conveniente alteração dos valores dos parâmetros de resistência do solo adotados na análise; o processo iterativo se repete até que seja obtida uma concordância razoável entre os valores calculados e medidos (fig.II.26). Nesta condição, os correspondentes parâmetros associados ao solo são considerados os mais representativos do seu comportamento.

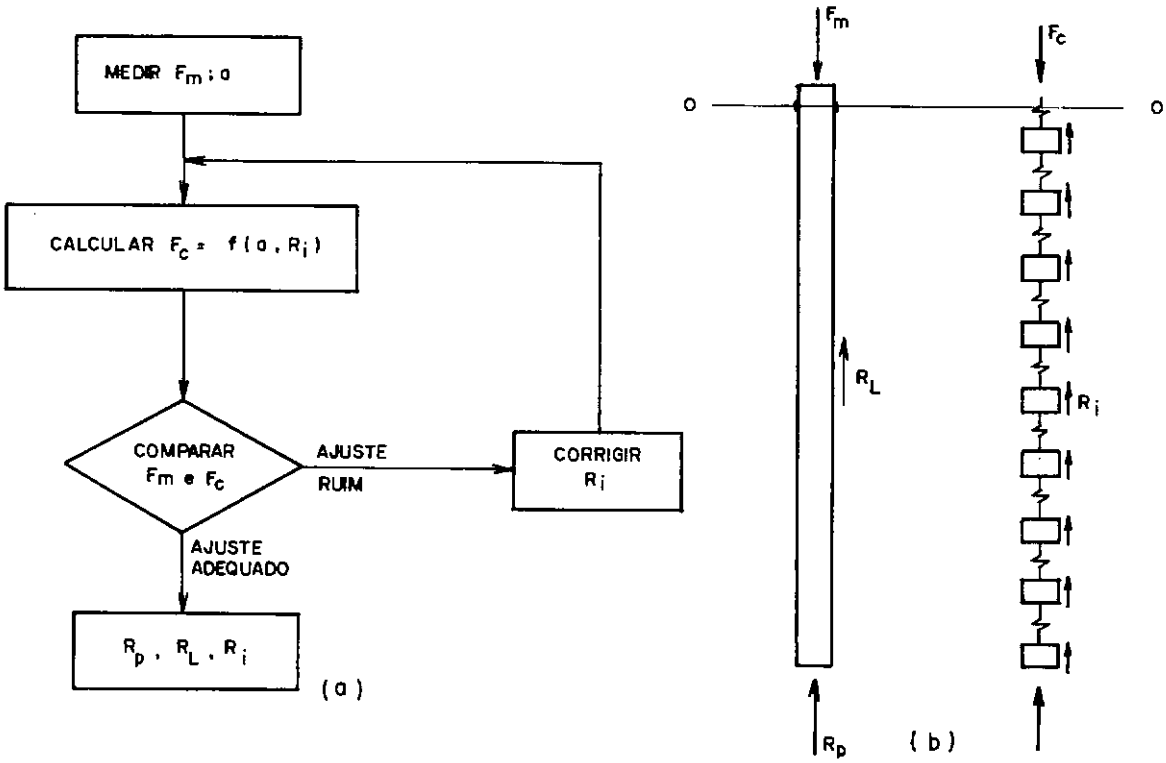


Fig.IV.6 - Procedimento de análise(a) e modelo do elemento estaca(b) pelo método CAPWAP.

O modelo de solo adotado no método CAPWAP é análogo ao proposto por SMITH, ou seja, o comportamento das resistências mobilizadas pelo solo é representado por componentes elastoplásticas e visco - lineares (fig.II.14-c). As forças de reação do solo são passivas e admitidas como funções apenas dos movimentos da estaca. Tais premissas têm-se mostrado plenamente satisfatórias (GRAVARE *et al.*, 1980). Assim, os parâmetros do solo, que devem ser considerados na análise, são três: a resistência estática limite (R_u), o "quake" (Q) e o coeficiente de amortecimento (J). A variação destes parâmetros, de acordo com o exposto em (iii), compreende, portanto, uma manipulação de valores de um significativo número de variáveis, correspondentes à escolha destes parâmetros para as condições de ponta e fuste da estaca, envolvendo neste processo, o usuário e o computador numa interação íntima e direta.

Neste processo iterativo, a experiência do usuário constitui o fator básico na obtenção de uma convergência rápida e eficiente das curvas que, em termos práticos, fica limitada ao intervalo de tempo até cerca de (4L-Lg)/c uma vez que, além des

te limite, os sinais tornam-se demasiadamente fracos para serem analisados. Embora caracterizados os aspectos essencialmente subjetivos da técnica, cuja variabilidade de interpretações é de difícil quantificação, é possível estabelecer algumas observações gerais no que se refere à conveniência de variação de cada um dos parâmetros possíveis de ajuste:

(a) Resistência estática limite (R_u): a variação deste parâmetro para cada segmento de divisão da estaca ao longo do trecho de confinamento da mesma no terreno, mantidos invariáveis os respectivos valores fixados para Q e J, é especialmente indicada na tentativa de ajuste do trecho inicial do diagrama ($t = 0$ a $t = (2L-Lg)/c$);

(b) Coeficiente de amortecimento (J): a sua variação é bastante eficiente para a eliminação de oscilações de alta frequência, sendo mais indicada a sua manipulação no trecho correspondente ao sinal imediatamente após $t = (2L-Lg)/c$;

(c) "Quake" (Q): a sua variação é mais indicada quando os sinais obtidos a partir de $t = (2L-Lg)/c$ não forem passíveis de ajustes razoáveis por outros meios. De qualquer forma, é importante que os deslocamentos de cada ponto da estaca sejam superiores aos respectivos valores fixados para o "quake", de modo a garantir a total mobilização da estaca.

Os resultados obtidos fornecem a intensidade e a distribuição dos esforços desenvolvidos ao longo da estaca e uma seleção final dos parâmetros representativos do comportamento do solo, passíveis de aplicação em outros tipos de análises envolvendo a teoria da Equação da Onda. Um registro típico destes resultados é apresentado na figura (IV.7), concernente ao diagrama de distribuição das forças estáticas, obtido para as condições de início de recravação da estaca TP-1 da figura (IV.3).

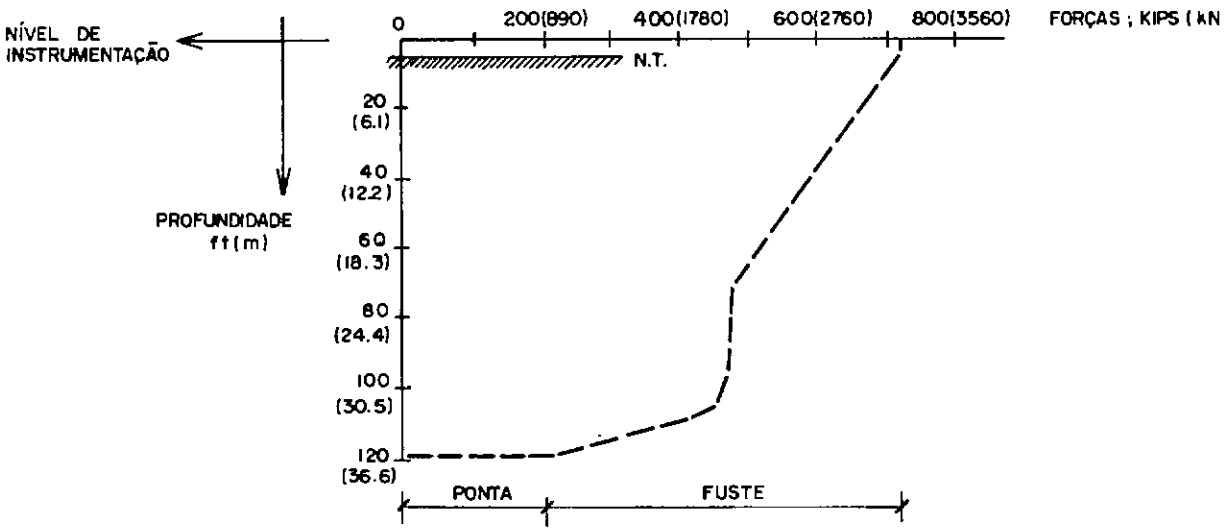


Fig.IV.7 - Diagrama de distribuição dos esforços estáticos na estaca TP-1 (THOMPSON & DEVATA, 1980).

Analogamente aos resultados previstos pelo Método CASE, correlações bastante satisfatórias foram constatadas entre valores da capacidade de carga estática do sistema estaca - solo, estimados de acordo com o procedimento do método CAPWAP e os obtidos a partir de provas de carga estática. A acurácia das análises é similar à obtida pelo Método CASE, revelando um comportamento pouco sensível a variações de tamanhos de martelo, tipos de estacas ou condições de cravação (GOBLE *et al.*, 1980; THOMPSON & DEVATA, 1980). A fig.(IV.8) ilustra a confiabilidade do método, apresentando as correlações obtidas com ensaios de carga estática para as estacas anteriormente analisadas pelo Método CASE (fig.IV.3).

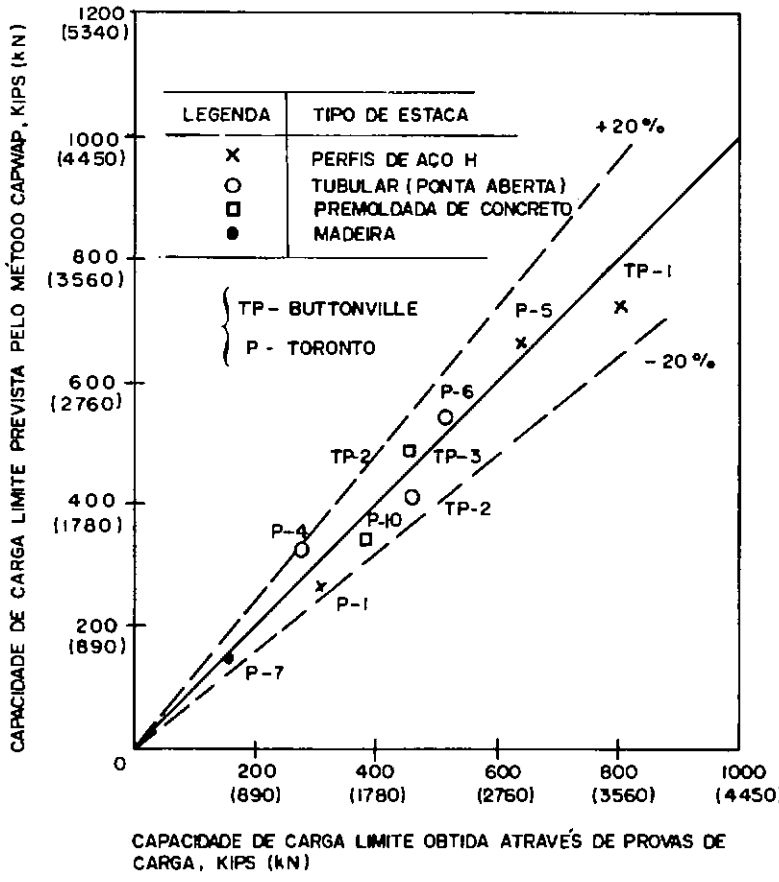


Fig.IV.8 - Correlação entre estimativas de capacidade de carga previstas pelo método CAPWAP com resultados obtidos através de provas de carga estática (THOMPSON & DEVATA, 1980).

Note-se que a faixa básica de abrangência, em torno de ± 20%, é a mesma do Método CASE, com a vantagem que, no método CAPWAP, nenhum parâmetro do solo precisa ser estipulado previamente para a execução da análise.

Entretanto, tal como qualquer outro método de análise que se baseia na determinação de propriedades estáticas a partir de medições da cravação, o método CAPWAP apresenta a limitação potencial de fornecer a resistência do solo durante a sua cravação, em vez da efetiva capacidade de carga estática do sistema estaca-solo. Em primeiro lugar, o sistema de cravação pode não ser suficiente para mobilizar a resistência total do terreno, problema este passível de ser eliminado mediante o emprego de pesados martelos capazes de deslocar toda a estaca através do terreno. Por outro lado, as resistências oferecidas pelo solo à penetração da estaca podem variar consideravelmente após a sua cravação, aspecto este já abordado na primeira parte deste

trabalho. Assim sendo, uma alternativa viável é a reavaliação do comportamento do sistema através de medição na recravação de estaca.

Finalmente, são procedentes as críticas relativas ao modelo adotado para o solo de acordo com o método. Registros de forças e acelerações obtidos na ponta de estacas (GOBLE *et al.*, 1970) permitem constatar a inadequabilidade da simulação considerada, questão particularmente sensível no caso de solos argilosos. A adoção de modelos mais representativos do comportamento do solo de fundação tende, naturalmente, amelhorar substancialmente a acurácia dos resultados.

IV.1.4 - SIMULAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA A PARTIR DA ANÁLISE DOS REGISTROS DE CRAVAÇÃO

Com base na distribuição dos esforços resistentes desenvolvidos pelo solo adjacente à estaca (fig.IV.7), estabelecida pelas análises dinâmicas, supõe-se possível formular uma análise estática para o comportamento do sistema estaca-solo, em termos da relação entre esforços aplicados e deslocamentos resultantes, admitindo-se um modelo elastoplástico para o solo de fundação. Tal análise representaria, portanto, uma simulação de uma prova de carga estática convencional, permitindo, assim, estabelecer uma curva carga x recalque da estaca. Este é um ponto de vista do grupo da CWRU e que encontra apoio limitado de outros pesquisadores.

Em outras palavras, após uma análise de cravação de uma estaca, segundo, por exemplo, a metodologia do programa CAPWAP, os valores dos parâmetros que descrevem o comportamento tanto estático como dinâmico do solo seriam conhecidos, e um modelo completo do sistema estaca-solo tornar-se-ia disponível. Este conjunto de dados propiciaria uma simulação de um ensaio estático. Neste caso, são dados incrementos de carga no topo da estaca e calculados os deslocamentos resultantes dos elementos associados aos valores de resistência estática do solo. Com este objetivo, foi desenvolvido pelo grupo da CWRU o chamado programa STATIC.

Por outro lado, no caso de provas de carga estáticas,

a curva carga x recalque atinge deslocamentos de topo da estaca frequentemente muito maiores do que aqueles atingidos sob um golpe do bate estacas. Impõe-se, pois, relacionar a capacidade de carga estática prevista pelas medições dinâmicas em termos dos deslocamentos efetivamente experimentados pela estaca durante a sua cravação.

Com efeito, numa prova estática, uma carga é aplicada ao topo da estaca, comprimindo tanto a estaca como o solo adjacente. Estes encurtamentos elásticos da estaca podem assumir valores relativamente elevados. Em consequência deste efeito, é de se esperar que a ponta e o topo da estaca apresentem deslocamentos desiguais, uma menor penetração da ponta para um avanço maior do topo. Assim sendo, a ponta da estaca corresponderá, de um modo geral, ao último ponto ao longo da estaca a atingir o valor fixado para o "quake". Na hipótese da validade do modelo elastoplástico adotado, a capacidade de carga do sistema seria totalmente mobilizada para um deslocamento do topo compatível com um avanço da ponta de amplitude similar a do "quake". Em realidade, porém, constata-se um acréscimo dos esforços resistentes mesmo após a superação deste limite, embora em proporções sensivelmente menores. A conclusão óbvia é que existe uma relação direta entre deslocamentos elevados da estaca e esforços resistentes elevados desenvolvidos pelo solo de fundação.

Como os deslocamentos da estaca são usualmente pequenos durante a cravação, o modelo elastoplástico resulta em aproximações satisfatórias para o caso dinâmico. Entretanto, a representatividade das comparações está condicionada ao fato de se ter um único modelo para descrever comportamentos distintos de carregamento. Uma hipótese razoável seria a consideração de valores estáticos para o "quake", permitindo incluir efeitos de "creep" na análise (GRAVARE *et al.*, 1980). Tais valores, entretanto, são comumente desconhecidos e, assim, o procedimento usual é adotar aqueles previstos pela análise CAPWAP. De qualquer forma, é sempre possível empreender alterações pertinentes no modelo assumido.

Com o propósito de obter comparações razoáveis entre a curva prevista a partir da análise dinâmica e a obtida numa prova de carga estática, em face das considerações abordadas, re

comenda-se o seguinte procedimento geral (RAUSCHE *et al.*, 1972):

(i) determinação do deslocamento máximo do topo da estaca correspondente ao golpe do bate-estacas processado pela análise dinâmica (δmáx.);

(ii) determinação da carga correspondente ao deslocamento $\delta_{máx.}$, tomada sobre a curva carga x recalque obtida na prova de carga estática convencional (R_1);

(iii) comparação da capacidade de carga prevista pela análise dinâmica (R_0) com a capacidade de carga a deslocamento dinâmico máximo (R_1).

A figura (IV.9) ilustra o procedimento descrito para a comparação entre as curvas prevista e medida. Note-se o comportamento similar das curvas até o ponto em que a curva prevista pela análise dinâmica atinge sua resistência última. A curva medida, entretanto, apresenta um posterior aumento das cargas com os recalques, sem evidenciar um análogo valor limite.

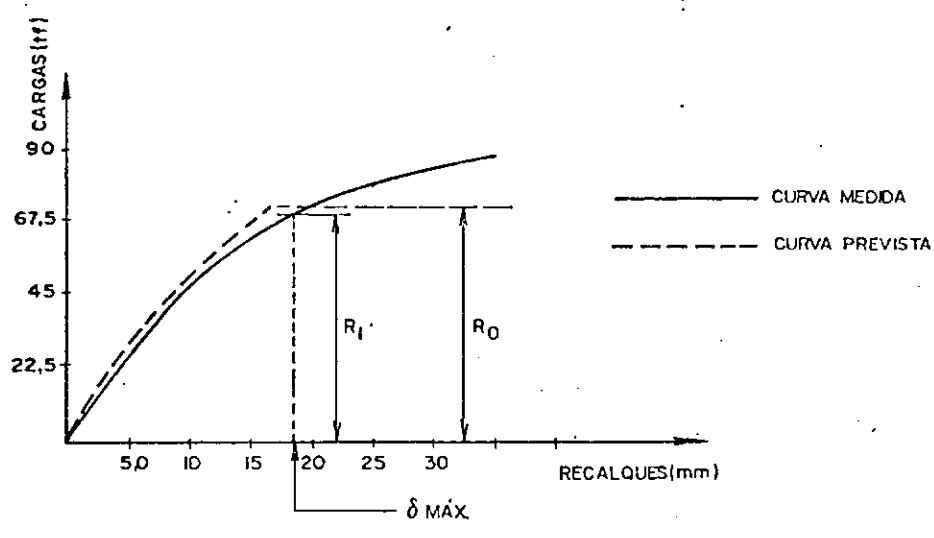


Fig.IV.9 - Simulação numérica de prova de carga estática e comparação entre as curvas prevista e medida.

IV.2 - ANÁLISE DOS REGISTROS DE NEGAS E COMPRESSÕES ELÁSTICAS

IV.2.1 - INTRODUÇÃO

A par da constatação geral de que a aplicação das chamadas fórmulas dinâmicas, na sua conceituação formal, visando a estimativa da capacidade de carga de uma estaca, constitui um procedimento sujeito a várias restrições, a aquisição de registros dos deslocamentos elásticos durante a cravação revela-se uma ferramenta extremamente útil nos processos de controle e análise do comportamento de estacas cravadas. Assim é que, recentemente, vários métodos de estimativa da capacidade de carga (ou de controle "in situ") de estacas cravadas tem sido propostos, fazendo uso da compressão elástica, tendo inclusive na sua formulação até mesmo fundamentos da teoria da Equação da Onda. Estes métodos, que se constituem em técnicas intermediárias entre a simples medição de negas e o emprego de monitoração com instrumentos eletrônicos, podem vir a se constituir em valiosos procedimentos na prática da engenharia de fundações.

Com efeito, enquanto as monitorações e os ainda mais dispendiosos ensaios de carga estática ficam limitados a um reduzido número de estacas da obra, a medição de compressões elásticas junto com as negas, não exigindo o emprego de nenhum aparato instrumental, pode ser aplicada praticamente a todas as estacas do conjunto. Tem-se, assim, um mesmo referencial na avaliação dos resultados, quando aferidos com os das estacas submetidas a monitoração e a provas de carga estática.

A validade desta técnica é flagrante, à vista das valiosas informações que podem ser obtidas. As normas japonesas (Japanese Specification for Highway Bridges), inclusive, já incluem prescrições relativas a esta metodologia. Basicamente, a sua aplicação envolve a medição de três parâmetros, que são:

a nega(S), definida pela penetração da estaca no terreno após um golpe, a compressão elástica ("rebound")* do elemento estaca (K_0, c_2) e a compressão elástica do solo sob a ponta da estaca (K_S, c_3).

IV.2.2 - MEDIÇÕES DE NEGAS E COMPRESSÕES ELÁSTICAS

As fórmulas dinâmicas de cravação constituem variantes da determinação de uma possível relação entre a resistência dinâmica de uma estaca durante a sua cravação e sua capacidade de carga estática, mediante uma função de dependência entre a resistência do solo à penetração da estaca e a energia transferida ao elemento pelo sistema de cravação. A energia aplicada é decomposta em duas parcelas básicas, correspondentes ao dispêndio de energia que efetivamente contribui para a introdução da estaca no terreno e às perdas inevitáveis de energia, decorrentes principalmente do impacto e da compressão elástica da estaca.

HILEY (1925), em sua proposição de uso generalizado na prática de fundações, inclui os efeitos de desvios de energia devido ao impacto (uma vez que tanto o cepo como o coxim apresentam coeficientes de restituição inferiores à unidade) e à compressão elástica temporária da estaca, do solo e dos acessórios de cravação. Estas transferências de energia durante a cravação de uma estaca, expressas analiticamente pela chamada fórmula de Hiley, são apresentadas na tabela (IV.3).

---

* O termo "rebound" tem sido objeto de inúmeras versões em português: "nega", compressão, deslocamento, deformação, recalque, repique, etc., todos encontrados na literatura técnica, sempre seguidos da expressão "elástico(a)". Exceto a designação "deformação elástica", fisicamente incorreta pois a grandeza citada consiste em um deslocamento, todas as demais são aceitáveis. O autor deste trabalho utiliza a expressão "compressão elástica" para K em geral. Entretanto, em alusão ao termo único "nega", para s (sem especificação "permanente" ou "residual"), designa-se o deslocamento correspondente a K também pelo termo: "repulso".

fórmula geral: $E = A + B + C$	$E = nWh$
fórmula de HILEY: $R_u = \frac{nWh}{s+c/2} \cdot \frac{W+e^2P}{W+P}$	$A = R_u \cdot s$ $B = nWh \frac{P(1-e^2)}{W+P}$ $C = \frac{c}{2} \cdot R_u$

E - energia transferida à estaca pelo sistema de cravação;
A - energia efetiva de cravação da estaca;
B - desvios de energia devido ao impacto;
C - desvios de energia devido às compressões elásticas dos elementos do sistema.

R_u - resistência (última) à penetração da estaca;
n - eficiência do martelo de cravação;
W - peso do pilão do bate-estacas;
Wh - energia de cravação;
P - peso da estaca;
e - coeficiente de restituição do cepo ou coxim;
s - nega (penetração/golpe);
c - soma das compressões elásticas dos acessórios de cravação (c_1), da estaca (c_2) e do solo (c_3).

Tabela IV.3 - Transferência de energia de cravação em estacas de acordo com a fórmula de HILEY.

É interessante ressaltar que a fórmula de Hiley supõe um comportamento invariável dos esforços resistentes do solo durante a penetração da estaca no terreno (desconsidera, portanto, quaisquer características de amortecimento dos solos) e admite que a energia de cravação propaga-se instantaneamente ao longo da estaca (desconsidera, portanto, a ocorrência de deslocamentos diferenciados nas diferentes seções da estaca), constituindo estas as principais limitações de sua aplicação face ao modelo matemático de análise pela equação da onda.

No denominador da fórmula de Hiley, as deformações residuais (permanentes) são expressas pelo termo s e as compressões elásticas médias (temporárias) pelo termo $1/2(c_1 + c_2 + c_3)$. Os valores de s e $c_2 + c_3$ podem ser medidos na própria obra, através de procedimento experimental clássico (CHELLIS; 1961,

1962). Consiste o mesmo em se fixar uma folha de papel na face da estaca e, durante a aplicação dos golpes para a sua cravação, deslocar um lápis (cuja ponta pressiona o papel) lenta e continuamente, ao longo da borda de um travessão montado próximo à estaca, num movimento da esquerda para a direita e à velocidade constante, de acordo com o esquema mostrado na figura (IV.10-a). Uma vez que, simultaneamente, a estaca se desloca para baixo pelo golpe do martelo e após, move-se para cima e retrocede parcialmente, os registros obtidos no papel têm o aspecto geral do diagrama da figura (IV.10-b). É interessante assinalar que os efeitos de tensões residuais no fuste tendem a mascarar os valores dos deslocamentos no topo da estaca (que serão, assim, menores que os reais).

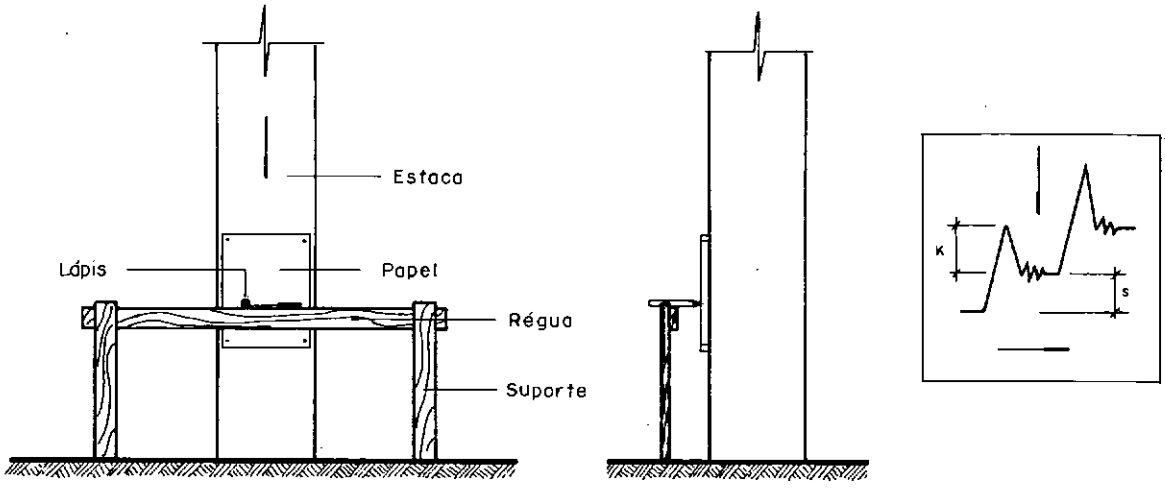


Fig.IV.10 - Esquema clássico do método experimental(a) para aquisição dos registros de negas e repulsos (b) durante a cravação.

O deslocamento elástico ($c_2 + c_3$) no topo da estaca traduz os efeitos da compressão elástica do terreno sob a base da estaca e das deformações elásticas do fuste (abaixo da seção das medições). O valor de c_3 é da ordem de uns poucos milímetros, sendo equivalente ao valor do "quake" na ponta da estaca. A parcela s incorpora as deformações permanentes do solo e da própria estaca, sendo estas, entretanto, praticamente desprezíveis. Usando este dispositivo, é possível a medição dos termos s, c_2 e c_3 correspondentes a cada sequência de golpes du

rante a cravação.

As principais dificuldades enfrentadas nestas medições decorrem dos efeitos das vibrações transmitidas à montagem do sistema, a cada golpe do martelo, afetando, assim, a aquisição dos registros. Este problema torna-se particularmente acentuado na fase final de cravação, quando o terreno tende a apresentar elevada resistência à penetração. Por outro lado, o impacto do pilão sobre a estaca resulta, além da sua penetração propriamente dita, em deslocamentos laterais em todas as direções que, sendo significativos, podem vir a comprometer as medições. Além disso, a fixação dos valores registrados vai depender muito da habilidade de quem faz a leitura.

Dispositivos óticos de grande precisão como o medidor E.O.D. ("electro-optical displacement meter") têm sido propostos para a medição de negas e repulsos (SAKIMOTO *et al.*, 1985), especialmente em projetos de fundações cravadas em rios ou mar, em que o procedimento convencional é praticamente inviável. Na prática usual, entretanto, a acurácia dos resultados obtidos por um ou outro processo é essencialmente a mesma (UTO *et al.*, 1985).

Quanto à parcela c_1, que representa, basicamente, as compressões elásticas do capacete, do coxim e da cabeça da estaca, seu valor também pode ser estimado a partir de procedimento de campo (CHELLIS, 1961), sendo usual, entretanto, a fixação do seu valor a partir de tabelas previamente montadas, como uma função das características do sistema de cravação.

Por outro lado, o método experimental da figura (IV.10) pode ser adaptado para aquisição dos registros de negas e repulsos diretamente na ponta da estaca (AOKI, 1985). Nestas condições, o valor de c_3 - repulso do solo sob a ponta da estaca - será dado diretamente pela diferença entre a penetração e a nega obtidos no golpe analisado.

IV.2.3 PREVISÃO DAS COMPRESSÕES ELÁSTICAS DO ELEMENTO ESTACA

Admitindo que o deslocamento c_2 traduza a reação do terreno oferecida à cravação da estaca, o seu valor pode ser estimado a partir do conhecimento do diagrama das forças normais

atuantes ao longo do fuste, na condição de ruptura. Com efeito, referência feita à relação (III.7), pode-se escrever que:

$$c_2 = \int_0^L \frac{N(z)dz}{EA} \quad \text{.....(IV.15),}$$

onde $N(z) = P_r - T(z)$ e $P_r = R_p + R_L$ (relação III.5).

Para uma dada distribuição de esforços normais na ruptura, o termo $\int_0^L N(z)dz$ representa a medida da área hachurada ABCDA (fig.IV.11), a qual, por sua vez, pode ser decomposta nas sub-áreas A_1, (ABCEA) e A_2 (CDEC).

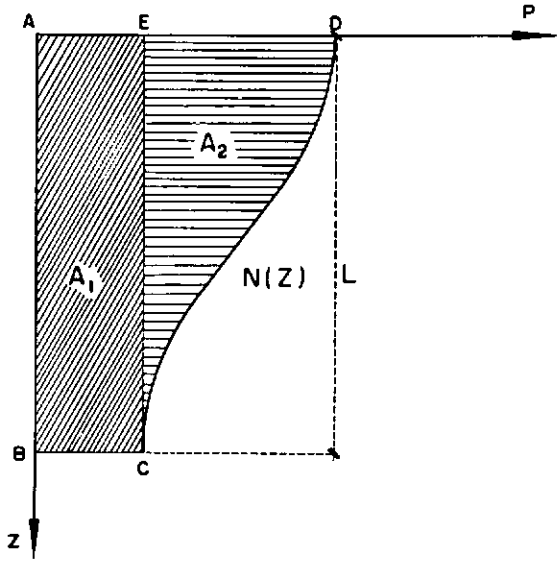


Fig.IV.11 - Diagrama de esforços normais (ruptura) ao longo de uma estaca de comprimento L.

Assim, é possível separar, em c_2, as parcelas de encurtamento elástico devido à carga de ponta (c_{2p}) e à carga ao longo do fuste ($c_{2\ell}$), dadas pelas seguintes relações:

$$c_{2p} = \frac{1}{AE} \cdot A_1 = \frac{R_p \cdot L}{AE} \quad \text{.....(IV.16),}$$

$$c_{2\ell} = \frac{1}{AE} \cdot A_2 = \int_0^L \frac{N(z) - R_p}{AE} \, dz$$

sendo $c_2 = c_{2p} + c_{2\ell}$. Os valores de R_p e N(z) de ruptura podem ser avaliados por meio dos procedimentos usuais a partir dos resultados de ensaios de penetração (método AOKI-VELLOSO, por exemplo). Ter-se-ia, desta forma, uma situação bastante interessante para se proceder a uma comparação entre os valores de compressões elásticas calculadas e medidas (estipulando-se o valor de c_3 como o valor do "quake" na ponta da estaca, por exemplo).

CHELLIS (1961) já preconizava a existência de uma relação direta entre o valor da resistência última da estaca com c_2. De fato, os valores de negas e repulsos ("rebound") nada mais são que deslocamentos permanentes e elásticos que ocorrem no elemento estrutural de fundação e no solo abaixo da ponta da estaca. Nestas condições, c_2 poderia ser computado, de uma maneira simplista, pela seguinte relação:

$$c_2 = \frac{R_u \cdot \ell}{AE} \quad \text{.....(IV.17),}$$

onde ℓ é a distância do topo da estaca ao centro de resistência à cravação.

IV.2.4 - FÓRMULAS DINÂMICAS BASEADAS NA TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA

A aplicação dos princípios da teoria da Equação da Onda à estimativa da capacidade de carga de estacas cravadas, numa formulação análoga à das chamadas fórmulas dinâmicas, constitue uma interessante alternativa na análise do problema. Neste propósito, UTO, FUYUKI e KOYAMA (1979) propuseram uma relação básica, simples e prática, expressa em termos dos deslocamentos elásticos da estaca e do solo de fundação.

A equação de UTO *et al.* permite a determinação da capacidade de carga dinâmica decomposta nas parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral, de acordo com a seguinte expressão geral:

$$R_d = \frac{AE(s + K_s + 2K_0)}{2e_o L} + \frac{\bar{N} U L}{e_f} \quad \text{.....(IV.18).}$$

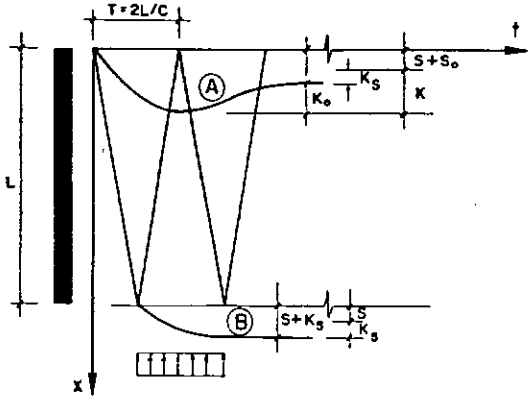
A derivação do primeiro termo, correspondente à resistência de ponta, representa uma solução do PVIF dado em II.7. A solução completa da equação das ondas unidimensionais (relação II.4), em termos da proposição de D'Alembert (relação II.6), exige a fixação de certas condições iniciais e de fronteira representadas, no problema, pelos valores das compressões elásticas medidas no topo da estaca e dos esforços resistentes atuando na ponta da estaca.

A introdução do segundo termo na expressão (IV.18) busca levar em consideração a contribuição dos efeitos decorrentes das parcelas da carga aplicada, que são transferidas ao solo adjacente por atrito lateral.

Análises das medições dos parâmetros de cravação na região da ponta da estaca demonstram que, nestas condições, k_s e s tendem a assumir valores aproximadamente iguais. Adotando a hipótese de ser $s \simeq K_s$, pode-se reescrever (IV.18) sob a forma:

$$R_d = \frac{AEK}{e_o L} + \frac{\bar{N}UL}{e_f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV.19).$$

A tabela (IV.4) sumariza os princípios de derivação e aplicação da equação básica (IV.19). Uma dedução completa desta equação e as hipóteses de cálculo assumidas no seu desenvolvimento analítico, são apresentadas no anexo I deste trabalho.



$$R_d = \frac{AEK}{e_o L} + \frac{\bar{N}UL}{e_f}$$

$$e_o = (\xi . \frac{W_h}{W_p})^{1/3}$$

$$e_f = 2,5$$

Ⓐ - curva dos deslocamentos de topo da estaca;
Ⓑ - curva dos deslocamentos de ponta da estaca;
A - área da seção transversal da estaca;
E - módulo de Young do material da estaca;
U - perímetro da seção transversal;
L - comprimento da estaca;
s_o - encurtamento residual (permanente) da estaca;
s - nega
K_o - compressão elástica ("rebound") da estaca por golpe;
K_s - compressão elástica ("rebound") do solo por golpe;
K - compressão elástica ("rebound") do sistema por golpe ($K = K_o + K_s$);
T - tempo de ida e volta da onda de choque ao longo da estaca;
$\bar{N}$ - valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca;
ξ - fator de correlação entre o nº de repetições das ondas de choque e a relação (W_h/W_p);
W_h - peso do martelo;
W_p - peso da estaca;
e_o, e_f - coeficientes de correção da fórmula;
R_d - capacidade de carga dinâmica da estaca.

Tabela IV.4 - Parâmetros da equação de UTO *et al.* (1979).

Quanto ao valor do parâmetro ξ, fator de correlação entre o número de repetições das ondas de choque que se propagam ao longo da estaca e a relação entre os pesos do martelo e da estaca, o mesmo é estabelecido em função das características do sistema de cravação e da natureza das estacas. Um valor de ξ =

= 1,2 é razoável para o caso de martelos hidraúlicos (TADA *et al.*, 1985), enquanto ξ = 1,5 (estacas de aço) e ξ = 2,0 (estacas de concreto) são valores recomendáveis para martelos a diesel. O fator de correção e_f da resistência por atrito lateral tem valor fixado e igual a 2,5.

Para estudar a deformação da estaca durante a cravação, SAKIMOTO *et al.* (1985) instalaram transdutores de deformação em vários níveis ao longo do fuste. Assim, tornou-se possível obter a curva dos deslocamentos da ponta da estaca pela diferença entre os deslocamentos medidos de topo e as compressões elásticas da estaca.

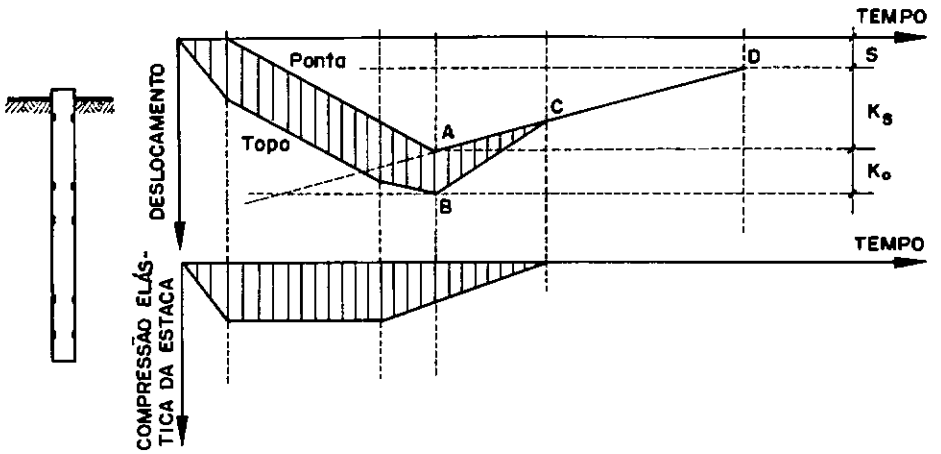


Fig.IV.12 - Modelo de comportamento dos deslocamentos de topo e de ponta de uma estaca monitorada. (SAKIMOTO *et al.*, 1985).

A figura (IV.12) mostra o modelo de comportamento dos deslocamentos de topo e de ponta de uma estaca sob o impacto de um golpe do martelo de cravação. O parâmetro K_0 é dado pela diferença entre os deslocamentos dos pontos B e A correspondentes, respectivamente, aos deslocamentos máximos do topo e da ponta da estaca. O repulso do solo K_s é dado pela diferença entre os deslocamentos dos pontos A e D, onde D representa a condição final de nega.

Note-se que a velocidade dos repulsos é maior num estágio inicial do impacto, tornando-se menor em seguida. Tal fenômeno se explica no fato de que o repulso inicial é devido, basicamente, a uma resposta do elemento de fundação para incorpo-

rar, posteriormente, os efeitos da contribuição relativa ao solo sob a ponta da estaca. Geralmente, a velocidade inicial dos repulsos será tanto menor quanto mais acentuados os deslocamentos.

IV.2.5 - CORRELAÇÕES ENTRE VALORES DE NEGAS E REPULSOS

A crescente difusão da técnica de controle na execução de fundações em estacas cravadas, baseada na medição conjunta de negas e repulsos tem permitido a aquisição de um grande número de dados de diferentes estacas em diversos tipos de obras. De acordo com estes dados, constata-se que o tempo decorrido após o impacto do martelo sobre a cabeça da estaca até se atingir a penetração máxima e a magnitude desta penetração dependem de muitos fatores, tais como a natureza e o comprimento da estaca, as características geotécnicas do maciço e o tipo e características de montagem do sistema de cravação. Um valor de referência deste intervalo de tempo seria da ordem de 20 a 30 ms, tanto menor quanto maior o comprimento da estaca.

Uma investigação interessante é a do comportamento de K e s em face da energia aplicada à estaca a cada golpe do bate-estacas. As figuras (IV.13-a e b) apresentam dados experimentais para o caso de estacas premoldadas de aço e concreto armado, respectivamente, cravadas com martelos hidraúlicos e a diesel, de diferentes pesos e alturas de queda variáveis. Os valores de negas crescem com o aumento da energia aplicada, quaisquer que sejam o peso do martelo e a altura de queda, tanto mais quanto menor o diâmetro da estaca e assumindo valores maiores para as estacas de aço comparativamente às de concreto, para uma dada energia de cravação. Por outro lado, os repulsos tendem a resultar em faixas de valores menos variáveis, tanto menores quanto maior o diâmetro da estaca, para uma mesma energia por golpe. No caso específico de variação das alturas de queda do martelo, a influência deste parâmetro é minimizada no caso dos registros de K, o que, entretanto, não se verifica no caso de negas (fig. IV.14).

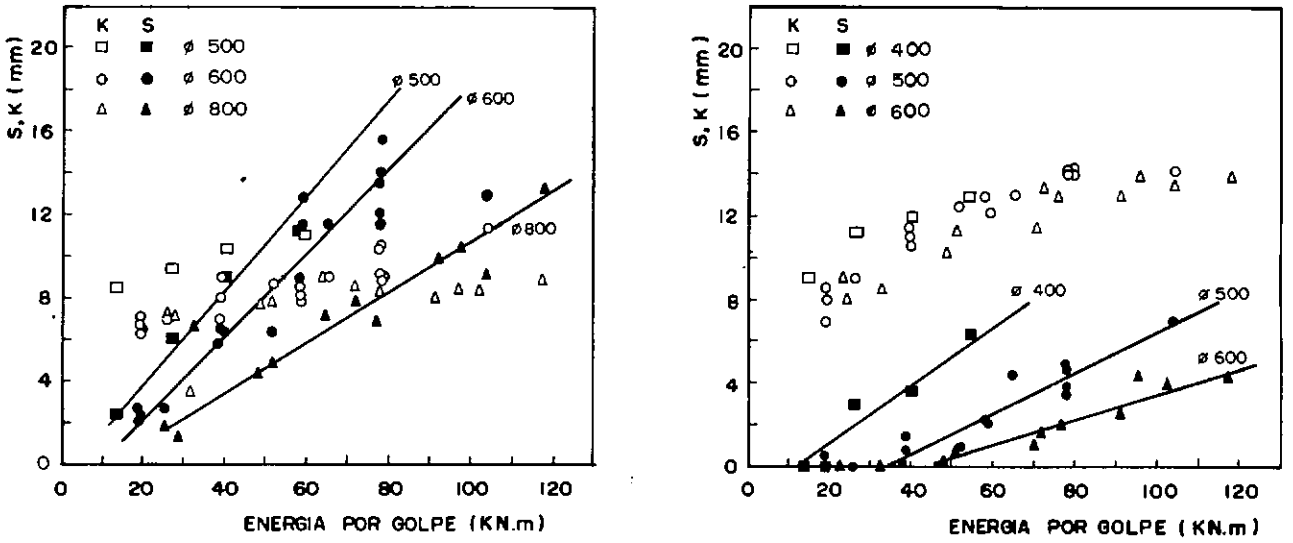


Fig.IV.13 - Relações entre energia de cravação (por golpe), K e s (CHIDA & TSUKADA, 1985).
(a) estacas de aço
(b) estacas de concreto

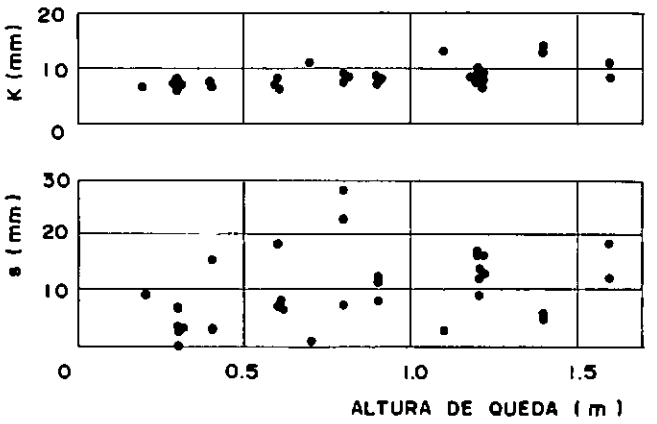


Fig.IV.14 - Variação de K e s com diferentes alturas de queda do martelo (TADA *et al.*, 1985).

Este conjunto de informações corrobora a afirmação de UTO *et al.* (1985) "...*the rebound is the key factor fordeterming the dynamic bearing capacity of a pile tip...*". O valor de K depende fundamentalmente da magnitude dos esforços resistentes mobilizados no nível da ponta da estaca edas características do elemento de fundação, sendo pouco influenciado pelo peso do martelo ou pela variação de sua altura de queda.

As figuras (IV.15) e (IV.16) mostram relações entre

K_s/s e s e entre K_0/K e s, respectivamente. A relação K_s/K decresce inicialmente com s, tendendo a um valor constante (entre 0,2 e 0,3 mm para os registros considerados) a partir de uma determinada faixa de valores de s (entre 5 e 10 mm, nestes casos). A relação K_0/K, por sua vez, é praticamente igual a 1 quando s tende a assumir um valor nulo, tornando-se cada vez menor com o acréscimo das negas (nas análises apresentadas, é cerca de 0,7 quando s é da ordem de 5 mm).

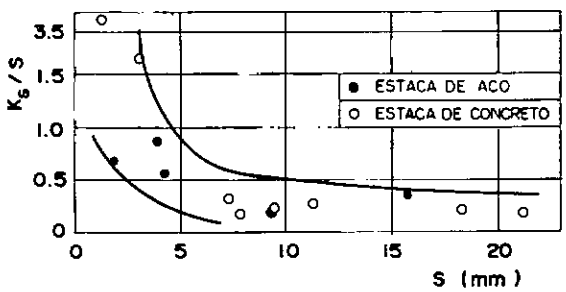


Fig.IV.15 - Relações entre K_s/s e s (SAKIMOTO *et al.* (1985)

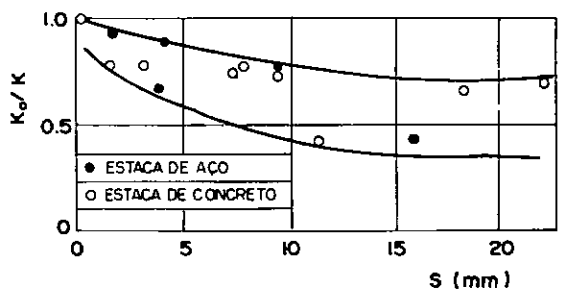


Fig.IV.16 - Relações entre K_0/K e s (SAKIMOTO *et al.*, 1985)

Os registros de negas e repulsos coletados durante a cravação, resultam de particular interesse na análise do comportamento de estacas cravadas quando o elemento de fundação atinge a camada resistente de apoio. Nesta etapa do evento, constata-se que os valores da nega tendem a decrescer rapidamente à medida que aumenta o avanço da estaca na camada de apoio, ao passo que os repulsos tendem a crescer de magnitude, numa relação aproximadamente igual ao decrescímo das negas, ambos os parâmetros tendendo a um valor limite invariável (fig.IV.17). Por outro lado, é de se prever que uma relação do tipo $(\frac{s+K}{2})$, incorporando tendências de variações semelhantes mas opostas, possa resultar num comportamento sensivelmente uniforme com a penetração da estaca, caracterizando, assim, um mecanismo de controle

extremamente simples e versátil para a fixação da cota de assentamento do elemento de fundação.

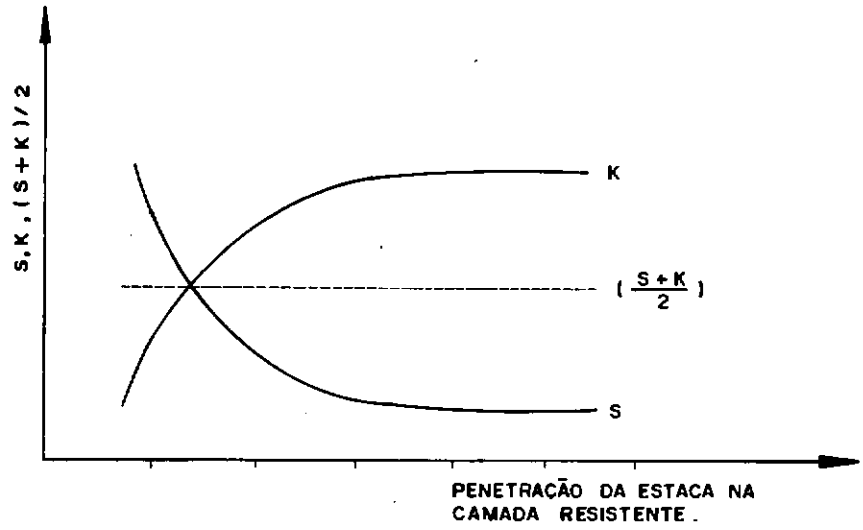


Fig.IV.17 - Critério de determinação do comprimento de embutimento da estaca cravada na camada resistente de apoio.

IV.3 - PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Para dirimir dúvidas inerentes aos métodos de cálculo, sejam eles estáticos ou dinâmicos, impõe-se a realização de provas de carga para determinação "in situ" do comportamento de uma estaca sob diferentes níveis de carregamento.

Há, essencialmente, dois modelos básicos de procedimento na execução destes ensaios: no primeiro, a carga é aplicada incrementalmente ao sistema e, no segundo, o ensaio é realizado a uma velocidade constante de penetração. A técnica corrente no Brasil consiste em se submeter a estaca a uma determinada carga, aplicada em estágios sucessivos, medindo-se os recalques resultantes até um dado nível de estabilização, de acordo com os critérios previamente fixados. Este é o método prescrito pela NBR - 6122/1978.

As normas brasileiras prescrevem carregamentos em estágios de 20% da carga ou tensão de trabalho, até um mínimo de 50% do mesmo valor. Os recalques devem ser medidos (com resolução de até 0,01 mm) em intervalos de tempo segundo uma progressão geométrica de razão igual a 2, até estabilização. Esta con

dição é suposta atingida quando o recalque correspondente ao último intervalo de leitura não exceder 5% do recalque total do estágio.

A prova com carga incremental mantida demanda muito tempo, devido à imposição de se obter valores aceitáveis para a velocidade dos recalques. O ensaio a velocidade de penetração constante tem a vantagem da rapidez e, frequentemente, fornece um valor bem definido da carga de ruptura. Por outro lado, porém, não permite a obtenção do recalque correspondente à carga de trabalho da estaca, impossibilitando, portanto, a verificação da ocorrência ou não de ruptura plástica do solo, a estes níveis de carga.

Recentemente, tem-se realizado provas de carga em estacas instrumentadas, com o propósito de se avaliar o modo de transferência de carga no sistema estaca - solo. Este procedimento, entretanto, pelos custos envolvidos, não constitui norma corrente na engenharia de fundações. Na prática, o objetivo básico dos ensaios é estabelecer o comportamento geral do elemento de fundação quanto à sua funcionabilidade, apresentando os resultados sob a forma de curvas que expressam as correlações entre as cargas aplicadas e os recalques medidos na cabeça da estaca. Nesta acepção, é possível formular as seguintes observações relativamente à execução de provas de carga em estacas:

(i) são ensaios dispendiosos e, em geral, demorados;

(ii) devido a (i), apenas um pequeno número de estacas é ensaiado, número este insuficiente para o desenvolvimento de análises estatísticas significativas;

(iii) devido a (ii), os resultados devem ser interpretados basicamente como uma análise dodesempenho das estacas ensaiadas;

(iv) as estacas ensaiadas raramente são levadas à ruptura;

(v) na realização de prova de carga convencional (sem instrumentação) não são determinadas, isoladamente, as contribuições relativas às resistências de ponta e de atrito lateral.

Das observações acima; o ítem (iv) assume fundamental importância na análise dos resultados de uma prova de carga, uma vez que a condição de ruptura é formalmente estabelecida pelo desenvolvimento de recalques contínuos da estaca sob pouco ou nenhum aumento da carga total aplicada, num processo de afundamento da estaca no terreno. Não se evidenciando tal condição (que exige o desenvolvimento de grandes deslocamentos), torna-se mister estabelecer certos critérios e normas na tentativa de uma caracterização convencional da carga de ruptura durante uma prova de carga.

O conceito formal da carga de ruptura pode, por outro lado, revelar-se algo inadequado em muitos casos, uma vez que o desenvolvimento de deformações elevadas no solo de fundação depende em maior escala do sistema de aplicação de cargas do que da interação solo - estaca (FELLENIUS, 1980). De acordo com KÉZDI (1975), pode-se evidenciar quatro possíveis mecanismos de ruptura de uma estaca, funções básicas das características geotécnicas do terreno. As alternativas previstas pelo autor estão resumidas na tabela (IV.5).

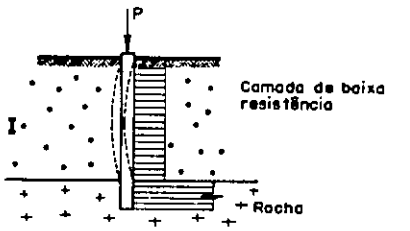
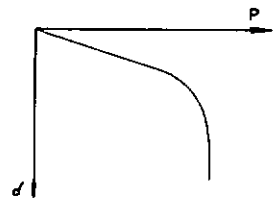
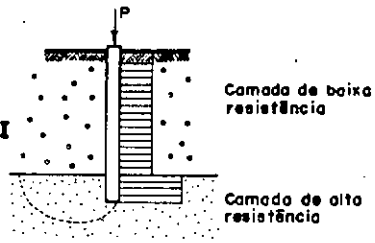
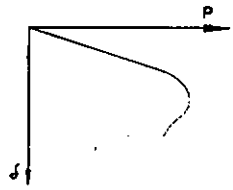
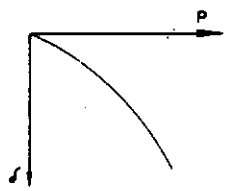
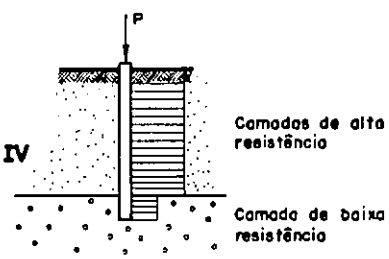
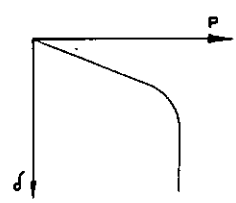
CASO I  		*. Estaca assente em camada muito rígida (rocha) e camadas de fraca resistência ao longo do fuste. Δ. Condição de ruptura similar a de um pilar esbelto.
CASO II  		*. Estaca assente em camada de resistência elevada e atravessando estratos de baixa resistência. Δ. Tendência à uma condição de ruptura generalizada, desde que não se tenha camadas fracas abaixo da de apoio.
CASO III  		*. Estaca implantada em um meio de resistência ao cilhamento razoavelmente uniforme. Δ. Tendência à uma condição de ruptura por puncionamento, sem uma definição clara da carga de ruptura.
CASO IV  		*. Estaca assente em camada pouco resistente e atravessando camadas de elevada resistência. Δ. Ruptura claramente definida após a mobilização total da resistência por atrito lateral.

Tabela IV.5 - Mecanismos de ruptura em fundações por estacas (KÉZDI, 1980).
*.-características do sistema estaca/solo.
Δ.-natureza do processo de ruptura.

Por outro lado, VESIĆ (1977) chama a atenção para o fato de que, em fundações profundas, e particularmente no caso de estacas, a tendência geral é a de prevalecer uma ruptura por puncionamento na base da fundação, ainda que não se desenvolvem esforços significativos de atrito lateral. Tal postulação é confirmada na prática para as dimensões usuais das estacas, sendo

o processo precedido geralmente por uma ruptura por cisalhamento do solo ao longo do fuste, resultanto condições similares ado caso (III) da tabela (IV.5). Assim, a carga de ruptura quase sempre mostra-se pouco definida, uma vez que nem o colapso da estrutura e nem uma carga de pico são bem caracterizadas.

Estas considerações permitem concluir que a definição da carga de ruptura da estaca depende da interpretação do engenheiro, podendo se constituir num procedimento perigosamente subjetivo, em vista da considerável dispersão dos resultados previstos pelos diferentes métodos na prática. A superação destas dificuldades tem gerado investigações generalizadas no meio técnico (FELLENIUS, 1980; GODOY, 1983; SOARES & COSTA FILHO, 1985). O problema básico, portanto, é estabelecer os campos de validade de cada um dos diferentes critérios de ruptura em provas de carga.

LOPES (1979) apresenta uma revisão dos critérios usualmente aplicados e VESIĆ (1975) registra nove diferentes alternativas para a conceituação da carga de ruptura. SIMONS & MENZIES (1981) citam os seguintes critérios para a determinação deste limite:

(i) a carga de ruptura é aquela que causa um recalque de ponta igual a 10% do diâmetro da estaca, levando-se em conta o encurtamento elástico da estaca (o qual pode ser significativo em estacas longas);

(ii) a carga de ruptura é aquela para qual a velocidade do recalque continua sem diminuição, sem aumento posterior da carga, a menos que, naturalmente, as velocidades sejam tão lentas que indiquem ser os recalques devidos ao adensamento do solo;

(iii) a carga de ruptura é aquela para a qual a curva carga-recalque tem o raio de curvatura mínimo;

(iv) a carga de ruptura é aquela obtida pela interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque;

(v) a carga de ruptura é aquela correspondente à carga que acarreta o dobro do recalque obtido para 80% da carga de ruptura.

Alguns destes critérios constituem soluções inadequadas para o problema, uma vez que prescrevem um conceito de "carga de ruptura" que depende das escalas gráficas adotadas na representação do ensaio e de interpretações subjetivas. Segundo FELLENIUS (1980), um critério rigoroso deve ser baseado numa formulação matemática, que seja capaz de fornecer valores semelhantes para a carga de ruptura, a partir dos resultados de uma prova de carga interpretada por diferentes analistas.

Há, basicamente, duas alternativas para minimizar estas distorções na interpretação dos resultados. A primeira delas seria a execução de provas de carga a níveis mais elevados de carregamento, relativamente próximos aos níveis de ruptura, permitindo, desta forma, uma análise realista da aplicabilidade dos diferentes métodos utilizados na prática. Uma segunda hipótese consiste em se ajustar a evolução dos recalques sob variação das cargas aplicadas, a uma dada função matemática, tal como, por exemplo, aquela proposta por VAN DER VEEN (1953).

Alternativamente, poder-se-ia proceder à execução de ensaios rápidos, tal como preconizado por FELLENIUS (1975), em substituição às provas sob carregamento lento. Já existem proposições no sentido de se incluir o ensaio sob carga incremental mantida rápida nas normas brasileiras e algumas correlações entre os ensaios rápido e lento, sob carga mantida, podem ser encontradas em MASSAD (1985).

A norma brasileira (NBR 6122/1978) prevê a estimativa da carga de ruptura pela carga que conduz a um recalque dado por:

$$\Delta = \frac{PL}{EA} + \frac{D}{30} \quad \text{.....(IV.20),}$$

onde:

Δ - recalque de ruptura convencional;
P - carga aplicada;
L - comprimento da estaca;
E - módulo de YOUNG do material da estaca;
A - área da seção transversal da estaca;
D - diâmetro do círculo circunvizinho à estaca.

Em outras palavras, esta caracterização equivale a dizer que, a menos da parcela de deformação elástica do fuste, a condição de ruptura é estipulada para um recalque igual a 1/30 do diâmetro da estaca.

Na investigação do problema para o caso de sete provas de carga executadas pela GEOTÉCNICA S.A., SOARES & COSTA Fº (1985) adotaram os seguintes procedimentos:

CRITÉRIO	ORIGEM	CONDIÇÕES DE RUPTURA
1	Observações de campo e análises de curvas carga-recalque (segundo as normas DIN 1054 e CECP)	A estaca recalca continuamente sob pouco ou nenhum acréscimo de carga.
2	ABNT NB51 (1978) e normas canadenses	A menos do critério 1, ruptura correspondente a um recalque que excede em D/30 a deformação da estaca.
3	VESIĆ (1977)	A menos do critério 1, ruptura correspondente a recalques de D/10 (estacas cravadas) e D/4 (estacas escavadas).
4	DAVISSON (1972)	Condição de ruptura para recalque excedendo a deformação da estaca em 0,15" + + D/120.
5	BRINCH HANSEN (critério de 90%, 1963)	Ruptura para carga correspondente a 2 vezes o recalque da estaca obtido para 90% daquela carga.

Tabela IV.6 - Critérios de ruptura em provas de carga (SOARES & COSTA FILHO, 1985).

Na análise de uma prova de carga do tipo CRP, em uma estaca premoldada de concreto de 30 cm de diâmetro, FELLENIUS (1980) fez uso de nove métodos (Davisson, Chin, De Beer, Brinch Hansen - critérios de 80% e 90%, Mazurkiewicz, Fuller & Hoy, Butler & Hoy e Van Der Veen), baseados em diferentes critérios, para estimar a magnitude da carga de ruptura. O espectro de valo

res obtidos variou de 181 tf (Davisson) a 235 tf (Chin), com razoável frequência em torno de 200 tf. Conclui que a escolha do critério mais adequado está baseada na experiência adquirida com o seu uso e recomenda quatro métodos: Davisson, Chin, Brinch Hansen (critério de 80%) e Butler & Hoy.

A aplicação destes diversos métodos, porém, está condicionada a dois fatores básicos: em primeiro lugar, a curva carga-recalque deve apresentar uma forma característica, evidenciando claramente uma tendência geral e, em segundo lugar, o ensaio deve ser executado até próximo às condições de ruptura. Na ausência destes requisitos, a determinação da carga de ruptura por estes critérios é fruto, em larga escala, de interpretações pessoais, ou de acordo com AHMED & SOWERS (1985):"*Extrapolation of load movement curves to apply these methods is not a judicious engineering practice*".

CAPÍTULO V

PREVISÃO E CONTROLE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS CRAVADAS - CASO DA PQU

V.1 - INTRODUÇÃO

De forma a se fazer uma análise crítica dos procedimentos abordados na 2ª parte deste trabalho - previsão da curva carga- recalque de estacas, aplicação dos princípios da Equação da Onda na investigação do comportamento do sistema estaca-solo, utilização de registros de negas e repulsos no controle da cravação - em face de resultados efetivamente observados no campo, buscou-se aplicar o conjunto destas metodologias a obras de fundações. Neste propósito, a idéia central não foi a de pesquisar um amplo espectro de obras nas quais estas técnicas de análise foram implementadas de forma isolada, e sim, o de avaliar, numa obra específica, a interrelação entre as diferentes abordagens do problema, anteriormente descritas. Como é de se prever, não é comum dispor-se de uma obra capaz de prover o conjunto de todas as informações requeridas a um enfoque desta natureza.

O projeto das fundações do Terminal Marítimo de Armazenamento de Butenos da Petroquímia União S.A. (PQU), em Alemoa, município de SANTOS/SP, revelou-se uma alternativa particularmente adequada para os objetivos propostos. Consiste a obra na implantação de um terminal para gases liquefeitos, junto ao cais de granéis líquidos em Alemoa. O investimento total previsto é da ordem de U$3,5 milhões e a instalação do núcleo petroquímico visa, fundamentalmente, a exportação de butenos como matéria prima industrial.

Os esforços a serem transferidos às fundações são originados preponderantemente de vasos verticais de 4,0 m de diâmetro e 15,0 m de altura, "pipe-racks" e edificações. O equipa-

mento mais pesado transmite à sua base uma carga vertical de 190 tf, conjugada com esforços horizontais e momentos. A análise técnico-econômica do empreendimento fixou-se pela adoção de fundações profundas, com a utilização de estacas premoldadas de concreto, cuja execução ficou a cargo da SCAC - Sociedade de Concreto Armado Centrifugado S.A. A investigação geotécnica do subsolo local, incluindo ensaios de campo e laboratório, foi realizada pela CONCREMAT - Engenharia e Tecnologia S.A. e SEEBLA Engenharia de Projetos. A execução das provas de carga, referentes às estacas designadas como E14, E21 e E332, coube à ENGESOLOS - Engenharia de Solos e Fundações S.A. Finalmente, a monitoração da cravação de estacas foi realizada pelo IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo.

V.2 - FEIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DAS ARGILAS QUATERNÁRIAS DA BAIXADA SANTISTA

O terminal Marítimo de Santos (TMS), no município de Alemoa, está implantado no núcleo da região da Baixada Santista (fig.V.1), caracterizada por depósitos argilosos do Quaternário, compostos por dois tipos diferentes de sedimentos, oriundos de deposições marinhas ocorridas em períodos geológicos distintos (Pleistoceno e Holoceno). Estudos recentes (MASSAD, 1985) ampliam consideravelmente os conhecimentos geológicos da área, propõem uma classificação genética para estes sedimentos e explicam a origem do sobre-adensamento destas argilas, num estudo de amplo interesse para a prática da Engenharia Civil.

Na tabela (V.1) estão resumidos as principais feições geológicas destes sedimentos, designados por Argilas Transicionais (AT) e Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baias (SFL). Depósitos argilosos recentes, sedimentados discordantemente sobre os SFL e de ocorrência generalizada ao longo das lagunas e canais de drenagem, constituem os chamados "mangues". A origem do forte sobre-adensamento constatado para as argilas transicionais é explicado como decorrente de grandes rebaixamentos do nível do mar no Holoceno (da ordem de 110 m), ao passo que os sedimentos fluvio-lagunares e de baias tendem a ser levemente sobre-adensados (a máxima amplitude estimada de oscilação negati-

va do nível do mar, neste caso, é de cerca de 2 m).

Sedimentos marinhos (ambiente de deposição)	Período geológico	Sobre-adensamento (variação do nível do mar)	Consistência dos depósitos argilosos
1. Argilas Transicionais (AT) (ambiente continental - marinho)	Pleistoceno (100.000 a 120.000 anos atrás)	Elevado (-110m)	média a muito rija
2. Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baias (SFL)	Holoceno (5000 a 7000 anos atrás)	Baixo (-2m)	muito mole a mole
3. Mangues	Recente		lodo e matéria orgânica

Tabela V.1 - Principais feições geológicas das argilas quaternárias da Baixada Santista (APUD MASSAD, 1985).

As grandes contribuições destes estudos para a Engenharia podem ser resumidos em três pontos:

(i) os ensaios usuais de caracterização, identificação e classificação da Mecânica dos Solos (curvas granulométricas, limites de Atterberg, índice de atividade de Skempton, etc.) revelam-se de pouca valia na distinção entre as três unidades genéticas;

(ii) os parâmetros mais indicados na diferenciação das unidades são a pressão de pré-adensamento e o índice de vazios, concomitantemente a valores de SPT e de resistência não-drenada; a tabela (V.2) indica as faixas de valores propostos para estes indicadores para fins de classificação dos sedimentos argilosos da Baixada Santista;

(iii) a análise dos recalques nestes solos devem levar em consideração os efeitos de sobre-adensamento das argilas quaternárias; os valores de C_v obtidos no campo mostraram-se até 100 vezes superiores aos obtidos em ensaios de laboratório.

SEDIMENTOS	ÍNDICE DE VAZIOS*	PRESSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO(kgf/cm²)	NÚMERO DE GOLPES(SPT)	RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA (kgf/cm²)
A.T.	< 2	≥ 2,0	5 a 25	> 1,0
S.F.L.	2 a 4	0,3 a 2,0	≤ 2	0,1 a 0,6
MANGUE	> 4	≤ 0,3	0	0,03

* % < 5μ igual ou maior que 50%

Tabela V.2 - Principais parâmetros geotécnicos de distinção dos sedimentos argilosos da Baixada Santista (APUD MASSAD, 1985).

No caso particular de estacas cravadas, uma observação importante diz respeito aos efeitos do sobre-adensamento nos excessos de pressões neutras induzidos pelos carregamentos na superfície do terreno, que podem atingir acréscimos significativos em alguns casos.

V.3 - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO LOCAL

Com a finalidade de orientar a escolha e definir as características gerais das obras de fundações, empreendeu-se um extenso programa de investigação geotécnica do subsolo na área destinada à implantação da obra da PQU. Estes estudos abrangeram a execução de sondagens a trado e à percussão, ensaios de penetração estática ("diepsondering"), "vane-test" e uma série de ensaios de laboratório (caracterização, adensamento, etc.), cujos resultados reafirmaram os condicionantes geotécnicos que caracterizam os solos sedimentares da região.

As sondagens a percussão, com medidas de resistência à penetração dinâmica (SPT), foram executadas ao longo de quatro eixos principais de referência (fig.V.2), englobando um conjunto de nove sondagens (designadas por SP-2 a SP-10), perfazendo um total de 413,90 m. O nível do lençol freático mostrou-se praticamente superficial, a uma profundidade média de 1,0 m.

Os perfis obtidos mostram que, ao longo de uma profundidade de investigação em torno dos 50 m, as argilas marinhas

abrangem três diferentes posições estratigráficas, intercalando-se com camadas de areia de granulometria e espessuras variáveis. Um aterro de silte argiloso, pouco arenoso, micáceo e de cor amarelada, com espessura média de cerca de 4,5 m, constitui o topo do perfil geotécnico no local.

A camada de argila mais superficial, em contato ao aterro, apresenta-se mole a muito mole, com cor cinza escura e espessura média de 8,0m. Os baixos valores do SPT e de pressões de pré-adensamento (0,3 a 0,8 kgf/cm²) caracterizam a unidade SFL preconizada por MASSAD (1985). A camada intermediária estende-se a profundidades entre 18-20 m a 29-30 m, apresentando valores crescentes do SPT com a profundidade. Entre elas está encaixada uma camada de areia fina, siltosa a argilo-siltosa, muito fofa, com valores de SPT aproximadamente constantes. Levando-se em conta as observações expostas no tópico anterior, é de se concluir que esta segunda camada não constitui, na verdade, um único estrato, podendo-se estabelecer, aproximadamente em torno da profundidade de 25 m, uma "discordância" em relação aos horizontes superiores, de argilas muito moles (SFL). É plausível argumentar que a deposição basal desta camada seja oriunda do retrabalhamento de sedimentos pleistocênicos (AT). A camada de argila mais profunda é composta por sedimentos de consistência média e SPT > 5, fortemente sobre-adensados, constituindo resquícios das argilas transicionais. Uma camada de areia de granulometria e espessura variáveis, medianamente compacta a compacta, intercala-se entre as duas formações argilosas inferiores. A base do perfil investigado é composta por depósitos de areias compactas a muito compactas, com intercalações esporádicas de pedregulhos e detritos vegetais.

As figuras (V.3) e (V.4) apresentam os perfis geológico e geotécnico de reconhecimento do subsolo local, indicados pelas Sondagens SP-2 e SP-9, correspondentes às investigações mais próximas dos locais de implantação das estacas-piloto submetidas a provas de carga. Próximo a estas sondagens, foram realizadas dois ensaios de penetração estática ("diep-sondering"), cujos resultados mostraram-se sensivelmente concordantes. A figura (V.5) apresenta os registros de resistência de ponta e atrito lateral obtidos, os quais assumem valores bas

tante elevados na região da camada de areia intercalada entre a "segunda" e a terceira formação das argilas marinhas.

A caracterização do comportamento geotécnico das formações argilosas foi objeto de investigações específicas, que abrangeram a execução de ensaios "vane test" (palheta de 2" e 4" de altura), coleta de amostras para ensaios de adensamento (amostrador Shelby) e ensaios de caracterização (sondagens a trado). Estes estudos objetivaram, basicamente, a análise dos recalques residuais do aterro pré-existente e de um aterro adicional, de cerca de 0,5 m a 1,0 m de altura, necessário à preparação do terreno e carregamento dos tanques, bem como forneceram valiosos subsídios para a caracterização dos diferentes horizontes estratigráficos do subsolo local.

V.4 - CARACTERÍSTICAS DAS FUNDAÇÕES

A constatação de que mais de 50% do perfil investigado é composto por camadas de argilas marinhas com valores muito baixos de SPT, gerou preocupações iniciais no projeto de estaqueamento, quanto à ocorrência do fenômeno de atrito negativo. Na hipótese de se estender a cravação das estacas até os depósitos arenosos na base do perfil (45 à 50m), as análises revelaram valores extremamente elevados para o atrito negativo, superando, em certos casos, até mesmo as cargas máximas admissíveis. Uma solução proposta - utilização de estacas metálicas com elevada relação área/perímetro, tratadas com pintura betuminosa especial - mostrou-se economicamente inviável.

Decidiu-se, então, aceitar recalques da odem de 5 a 10cm, possibilitando a implantação das fundações a menores profundidades, com uma redução dos efeitos de atrito negativo sobre as estacas. De acordo com esta concepção, foram utilizadas estacas do tipo concreto armado centrifugado, compostas pela emenda de segmentos através de solda de topo de anéis metálicos, com cerca de 32m de comprimento e de diferentes diâmetros, apoiadas na camada de areia medianamente compacta a compacta que ocorre entre as duas formações argilosas inferiores e que apresenta boa capacidade de suporte.

As estacas foram utilizadas com uma porcentagem de sua capacidade nominal de carga, tendo sido verificadas estruturalmente para a carga máxima atuante, ou seja, a soma da carga útil com o acréscimo devido aos efeitos de atrito negativo. No processo de cravação, utilizaram-se martelos do tipo queda livre com pesos de 3100, 3260 e 4600 kgf e com alturas de queda variando entre 0,50 e 0,80 m.

Por outro lado, a exemplo de quaisquer obras desta natureza, fundações específicas foram projetadas para as estruturas de pequeno porte. Assim, os suportes de tubulações de pequena altura (dormentes) e a base do tanque de nitrogênio, por exemplo, permitiram a execução de fundações diretas, impondo-se cuidados adicionais, entretanto, quanto ao futuro surgimento de valores indesejáveis de recalques para estas estruturas.

V.5 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DAS ESTACAS

A partir dos dados de sondagens procurou-se aplicar, de acordo com os princípios expostos no Capítulo III, uma metodologia básica capaz de permitir uma previsão do comportamento de uma estaca vertical sujeita a uma carga axial de compressão. Tal metodologia conduz, basicamente, a uma previsão de curva carga-recalque para a estaca.

Esta previsão pode ser feita em duas situações básicas: antes e após a implantação da estaca no terreno. No primeiro caso, o comprimento e a capacidade de carga são estabelecidos com base nos resultados de um método de previsão de profundidade. No segundo caso, dispõe-se de elementos adicionais relativos à própria cravação, a saber: a profundidade real cravada e a resposta à cravação (em termos de negas e repulsos, ou mesmo, resultados de monitoração). Neste segundo caso, é de se prever estimativas mais confiáveis do comportamento carga-recalque de uma estaca cravada.

Na obra da PQU, estes procedimentos foram aplicados a três estacas - designadas por E14, E21 e E332 - de diâmetros 33 cm, 38 cm e 26 cm, respectivamente, escolhidas previamente para a realização de provas de carga a compressão e cujas características principais constam da tabela(V.3).

ESTACAS	DIÂM. (cm)	CARGA NOMINAL(tf)	COMP. CRAVADO(m)	ÁREA(cm²) PONTA	PERIM. (cm)	ÁREA(cm²) (SEÇ TRANSV)	SOND. REF.	DIST. À SOND.(m)
E14	33	60	30.15	855	104	572	SP-2	3,20
E21	38	75	30.90	1134	119	682	SP-2	3,20
E332	26	40	30.00	531	82	377	SP-2	11,40

Tabela V.3 - Características principais das estacas-piloto analisadas na obra da PQU.

A metodologia de previsão da curva carga-recalque segue os seguintes passos:

(i) determinação da capacidade de carga do sistema estaca-solo (P_r), que pode ser feita antes da instalação (Previsão Tipo 1), após a instalação, dispondo-se apenas de medições de negas e repulsos

sultados previstos pelo método AOKI-VELLOSO que requer, basicamente, a classificação das camadas do subsolo e os dados obtidos nos ensaios de penetração dinâmica. Assim, os valores adotados da carga de ruptura para as estacas E14, E21 e E332 foram, respectivamente, de 130, 180 e 100 tf (anexo II). Note-se que, no caso da estaca E14, tomou-se um valor um pouco interior ao previsto pelo método a 31 m, em virtude da ocorrência de redução das cargas de ruptura imediatamente abaixo da profundidade de cravação estimada.

A título de ilustração, a tabela (V.4) apresenta os valores de P_r que seriam fixados no caso de previsões do Tipo 2 e 3 citados anteriormente.

CARGA DE RUPTURA (tf)	E14-Ø33	E21-Ø38	E332-Ø26
Previsão tipo 1	130	180	100
Previsão tipo 2	120	170	90
Previsão tipo 3	120	170	90

Tabela(V.4)- Previsão da carga de ruptura para as estacas-piloto da obra da PQU.

V.5.2 - MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Considerando que a resistência lateral é totalmente mobilizada para pequenos recalques da estaca, pode-se estudar o processo de transferência de cargas da estaca para o solo adjacente através da determinação do atrito lateral último. Assim sendo, torna-se possível conhecer a carga axial N(z) atuante na estaca a uma dada profundidade z e, consequentemente, calcular a parcela de recalque devido ao encurtamento elástico da estaca.

As figuras (V.6) a (V.8), onde aparece a variação da capacidade de carga das estacas E14, E21 e E332 com a profundidade, dão a conhecer um possível mecanismo de transferência de carga destas estacas para o solo adjacente na ruptura, a partir da variação da resistência lateral (valores acumulados) com a profundidade. Considerando, entretanto, que estes valores de resistência lateral são reconhecidamente conservadores, torna-se necessário ajustar o diagrama inicialmente obtido a uma con

dição mais realista. Um primeiro procedimento seria o de assumir valores corrigidos para F1 e F2. No presente estudo, tais ajustes foram implementados mediante um procedimento geométrico simplificado, que buscou levar em consideração o fato de que, em se tratando de valores acumulados, as correções introduzidas devem se acentuar com a profundidade considerada.

A partir das distribuições previstas pelo método de AOKI-VELLOSO, diagramas aproximados, consistindo de três segmentos de reta distintos, foram considerados e posteriormente ajustados de acordo com o procedimento geométrico indicado nas figuras (V.9 - a,b e c), essencialmente autoexplicativas. Nestes ajustes, o intervalo de carga entre a resistência de atrito lateral acumulado previsto, na profundidade da ponta da estaca, e a carga nominal de trabalho da estaca foi dividido em um número de partes iguais (ou aproximadamente iguais) ao número de trechos adotados no diagrama aproximado inicial. Tais pontos de divisão, juntamente com os pontos de inflexão destes trechos, definem as retas de referência para o traçado do diagrama final a ser utilizado na estimativa de recalques da estaca. Observe-se que os diagramas propostos concordam com a discussão da gênese das unidades estratigráficas locais exposta em (V.2). A inflexão observada na profundidade média de 25 m constitui a discordância do comportamento geotécnico das unidades SFL e AT.

É óbvio concluir que, em função das alterações introduzidas nas distribuições do atrito lateral ao longo das estacas, faz-se mister assumir valores de cargas de ponta compatíveis aos ajustes feitos. Com base nos valores adotados de P_r (previsão tipo 1), os valores estimados de P_p para as estacas E14, E21 e E332 são, respectivamente, de 80 tf, 115 tf e 66 tf.

V.5.3 - RECALQUES DAS ESTACAS PARA A CARGA DE SERVIÇO

O encurtamento elástico de cada estaca foi calculado mediante a aplicação da equação (III.7), onde o somatório do produto $N(z)dz$ entre os limites de 0 a ℓ corresponde às áreas dos diagramas carga-profundidade ajustados (fig.V.9). O Módulo de Young do concreto foi calculado com base na relação da NB-1/1978:

$$E_c = 21000 \sqrt{f_{cj}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (V.1),$$

onde $f_{cj} = f_{ck} + 35$ (kgf/cm²). Considerando os métodos construtivos das estacas (concreto centrifugado) e a natureza da obra em implantação, admitiu-se nos cálculos valores elevados de resistência à compressão, com f_{ck} da ordem de 250 kgf/cm², o que resulta para E_c um valor aproximado de 360.000 kgf/cm².

Para a análise da estimativa dos recalques do solo no nível da ponta da estaca, foram introduzidas simplificações nos perfis geotécnicos estabelecidos pelas sondagens SP-2 e SP-9 (figuras V.3 e V.4), sendo as discretizações assumidas nos cálculos aquelas indicadas nas tabelas (V.5-a e b).

SONDAGEM SP-2

	CAMADAS	ESPESSURA(m)	E(tf/m²)	ν
1	0.00 - 14.00	14.00	600	0.45
2	14.00 - 18.00	4.00	1200	0.30
3	18.00 - 29.00	11.00	1000	0.40
4	29.00 - 36.00	7.00	11000	0.25
5	36.00 - 41.00	5.00	2400	0.40
6	41.00 - 45.45	4.45	20000	0.20

(a)

SONDAGEM SP-9

	CAMADAS	ESPESSURA(m)	E(tf/m²)	ν
1	0.00 - 13.00	13.00	600	0.45
2	13.00 - 18.00	5.00	1200	0.30
3	18.00 - 29.00	11.00	1000	0.40
4	29.00 - 35.00	6.00	14000	0.25
5	35.00 - 42.00	7.00	1800	0.40
6	42.00 - 48.30	6.30	23000	0.20

(b)

Tabela V.5 - Perfis geotécnicos simplificados do solo local dados pelas sondagens SP-2 e SP-9.

Na determinação de parcelas dos recalques devido ao solo (δ_p), torna-se imperativo o conhecimento das características elásticas do solo, ou seja, o módulo de elasticidade (E) e o Coeficiente de Poisson (ν). Uma das maneiras de se estimar o módulo de elasticidade do solo é por meio de correlações com resultados de ensaios "in situ" como, por exemplo, os ensaios de penetração estática ("diepsondering"). No presente estudo, adotou-se uma correlação desta natureza, admitindo ser o módulo de elasticidade do solo diretamente proporcional à resistência de ponta obtida no ensaio penetrométrico. Assim:

$$E_s = \gamma R_p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.2),$$

onde γ é um fator que depende da natureza do solo e da técnica de implantação da estaca no terreno. Valores propostos para γ são abundantes na literatura (SCHMERTMANN, 1970; DNV, 1977; POULOS, 1979; ALONSO, 1981; FERREIRA, 1985). Os valores apresentados nas tabelas (V.5) foram determinados com base nas proposições do DNV (Det. Norske Veritas).

Para definição da resistência de ponta do ensaio cone penetrométrico, fez-se uso de correlações com resultados de ensaios SPT, do tipo $R_p = k\ N_{SPT}$, sendo adotados para k valores propostos por AOKI E VELLOSO (1975). Os valores utilizados para ν seguem as recomendações generalizadas no meio técnico.

Com base nos dados das tabelas (V.5) e nos diagramas ajustados da figura (V.9), procedeu-se à estimativa das parcelas de recalque correspondentes a δ_{pp} e $\delta_{p\ell}$, através de programa computacional, do método AOKI-LOPES (Anexo III). As análises dos resultados previstos para as estacas-piloto, no nível de carregamento correspondente às cargas nominais de trabalho destas estacas, estão resumidas na tabela (V.6).

ESTACA	Ø (cm)	δ_s	δ_{pp}	$\delta_{p\ell}$	δ (mm)	PR (tf)
E14	33	6.04	1.43	0.31	7.78	130
E21	38	6.23	1.26	0.44	7.93	180
E332	26	5.91	0.75	0.27	6.93	100

Tabela V.6 - Estimativa de recalques e carga de ruptura para as estacas-piloto da PQU.

V.5.4 - PREVISÃO DA CURVA CARGA - RECALQUE

Com base nos recalques previstos, dados na tabela (V. 6), a relação $P = f(\delta)$ pode ser conhecida através da formulação matemática proposta por VAN DER VEEN. Com efeito, determinados a carga de ruptura da estaca e o recalque total para um dado nível de carregamento, é possível o cálculo do parâmetro α (relação III.16) e a obtenção da curva carga-recalque para a estaca (relação III.15). A tabela (V.7) mostra os resultados obtidos para as coordenadas dos pontos da curva carga-recalque prevista para cada uma das estacas analisadas.

E14 P_r=130tf - δ=7.78mm		E21 P_r=180tf - δ=7.93mm		E332 P_r=100tf - δ=6.93mm	
P(tf)	δ (mm)	P(tf)	δ (mm)	P(tf)	δ (mm)
10	1.01	15	1.28	10	1.43
20	2.10	30	2.68	20	3.03
30	3.30	45	4.23	30	4.84
40	4.62	60	5.97	40	6.93
50	6.10	75	7.93	50	9.40
60	7.78	90	10.20	60	12.43
70	9.72	105	12.88	70	16.33
80	12.01	120	16.16	80	21.83
90	14.81	135	20.40	90	31.24
100	18.43	150	26.36	95	40.64
110	23.52	165	36.56	-	-
120	32.24	175	52.72	-	-

Tabela V.7 - Coordenadas dos pontos da curva carga - recalque prevista para as estacas-piloto da PQU.

A curva carga-recalque assim obtida é o que se poderia chamar de "curva prevista mais provável". As incertezas dos resultados da tabela recaem no par de valores assumidos para P_r e δ. Assim, admitir-se-ão faixas de variação possível para estes parâmetros, da seguinte forma:

P_r: variação de ± 10%

δ : variação de ± 20%

Nestas condições, exemplificando para o caso da estaca E14, a carga de ruptura pode assumir valores entre 117 tf e 143 tf, enquanto os recalques previstos para a cabeça da estaca para a carga de serviço, devem estar situados entre 6.22 mm e 9.34 mm. Resultam, pois, nove diferentes alternativas de previsão da curva carga-recalque e as coordenadas dos pontos de cada uma delas estão mostradas na tabela a seguir.

HIPÓTESES		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
P(tf)	P_r(tf)	117	117	117	130	130	130	143	143	143
	δ (mm)	6.22	7.78	9.34	6.22	7.78	9.34	6.22	7.78	9.34
10		0.77	0.97	1.16	0.81	1.01	1.21	0.83	1.03	1.24
20		1.63	2.03	2.43	1.68	2.10	2.52	1.72	2.15	2.58
30		2.57	3.20	3.85	2.64	3.30	3.96	2.70	3.36	4.04
40		3.62	4.53	5.43	3.69	4.62	5.54	3.75	4.69	5.64
50		4.82	6.03	7.24	4.88	6.10	7.33	4.92	6.15	7.39
60		6.22	7.78	9.34	6.22	7.78	9.34	6.22	7.78	9.34
70		7.89	9.87	11.85	7.77	9.72	11.67	7.69	9.61	11.55
80		9.96	12.46	14.95	9.60	12.01	14.41	9.38	11.73	14.08
90		12.68	15.86	19.05	11.84	14.81	17.79	11.35	14.20	17.05
100		16.69	20.87	25.05	14.73	18.43	22.13	13.74	17.19	20.63
110		24.36	30.47	36.58	18.81	23.52	28.25	16.76	20.97	25.17
120		-	-	-	25.77	32.24	38.70	20.90	26.13	31.37
130		-	-	-	-	-	-	27.42	34.30	41.17
140		-	-	-	-	-	-	44.18	55.27	66.35

Tabela V.8 - Alternativas de previsão da curva carga-recalque para a estaca E14 da PQU.

Tomando-se os valores limites superior e inferior dos recalques estimados, bem como aqueles assumidos como sendo os mais prováveis, tem-se a seguinte tabela de dados de previsão:

CARGA (tf)	RECALQUES (mm) min.	prov.	máx.
10	0.77	1.01	1.24
20	1.63	2.10	2.58
30	2.57	3.30	4.04
40	3.62	4.62	5.64
50	4.82	6.10	7.39
60	6.22	7.78	9.34
70	7.69	9.72	11.85
80	9.38	12.01	14.95
90	11.35	14.81	19.05
100	13.74	18.43	25.05
110	16.76	23.52	36.58
120	20.90	32.24	-
130	27.42	-	-
140	44.18	-	-

Tabela V.9 - Valores máximos, mínimos e prováveis dos recalques previstos para a estaca E14 da PQU.

Finalmente, os resultados acima permitem o traçado, para a estaca E14, das curvas cargas-recalques previstas, em termos de valores mais provâveis e valores limites (superior e inferior), possibilitando a definição de uma faixa de variação de valores previstos (fig.V.10).

Evidentemente, a construção da tabela (V.9) não exige o levantamento geral das nove alternativas de previsão da curva carga-recalque para cada caso analisado, uma vez que a obtenção das curvas limites obedece aos seguintes critérios:

(i) curva limite superior — $\delta = 0.80\ \delta_{est.}$

$P_i \leq P_{ref.}$ — $P_r = 0.90\ PR_{est.}$

$P_i \geq P_{ref.}$ — $P_r = 1.10\ PR_{est.}$

(ii) curva limite inferior — $\delta = 1.20\ \delta_{est}$

$P_i \leq P_{ref.}$ — $P_r = 1.10\ PR_{est.}$

$P_i \geq P_{ref.}$ — $P_r = 0.90\ PR_{est.}$

onde $P_{ref.}$ - carga de referência - e $\delta_{est.}$ - recalque estimado-

são os parâmetros que definem as coordenadas de um ponto da curva.

Aplicando-se, então, estes critérios às estacas E21 e E332, obtém-se analogamente à estaca E14, os valores limites e prováveis dos recalques previstos (tabela V.10) e as curvas P x x δ correspondentes, definindo as respectivas faixas de valores previstos (figs.V.11 e V.12).

CARGA (tf)	RECALQUES (mm) min.	prov.	máx.
15	0.99	1.28	1.58
30	2.09	2.68	3.29
45	3.32	4.23	5.16
60	4.72	5.97	7.22
75	6.34	7.93	9.52
90	8.07	10.20	12.42
105	10.06	12.88	16.00
120	12.41	16.16	20.67
135	15.25	20.40	27.44
150	18.87	26.36	39.86
165	23.86	36.56	-
180	31.93	52.72	-
195	55.79	-	-

(a) E21

CARGA (tf)	RECALQUES (mm) min.	prov.	máx
10	1.11	1.43	1.75
20	2.37	3.03	3.69
30	3.82	4.84	5.86
40	5.54	6.93	8.32
50	7.43	9.40	11.48
60	9.66	12.43	15.55
70	12.40	16.33	21.29
80	15.93	21.83	31.10
90	20.90	31.24	-
95	24.42	40.64	-
100	29.39	-	-
105	37.89	-	-

(b) E332

Tabela V.10 - Valores máximos, mínimos e prováveis dos recalques previstos para as estacas E21 e E332 da PQU.

Os princípios anteriormente abordados podem ser igualmente aplicados para a previsão do comportamento das curvas P_p x x δ e P_L x δ, mediante a utilização da forma expandida da expressão básica de VAN DER VEEN (relação III.17). Nestas condições, contudo, é necessária a estimativa das coordenadas de dois pontos da curva carga-recalque, representadas por $(P1, \delta_1)$ e $(P2, \delta_2)$.

O primeiro ponto $(P1, \delta_1)$ corresponderia à carga de serviço e já é conhecido com base nas análises precedentes. Para

a determinação do outro ponto $(P2,\delta_2)$, adotou-se para P2 um valor igual (ou aproximadamente igual) à relação $(P1 + \frac{P_P}{2})$, onde P_P (tal como P_L) são conhecidos a partir do processo de estimativa de P_r. Usando-se a mesma metodologia exposta no ítem anterior, procedeu-se à estimativa do recalque da estaca (δ_2) correspondente ao novo nível de carregamento considerado. Os resultados estão mostrados na tabela (V.11).

ESTACA	P1 (tf)	δ_1 (mm)	P2 (tf)	δ_2 (mm)
E14	60	7.78	100	19.20
E21	75	7.93	130	21.54
E332	40	6.93	70	18.32

Tabela V.11 - Estimativa de recalques sob diferentes níveis de carregamento para as estacas-piloto da PQU.

Levando-se os valores da tabela (V.11) às expressões (III.20) e (III.19), calculam-se os expoentes α_P e α_L da relação expandida de VAN DER VEEN, obtendo-se, a seguir, as coordenadas dos pontos que definem as previsões das curvas $P_P \times \delta$, $P_L \times \delta$ e $P_r \times \delta$ (tabelas V.12), apresentadas nas figuras (V.13), (V.14) e (V.15).

δ (mm)	P_P (tf)	P_L (tf)	P_r (tf)	δ (mm)	P_P (tf)	P_L (tf)	P_r (tf)
1	4.79	5.41	10.20	15	48.31	41.03	89.34
2	9.29	10.24	19.53	17.5	52.84	43.26	96.10
3	13.52	14.54	28.06	20	56.72	44.94	101.66
4	17.50	18.38	35.88	25	62.91	47.15	110.06
5	21.24	21.80	43.04	30	67.44	48.39	115.83
6	24.76	24.85	49.61	35	70.78	49.09	119.87
7	28.07	27.57	55.64	40	73.23	49.49	122.72
8	31.18	30.00	61.18	45	75.03	49.71	124.74
9	34.10	32.16	66.26	50	76.35	49.84	126.19
10	36.85	34.10	70.95	55	77.32	49.91	127.23
12,5	43.02	38.06	81.08	60	78.03	49.95	127.98

(a) E14

δ (mm)	P_P (tf)	P_L (tf)	P_r (tf)	δ (mm)	P_P (tf)	P_L (tf)	P_r (tf)
1	4.76	8.05	12.81	15	54.03	56.06	110.09
2	9.33	15.11	24.44	17.5	60.15	58.58	118.73
3	13.71	21.29	35.00	20	65.65	60.39	126.04
4	17.90	26.71	44.61	25	75.06	62.62	137.68
5	21.92	31.45	53.37	30	82.67	63.77	146.44
6	25.78	35.61	61.39	35	88.83	64.37	153.20
7	29.47	39.25	68.72	40	93.82	64.67	158.49
8	33.02	42.44	75.46	45	97.86	64.83	162.69
9	36.41	45.23	81.64	50	101.13	64.91	166.04
10	39.67	47.68	87.35	55	103.77	64.95	168.72
12,5	47.23	52.56	99.79	60	105.91	64.98	170.89

(b) E21

δ (mm)	P_P (tf)	P_L (tf)	P_r (tf)	δ (mm)	P_P (tf)	P_L (tf)	P_r (tf)
1	3.00	4.62	7.62	15	32.98	30.80	65.78
2	5.86	8.62	14.48	17.5	36.54	32.05	68.59
3	8.58	12.10	20.68	20	39.71	32.93	72.64
4	11.18	15.12	26.30	25	45.03	33.98	79.01
5	13.66	17.74	31.40	30	49.23	34.50	83.73
6	16.03	20.02	36.05	35	52.24	34.75	87.29
7	18.29	21.99	40.28	40	55.16	34.88	90.04
8	20.24	23.71	44.15	45	57.23	34.94	92.17
9	22.50	25.20	47.70	50	58.86	34.97	93.83
10	24.46	26.49	50.95	55	60.15	34.99	95.14
12.5	28.97	29.03	58.00	60	61.17	34.99	96.16

(c) E332

Tabelas V.12 - Coordenadas dos pontos das curvas P_P x δ, P_L x δ e P_r x δ previstas para as estacas-piloto da PQU.

V.6 - MONITORAÇÃO DA CRAVAÇÃO

Com o objetivo de se avaliar a capacidade de carga das estacas de fundação do Terminal Marítimo de Santos, um conjunto de 6 estacas (designadas pelos números 14, 19, 21, 160, 257 e 332) foi submetido à técnica de monitoração da cravação, com a instalação de transdutores de deformação específica e acelerômetros, próximos à cabeça da estaca.

A partir dos registros de forças e velocidades no topo do elemento, o comportamento da estaca pode ser previsto com base na interpretação dos resultados à luz dos princípios da teoria da Equação da Onda. Neste propósito, análises são realizadas durante a própria aquisição dos sinais, e posteriormente em escritório, a partir da reconstituição do evento pela digitalização dos sinais gravados. Ambas as técnicas foram utilizadas na monitoração, mediante a aplicação das metodologias dos métodos CASE e CAPWAP.

A instrumentação das estacas permitiu inferir a eficiência do sistema de cravação e determinar os esforços máximos de compressão induzidos na estaca, bem como avaliar a resistência total oferecida pelas diversas camadas do subsolo local à penetração do elemento de fundação.

V.6.1 - PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS

As medições dinâmicas foram divididos em duas etapas, abrangendo a monitoração da cravação (C) das seis estacas mencionadas numa primeira fase e a monitoração da recravação (R) de três delas (números 21, 257 e 332) numa segunda fase. A tabela (V.13) resume as características principais relativas à monitoração das estacas-piloto da obra da PQU.

ESTACA	EVENTO	Ø(cm)	L(m) TOTAL	L(m) CRAVADO	W(kg)	H(cm)	E(tfm)
E332	C	26	32,60	30,00	4600	70	3,22
E332	R(2h)	26	32,60	30,00	4600	70	3,22
E14	C	33	33,85	30,15	4600	70	3,22
E21	C	38	32,50	30,90	3100	70	2,17
E21	R(22h)	38	32,50	30,90	3100	60	1,86

Tabela V.13 - Características básicas de monitoração das estacas-piloto da obra da PQU.

Nota-se, basicamente, uma variação dos sistemas de cravação empregados, no que se refere às massas do martelo e alturas de queda, resultando em diferentes energias transferidas às estacas, cujos valores foram particularmente baixos na cravação e recravação da estaca E21. Por outro lado, cumpre ressaltar que o emprego da técnica da monitoração não se fez nas condições desejadas e convenientes, devido ao cronograma dos serviços, comprometendo, parcialmente, neste sentido, a análise das características de resistência dos depósitos quaternários da Baixada Santista no local da obra.

V.6.2 - INSTRUMENTAÇÃO DA MONITORAÇÃO

Os procedimentos do acompanhamento dos eventos de cravação e recravação das estacas-piloto compreenderam a aquisição, reprodução, tratamento e análise dos registros, exigindo, portanto, um conjunto de instrumentos (transdutores) e equipamentos, adotado segundo o sistema IPT (fig. II.20).

Os instrumentos usados no ensaio consistiram de transdutores de deformação específica e acelerômetros, destinados às medições de forças e acelerações induzidas na cabeça da estaca e conectados logo abaixo do ponto de impacto do martelo. Os trandutores empregados, do tipo "O" em liga de alumínio, fornecem uma resposta amplificada dos sinais através dos extensômetros elétricos colados à sua estrutura. Os acelerômetros usados foram do tipo piezoelétrico com amplificadores embutidos de alta frequência.

Os equipamentos de campo consistiram do analisador de cravação de estacas ("Pile Driving Analyser" - PDA), um gravador de fita magnética e um osciloscópio. De primeiro interesse na análise é a determinação da capacidade de carga, processada pelo PDA com base no Método CASE. Os sinais de deformação específica e aceleração foram coletados no PDA, processados em termos de forças, velocidades e acelerações e enviadas ao gravador de fita magnética tipo FM. O osciloscópio, por sua vez, desempenhou um papel importante, permitindo verificar de imediato a qualidade dos registros obtidos.

V.6.3 - PROCESSAMENTO PRELIMINAR E RESULTADOS DE CAMPO

A partir da seleção dos golpes a serem analisados, procedeu-se a uma análise prévia dos registros de cravação através do processamento dos dados pelo analisador PDA. Torna-se possível assim, de uma maneira geral, avaliar grandezas como deslocamento descendente máximo da seção instrumentada (DMAX), força máxima de compressão aplicada ao topo da estaca (FMAX), energia máxima transferida pelo sistema de cravação à estaca (EMAX), a capacidade de carga estática (RSTC) e a capacidade de carga total (RT), englobando as componentes estática e dinâmica.

Os resultados destas análises preliminares estão indicadas nas figuras (V.16), (V.17) e (V.18), as quais incluem os diagramas de cravação (número de golpes/trecho cravado) para os trechos finais monitorados e as representações gráficas dos registros fornecidos pelo PDA, correspondentes às variações das forças máximas, energias máximas e capacidades de carga total da estaca com a profundidade.

Constata-se de imediato uma nítida variação das taxas da energia transferida às estacas e das suas respectivas capacidades de carga. Os valores máximos de energia aplicada às estacas E332, E14 e E21, foram de 2,19, 1,28 e 1,2 tfm, respectivamente, correspondendo a 68%, 40% e 52% das respectivas energias nominais de cravação. Nestes registros, as maiores variações de resistência à penetração ocorreram para a estaca E14, abrangendo uma faixa entre 49 tf (penetração de 22,5m) e 92 tf (penetração de 29,5m).

Por outro lado, os diagramas de cravação tendem a acompanhar o comportamento das resistências ao longo do perfil, apresentando razoáveis aumentos do número de golpes na etapa última da cravação, em consonância com correspondentes níveis de redução das energias desenvolvidas (transição SFL a AT).

As forças máximas medidas próximo à cabeça das estacas resultaram variáveis de estaca para estaca e para diferentes condições da cravação, induzindo, em alguns casos, elevadas tensões de compressão. De uma forma geral, entretanto, estas tensões assumiram intensidades máximas no topo das estacas, decrescendo, então, ao longo do fuste. Particularmente no caso

das estacas-piloto, as tensões máximas observadas foram de 234, 112 e 100 kgf/cm², relativas às estacas E332, E14 e E21, respectivamente.

V.6.4 - PROCESSAMENTO EM ESCRITÓRIO DOS REGISTROS DE CRAVAÇÃO

A reprodução em escritório dos registros de cravação, previamente gravados, introduz uma outra alternativa de análise dos resultados, com base na metodologia CAPWAP, que prevê três diferentes níveis de procedimentos:

(i) digitalização e processamento preliminar dos sinais;

(ii) aplicação do modelo CAPWAP para a estimativa das capacidades de carga;

(iii) simulação da prova de carga estaca através do modelo STATIC.

Inicialmente, os registros armazenados em fitas magnéticas são reconstituídos graficamente em vídeo, procedendo-se a uma seleção dos golpes a serem digitalizados, dentre aqueles previamente gravados e analisados. Foram considerados, neste aspecto, golpes das fases de final da cravação e início da recravação. As representações gráficas dos golpes digitalizados das estacas 332 (recravação após 2h), 14, 21 e 21 (recravação após 22h) estão mostradas nas figuras (V.19) a (V.22). Estes diagramas contêm os registros de forças e velocidades (ou melhor, produto das velocidades pela impedância da estaca), tomados próximos à cabeça da estaca.

Nas tabelas (V.14) a (V.17), estão indicados os dados principais relativos aos sinais digitalizados, tais como valores máximos de aceleração (expressos em termos de g), velocidade, deslocamento, energia e força obtidos no topo da estaca. A análise destes dados, conjuntamente com elementos da geometria das estacas e as características físicas do material da estaca e das camadas de solo, torna possível estimar preliminarmente a capacidade de carga das estacas no instante do golpe analisado, através dos procedimentos simplificados do método CASE.

De forma a se avaliar a influência da sensibilidade da constante de amortecimento J_c nestas estimativas, os resulta

dos das tabelas incluem valores de resistência à penetração calculadas para J_c=0.0, J_c=0,1; J_c=0.2, J_c=0.3 e J_c=0.4. Cumpre ressaltar que a resistência à penetração da estaca torna-se igual à capacidade de carga estática quando se assume um valor nulo para o parâmetro J_c (relação IV.10).

Nº DO GOLPE	AMAX (g)	VMAX (m/s)	DMAX (cm)	EMAX (tfm)	FMAX (tf)	CAPACIDADE DE CARGA (tf) J_c=0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
1	169	1.74	1.97	1.20	78	98	94	91	88	85
2	169	1.68	1.97	1.20	78	95	91	88	85	81
3	169	1.62	1.84	1.10	79	93	90	87	84	81
6	218	1.79	2.08	1.40	84	100	96	93	89	86

Tabela V.14 - Resultados da análise preliminar dos registros dos golpes digitalizados da estaca E332 - R2h (c = 3800 m/s).

Nº DO GOLPE	AMAX (g)	VMAX (m/s)	DMAX (cm)	EMAX (tfm)	FMAX (tf)	CAPACIDADE DE CARGA (tf) J_c=0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
2	57	1.40	1.71	0.70	59	91	88	85	82	79
3	71	1.50	1.89	0.90	66	98	95	92	89	86
4	91	1.57	1.90	0.90	65	100	96	93	89	86
7	91	1.55	1.89	0.90	67	100	96	92	89	85

Tabela V.15 - Resultados da análise preliminar dos registros dos golpes digitalizados da estaca E14 (c = = 2900 m/s).

Nº DO GOLPE	AMAX (g)	VMAX (m/s)	DMAX (cm)	EMAX (tfm)	FMAX (tf)	CAPACIDADE DE CARGA (tf) J_c=0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
1	34	0.44	1.37	0.70	74	42	40	38	36	34
2	28	1.06	1.34	0.60	68	81	75	70	65	59
7	24	0.46	1.41	0.70	71	43	40	38	36	34
8	28	1.15	1.42	0.70	72	83	76	70	64	58

Tabela V.16 - Resultados da análise preliminar dos registros dos golpes digitalizados da estaca E21 (c = = 3300 m/s).

Nº DO GOLPE	AMAX (g)	VMAX (m/s)	DMAX (cm)	EMAS (tfm)	FMAX (tf)	CAPACIDADE DE CARGA (tf) J_c=0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
1	26	1.00	1.17	0.70	74	109	106	103	100	98
2	34	0.60	1.24	0.70	73	76	75	74	73	73
2	30	0.60	1.20	0.60	69	71	69	68	67	66
3	32	0.58	1.17	0.60	70	71	70	69	68	68

Tabela V.17 - Resultados da análise preliminar dos registros dos golpes digitalizados da estaca E21-R22h (c = 3300 m/s).

Tomando-se a média dos valores acima tabelados, dispõe-se dos resultados indicados na tabela (V.18), que constitui um resumo das análises preliminares efetuadas através da digitalização dos golpes selecionados.

ESTACA	EVENTO	AMAX (g)	VMAX (m/s)	DMAX (cm)	EMAX (tfm)	FMAX (tf)	CAPACIDADE DE CARGA (tf) J_c=0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
E332	R2h	181	1.70	1.96	1.20	79	96	92	89	86	83
E14	C	77	1.50	1.84	0.90	64	97	93	90	87	84
E21	C	28	0.77	1.38	0.70	71	62	57	54	50	46
E21	R22h	30	0.69	1.19	0.70	71	81	80	78	77	76

Tabela V.18 - Valores médios da análise preliminar dos registros dos golpes digitalizados para as estacas-piloto da PQU.

A segunda etapa das análises numéricas dos registros de cravação envolve a estimativa da capacidade de carga eda distribuição dos esforços da resistência à penetração com a profundidade, baseando-se na aplicação do modelo numérico CAPWAP, descrito no ítem IV.1.3. As estacas foram discretizadas em elementos (cerca de 30) de molas e amortecedores com massas supostas concentradas no centro de gravidade dos mesmos.

Dentre os golpes pré-analisados, escolheu-se o mais representativo para as análises numéricas. Tal escolha recai, normalmente, no golpe correspondente à maior energia e/ou resistência à cravação, desde que não apresente, visualmente, problemas técnicos na aquisição dos registros. Justifica-se tal pro-

cedimento no fato de que, se o impacto aplicado não produzir suficiente deslocamento elástico da estaca até sua ponta, pelo menos ao nível do "quake" do solo, o modelo adotado tende a fornecer valores sub-estimados. Os resultados das análises CAPWAP são apresentados nas tabelas (V.19) a (V.22) e nas figuras (V.23) a (V.26). O quadro resumo destes dados compõe a tabela (V.23).

ELEM.	PROF.(m)	Q(cm)	R_m(tf)	ΣR_m(tf)	J_m(1/m/s)	W_m(tf)	K_m(tf/cm)
1	1.1	0.300	0.0	90.0	0.00	0.094	1228.
3	3.2	0.300	0.7	89.3	0.38	0.094	1228.
4	4.2	0.300	0.7	88.6	0.38	0.094	1228.
5	5.3	0.300	1.4	87.1	0.77	0.094	1228.
6	6.3	0.300	1.4	85.7	0.77	0.094	1228.
7	7.4	0.300	1.4	84.2	0.77	0.094	1228.
8	8.4	0.300	0.3	83.9	0.14	0.094	1228.
9	9.5	0.300	0.3	83.7	0.14	0.094	1228.
10	10.5	0.300	0.3	83.4	0.14	0.094	1228.
11	11.6	0.300	3.2	80.2	1.71	0.094	1228.
12	12.6	0.300	3.2	76.9	1.71	0.094	1228.
13	13.7	0.300	0.5	76.4	0.29	0.094	1228.
14	14.7	0.300	0.3	76.1	0.14	0.094	1228.
15	15.8	0.300	0.3	75.8	0.14	0.094	1228.
16	16.9	0.300	0.3	75.6	0.14	0.094	1228.
17	17.9	0.300	0.3	75.3	0.14	0.094	1228.
18	19.0	0.300	2.7	72.6	1.43	0.094	1228.
19	20.0	0.300	4.4	68.2	2.32	0.094	1228.
20	21.1	0.300	4.4	63.9	2.32	0.094	1228.
21	22.1	0.300	4.4	59.5	2.32	0.094	1228.
22	23.2	0.300	0.5	58.9	0.29	0.094	1228.
23	24.2	0.300	0.5	58.4	0.29	0.094	1228.
24	25.3	0.250	0.2	58.2	0.10	0.094	1228.
25	26.3	0.250	0.2	58.0	0.10	0.094	1228.
26	27.4	0.250	0.2	57.8	0.10	0.094	1228.
27	28.4	0.200	3.9	54.0	2.04	0.094	1228.
28	29.5	0.200	5.3	48.7	2.82	0.094	1228.
29	30.5	0.200	5.3	43.3	3.82	0.094	1228.
30	31.6	0.200	5.3	38.0	2.82	0.094	1228.
PONTA		0.400	38.0		20.00	0.001	

Tabela V.19 - Resultados da análise CAPWAP para E332 - R2h (golpe nº 6; pen. 30,00 m).

ELEM.	PROF.(m)	Q(cm)	R_m(tf)	ΣR_m(tf)	J_m(1/m/s)	W_m(tf)	K_m(tf/cm)
1	1.0	0.450	0.0	75.0	0.00	0.154	1206.
5	5.1	0.450	0.0	75.0	0.00	0.154	1206.
6	6.2	0.450	0.7	74.3	0.29	0.154	1206.
7	7.2	0.450	0.7	73.6	0.29	0.154	1206.
8	8.2	0.450	0.1	73.5	0.06	0.154	1206.
9	9.2	0.450	0.1	73.4	0.06	0.154	1206.
10	10.3	0.450	0.1	73.2	0.06	0.154	1206.
11	11.3	0.450	0.1	73.1	0.06	0.154	1206.
12	12.3	0.450	0.1	73.0	0.06	0.154	1206.
13	13.3	0.450	0.1	72.8	0.06	0.154	1206.
14	14.4	0.450	2.0	70.8	0.88	0.154	1206.
15	15.4	0.450	2.0	68.8	0.88	0.154	1206.
16	16.4	0.450	2.0	66.7	0.88	0.154	1206.
17	17.5	0.450	0.2	66.5	0.09	0.154	1206.
18	18.5	0.450	0.2	66.3	0.09	0.154	1206.
19	19.5	0.450	0.2	66.1	0.09	0.154	1206.
20	20.5	0.450	0.2	65.9	0.09	0.154	1206.
21	21.6	0.450	1.7	64.2	0.74	0.154	1206.
22	22.6	0.450	1.7	62.5	0.74	0.154	1206.
23	23.6	0.450	1.7	60.8	0.74	0.154	1206.
24	24.6	0.450	1.7	59.1	0.74	0.154	1206.
25	25.7	0.450	0.7	58.4	0.29	0.154	1206.
26	26.7	0.450	0.7	57.8	0.29	0.154	1206.
27	27.7	0.450	0.7	57.1	0.29	0.154	1206.
28	28.7	0.450	0.7	56.4	0.29	0.154	1206.

29	29.8	0.450	0.7	55.7	0.29	0.154	1206.
30	30.8	0.450	1.0	54.8	0.43	0.154	1206.
31	31.8	0.450	4.9	49.9	2.12	0.154	1206.
32	32.8	0.450	4.9	45.0	2.12	0.154	1206.
PONTA		0.300	45.0		28.00	0.000	

Tabela V.20 - Resultados da análise CAPWAP para E14 (golpe nº 4, pen. 30,15 m).

ELEM.	PROF. (m)	Q(cm)	R_m(tf)	ΣR_m(tf)	J_m(1/m/s)	W_m(tf)	K_m(tf/cm)
1	1.0	0.400	0.0	65.0	0.00	0.198	1917.
2	2.1	0.400	0.1	64.9	0.06	0.198	1917.
3	3.1	0.400	0.1	64.7	0.06	0.198	1917.
4	4.2	0.400	0.1	64.6	0.06	0.198	1917.
5	5.3	0.400	0.1	64.5	0.06	0.198	1917.
6	6.3	0.400	0.1	64.4	0.06	0.198	1917.
7	7.4	0.400	0.1	64.2	0.06	0.198	1917.
8	8.4	0.400	0.1	64.1	0.06	0.198	1917.
9	9.5	0.400	0.1	64.0	0.06	0.198	1917.
10	10.5	0.400	0.1	63.9	0.06	0.198	1917.
11	11.6	0.400	0.1	63.7	0.06	0.198	1917.
12	12.6	0.400	0.1	63.6	0.06	0.198	1917.
13	13.7	0.400	0.1	63.5	0.06	0.198	1917.
14	14.7	0.400	0.1	63.4	0.06	0.198	1917.
15	15.8	0.400	0.1	63.2	0.06	0.198	1917.
16	16.8	0.400	0.1	63.1	0.06	0.198	1917.
17	17.9	0.400	0.1	63.0	0.06	0.198	1917.
18	18.9	0.400	0.1	62.8	0.06	0.198	1917.
19	19.9	0.400	3.4	59.5	1.68	0.198	1917.
20	21.0	0.400	3.4	56.1	1.68	0.198	1917.
21	22.0	0.400	0.1	56.0	0.06	0.198	1917.
22	23.1	0.400	0.1	55.9	0.06	0.198	1917.
23	24.1	0.400	0.1	55.8	0.06	0.198	1917.
24	25.2	0.400	0.1	55.6	0.06	0.198	1917.
25	26.2	0.400	3.1	52.5	1.57	0.198	1917.
26	27.3	0.400	3.3	49.2	1.62	0.198	1917.
27	28.3	0.400	2.5	46.8	1.23	0.198	1917.
28	29.4	0.400	1.2	45.6	0.59	0.198	1917.
29	30.4	0.400	2.6	43.0	1.30	0.198	1917.
30	31.5	0.400	3.0	40.0	1.48	0.198	1917.
PONTA		0.700	40.0		21.00	0.000	

Tabela V.21 - Resultados da análise CAPWAP para E21 (golpe nº 2, pen. 30,90 m).

ELEM.	PROF. (m)	Q(cm)	R_m(tf)	ΣR_m(tf)	J_m(1/m/s)	W_m(tf)	K_m(tf/cm)
1	1.0	0.150	0.0	95.0	0.00	0.198	1917.
2	2.1	0.150	0.5	94.5	0.27	0.198	1917.
3	3.1	0.150	0.5	94.1	0.27	0.198	1917.
4	4.2	0.150	0.5	93.6	0.27	0.198	1917.
5	5.3	0.150	0.5	93.2	0.27	0.198	1917.
6	6.3	0.150	0.5	92.7	0.27	0.198	1917.
7	7.4	0.150	0.5	92.3	0.27	0.198	1917.
8	8.4	0.150	0.5	91.8	0.27	0.198	1917.
9	9.5	0.150	0.5	91.3	0.27	0.198	1917.
10	10.5	0.150	0.5	90.9	0.27	0.198	1917.
11	11.6	0.150	0.5	90.4	0.27	0.198	1917.
12	12.6	0.150	0.5	90.0	0.27	0.198	1917.
13	13.7	0.150	0.5	89.5	0.27	0.198	1917.
14	14.7	0.150	1.1	88.4	0.69	0.198	1917.
15	15.6	0.150	1.1	87.2	0.69	0.198	1917.
16	16.8	0.150	1.1	86.1	0.69	0.198	1917.
17	17.9	0.150	1.1	84.9	0.69	0.198	1917.
18	18.9	0.150	1.1	83.8	0.69	0.198	1917.
19	19.9	0.150	3.9	79.9	2.36	0.198	1917.
20	21.0	0.150	3.9	75.9	2.36	0.198	1917.
21	22.0	0.150	2.0	74.0	1.18	0.198	1917.
22	23.1	0.150	2.0	72.0	1.18	0.198	1917.
23	24.1	0.150	2.0	70.0	1.18	0.198	1917.
24	25.2	0.150	2.0	68.1	1.18	0.198	1917.
25	26.2	0.150	4.1	63.9	2.48	0.198	1917.
26	27.3	0.150	4.1	59.8	2.48	0.198	1917.
27	28.3	0.150	4.1	55.7	2.48	0.198	1917.
28	29.4	0.150	2.9	52.7	1.77	0.198	1917.
29	30.4	0.150	6.4	46.4	3.81	0.198	1917.
30	31.5	0.150	6.4	40.0	3.81	0.198	1917.
PONTA		0.250	40.0		28.00	0.001	

Tabela V.22 - Resultados da análise CAPWAP para E21 - R22h (golpe nº 1; pen. 30,90 m).

ESTACA	EVENTO	PENET. (m)	"QUAKE"(cm) Q_p	"QUAKE"(cm) Q_s	J_{SMITH}(s/m) J_p	J_{SMITH}(s/m) J_s	J_{CASE} J_p	J_{CASE} J_s	CAPAC. DE CARGA(tf) P_P	P_L	P_r
E332	R(2h)	30.00	0.30	0.40	0.530	0.526	0.800	0.581	38	52	90
E14	C	30.15	0.30	0.45	0.435	0.622	0.643	0.300	45	30	75
E21	C	30.90	0.70	0.40	0.525	0.498	0.338	0.200	40	25	65
E21	R(22h)	30.90	0.25	0.15	0.700	0.599	0.450	0.530	40	55	95

Tabela V.23 - Quadro resumo das análises CAPWAP.

Finalmente, as figuras (V.27) a (V.30) mostram a estimativa de distribuição das resistências acumuladas com a profundidade, de acordo com as análises CAPWAP aplicadas às estacas-piloto da obra da PQU.

Na última fase destes tratamentos numéricos, foram desenvolvidas simulações de provas de carga estática para as estacas-piloto, através do modelo STATIC descrito em IV.1.4. As previsões correspondentes aos casos estudados são apresentados nas figuras (V.31) a (V.34).

A partir do fato de que os efeitos de vibrações, geração de excessos de poropressão e amolgamento do solo, tendem, geralmente, a se reduzirem com o tempo, é de se prever ganhos correspondentes de resistências após a cravação de estaca, mais ou menos significativos, em função das características do solo adjacente e do tempo de repouso decorrido.

Este ganho da resistência do solo com o tempo é o que se designa comumente "recuperação" ou "set up". De posse do conhecimento deste fator e dos valores de capacidade de carga, obtidos no instante da cravação, torna-se possível viabilizar uma projeção destes resultados a longo termo.

No caso do TMS, as características da obra não permitiram elaborar um plano adequado dos ensaios para avaliação do máximo fator de recuperação dos solos locais. Entretanto, a pesquisa das características de comportamento resistência x tempo foi elaborada com base na execução de duas recravações, utilizando-se diferentes períodos de repouso (2 horas e 22 horas), sendo que, no primeiro caso, a monitoração ficou restrita à recravação da estaca E332, não se efetivando as análises numéricas corres-

pondentes à sua cravação. Assim sendo, a estimativa do fator de "set up" restringiu-se aos dados da estaca E21.

Um procedimento expedito de avaliação deste parâmetro consiste em se analisar a queda de resistência do solo com os primeiros golpes de recravação. Assim, tomando-se J_c=0,2 por exemplo (tabela V.17), a resistência estática cai de 103 tf para 69 tf, estabelecendo-se uma queda de 33%, correspondendo, portanto, a um fator de recuperação de pelo menos 1,5.

O procedimento mais correto, entretanto, é resultado da comparação dos valores medidos de resistência no final da cravação e início da recravação. Da tabela (V.23), constata-se que, para a estaca E21, a parcela lateral da capacidade de carga passou de 25 tf para 55 tf, correspondendo a um fator de "set up" igual a 2,2, que, embora não seja um valor máximo, réflete razoavelmente bem as características gerais de comportamento de resistência x tempo dos solos da Baixada Santista (CONSTANTINO *et al.*, 1985).

É razoável a aplicação deste fator aos dados de cravação da estaca E14 e, neste caso, a capacidade de carga da referida estaca, após o período de repouso de 22 horas, passaria de 75 tf para 111 tf. No caso da estaca E332, porém, esta extrapolação fica comprometida em se considerando que os dados disponíveis para a implantação da mesma, refletem uma condição de resistência relativa a uma recravação após 2 horas de repouso.

V.7 - MEDIÇÕES DE NEGAS E COMPRESSÕES ELÁSTICAS

Na obra da PQU, buscou-se adotar, simultaneamente à monitoração da cravação, uma metodologia de controle de cravação das estacas-piloto, mediante a aquisição de dados relativos às compressões elásticas da estaca e do solo, bem como negas, através dos seguintes procedimentos:

(i) determinação do diagrama de cravação,

(ii) medição de nega (s) e compressões elásticas (K) em vários níveis de cravação, de acordo com o método experimental descrito no ítem IV.2.2;

(iii) controle dos registros elásticos (K) na fase de embutimento final da estaca na camada resistente.

A apresentação e análise destes registros, apresentados nos tópicos subsequentes, caracterizam a extrema simplicidade e valiosa contribuição que uma tal metodologia pode desempenhar no cotidiano de obras de fundações em estacas cravadas.

Nas figuras (V.35), (V.36) e (V.37) estão representados os diagramas de cravação (nº de golpes para 50 cm de cravação), incluindo nestes diagramas as medidas de resistência à penetração no ensaio SPT e os valores das negas (penetração / golpe), cujos valores finais foram de 20 mm, 35 mm e 48 mm por 10 golpes, para as estacas E14, E21 e E332, respectivamente.

Por outro lado, durante a cravação, foram coletados gráficos de recuperação elástica da estaca E14 nas profundidades de 21,85m; 23,00; 24,00; 25,00; 26,00; 27,00; 28,00; 29,00; 29,40; 29,75 e 30,15m e da estaca E21 nas profundidades de 10,00m; 15,00; 20,00; 22,00; 23,00; 24,00; 25,00; 26,00; 27,00; 28,00; 29,00; 29,50; 30,00; 30,50 e 30,90m, bem como na sua recravação após 2 horas. Quando à estaca E332, estes registros se limitaram ao final da cravação (profundidade de 30,00m) e na recravação após 15 minutos. Exemplos típicos destes registros, obtidos para a cravação da estaca E21 a profundidades de 27,0 e 30,0m, são dados na figura (V.38). Note-se a variação relativa entre negas e repulsos com a profundidade considerada.

Agrupando-se os valores medidos de s e K a cada profundidade em faixas típicas, torna-se possível estabelecer critérios para correlação entre um e outro parâmetro. A análise dos registros evidencia que, a uma dada profundidade, as compressões elásticas tendem a convergir para um valor básico, ao passo que as negas oscilam entre limites bem mais amplos. As representações gráficas da relação s x K para as estacas E14 e E21 são dadas nas figuras (V.39) e (V.40). O valor limite de K para a condição de penetração nula (s=0), representa a máxima resistência oferecida pelo solo para aquela energia de cravação, (da ordem de 22 mm para E14 e de 16 mm para E21).

A tentativa de estabelecer relações matemáticas clássicas entre K e s, pela aplicação do método dos mínimos quadrados, revelou-se pouco conclusiva. Em termos, gerais, esta relação é do tipo $\bar{K}=K_0(1-e^{-\alpha s})$, onde $K=K_0-\bar{K}$, sendo K_0 o valor limite de K (condição s=0) e α um fator que define geometricamente

a forma da curva (da ordem de 0,03 a 0,04 para os casos em questão).

A distribuição com a profundidade dos valores (médios) de negas e compressões elásticas, medidos para as estacas E14 e E21, respectivamente, é apresentada nas figuras (V.41) e (V.42). É explícita a tendência de um comportamento mais uniforme dos valores de K e pode-se constatar que as curvas de K e s tendem a se interceptar nas vizinhanças da cota de assentamento final da fundação, fato que corrobora observações de outras análises da mesma natureza.

A aquisição destes registros, correspondentes à fase de embutimento final da estaca na camada resistente, recebeu cuidados especiais, com o propósito de estabelecer, mediante este procedimento, critérios simples de controle e caracterização do final da cravação. Para tal, procedeu-se à construção de um diagrama contendo as medidas de K, s e (K+s)/2, para cada golpe analisado em função da penetração da estaca na camada resistente (figs. V.43 e V.44). Os resultados confirmam literalmente os pressupostos da figura (IV.17), com os valores de s e k mostrando tendências opostas com o avanço da estaca na camada de apoio e a relação (s+K)/2 assumindo comportamento uniforme bem definido. Diagramas deste tipo permitem fixar, com bastante critério, a cota de assentamento do elemento de fundação.

Resultados interessantes são obtidos quando se correlacionam valores de s e (s+K)/2 no trecho de embutimento final da estaca (figs. V.45 e V.46). Os pontos obtidos, tendendo a se alinharem segundo uma reta, caracterizam com maior acurácia a condição de resistência máxima do solo para as condições de cravação. Os valores limites de K confirmaram os previstos anteriormente.

Na figura (V.47) indicam-se os valores de K e s, a partir dos registros de cravação e recravação da estaca E332. Para um curto período de 15 minutos, os valores registrados das negas, para a série de golpes analisados, mostram uma apreciável redução, ao passo que os de K mantêm-se essencialmente inalterados. Isto se explica pelo fato de haver uma relação não linear entre s e R_u, (ver, p.ex., tabela II.2), ou seja, a uma dada redução do valor da nega não correspondente um acréscimo percen-

tualmente igual da capacidade de carga. Assim, como os repulsos são proporcionais à capacidade de carga, eles variam menos que as negas durante a recravação refletindo, portanto, aumentos menores de R_u.

V.8 - PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Como procedimento final das investigações relativas às condições do estaqueamento realizado, procedeu-se à execução de três provas de carga estática nas estacas piloto da obra da PQU.

Os ensaios - designados por PC1, PC2 e PC3, executados nas estacas E14, E21 e E332, respectivamente - foram realizadas pela firma ENGESOLOS - Engenharia de Solos e Fundações S. A., de acordo com as especificações previstas nas normas brasileiras. As cargas foram transmitidas às estacas, em acréscimos sucessivos de aproximadamente 20% da carga de trabalho pretendida para as mesmas, através de macaco hidráulico atuando contra um sistema de reação de acordo com o esquema geral de montagem indicado na figura (V.48-a).

A locação dos ensaios no plano da obra consta das figuras (V.48-b) e (V.48-c). As provas PC1 e PC2 foram executadas a 3,20m da sondagem SP2, ao passo que a sondagem de reconhecimento mais próxima ao local da execução do ensaio PC3 é a SP9, a cerca de 11,40m de distância.

Os resultados das provas de carga são apresentados na figura (V.49) e os correspondentes diagramas de carga e recalque versus tempo são mostrados nas figuras (V.50), (V.51) e (V.52), incluindo-se nestes registros os dados relativos aos estágios de descarregamento. A tabela (V.24) sumariza os resultados gerais obtidos.

ESTACA	CARGA DE TESTE (tf)	DURAÇÃO DO ENSAIO (h)	RECALQUE MÁXIMO (mm)	RECALQUE RESIDUAL (mm)
E332 - Ø26	60	28,6	10,01	1,71
E14 - Ø33	90	41,6	14,90	3,18
E21 - Ø38	112,5	44,2	14,16	3,17

Tabela V.24 - Dados gerais dos ensaios de carga estática.

Analisando os resultados, constata-se de imediato a impossibilidade de uma caracterização formal da carga de ruptura para as estacas analisadas, definida em termos de uma evolução contínua de recalques sob pouco ou nenhum acréscimo de carga (critério 1 da tabela IV.6). Os recalques mantêm-se estabilizados e não há, ainda, uma tendência manifestada de verticalização das curvas carga - recalque, a não ser, talvez, no caso do ensaio PC2.

Também por outros critérios, não é possível caracterizar uma condição de ruptura do ensaio. Impõe-se, portanto, a necessidade de extrapolação da curva carga-recalque. Neste sentido, os métodos propostos por VAN DER VEEN (1953) e MAZURKIEWICZ (1972) que, a rigor, são equivalentes (MASSAD, 1986), são amplamente difundidos na prática.

No presente trabalho, adotaram-se os procedimentos recomendados por VAN DER VEEN, mediante duas alternativas:

(i) Alternativa "A": em função do posicionamento do trecho inicial da curva carga-recalque medida na prova de carga em relação às curvas previstas (limites e mais provável), estabelecidas como exposto anteriormente (ítem V.5.4), procedeu-se à extrapolação da curva de ensaio. Em outras palavras, a projeção dos resultados medidos foi feita com base no comportamento dos mesmos em relação aos valores previstos, para o trecho inicial da curva carga-recalque. A sistemática de cálculo é apresentada no exemplo dado no anexo IV;

(ii) Alternativa "B": extrapolação dos resultados do ensaio com base na aplicação da expressão básica de VAN DER VEEN modificada por AOKI (relação III.21).

As curvas carga-recalque obtidas através destas metodologias são apresentadas nas figuras (V.53), (V.54) e (V.55). As cargas de ruptura previstas são aquelas indicadas nos respectivos diagramas.

Outros critérios foram também aplicados aos resultados destas projeções, visando abranger conceituações distintas da carga de ruptura do sistema estaca-solo. Estes critérios in

terpretam a "ruptura" da estaca através da forma da curva ou mediante a definição de um recalque máximo. Dos processos aplicados, apenas os da NBR 6122 e de AKINMUSURU (ver referência bibliográfica) não estão apresentados no já clássico trabalho de FELLENIUS (1980). Os demais (DAVISSON, FULLER & HOY, BUTLER & HOY, BRINCH HANSEN - critério de 80%, CHIN, MAZURKIEWICZ e VAN DER VEEN) são descritos resumidamente por aquele autor. As aplicaçõesdestes métodos às provas de carga PC1, PC2 e PC3 foram, então, estabelecidas e os resultados destas análises são resumidos na tabela (V.25). Para as estacas E21 e E332,uma vez que as curvas carga-recalque resultantes da aplicação das alternativas A e B mostraram-se razoavelmente concordantes, a utilização de alguns dos métodos citados limitou-se apenas à primeira delas.

CRITÉRIO	CARGA DE RUPTURA (tf)		
	E14-Ø33	E21-Ø38	E332-Ø26
1) DAVISSON (1972)	108 - 115	150 - 154	90 - 93
2) NBR 6122 (1978)	116 - 128	162 - 167	92 - 96
3) FULLER & HOY (1970)	119 - 146	171 - 177	90,5 - 94
4) BUTLER & HOY (1977)	105 - 124	151 - 157	81 - 84
5) BRINCH HANSEN 80% (1963)	131 - 168	165	103
6) CHIN (1970, 1971)	146 - 198	210	116
7) MAZURKIEWICZ (1972)	130 - 162	182	101
8) AKINMUSURU (1982)	130 - 163	181	100
9) VAN DER VEEN "A" (1953)	129,7	181,3	101
10) VAN DER VEEN "B"	161,3	189,5	103,5

Tabela V.25 - Previsão das cargas de ruptura para as estacas-piloto da obra da PQU segundo diferentes métodos.

A análise dos valores da tabela (V.25) permite as seguintes conclusões:

(i) os maiores valores de cargas de ruptura são dados pelo método de CHIN;

(ii) os menores valores de cargas de ruptura resultam da aplicação dos métodos de DAVISSON e BUTLER & HOY;

(iii) valores intermediários, relativamente concordantes, procedem da aplicação dos métodos da NBR 6122, FULLER & HOY e BRINCH HANSEN, ao passo que os métodos de MAZURKIEWICZ, AKINMUSURU e VAN DER VEEN tenderam a dar resultados essencialmente iguais.

Fixando-se o escopo da análise nos dados da alternativa "A", verifica-se que, à exceção dos métodos de DAVISSON e BUTLER & HOY (a menos) e CHIN (a mais), os demais fornecem valores de carga de ruptura com desvios em relação à média entre 3% e 6%, sensivelmente em torno de 5%. Tomando-se o valor médio dos seis métodos restantes (além das três exceções citadas, o valor do VAN DER VEEN correspondente à alternativa "B", obtém-se cargas de ruptura de 126 tf, 174 tf e 98 tf para as estacas E14, E21 e E332, respectivamente. Em relação à alternativa "B", os métodos da NBR 6122 e BRINCH HANSEN tenderam também a apresentar variações percentuais maiores que o desvio básico de 5%. Nesta hipótese, um valor médio para a carga de ruptura da estaca E14 seria da ordem de 155 tf, maior, portanto, que qualquer resultado obtido de acordo com a primeira proposição. Em relação às estacas E21 e E332, estes valores corresponderiam, basicamente, àqueles previstos pela primeira alternativa.

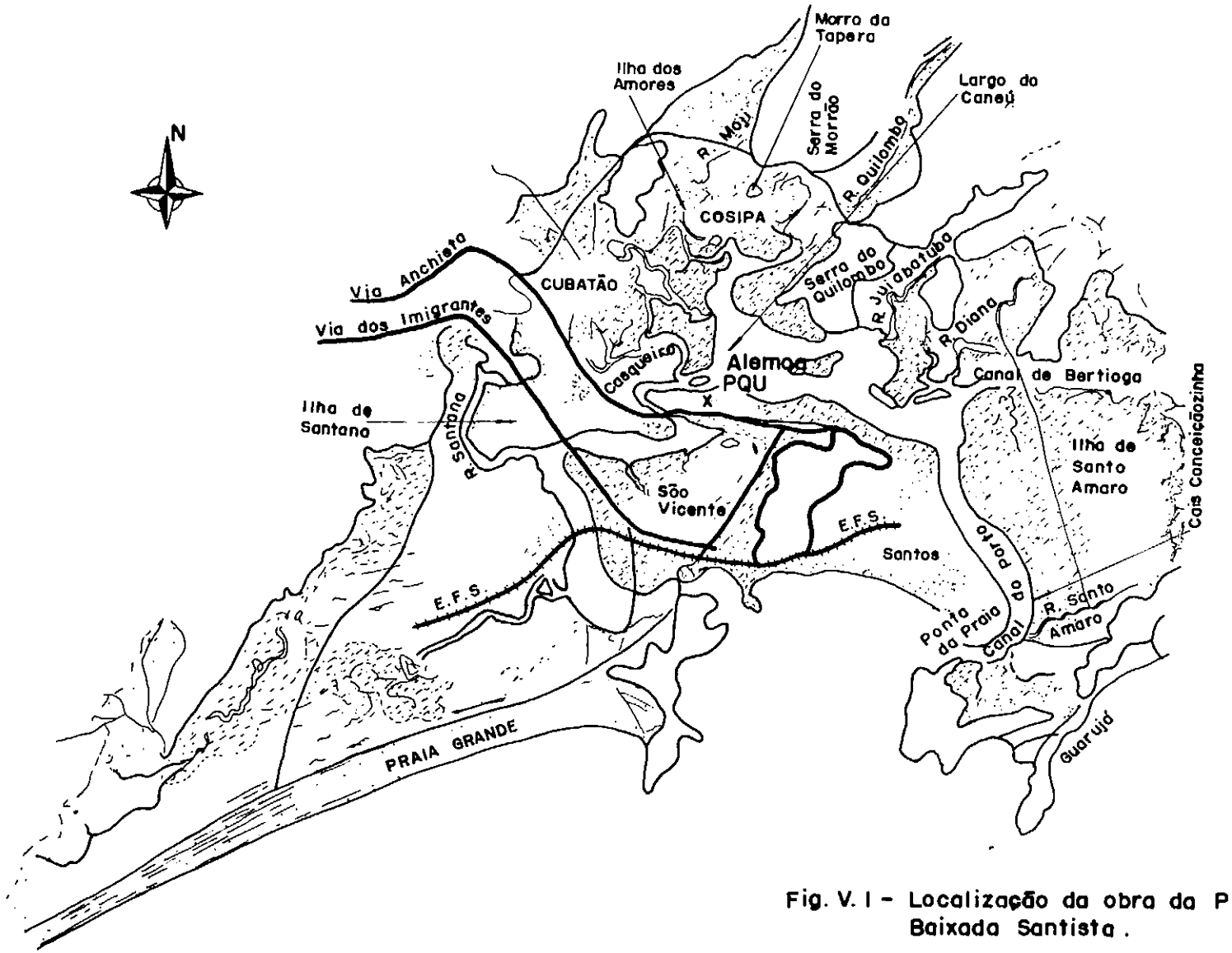


Fig. V. I - Localização da obra da PQU na região da Baixada Santista.

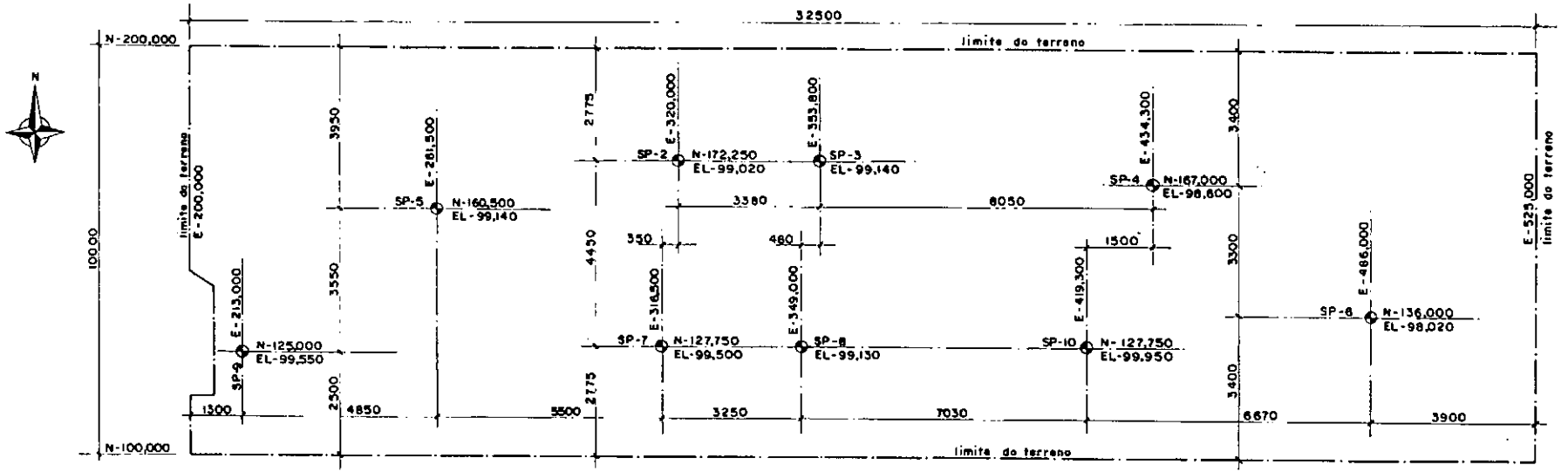


Fig. V.2 - Esquema de locação das sondagens à percussão na área de implantação do TMS.

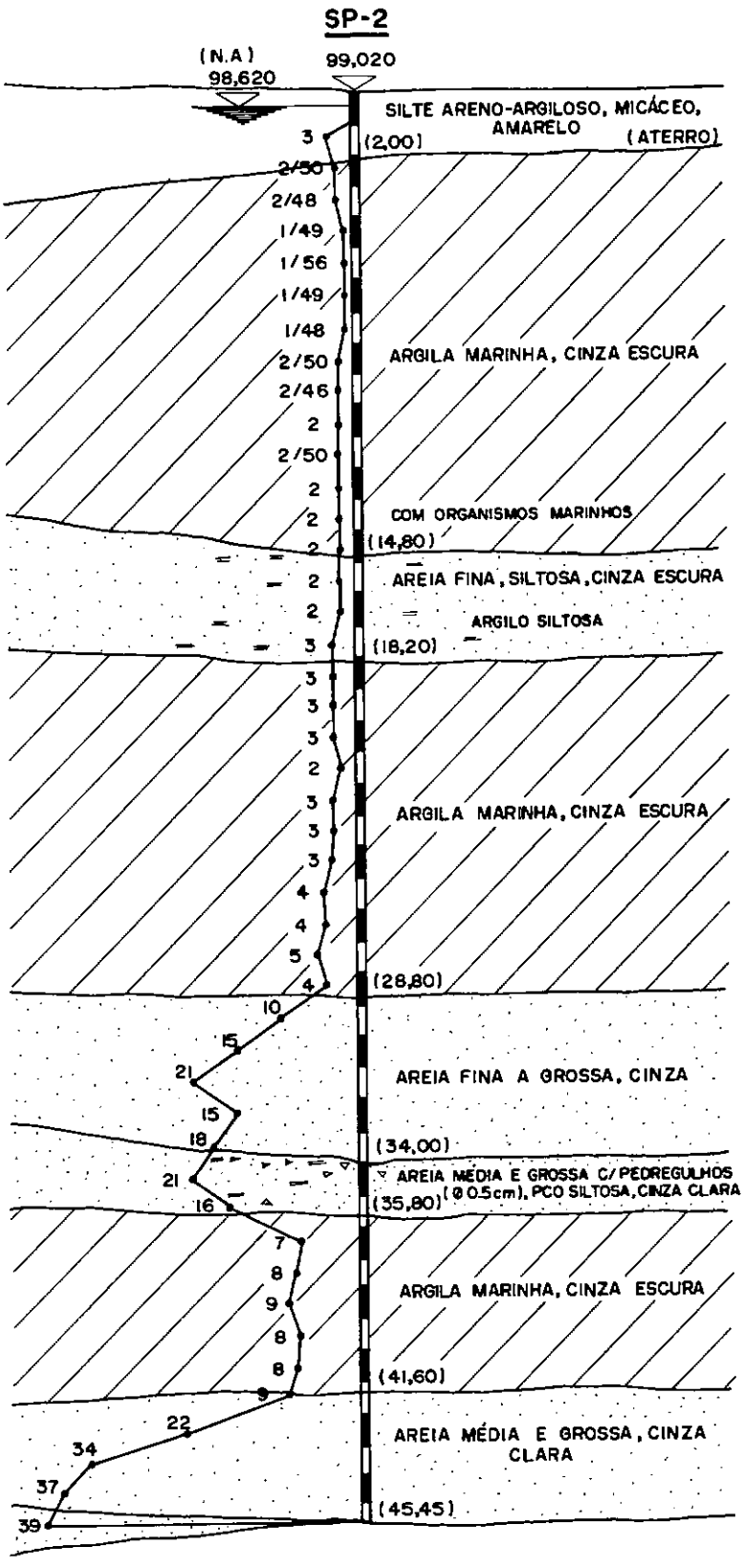


Fig. V 3 - Perfis geológico e geotécnico de reconhecimento do subsolo local, dado pela sondagem SP-2 .

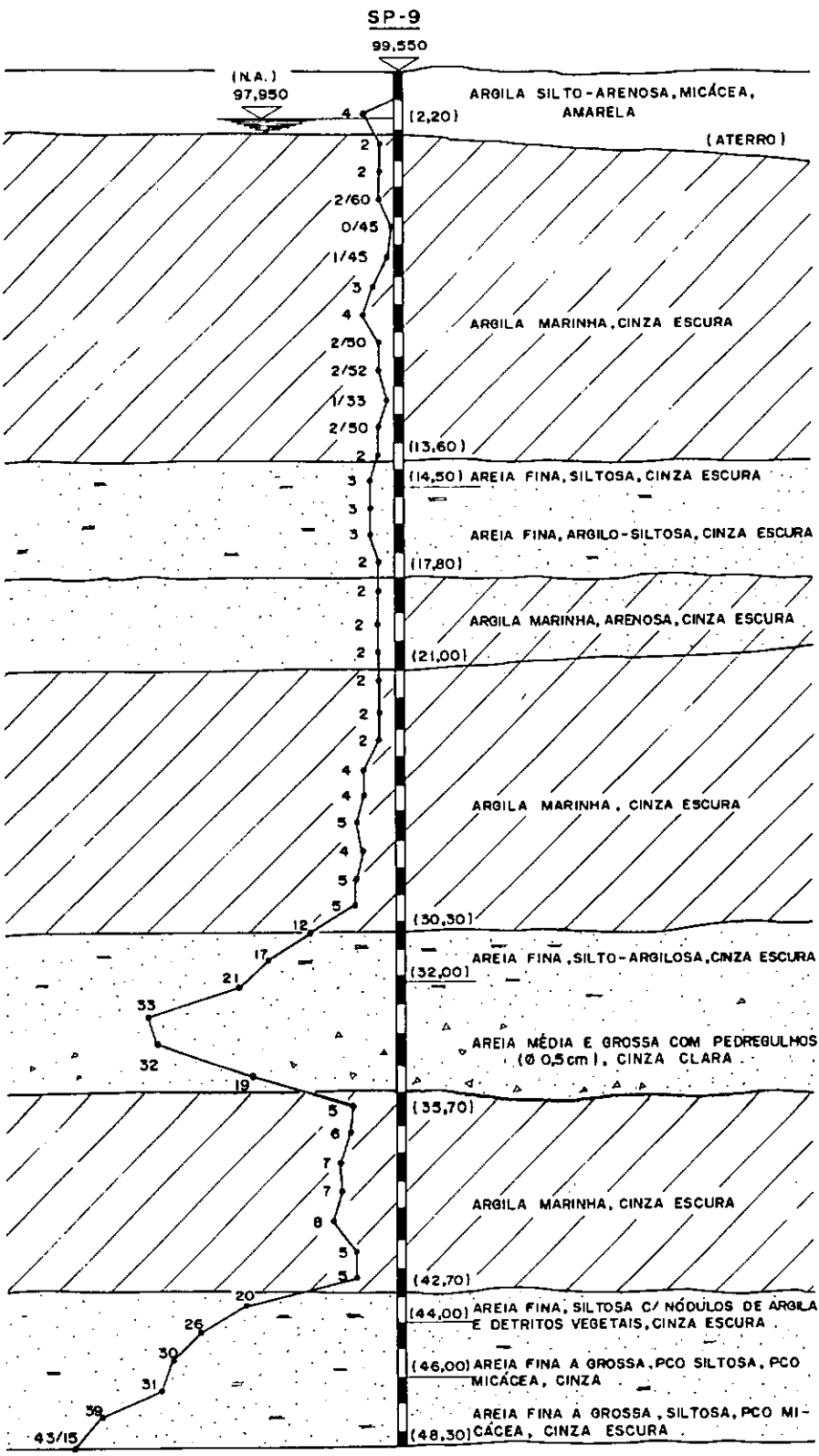


Fig. V4 - Perfis geológico e geotécnico de reconhecimento do subsolo local, dado pela sondagem SP-9.

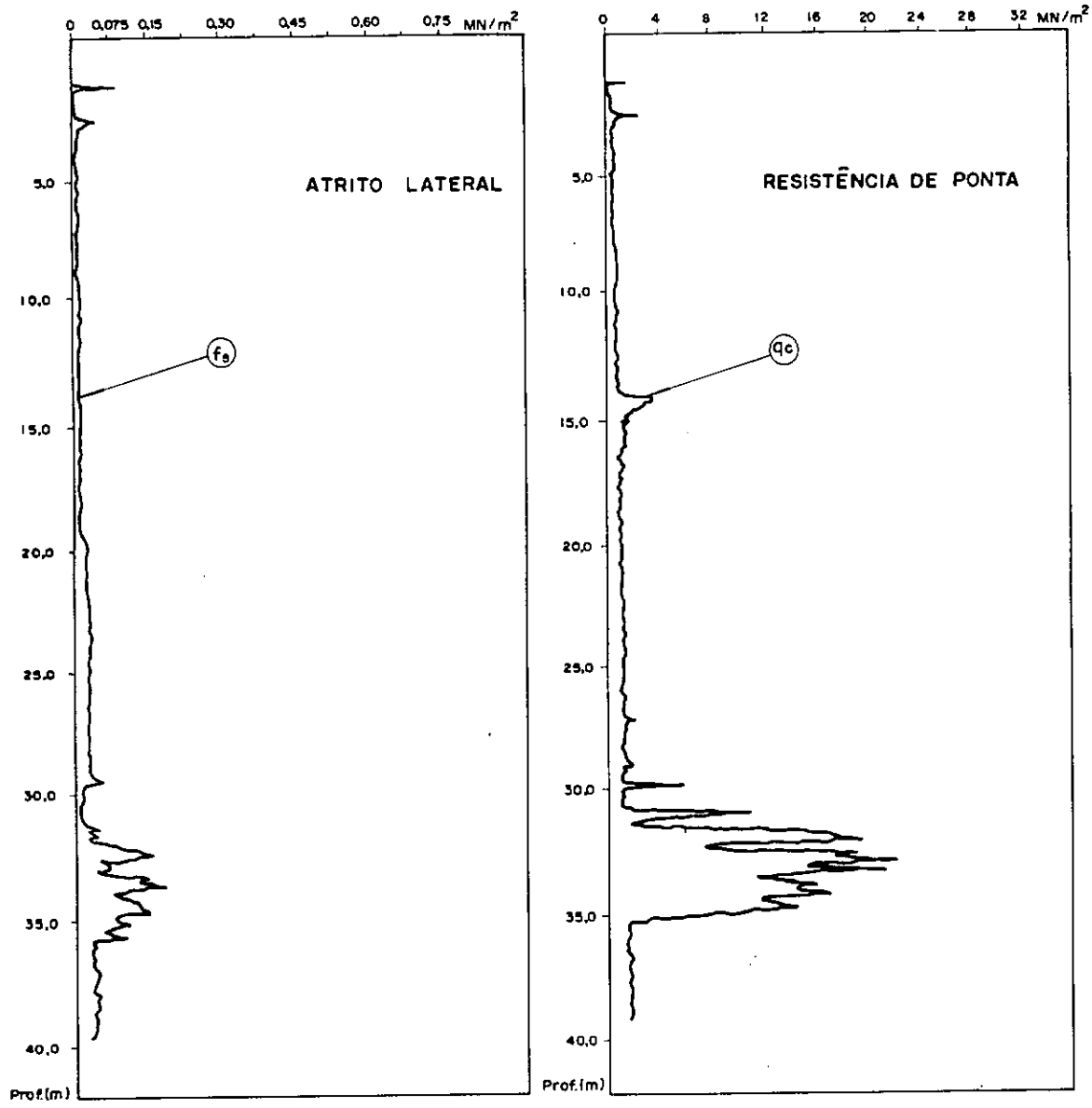


Fig. V.5 – Resultados dos ensaios de penetração contínua na obra da PQU .

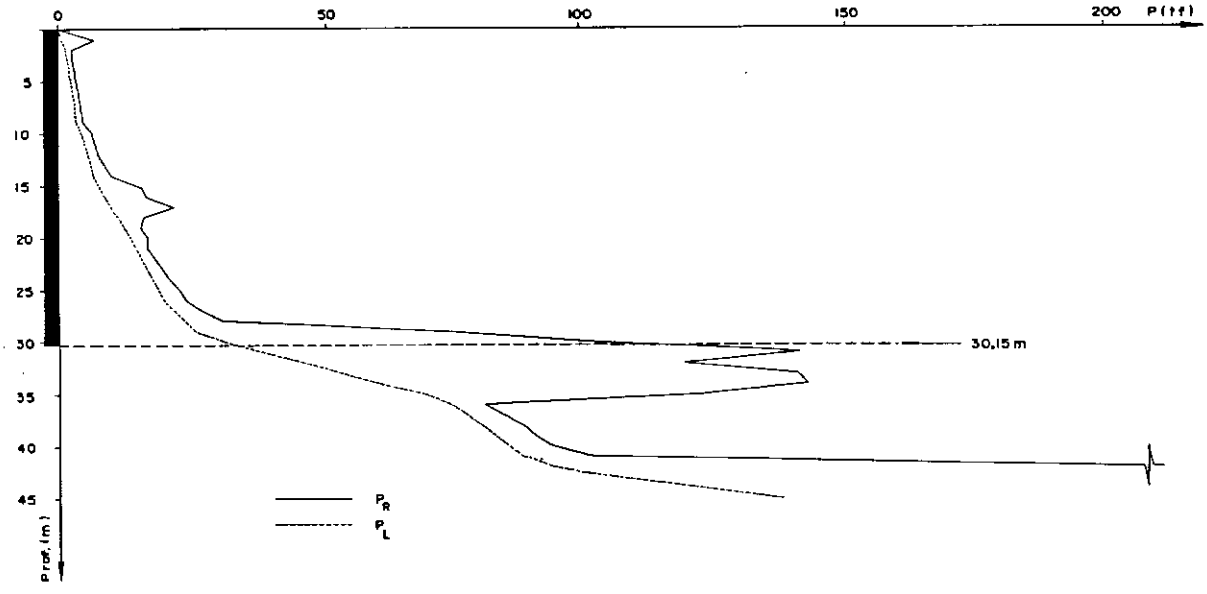


Fig. V.6 – Diagrama de distribuição da resistência lateral e capacidade de carga para a estaca E14 - Ø 33 .

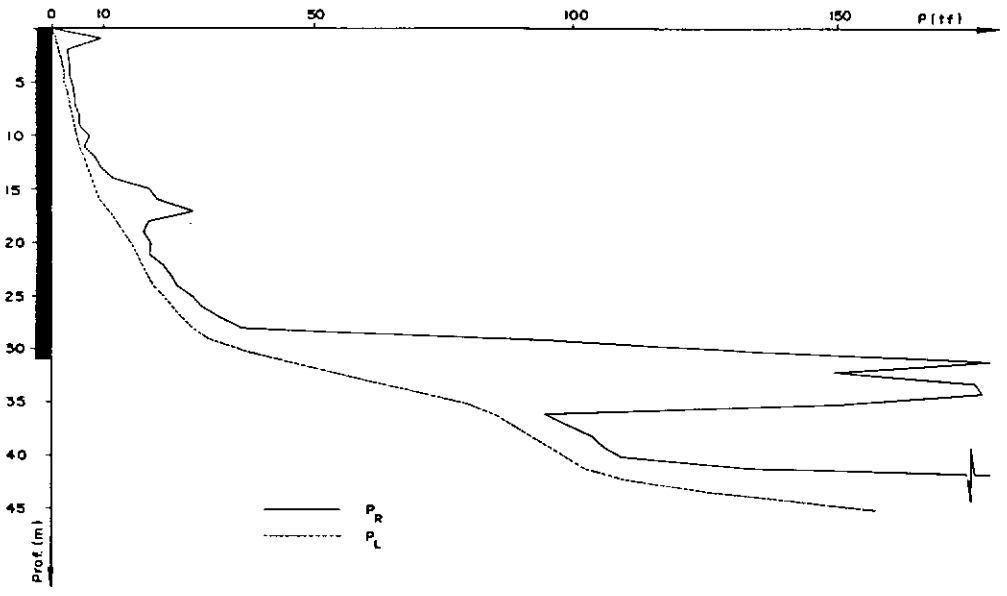


Fig. V.7 - Diagrama de distribuição da resistência lateral e capacidade de carga para a estaca E21 - Ø38.

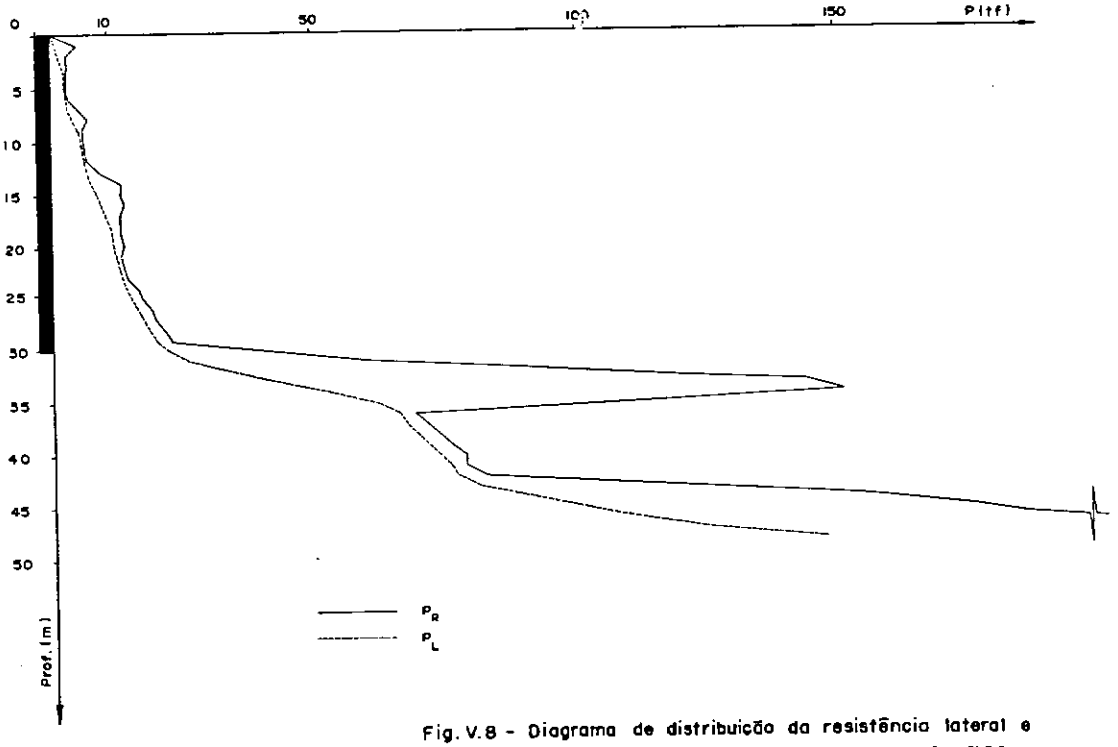
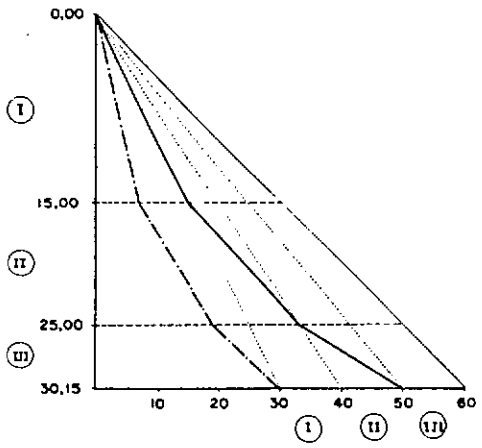
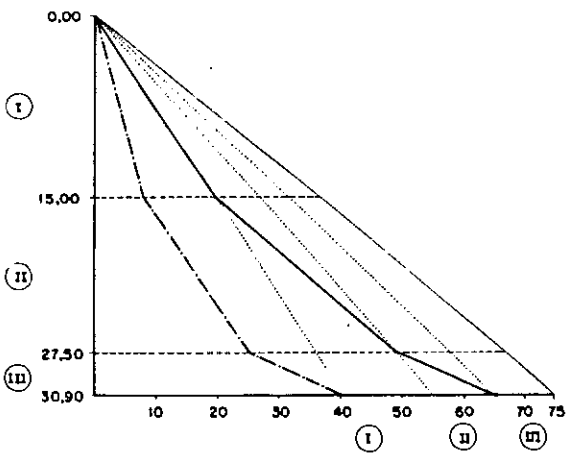


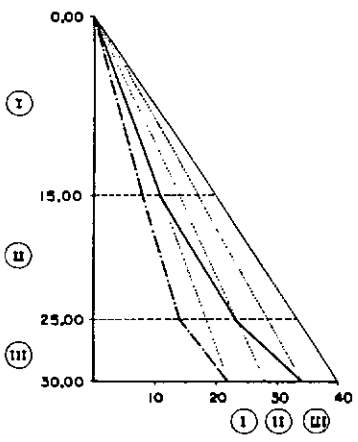
Fig. V.8 - Diagrama de distribuição da resistência lateral e capacidade de carga para a estaca E332 - Ø26.



(a)



(b)



(c)

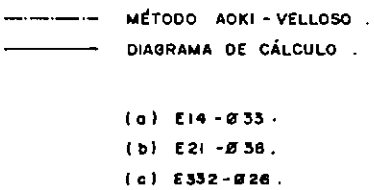


Fig. V. 9 - Diagramas de atrito lateral ajustados para previsão do comportamento carga - recalque para as estacas piloto da PQU .

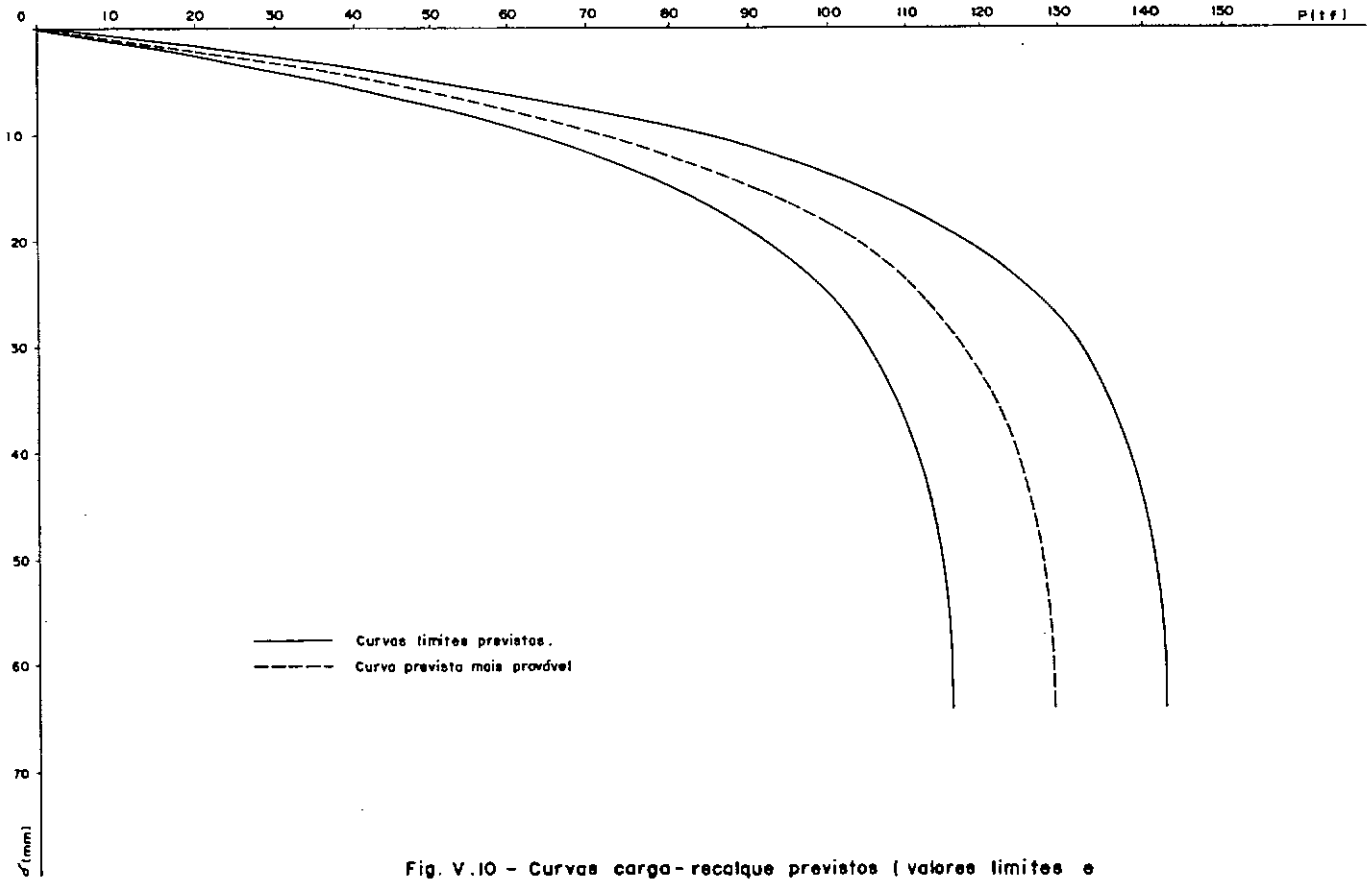


Fig. V.10 - Curvas carga-recalque previstos (valores limites e prováveis) para a estaca E14-Ø 33.

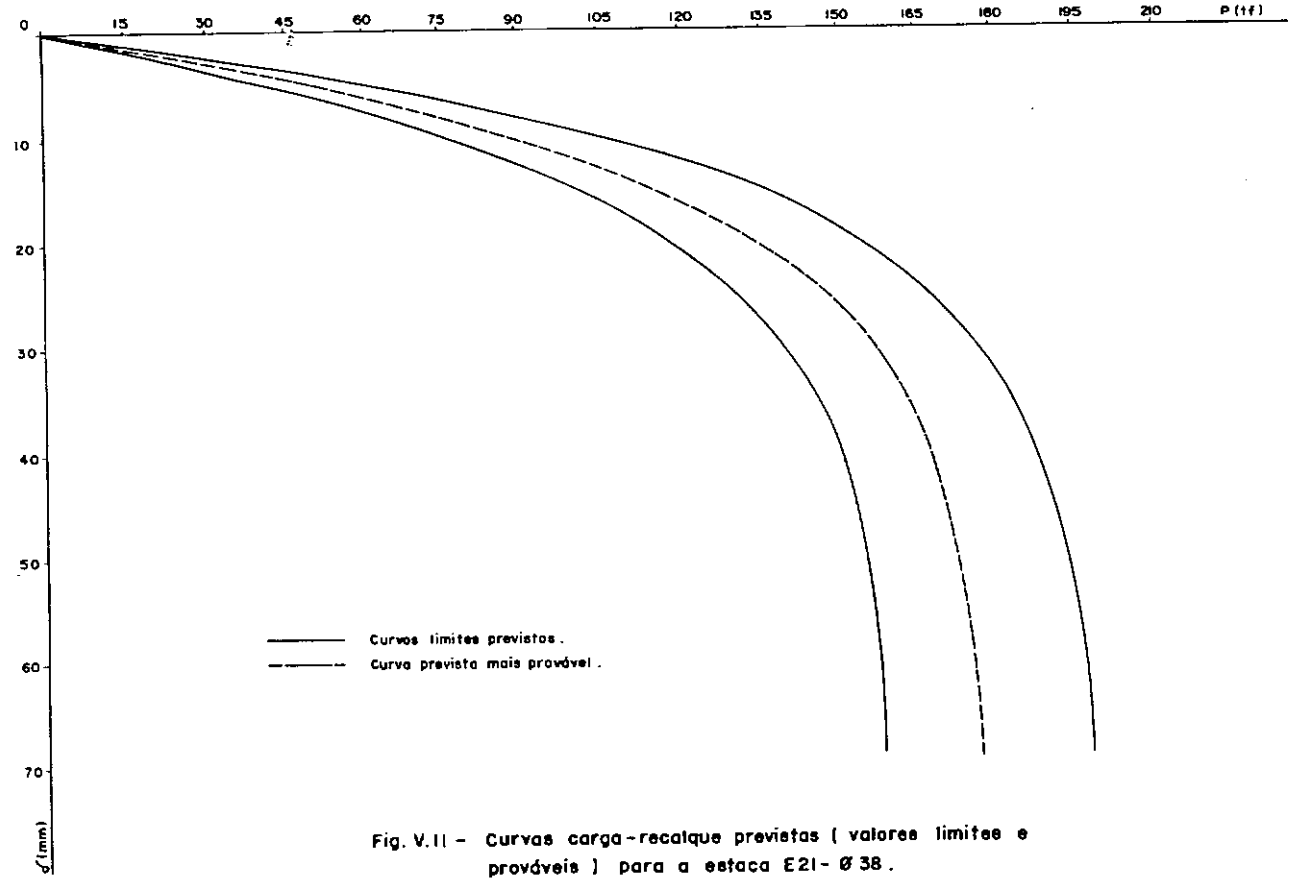


Fig. V.11 - Curvas carga-recalque previstas (valores limites e prováveis) para a estaca E21- Ø 38.

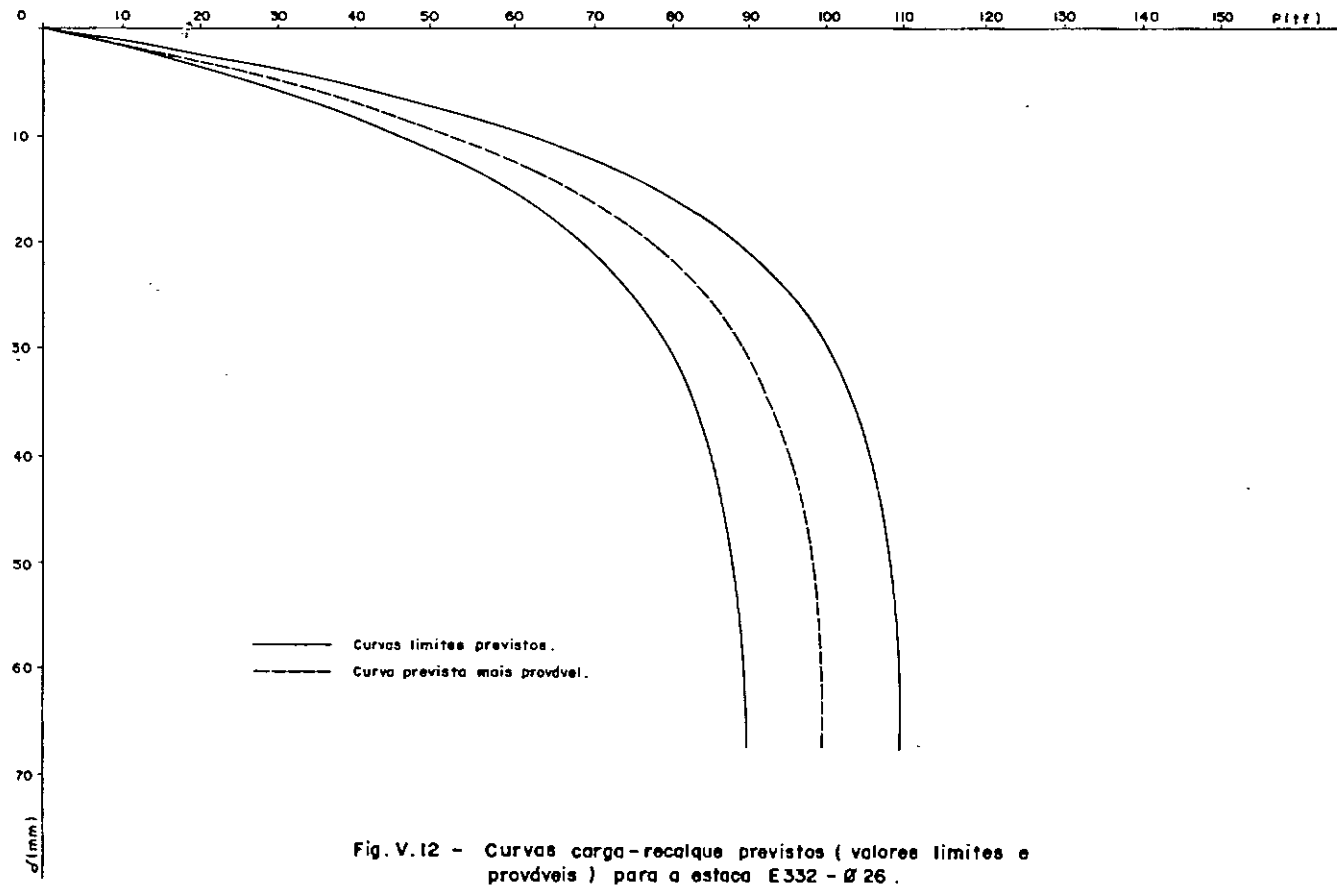


Fig. V.12 - Curvas carga-recalque previstos (valores limites e provdveis) para a estaca E332 - Ø 26 .

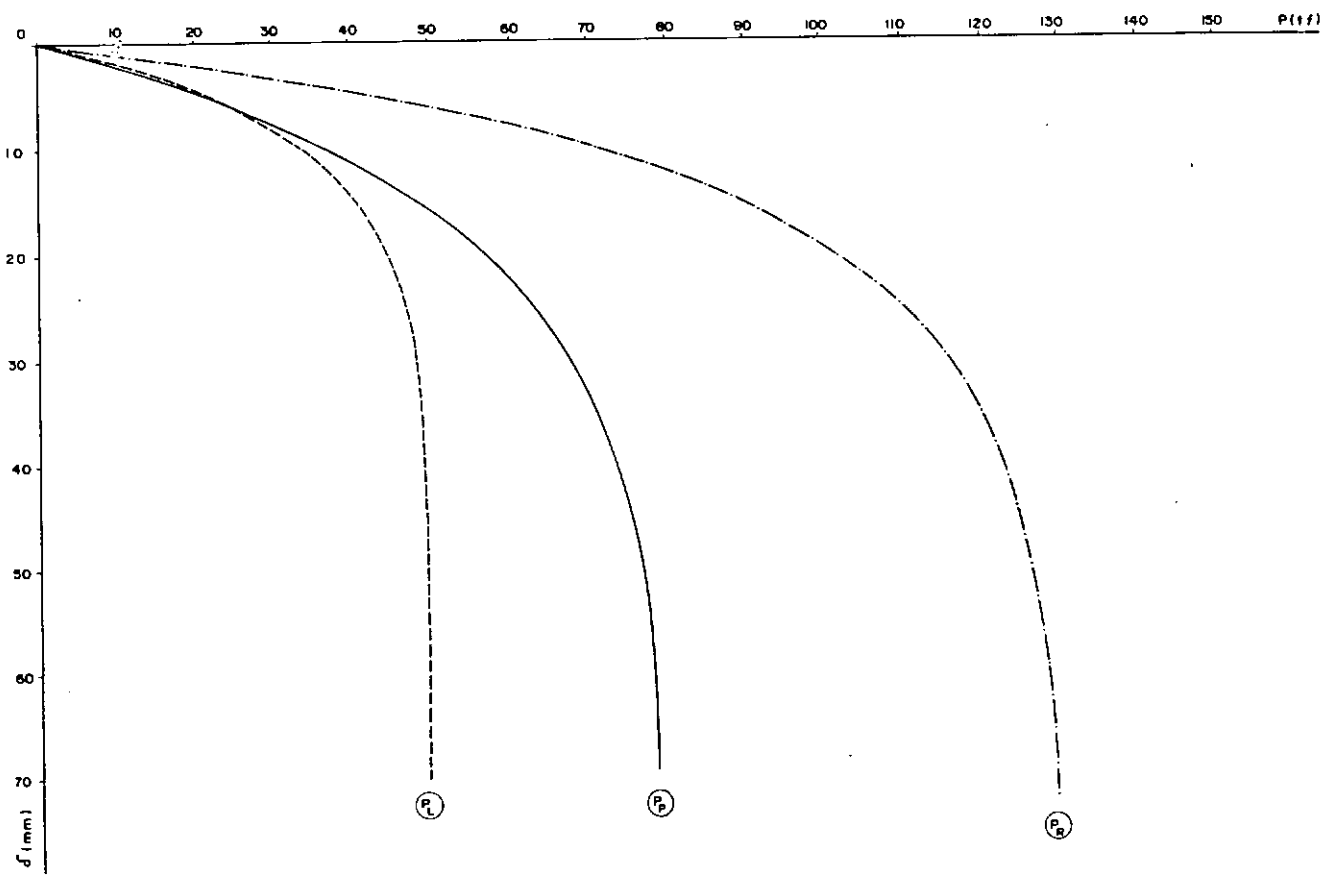


Fig. V.13 - Curvas carga - recalque previstos (resistência de ponta e de atrito lateral) para a estaca E14 - Ø 33 .

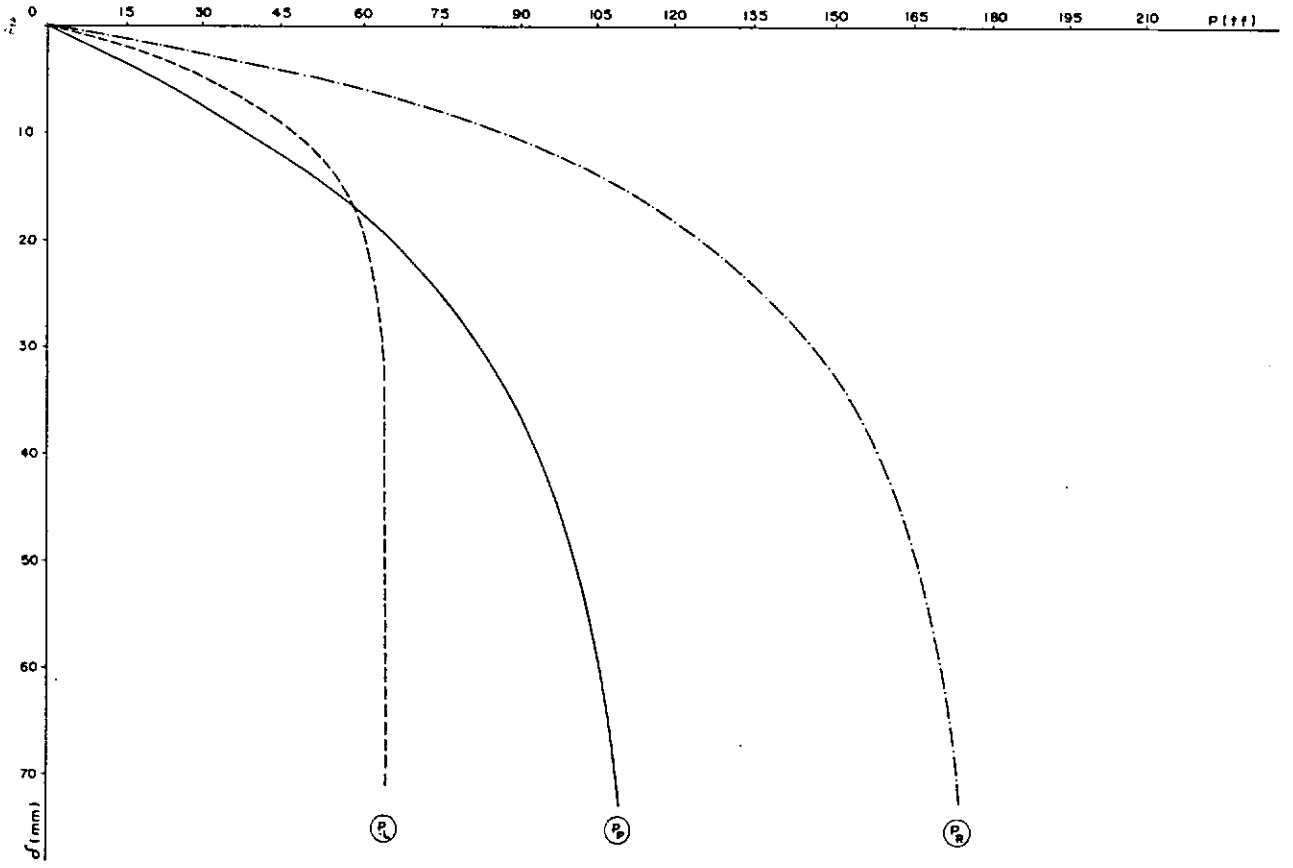


Fig. V.14 - Curvas carga - recalque previstos (resistência de ponta e de atrito lateral) para a estaca E 21 - Ø 38.

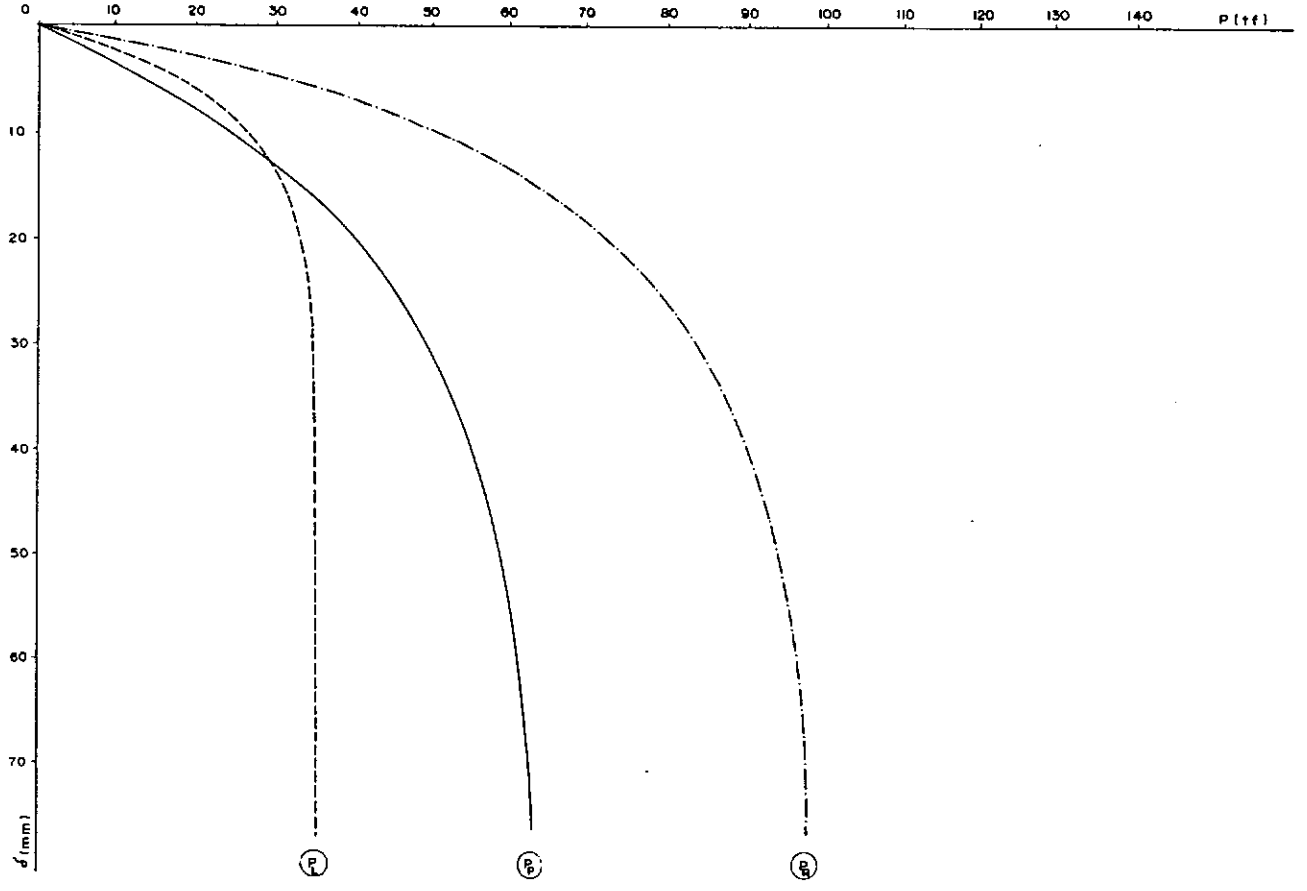


Fig. V.15 - Curvas carga - recalque previstos (resistência de ponta e de atrito lateral) para a estaca E 332 - Ø 26 .

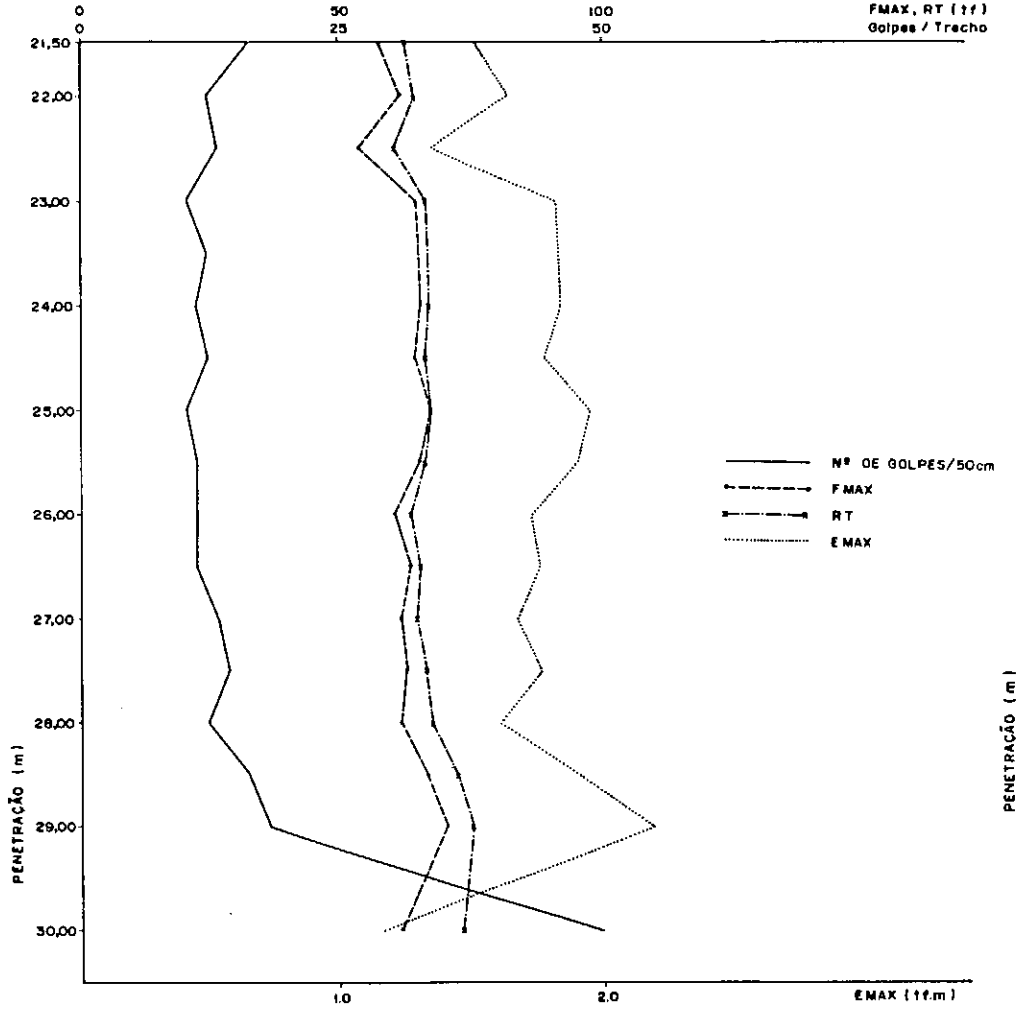


Fig. V.16 - Diagrama de cravação e registros do analisador PDA (E 332 - Ø 26).

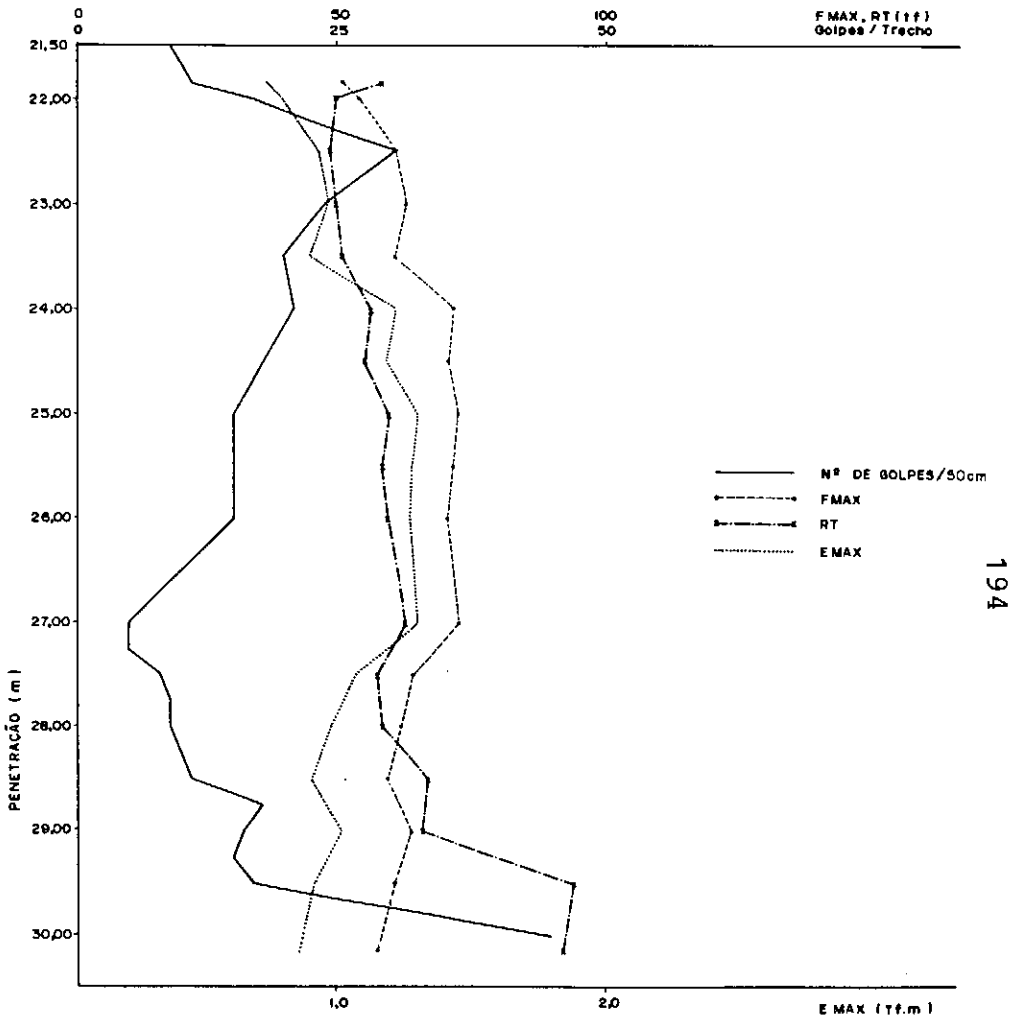


Fig. V.17 - Diagrama de cravação e registros do analisador PDA (E14 - Ø 33).

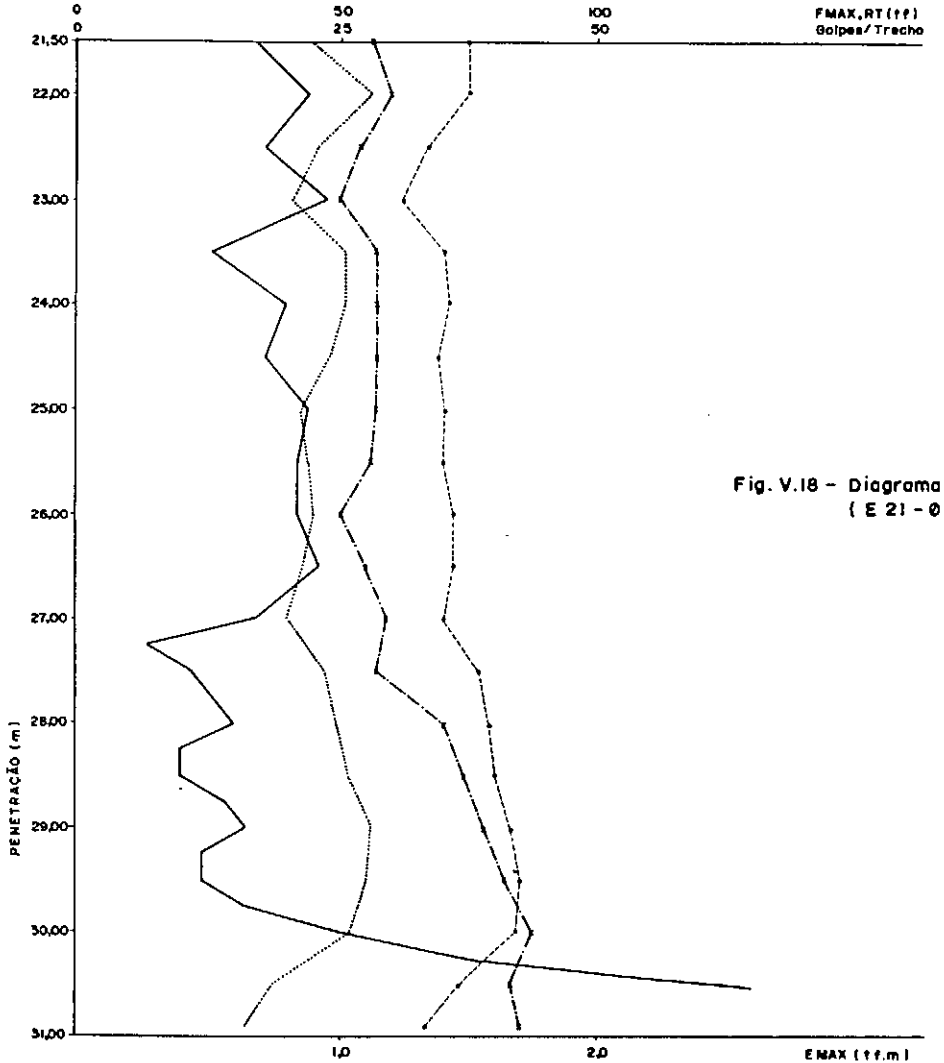


Fig. V.18 – Diagrama de cravação e registros do analisador PDA (E 21 – Ø 38).

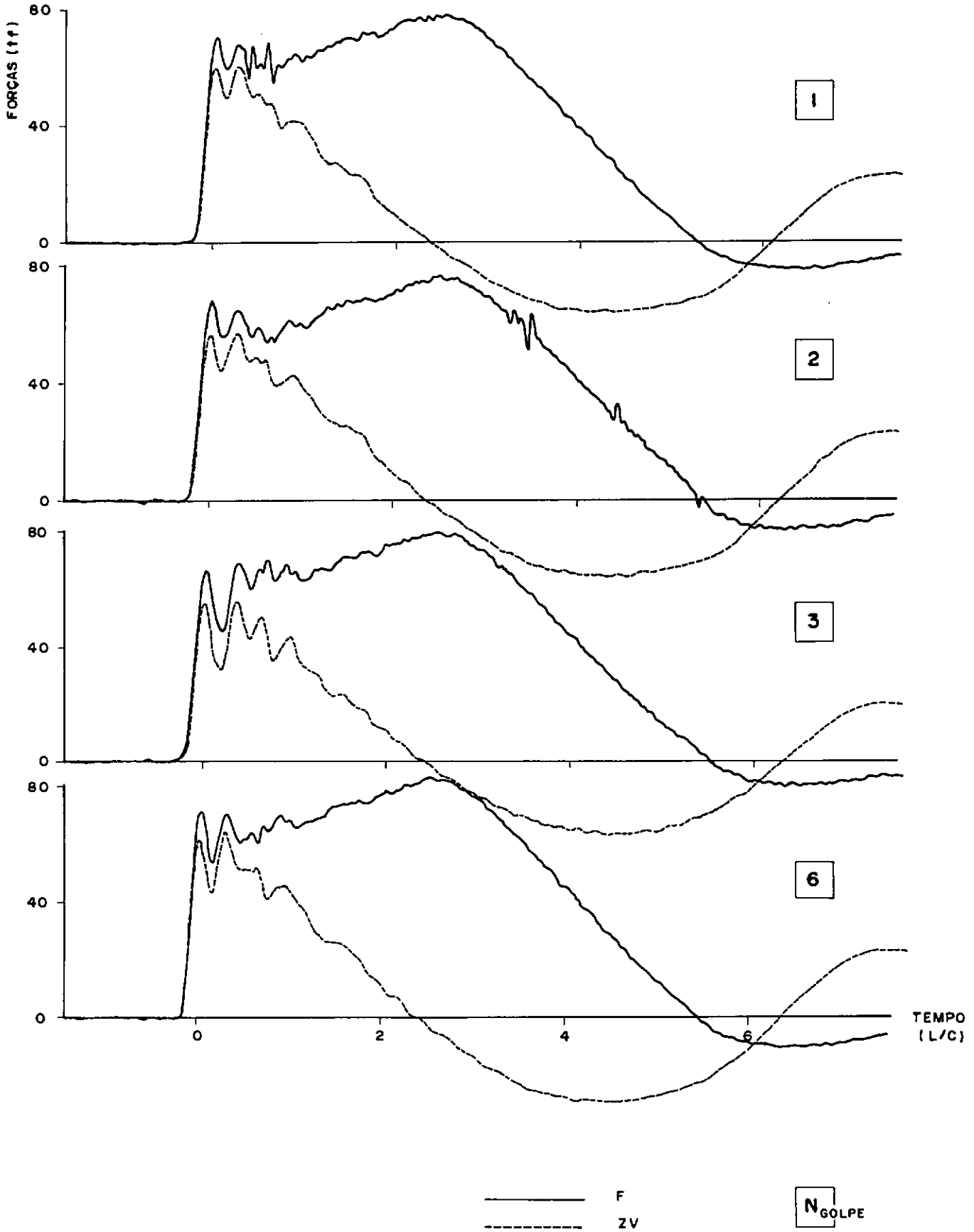


Fig. V.19 - Representação gráfica dos golpes digitalizados da recravação da estaca E332 .

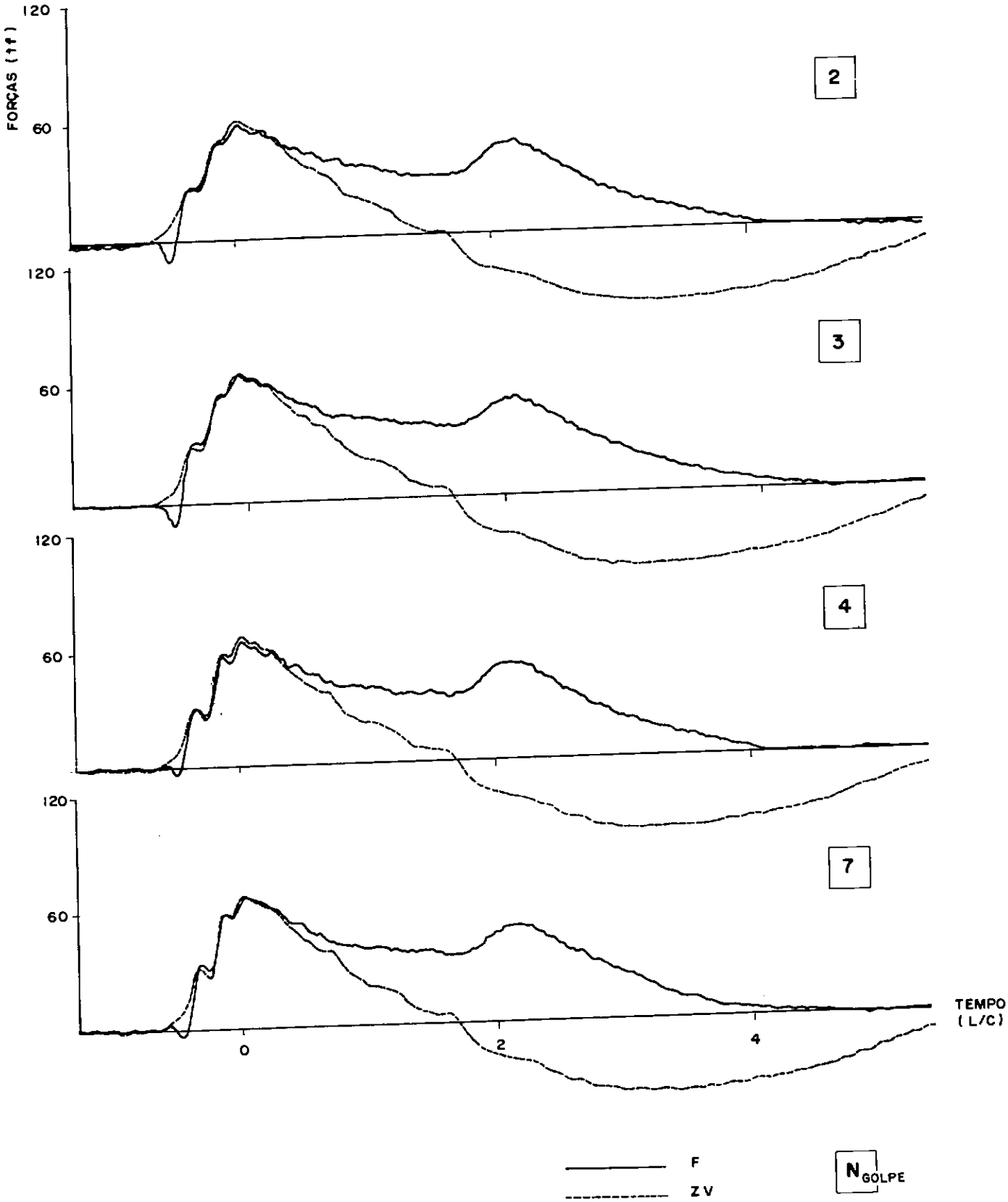


Fig. V.20 – Representação gráfica dos golpes digitalizados na cravação da estaca E14.

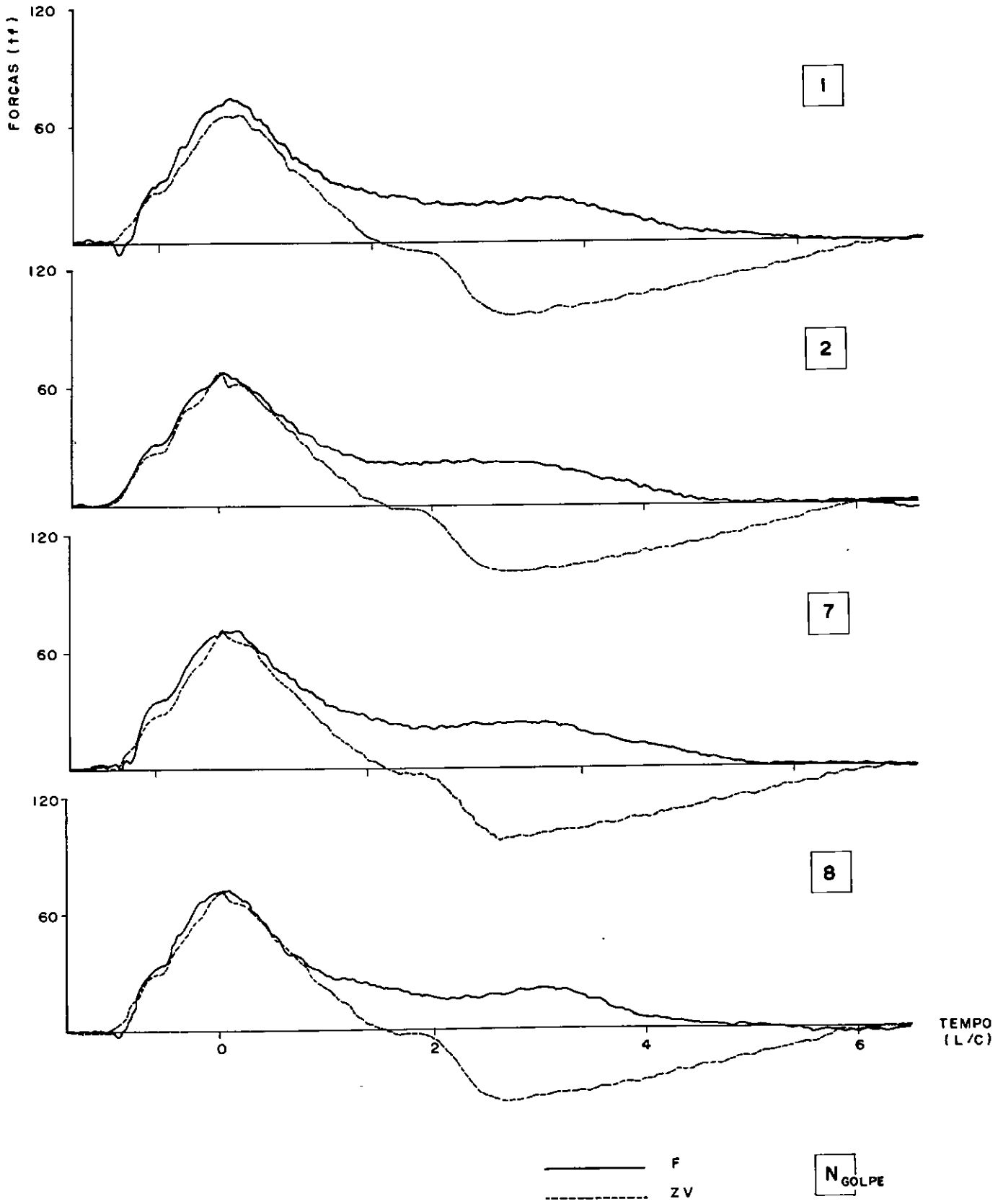


Fig. V.21 - Representação gráfica dos golpes digitalizados na cravação da estaca E21.

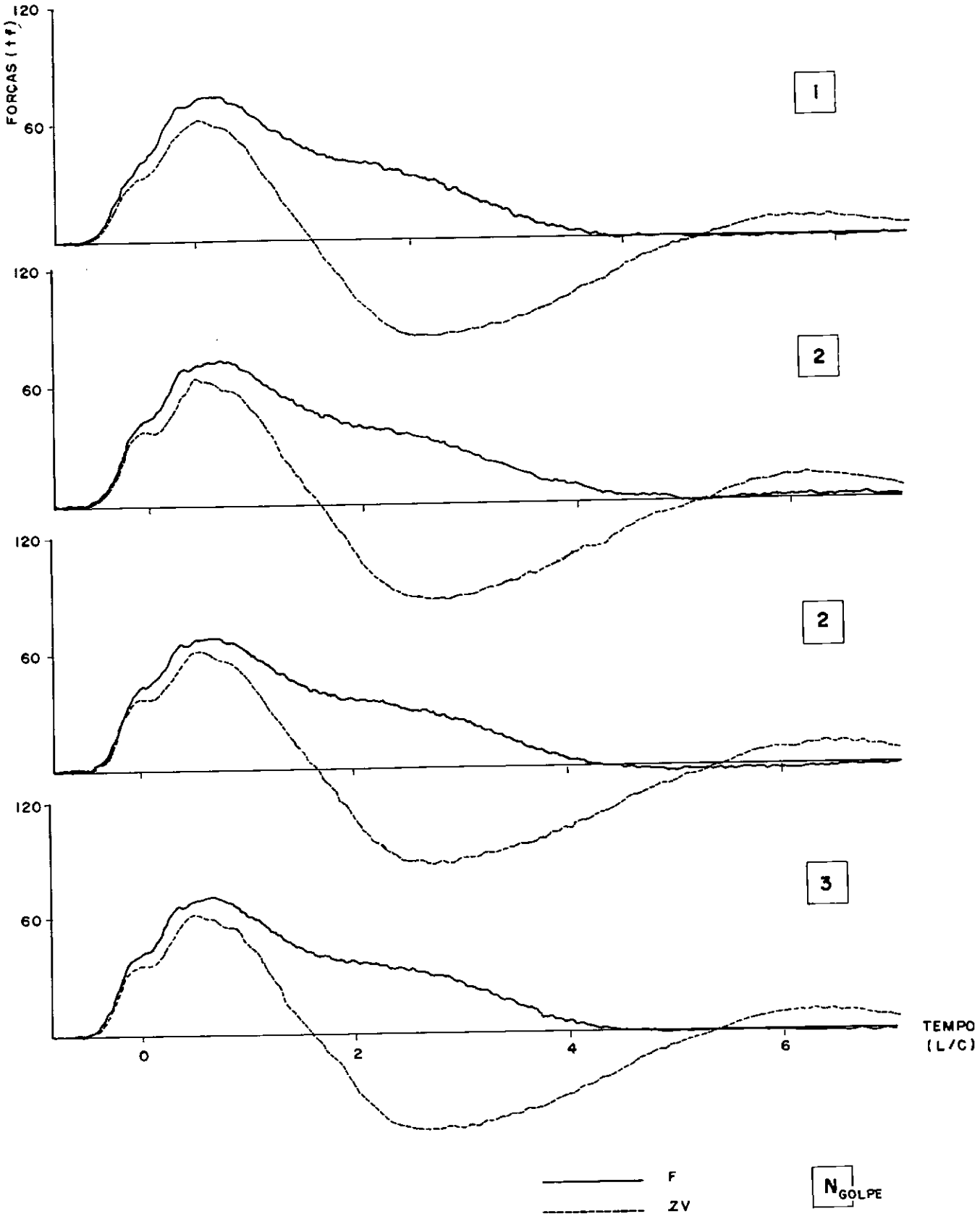


Fig. V. 22 - Representação gráfica dos golpes digitalizados na recravação da estaca E21 .

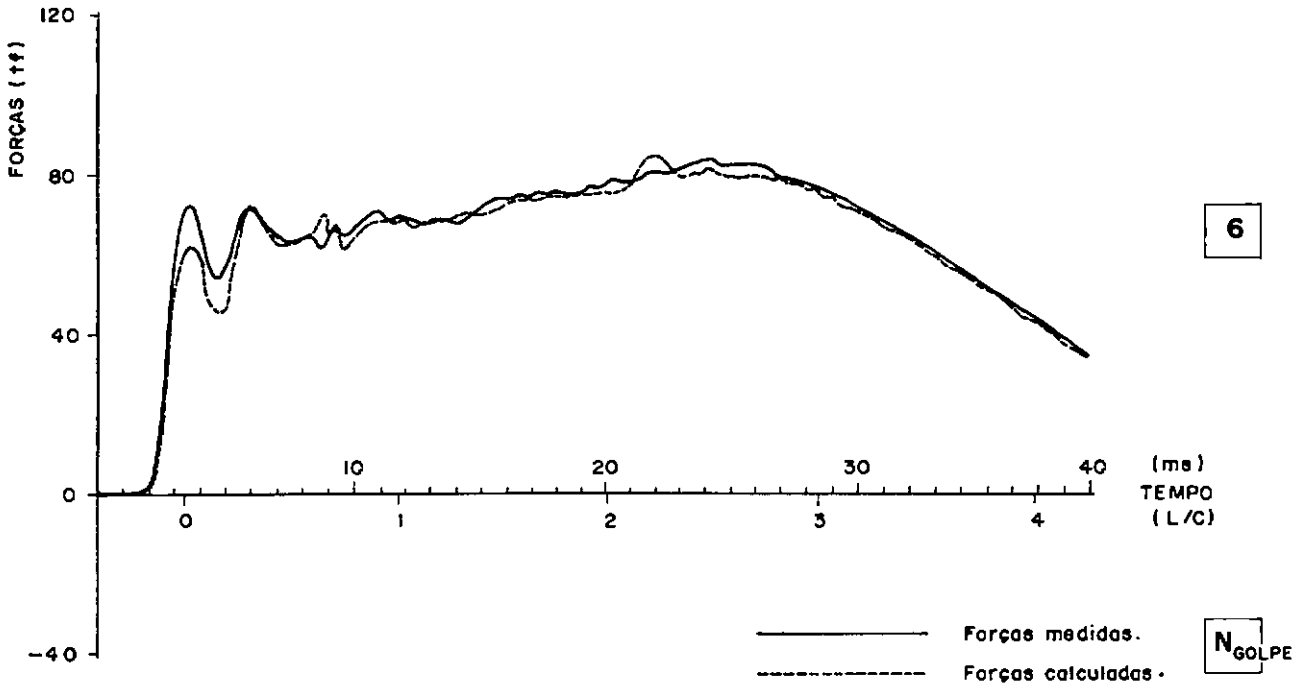


Fig. V.23 – Ajuste das curvas de forças medidas e calculadas pelo método CAPWAP (E332 – R2h).

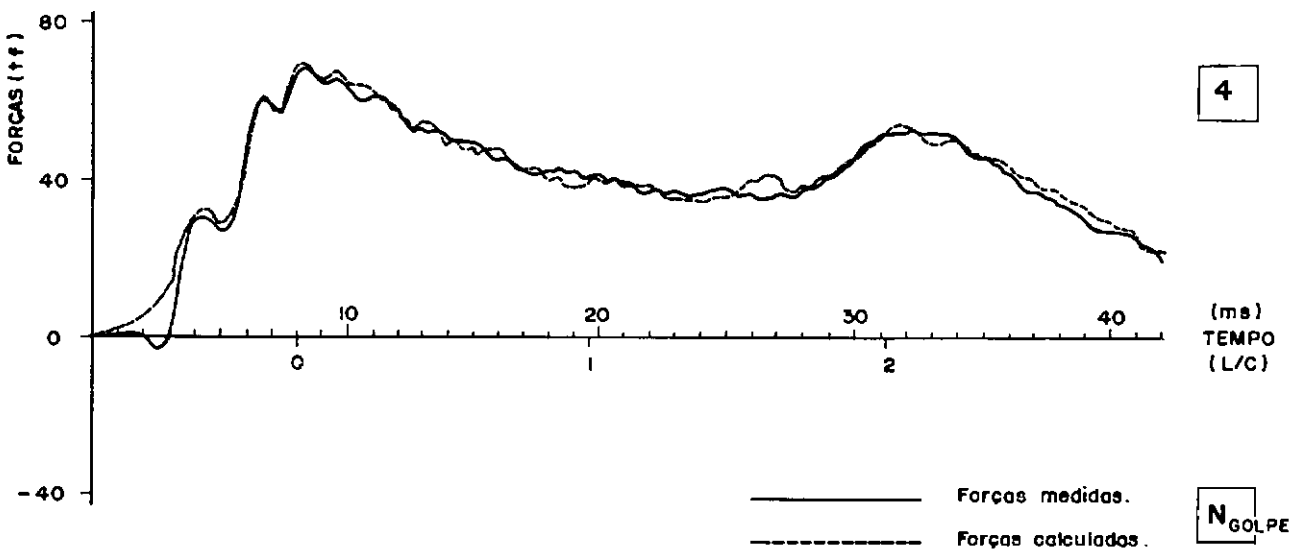


Fig. V.24 – Ajuste das curvas de forças medidas e calculadas pelo método CAPWAP (E14).

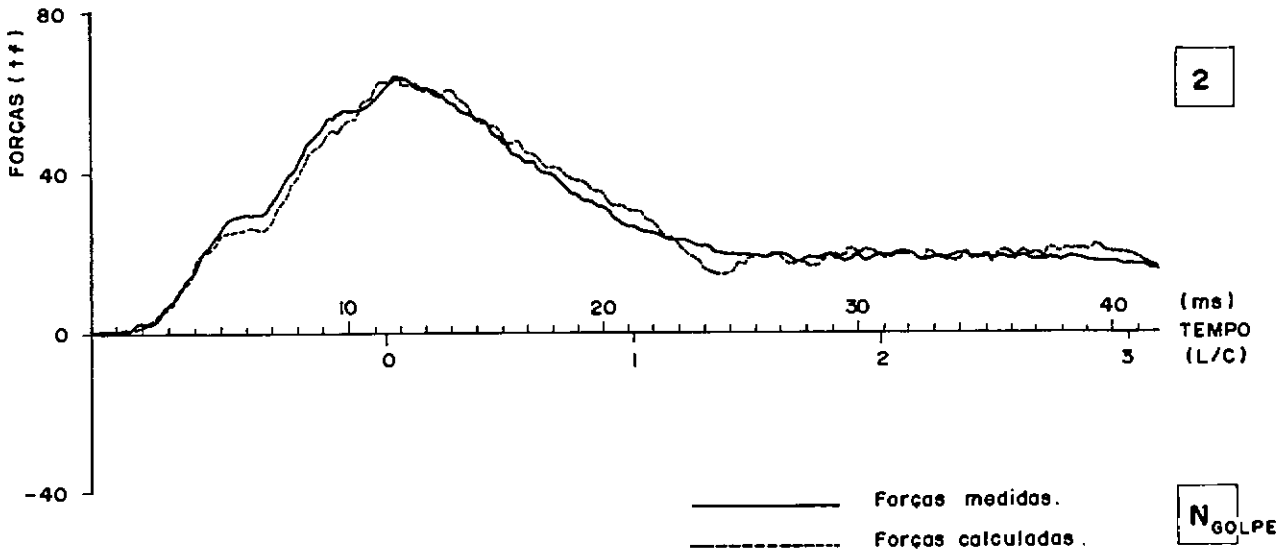


Fig.V.25 – Ajuste das curva de forças medidas e calculadas pelo método CAPWAP (E21).

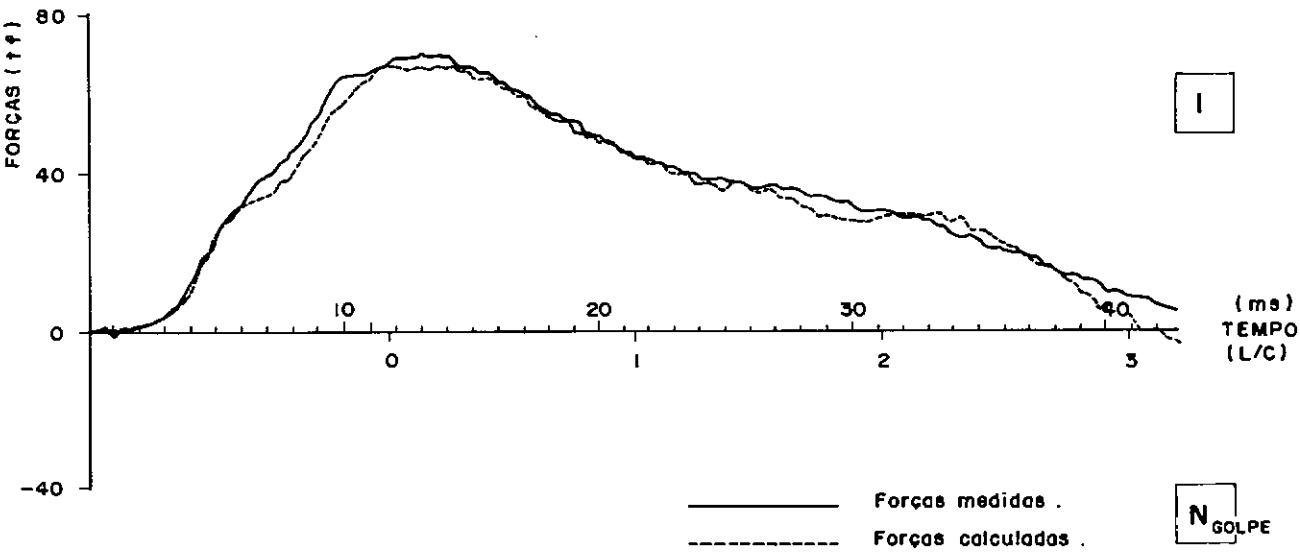


Fig. V.26 – Ajuste das curvas de forças medidas e calculadas pelo método CAPWAP (E21 – R22 h).

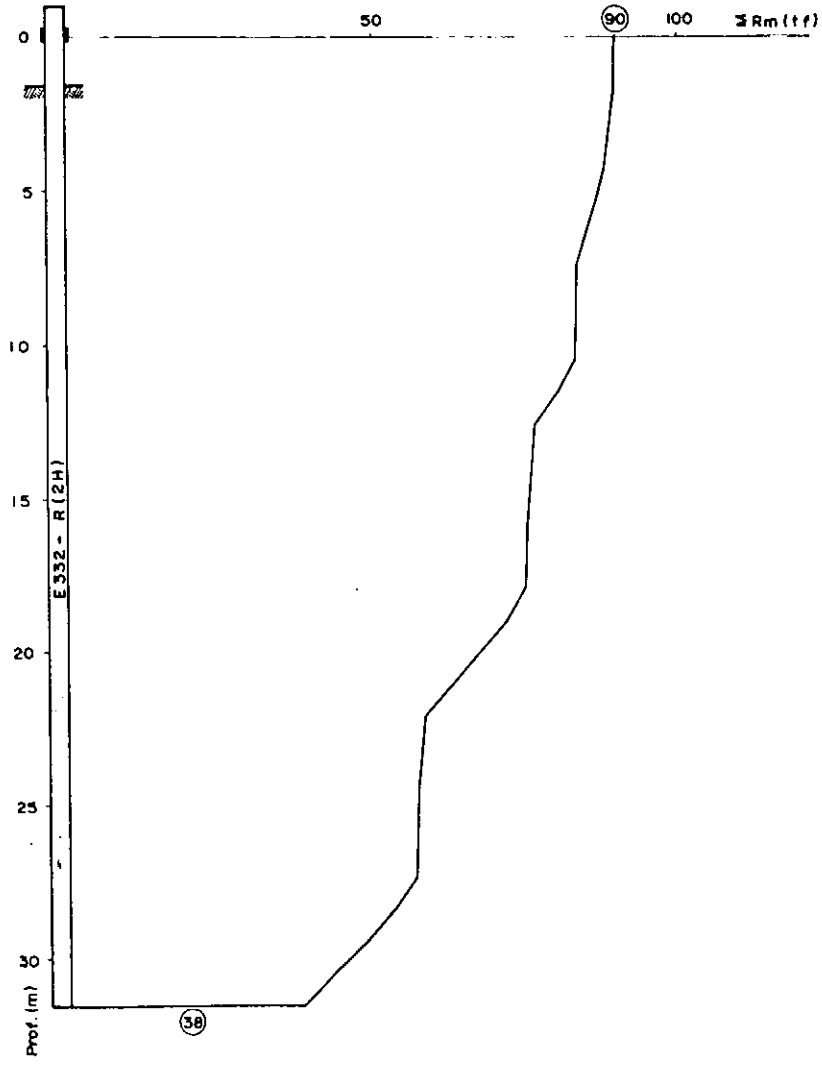


Fig. V.27 - Distribuição das resistências acumuladas na recravação da estaca E332 (análise CAPWAP).

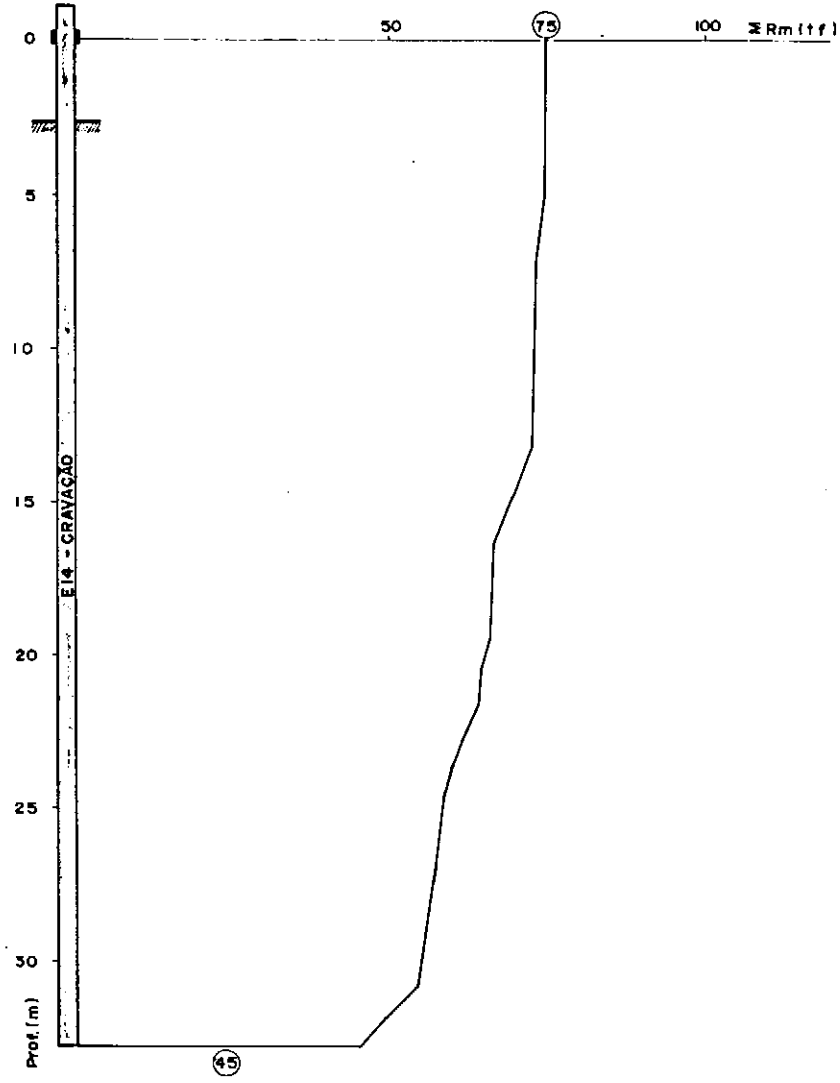


Fig. V.28 - Distribuição das resistências acumuladas na cravação da estaca E14 (análise CAPWAP).

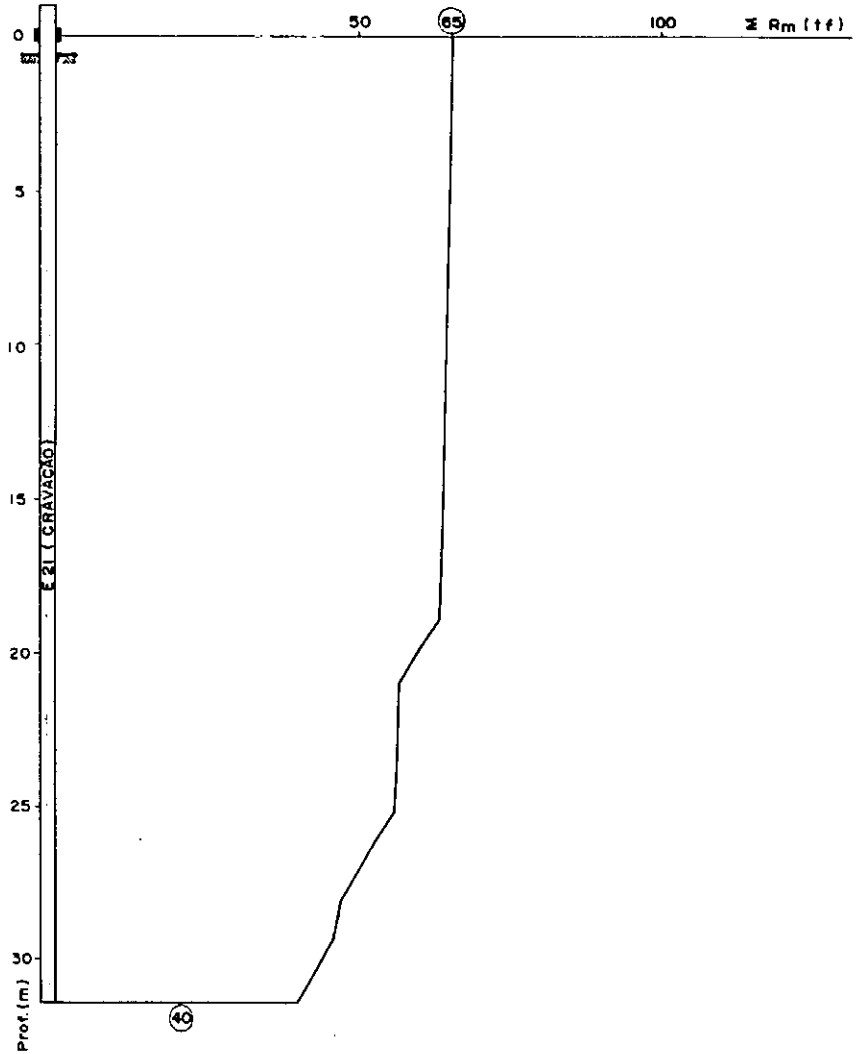


Fig. V. 29 - Distribuição das resistências acumuladas na cravação da estaca E 21 (análise CAPWAP).

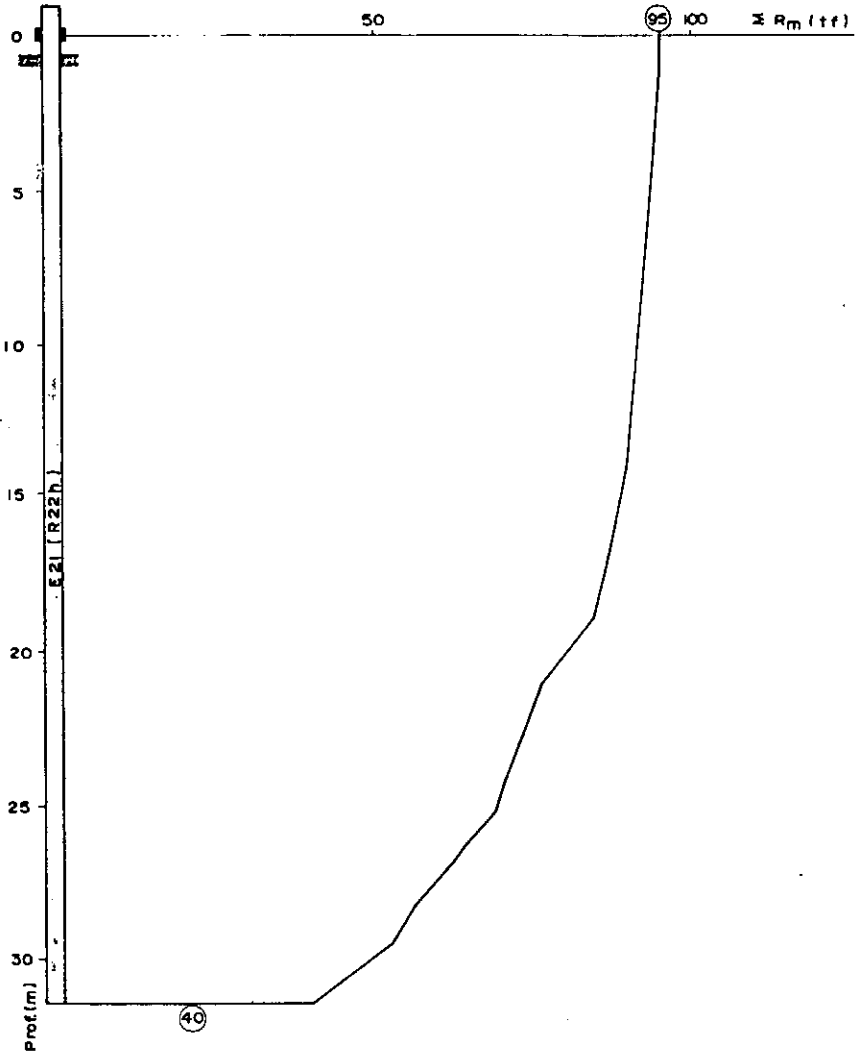


Fig. V. 30 - Distribuição das resistências acumuladas na recravação da estaca E 21 (análise CAPWAP).

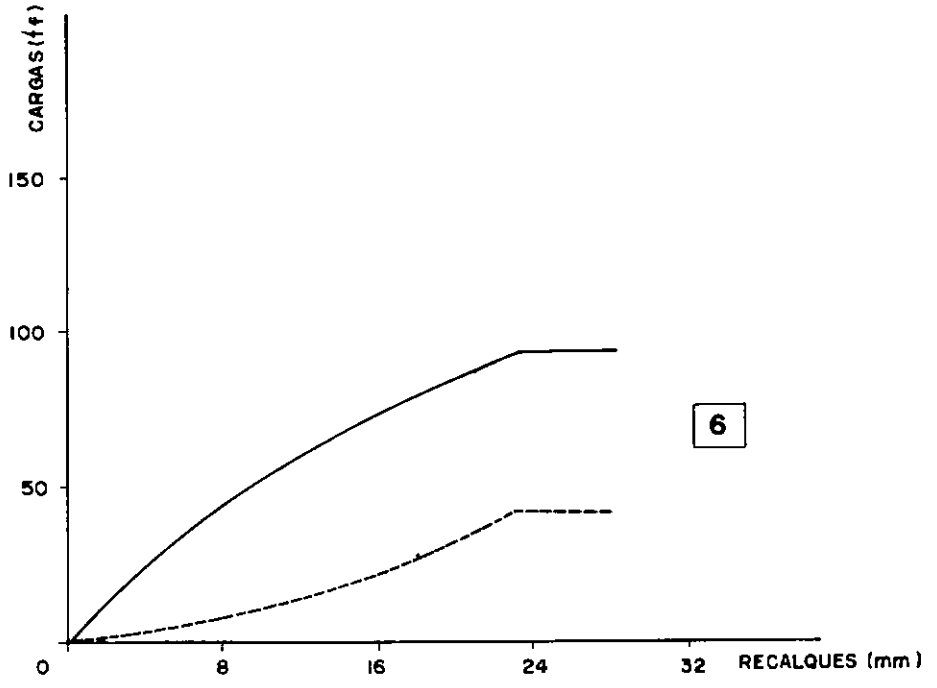


Fig. V.31 – Simulação de prova de carga estática na estaca E332 (R2h). ——— TOPO ------ PONTA N_{GOLPE}

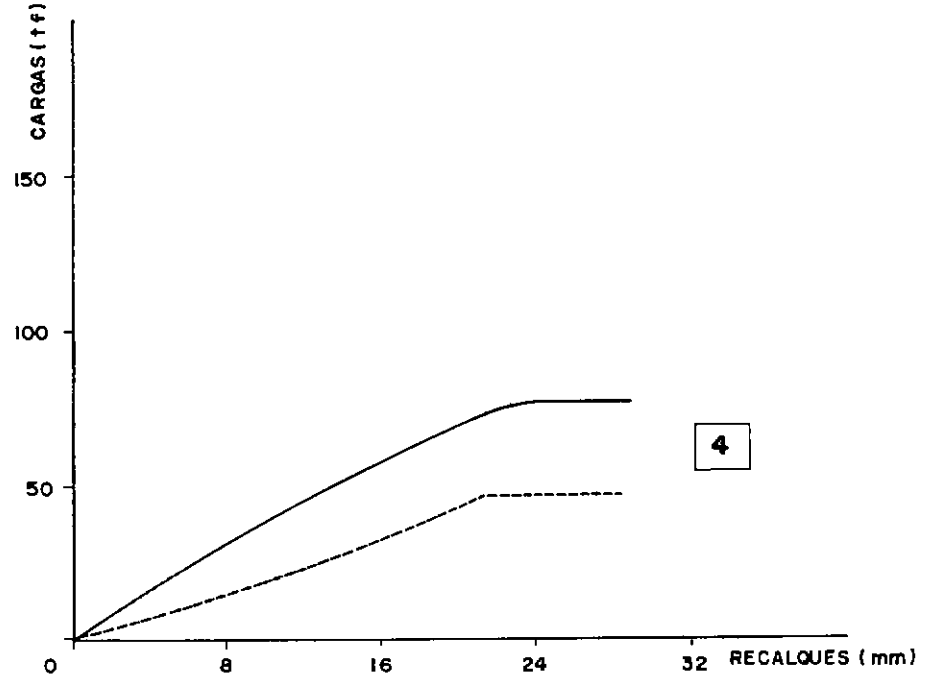


Fig. V.32 – Simulação de prova de carga estática na estaca E14. ——— TOPO ------ PONTA N_{GOLPE}

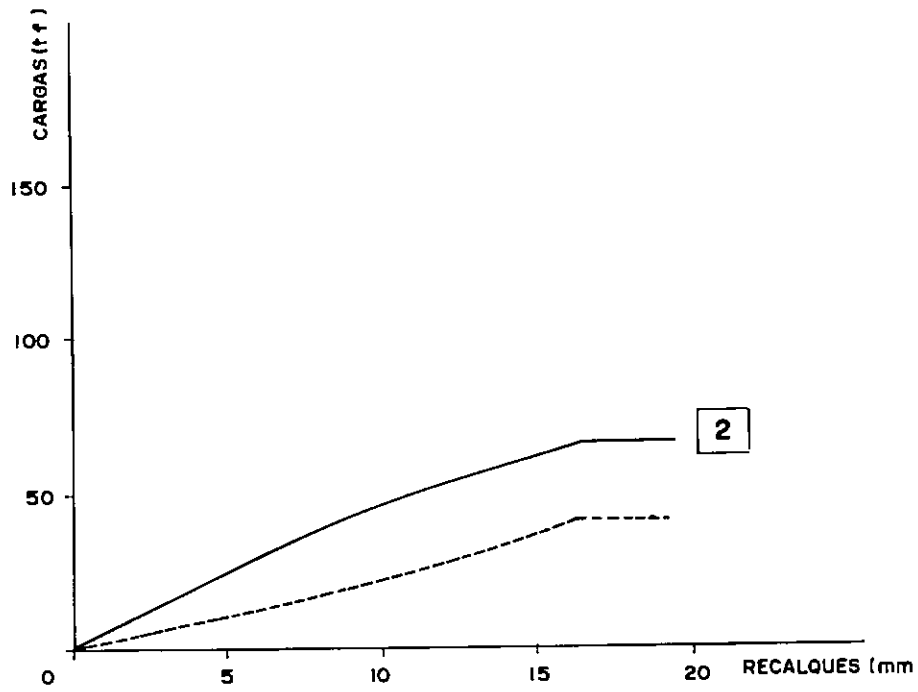


Fig. V.33 - Simulação de prova de carga estática na estaca E21 . ——— TOPO ------ PONTA N_{GOLPE}

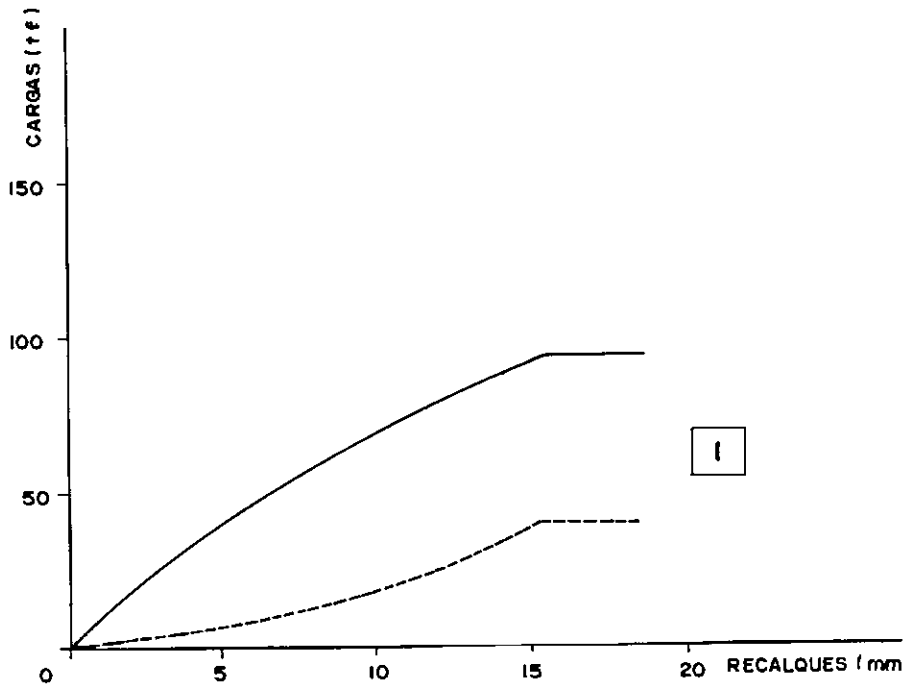


Fig. V.34 - Simulação de prova de carga estática na estaca E21 (R22h) . ——— TOPO ------ PONTA N_{GOLPE}

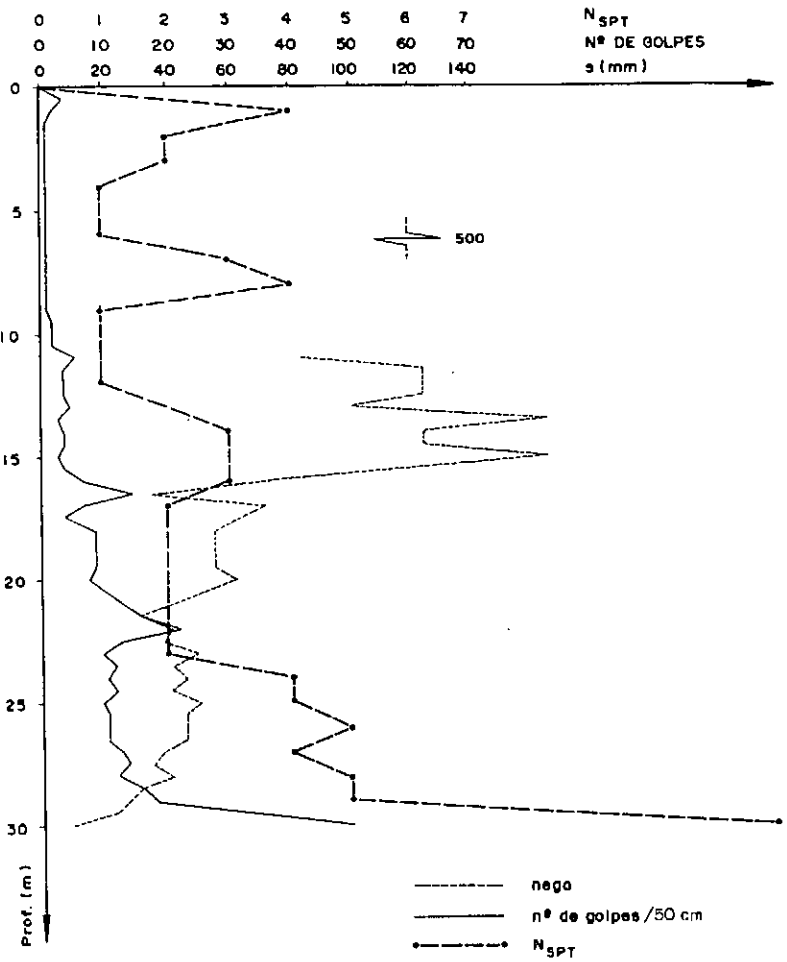


Fig. V.35 – Registros de cravação e valores de SPT (E 332 - Ø 26).

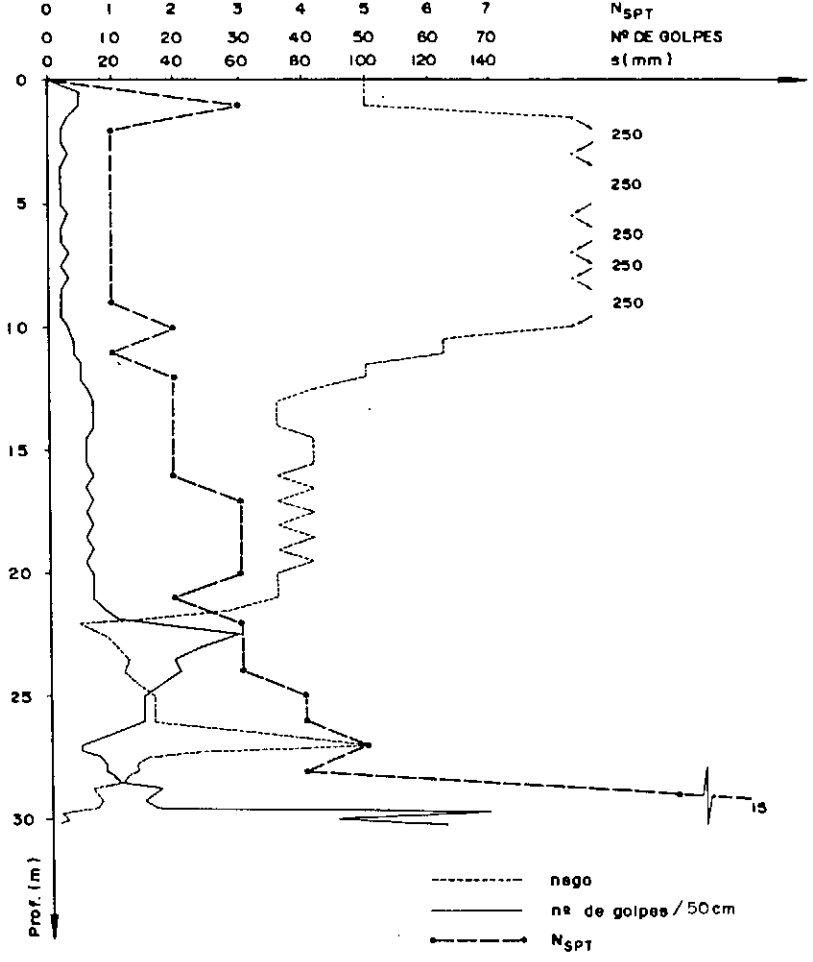


Fig. V. 36 – Registros de cravação e valores de SPT (E14 - Ø 33) .

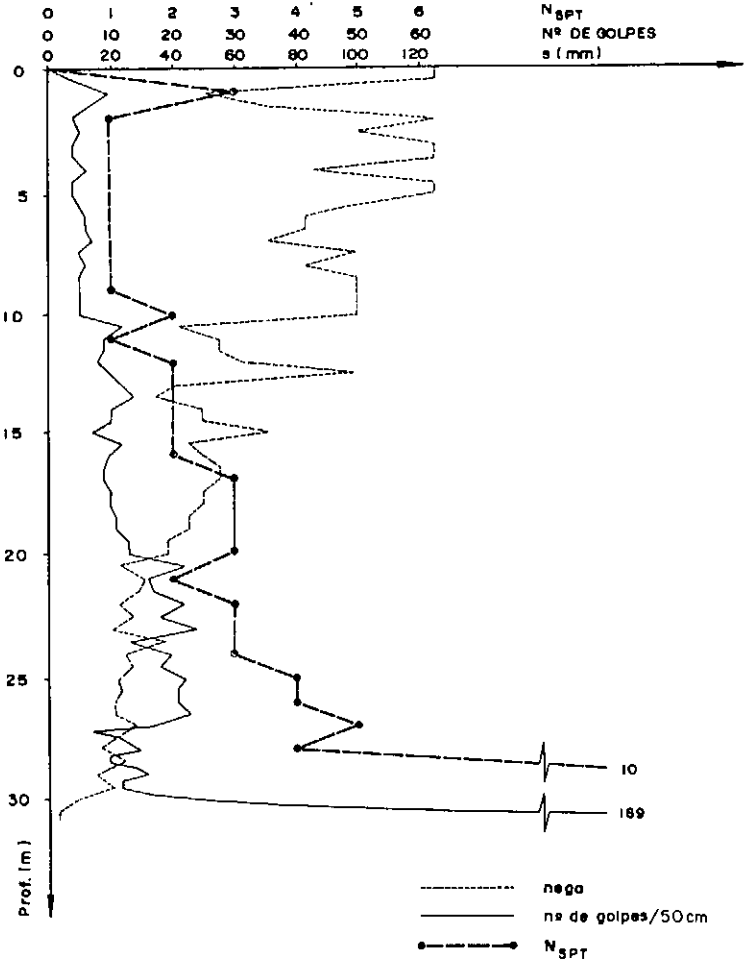


Fig. V.37 - Registros de cravação e valores de SPT (E21 - 038).

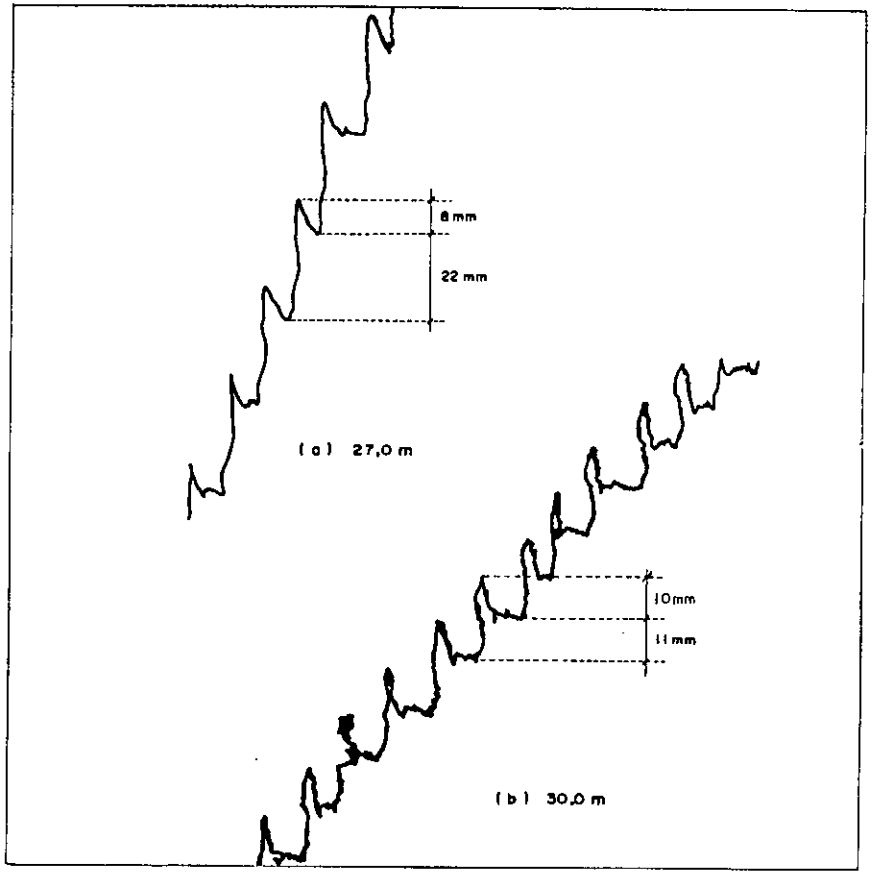


Fig. V.38 - Registros típicos de negas e repiques obtidos durante a cravação da estaca E21 .

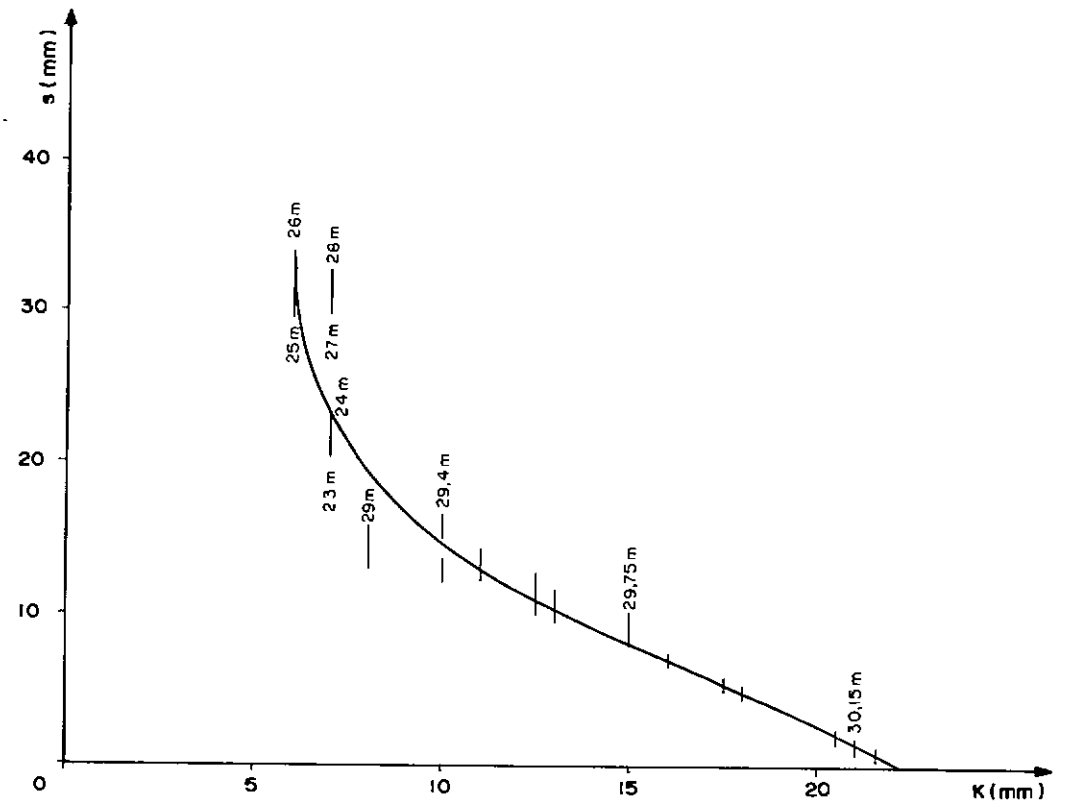


Fig. V.39 - Faixas de valores típicos de s x K obtidos na cravação da estaca E14.

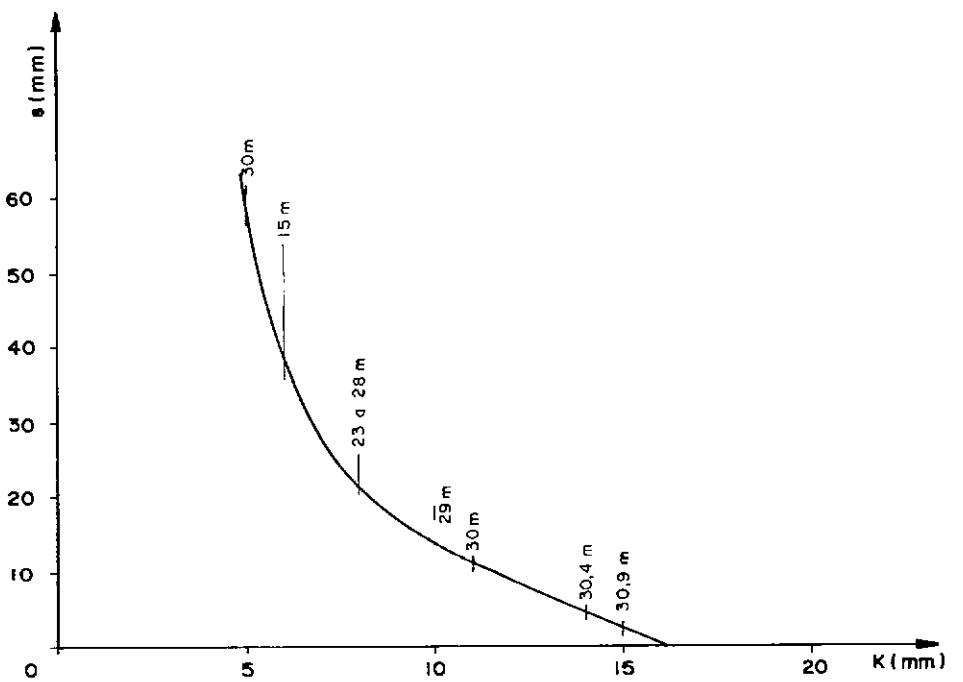


Fig. V.40 - Faixas de valores típicos de s x K obtidas na cravação da estaca E21.

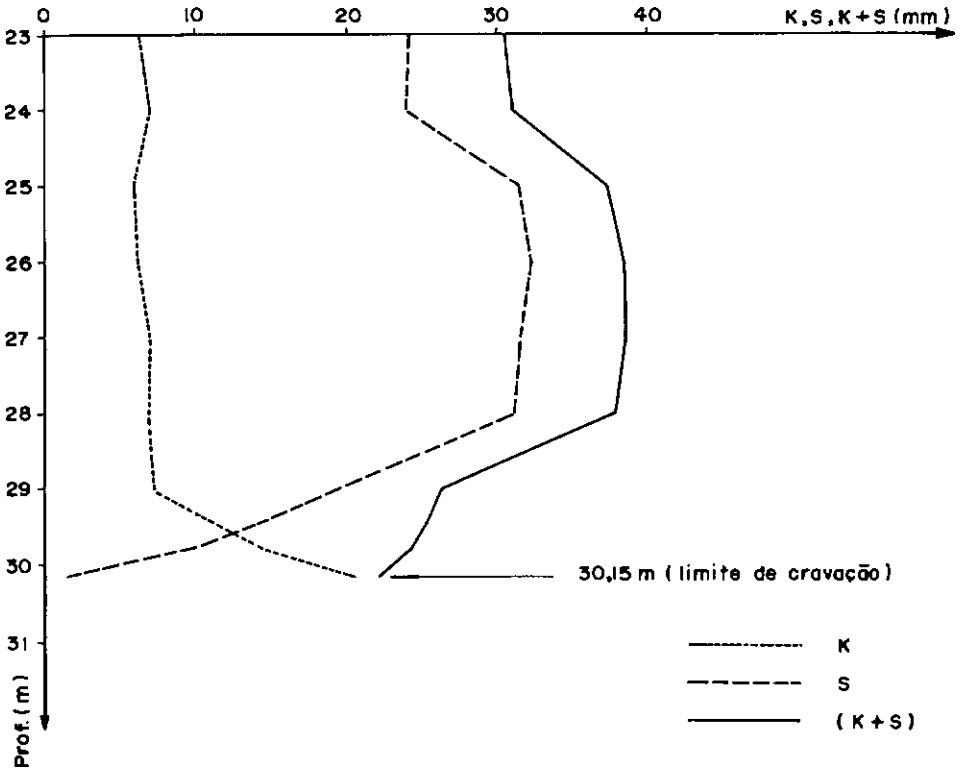


Fig. V.41 - Valores medidos de negas e repulsos na cravação da estaca E14 .

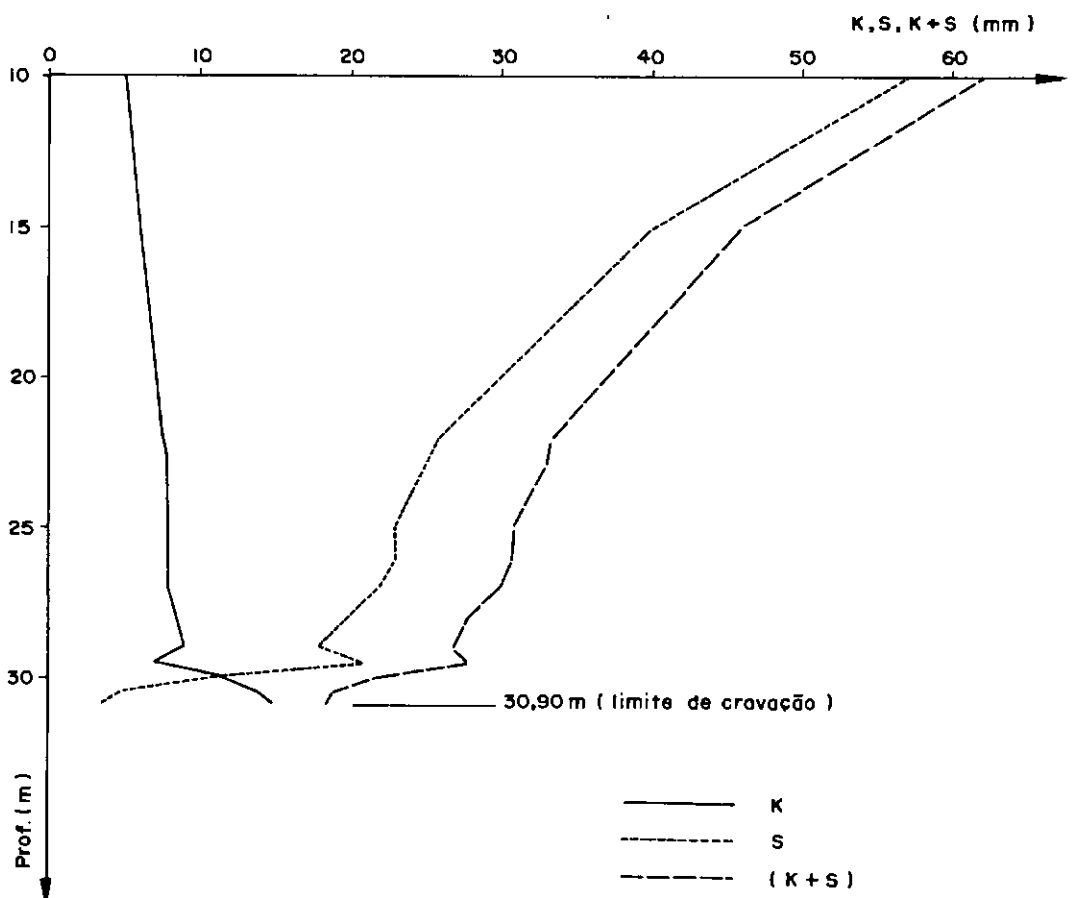


Fig. V.42 - Valores medidos de negas e repulsos na cravação da estaca E21 .

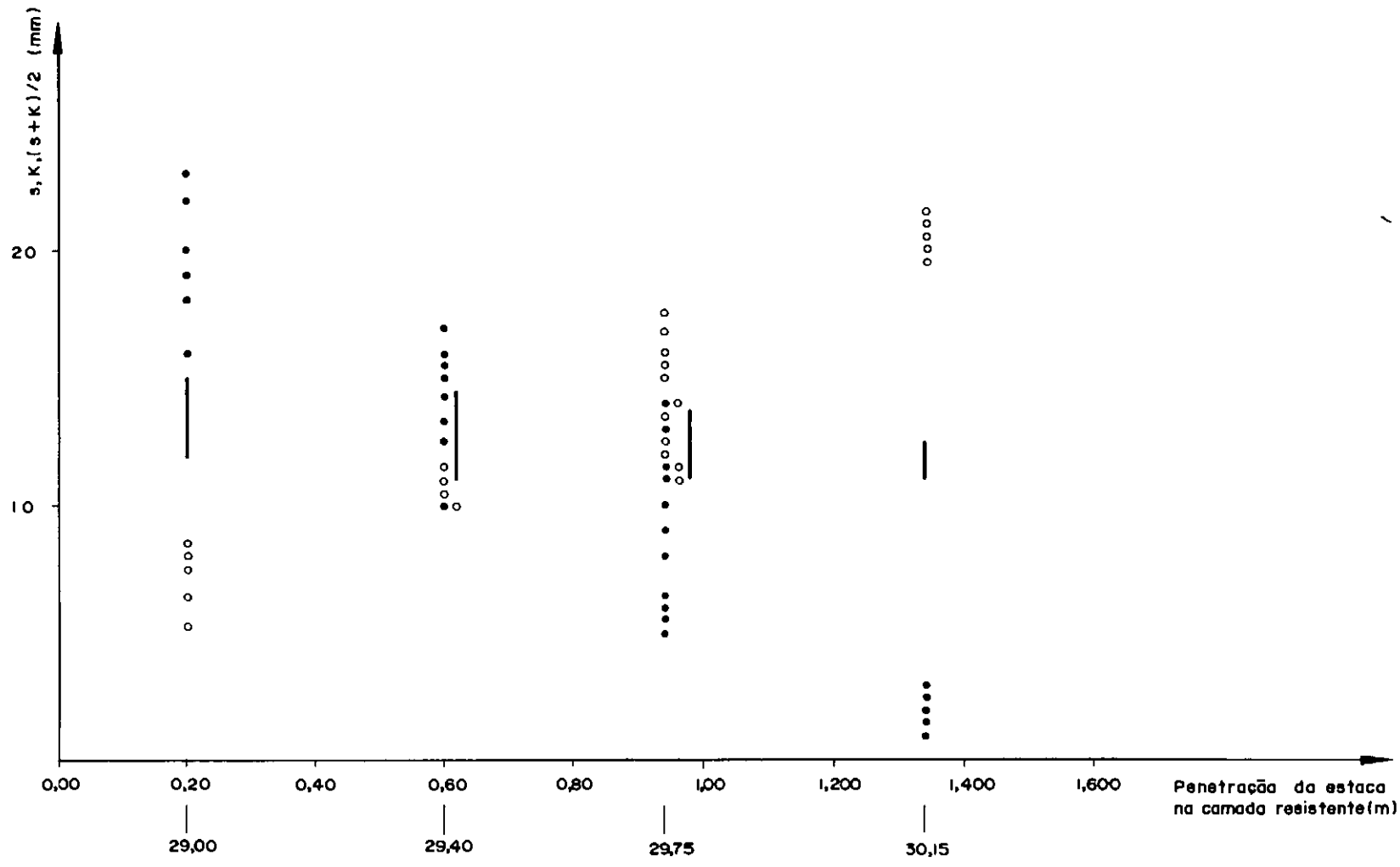


Fig. V.43 - Registros de s e K no trecho de embutimento final da estaca E14.

• - s
o - K
| - $\left(\frac{s+K}{2}\right)$

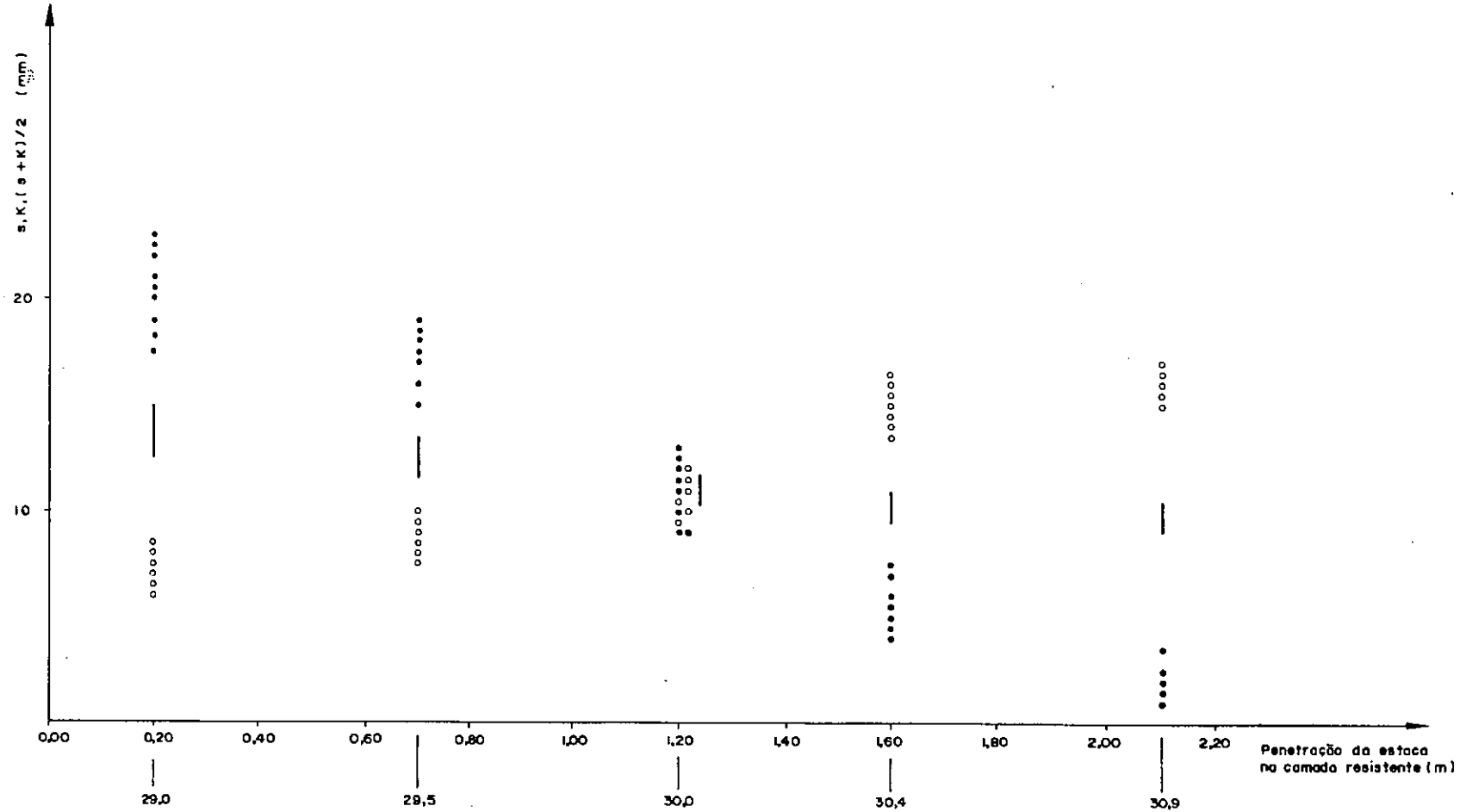


Fig. V.44 – Registros de s e K no trecho de embutimento final da estaca E21.

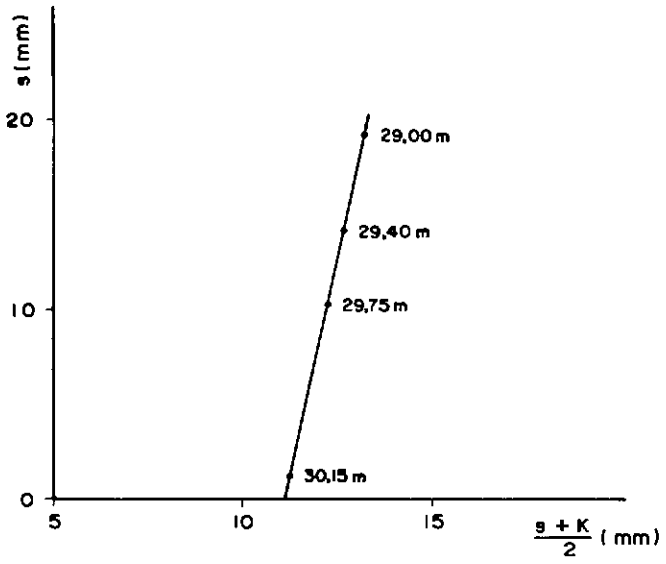


Fig. V.45 – Diagrama $s \times \left(\frac{s+K}{2}\right)$ para a estaca E 14 .

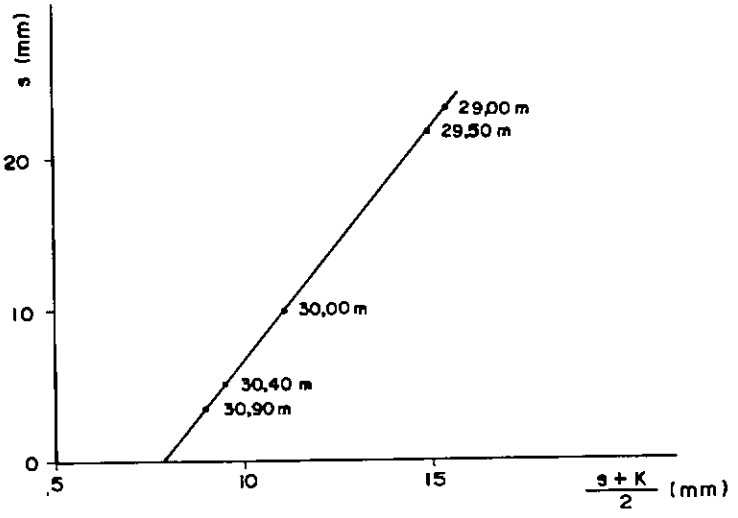


Fig. V.46 – Diagrama $s \times \left(\frac{s+K}{2}\right)$ para a estaca E 21 .

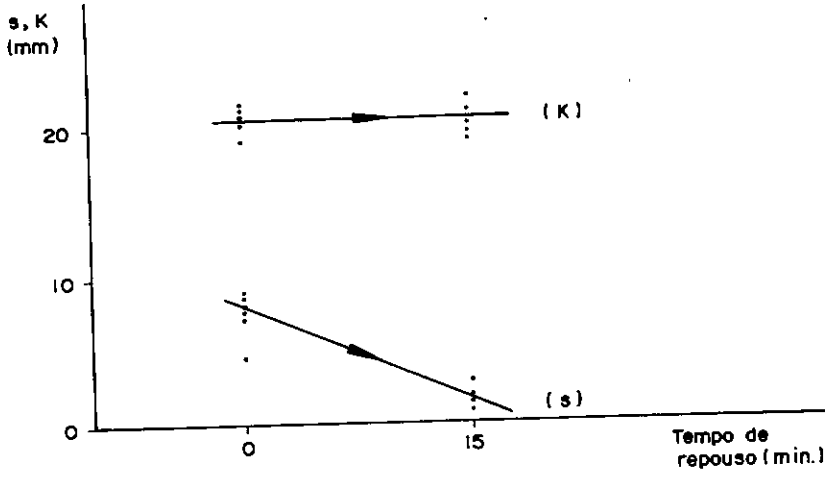
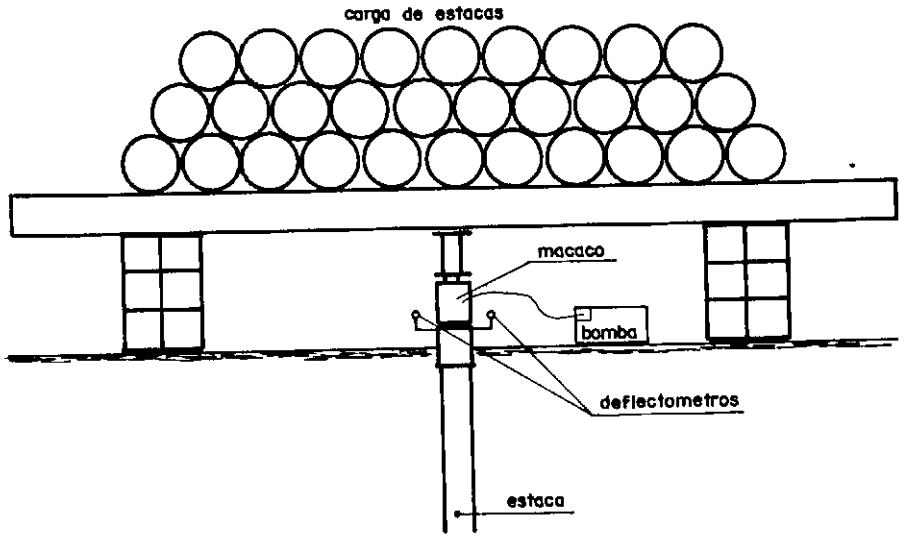
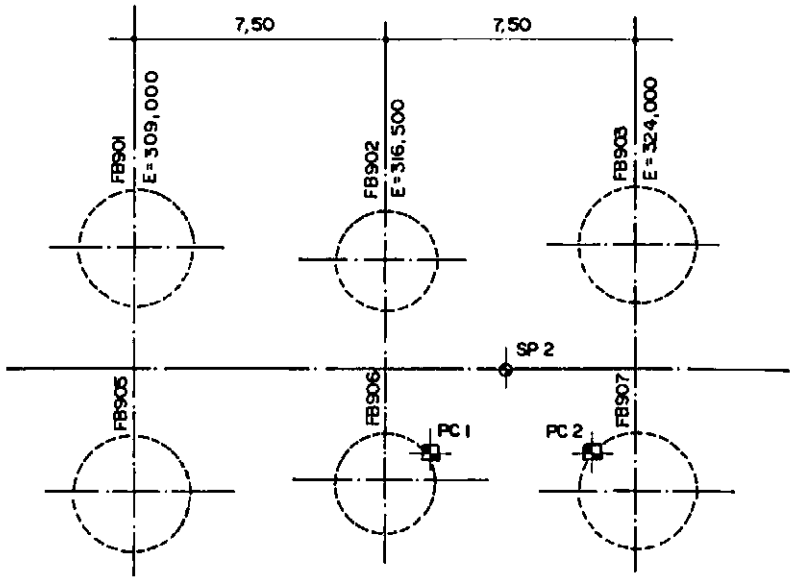


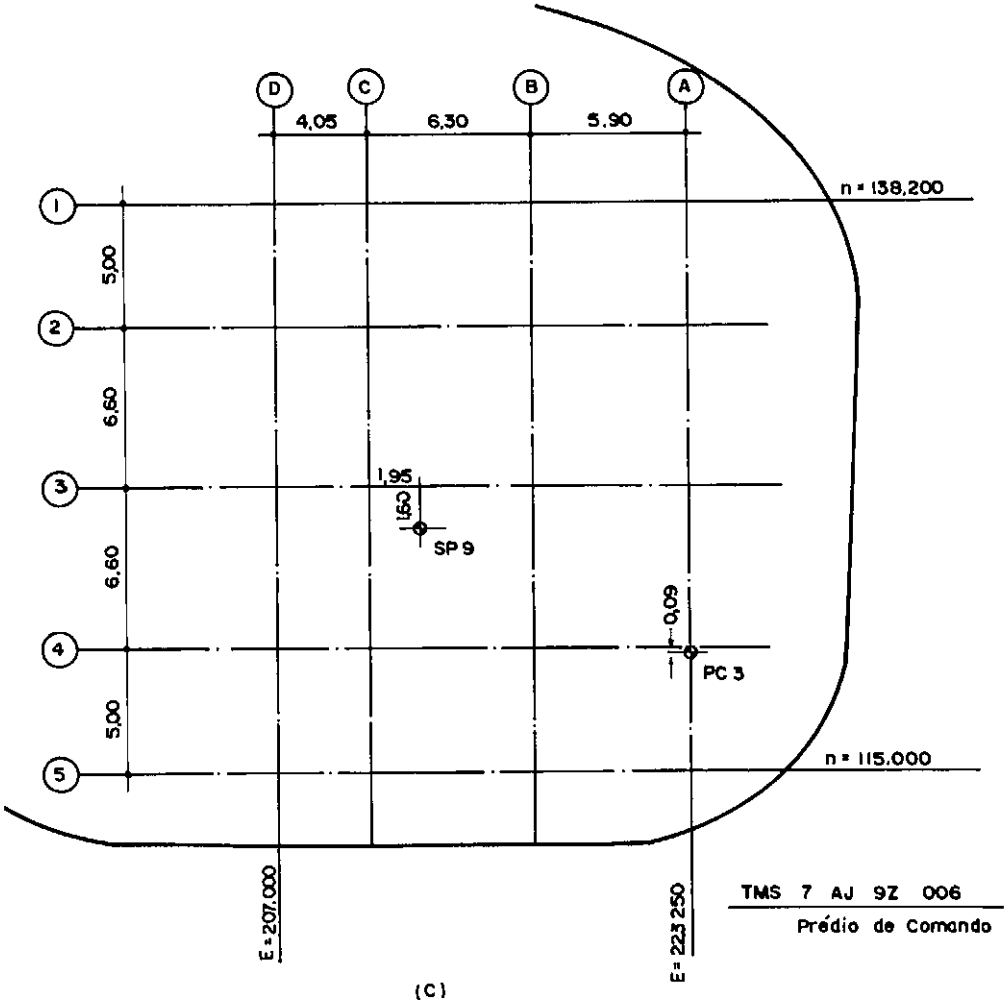
Fig. V.47 – Registros de s e K para a estaca E332
(cravação e recravação após 15 min.).



(A)



(B)



(C)

Fig. V.48 - Elementos relativos às provas de carga na obra da PQU.

(A) ESQUEMA DE MONTAGEM (SEM ESCALA).

(B) LOCAÇÃO DOS ENSAIOS PC1 E PC2.

(C) LOCAÇÃO DO ENSAIO PC 3.

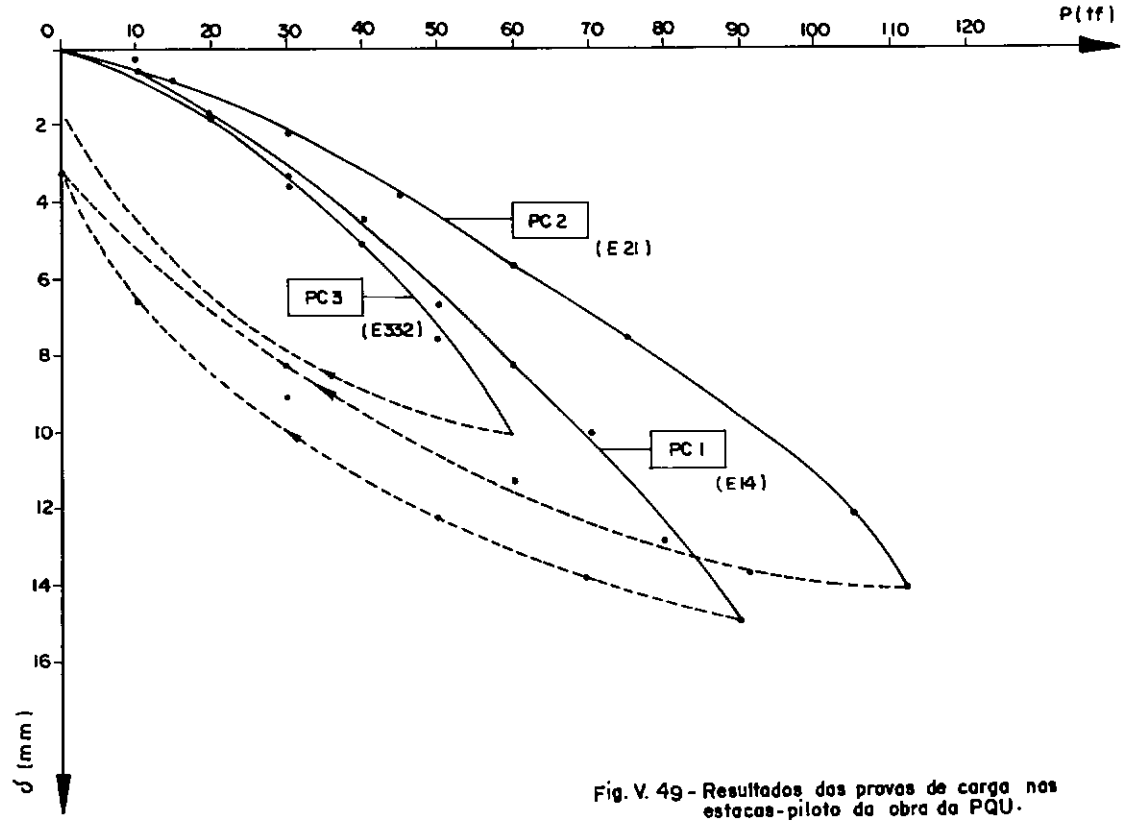


Fig. V. 49 - Resultados das provas de carga nas estacas-piloto da obra da PQU.

P(tf)	δ (mm)
10	0,56
20	1,76
30	3,29
40	4,53
50	6,66
60	8,21
70	10,03
80	12,84
90	14,90
70	13,86
50	12,23
30	9,05
10	6,61
0	3,18

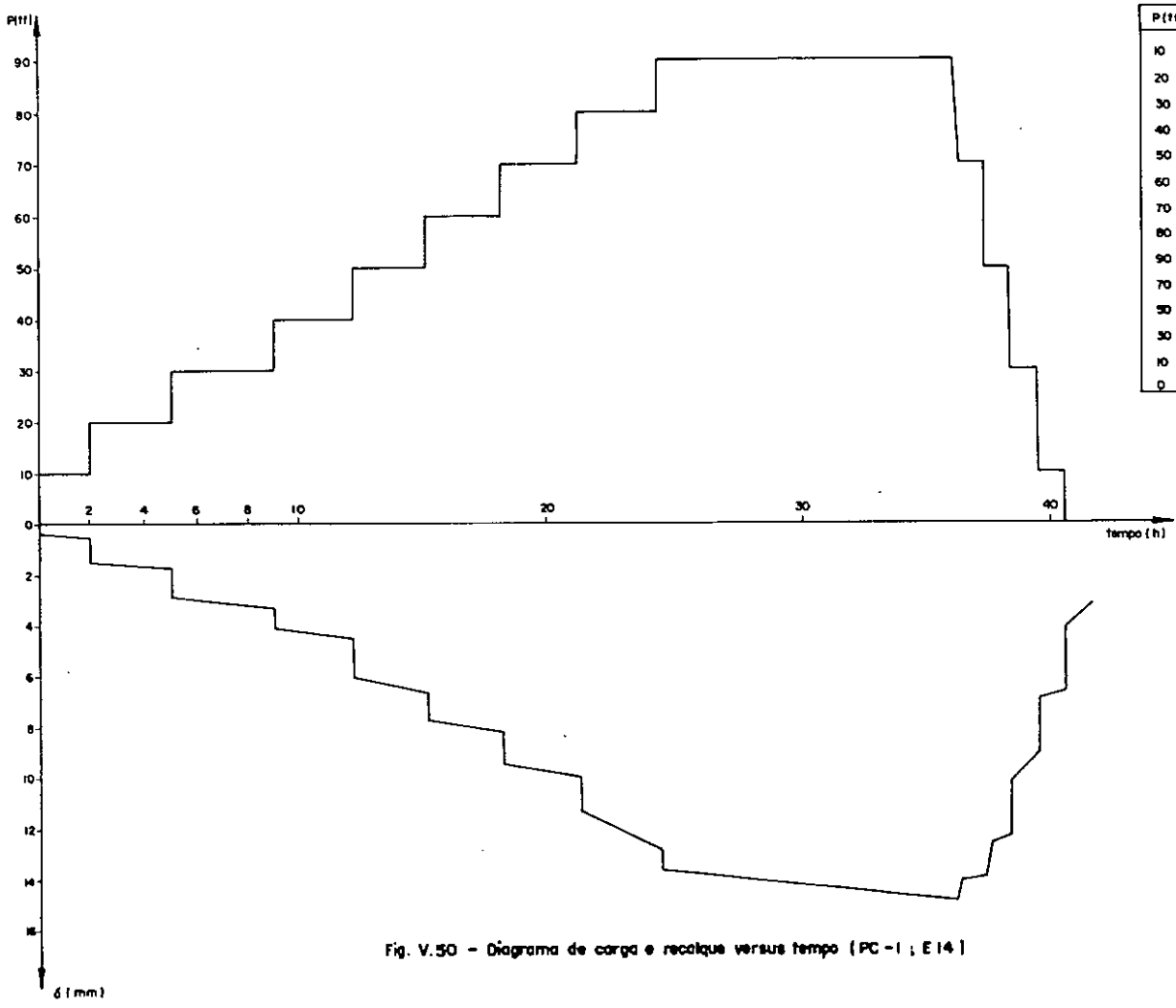
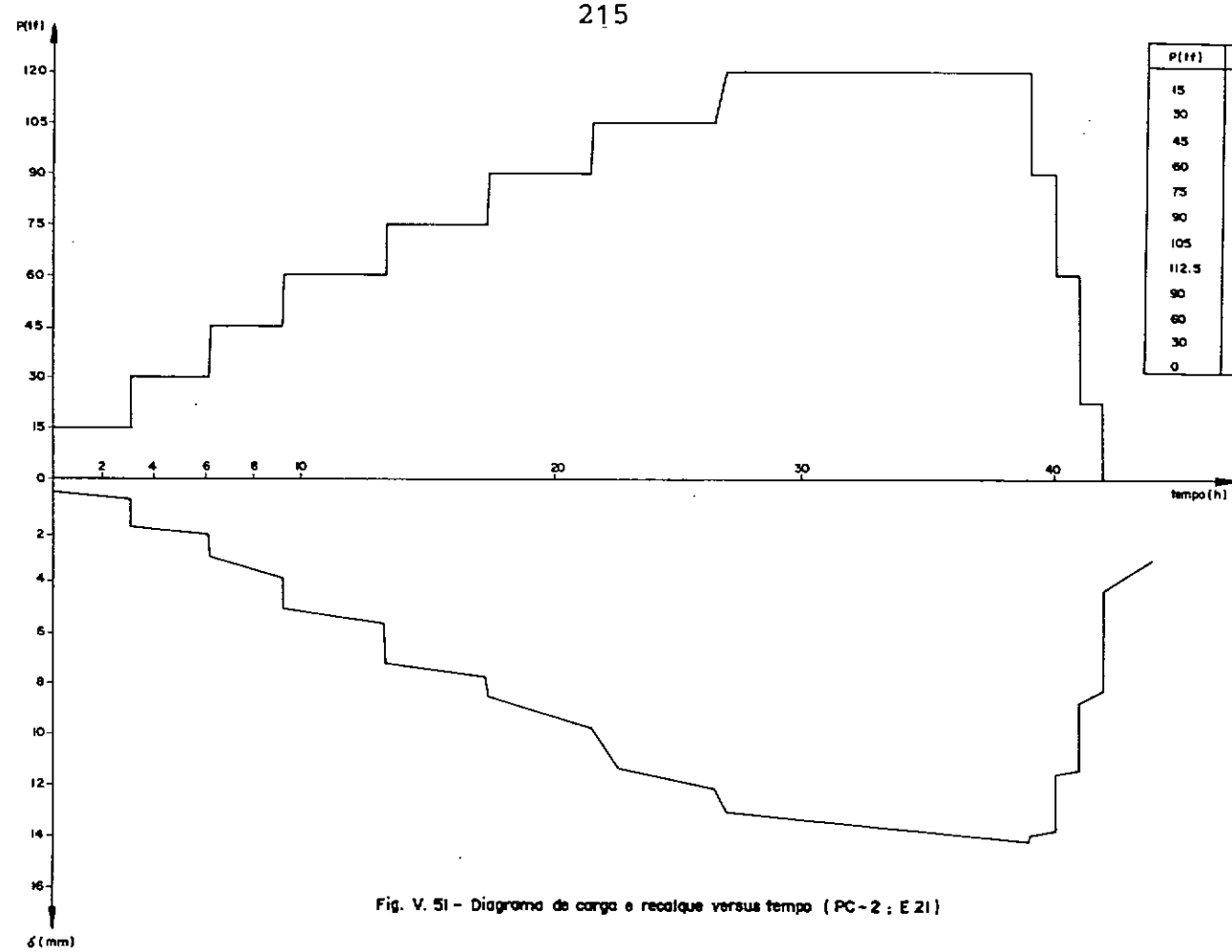
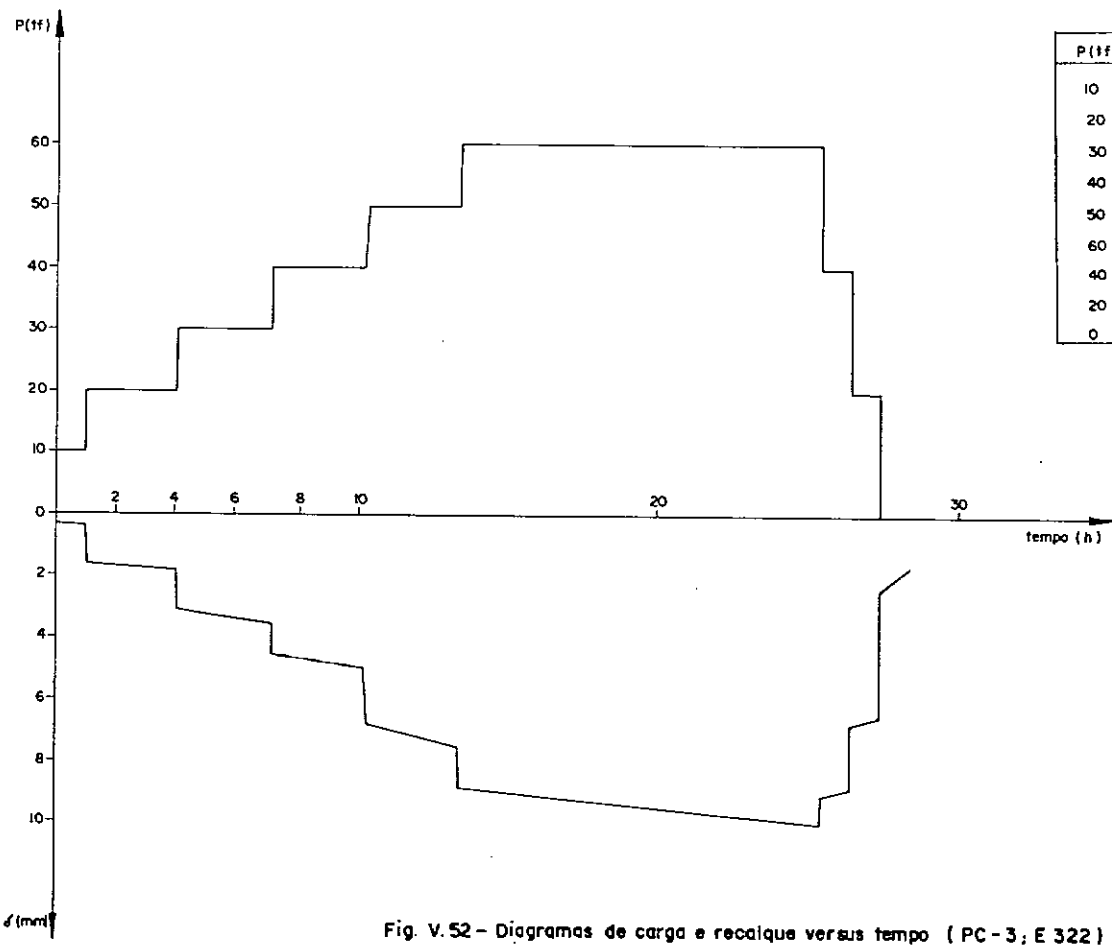


Fig. V.50 - Diagrama de carga e recalque versus tempo (PC - 1 ; E 14)



P(tf)	δ (mm)
15	0.81
30	2.20
45	3,83
60	5.67
75	7,78
90	9,72
105	12,16
112.5	14,16
90	13,66
60	11,26
30	8,27
0	3,17

Fig. V. 51 – Diagrama de carga e recalque versus tempo (PC-2 ; E 21)



P(tf)	δ (mm)
10	0,39
20	1,80
30	3,53
40	5,01
50	7,56
60	10,01
40	8,83
20	6,52
0	1,71

Fig. V. 52 – Diagramas de carga e recalque versus tempo (PC-3 ; E 322)

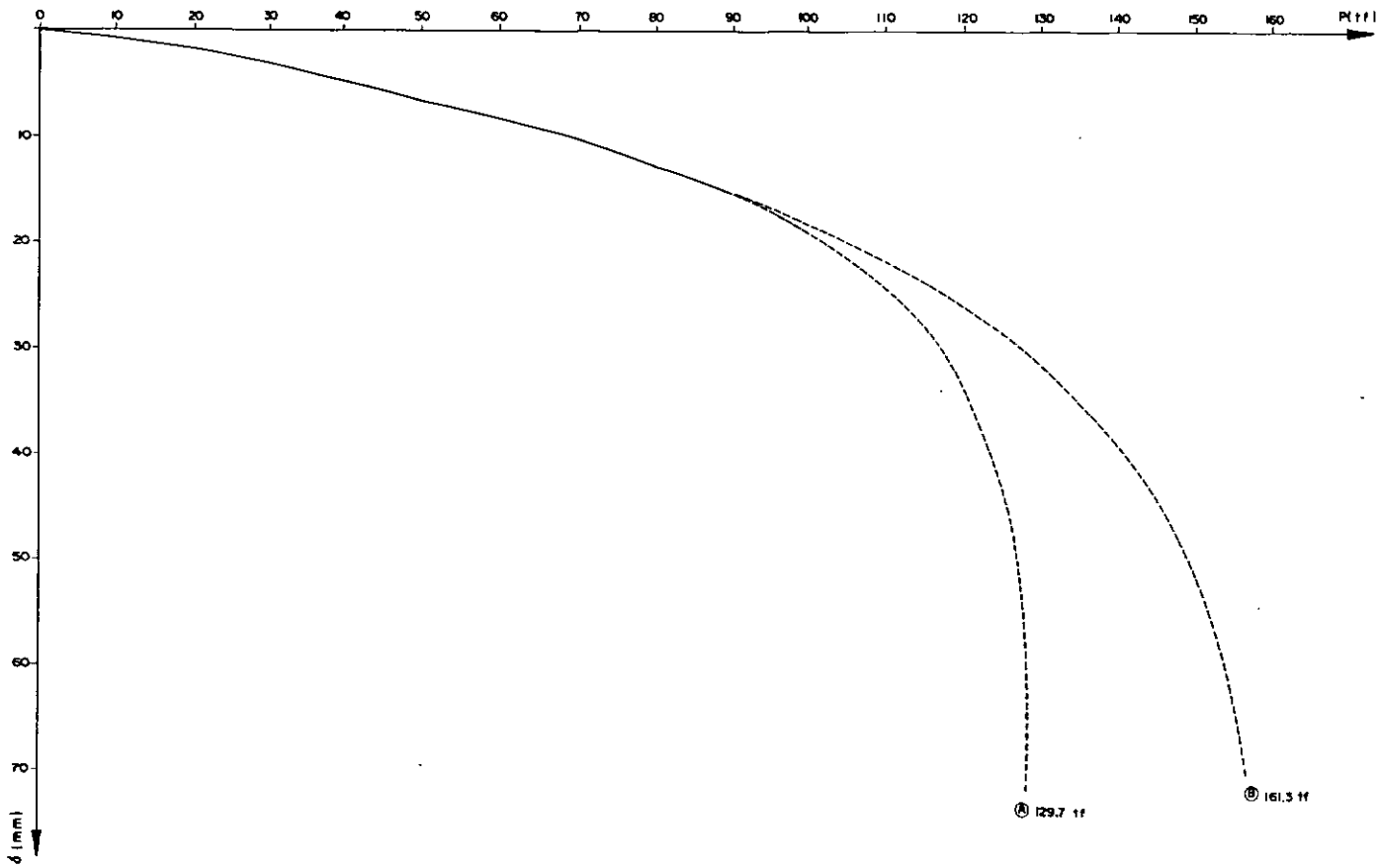


Fig. V.53 - Projeção da curva carga-recalque para a estaca E14-Ø33.

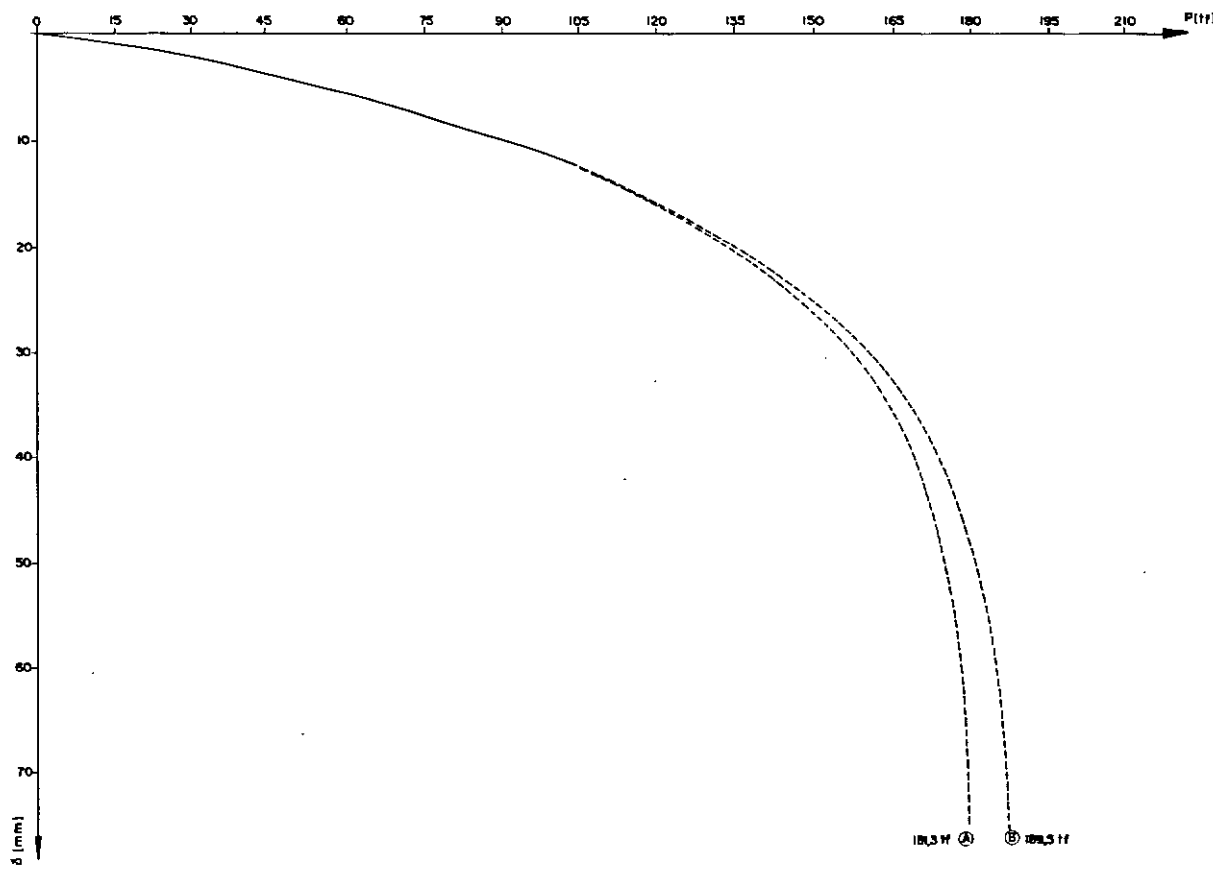


Fig. V.54 - Projeção da curva carga-recalque para a estaca E21-Ø38.

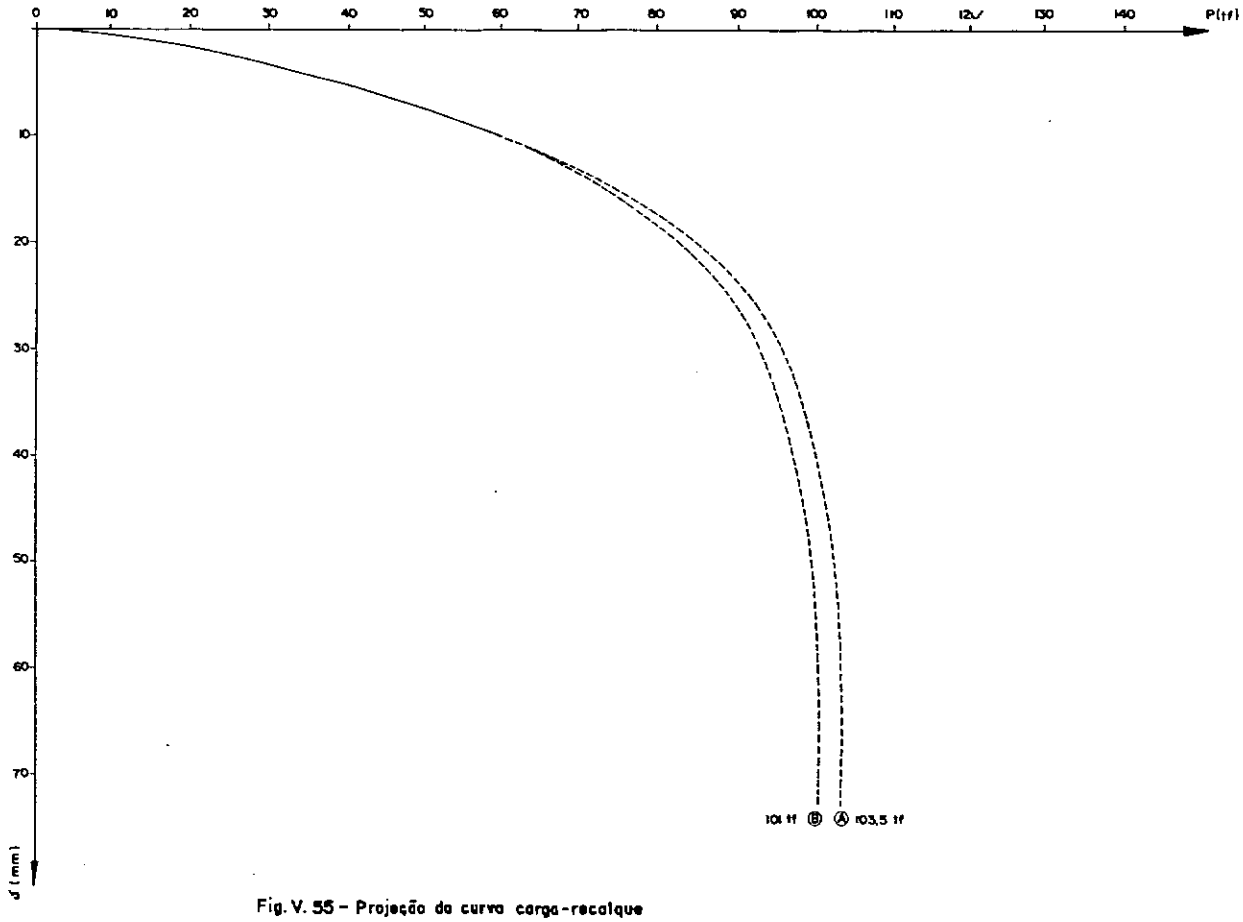


Fig. V. 55 – Projeção da curva carga-recalque para a estaca E 332 - Ø 26.

CAPÍTULO VI

ANÁLISE DOS RESULTADOS DA OBRA DA PQU

Na execução das fundações da obra da PQU, buscou-se implantar uma metodologia de controle executivo das estacas mais abrangente que as técnicas convencionais, mediante os seguintes procedimentos:

(i) determinação do diagrama de cravação a cada 0,50m;
(ii) medição de negas e repulsos;
(iii) monitoração de cravação através do sistema PDA;
(iv) controle das tensões de cravação;
(v) execução de provas de carga estática.

A aplicação destes procedimentos resultou na obtenção de um valioso conjunto de informações, que permitiram compor um quadro bastante revelador das características das fundações do empreendimento.

Em seções precedentes, resultados específicos foram processados e análises parciais foram estabelecidas. Neste capítulo, procede-se a uma sistematização geral de resultados e análises, compreendendo uma avaliação comparativa entre os comportamentos previsto e observado para as estacas-piloto da obra da PQU.

VI.1 - COMPORTAMENTO CARGA - RECALQUE: PREVISÃO X MEDIÇÃO

A avaliação de desempenho de uma estaca pressupõe um comportamento padrão, que venha a se constituir no sistema de referência ao qual devem-se enquadrar as observações efetuadas no campo. Este referencial consiste essencialmente na estimativa da variação dos recalques do elemento de fundação sob diferentes níveis de carregamento (REESE, 1972).

Uma previsão do comportamento carga-recalque de estacas é, entretanto, um problema complexo, envolvendo um grande número de fatores, em sua maioria dificilmente quantificáveis. Nes

te contexto, a adoção de modelos teóricos sofisticados ou formulações empíricas simplistas, objetivando tal previsão, são igualmente discutíveis.

Aliando a esta perspectiva a constatação de ordem prática, que os programas de investigação geotécnica do subsolo usualmente se limitam à execução de sondagens de reconhecimento com medidas de SPT, adotou-se uma metodologia neste trabalho, que busca conciliar estas realidades a uma formulação matemática para o comportamento carga-recalque de uma estaca, no caso, aquela proposta por VAN DER VEEN (1953).

Os resultados destas previsões aplicadas ao caso das estacas-piloto da obra da PQU, conforme o exposto em V.5.4, tratados comparativamente às medições efetuadas em provas de carga, são apresentados nas figuras (VI.1), (VI.2) e (VI.3). A partir destas análises entre resultados previstos (limites e prováveis) e parcialmente medidos, é que foram estabelecidas as projeções das curvas carga-recalque mediante a chamada alternativa "A" (ítem V.8).

A concordância dos valores é excelente para o caso das estacas E14 e E21 (cujos resultados de SPT dizem respeito à uma sondagem situada a 3,20m do ensaio de carga realizado) e menos razoável para a estaca E332 (sondagem mais próxima a 11,40m), embora os resultados medidos sejam mais conservativos. Um outro aspecto a se julgar neste último caso é o fato de que, em se tratando de estacas de pequeno diâmetro ($\emptyset < 30$cm), recomendações têm sido feitas no sentido de serem adotados valores de F1 e F2 do método AOKI-VELLOSO inferiores aos originalmente sugeridos (AOKI, palestra na COPPE, 1985). (Assim, para a estaca E332 ($\emptyset$26), adotando-se valores de 1,45 e 2,95 para F1 e F2, respectivamente, a correlação evidencia-se bem mais satisfatória (fig. VI.4) que aquela obtida a partir dos valores clássicos 1,75 e 3,5 (fig. VI.3) para estacas premoldadas).

A título de ilustração da aplicabilidade da metodologia proposta para previsão do comportamento carga-recalque de estacas, estes procedimentos foram aplicados a uma série de estacas tubadas executadas na mesma região e que constituem as fundações da Tancagem Reguladora de Gás Liquefeito de Petróleo (GLP) da Petrobrás S.A. As características das fundações e do

subsolo local, bem como a natureza do processo executivo adotado, estão descritos no trabalho de DANZIGER (1980), que abordou a questão das cargas de ruptura. As comparações entre resultados previstos e observados para estas estacas são apresentados no anexo V.

As relações carga-recalque, estabelecidas a partir da simulação da prova de carga convencional através do modelo numérico STATIC, são comparadas com os valores obtidos nos ensaios de campo (figs. VI.5, VI.6 e VI.7). Observa-se que há uma certa aproximação das curvas no caso da estaca E332 e divergências no caso das demais, tendendo a curva prevista pelo modelo STATIC a fornecer recalques sistematicamente maiores. Aparentemente, isto se deve ao fato de as capacidades de carga estimadas pelo CAPWAP serem inferiores às obtidas nas provas de carga, em consequência do comportamento reológico do solo (recuperação) após a monitoração.

VI.2 - COMPORTAMENTO DURANTE A CRAVAÇÃO: PREVISÃO X OBSERVAÇÃO

O controle do comportamento das estacas-piloto durante a sua cravação foi efetuado mediante a aquisição de registros de negas e repulsos e a monitoração com instrumentos eletrônicos conforme exposto anteriormente. Em relação às negas, os valores medidos foram confrontados com aqueles do diagrama de cravação (figs. VI.8 e VI.9), comprovando a validade do arranjo experimental usado nas medições.

Quanto às compressões elásticas (repulsos), como se poderia estimar seus valores e, assim, mediante a relação direta entre C_2 e R_u (CHELLIS, 1961), dispor de um mecanismo global de controle da cravação? Considere-se, inicialmente, as seguintes idéias:

(i) $K = K_0 + K_s$, onde K_0 é o deslocamento elástico medido da estaca e K_s o do solo, ou seja, K traduz os efeitos de compressão elástica da estaca e do solo sob sua ponta;

(ii) C_2 é o deslocamento elástico previsto da estaca, sendo passível de determinação a partir do conhe-

cimento do diagrama de forças normais ao longo da estaca (relação IV.15);

(iii) C_3 é o deslocamento elástico previsto para o solo ("quake" na ponta da estaca , a não ser no caso de solos resilientes ou "borrachudos", quando, então, deve ser obtido diretamente no campo).

(iv) Assim, a estimativa dos deslocamentos elásticos da estaca e do solo deve ser tal que os valores de (C_2 e C_3) sejam equivalentes aos de K.

A distribuição dos esforços normais na ruptura é conhecida, por exemplo, a partir da aplicação do método AOKI-VELLOSO para estimativa de capacidades de carga de estacas, tornando possível, desta forma, a inclusão das estimativas de C_2 como um resultado adicional do programa (anexo II). A partir dos valores previsto e medido dos repulsos, procedeu-se à estimativa das resistências últimas das estacas-piloto da obra da PQU (tabela VI.1).

ESTACA	DIÂMETRO (cm)	C_2 (mm)	C_3 (mm)	C_2+C_3 (mm)	DMAX (mm)	K (mm)	P_r (tf)
E332	26	8,5	2,5	11,0	19,6	20,5	90
E14	33	14,5	2,5	17,0	18,4	19,0	125
E21	38	20,5	2,5	16,0*	13,8	14,6	160

*$(C_2+C_3)_{máx.}$

Tabela VI.1 - Resultados previstos e medidos de repulsos para as estacas-piloto da obra da PQU.

Exemplificando o cálculo para a estaca E14 (anexo II), tem-se:

Profundidade de assentamento: 30,15m

$P_r = 103,7 + 0,15\ (140,5 - 103,7) = 110$ tf

$C_2 = 13,7 + 0,15\ (19,5 - 13,7) = 14,5$ mm

$C_2 + C_3 = 14,5 + 2,5 = 17,0$ mm

Logo $\lambda = \frac{110}{17} \simeq 6,5$ tf/mm

Para o repulso medido de 19 mm, resulta que:

$$P_r = 19 \times 6,5 \simeq 125 \text{ tf}$$

Os deslocamentos máximos (DMAX) registrados com a monitoração mostram-se praticamente iguais aos valores medidos de K no campo. Note-se que, no caso da estaca E21, o valor de $(C_2 + C_3)$ não deve ultrapassar o limite de 16,0 mm, correspondente à condição de nega nula (figs. V.40 e V.46).

Em termos do controle sistemático de carga última das estacas durante a cravação, utilizando os valores de repulsos $(C_2 + C_3)$, a análise comparativa entre resultados previstos e medidos (tabelas VI.2 e VI.3) permite as seguintes observações gerais:

(i) Ao longo das camadas argilosas, C_2 assume valores sensivelmente menores que os de $(K - C_3)$; impõe-se, portanto, correções nos valores de C_2, previstos inicialmente pelo método AOKI-VELLOSO, para estas camadas.

(ii) Ao contrário de K (fig. VI.10 e VI.11), C_2 sofre a influência dos efeitos resistentes da camada de embutimento num nível anterior à sua ocorrência. Assim, as correções impostas em (i) não devem se estender até a vizinhança do contato com a camada resistente (zona de transição).

(iii) Na interface argila/areia, a variação dos valores previstos tende a ser extremamente brusca, o que não sucede em relação aos valores medidos.

PROF. (m)	s (m)	K (mm)	C_2 (mm)	$K-C_3$ (mm)
23	25	7,0	1.4	4,5
24	27	7,0	1.5	4,5
25	31,5	6,0	1.8	3,5
26	31	6,4	2.0	3,9
27	31	6,7	2.3	4,2
28	29	7,0	2.4	4,5
29	20	8,5	9,1	6,0
29,4	14	11,2	10,9	8,7
29,75	10	14,3	12,6	11,8
30,15	2	19,0	14,6	16,5

Tabela VI.2 - Resultados previstos e observados para negas e repulsos (E14 - Ø33).

PROF. (m)	s (mm)	K (mm)	C_2 (mm)	K-C_3 (mm)
23	25	7,6	1,4	5,1
24	24	7,9	1,5	5,4
25	23	8,1	1,8	5,6
26	23	8,1	2,0	5,6
27	22	8,4	2,3	5,9
28	20	8,9	2,4	6,4
29	18	9,4	9,8	6,9
30	11	11,6	14,7(13,5)*	9,1
30,5	5	13,9	17,9(13,5)*	11,4
30,9	3,5	14,6	20,5(13,5)*	12,1

*$C_{2máx.}$

Tabela VI.3 - Resultados previstos e observados para negas e repulsos (E21 - Ø38).

No caso de estaca E332, não se efetuou medições contínuas de negas e repulsos durante a cravação. Os valores previstos de C_2 constam das folhas de resultados do método AOKI - VELLOSO, correspondentes a esta estaca.

As correções a serem introduzidas podem atuar simultaneamente sobre os valores originais de P_P e P_L, mediante a modificação dos valores de SPT obtidos no campo, por exemplo. Alternativamente, sugere-se que as referidas correções se atenham à parcela de ponta dos esforços transferidos ao solo, a par da constatação de que o brusco incremento nos valores de C_2, observado nas vizinhanças da interface argila/areia é uma consequência direta do análogo comportamento dos valores de P_P a estas profundidades.

Neste sentido, é interessante notar uma tendência de interseção das curvas de K e C_2 nas vizinhanças da interface solo de baixa resistência / camada de apoio,, para os casos estudados. A se confirmarem tais observações, poder-se-ia, mediante o valor de C_2 assim conhecido, estimar os valores de P_P corrigidos (relação IV.15) e, consequentemente, a relação entre resistências últimas e repulsos ao longo da camada de argila.

VI.3 - ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA DO SISTEMA ESTACA - SOLO

Para a estimativa da capacidade de carga das estacas-piloto da obra da PQU, cravadas nos sedimentos quaternários da Baixada Santista, fez-se uso dos seguintes procedimentos:

(i) método AOKI-VELLOSO;

(ii) métodos dinâmicos baseados na teoria da Equação da Onda (CASE, CAPWAP e fórmulas dinâmicas);

(iii) correlação com registros de negas e repulsos;

(iv) aplicação de diferentes critérios de ruptura aos resultados das provas de carga.

O resumo dos resultados é apresentado na tabela (VI.5).

Os cálculos de capacidade de carga, através do método AOKI -VELLOSO, utilizando os dados das sondagens a percussão próximas, estão apresentados no anexo II. Embora estudos recentes estejam sendo desenvolvidos visando uma caracterização mais rigorosa dos coeficientes F1 e F2 do método, particularmente no caso de estacas de pequeno diâmetro ($\emptyset < 30cm$), nas presentes análises estes parâmetros assumem os valores originalmente propostos pelos autores para o caso de estacas premoldadas.

Relativamente aos valores de capacidade de carga fornecidos pela monitoração, seja através do Método CASE, seja através do Método CAPWAP, impõe-se distinguir estes resultados daqueles previstos por meio de uma prova de carga convencional, face à ocorrência de recuperação ("set -up") do solo com o tempo.

As relações entre capacidade de carga, fornecidas a partir de provas de carga estáticas e de monitoração, têm sido feitas após a aplicação do critério de ruptura de DAVISSON aos dados das provas de carga (FELLENIUS, 1980; RAUSCHE *et al.*, 1985). Isto se justifica pelo fato de a metodologia de interpretação de monitoração (do grupo de CWRU) ter sido desenvolvida com base em avaliações dos resultados de provas de carga por este critério.

Na busca de uma estimativa da capacidade de carga total que reproduza, com o maior rigor possível, as condições vigentes no sistema estaca-solo, durante carregamentos estáticos, há que se levar em conta eventuais efeitos de recuperação (ou relaxação) da resistência lateral do solo de fundação. No caso

da obra da PQU, as características gerais do comportamento reológico dos solos da Baixada Santista permitiram a fixação de um fator de "set up" igual a 2,2. Este fator é válido para a parcela de resistência lateral, não se estendendo, portanto, ao valor de resistência de ponta da estaca.

A aplicação das fórmulas dinâmicas de UTO e HILEY aos dados das estacas-piloto da obra da PQU, conduziu aos resultados de (5) e (6) da tabela (VI.5). No primeiro caso, adotou-se um valor de $\xi = 2,0$ na estimativa do fator e_0 (relação IV.19) e um valor médio de N_{SPT}, ao longo do fuste da estaca, da ordem de 3,0. A tabela (VI.4) ilustra outros valores de resistências para diferentes valores admitidos para o parâmetro n.

COEFICIENTE ξ	E14-Ø33			E21-Ø38			E332-Ø26		
	P_P	P_L	P_T	P_P	P_L	P_T	P_P	P_L	P_T
2,0	93	38	131	106	52	158	58	30	88
3,0	82	38	120	93	52	145	50	30	80
4,0	74	38	112	84	52	136	46	30	76
5,0	69	38	107	78	52	130	43	30	73

Tabela VI.4 - Estimativa de resistências à cravação das estacas-piloto pela fórmula de UTO (para diferentes valores do coeficiente ξ).

Os valores dos parâmetros n e e, necessários à aplicação da fórmula de Hiley, foram estimados a partir dos resultados de simulação da cravação, usando-se o programa NEWWAVE (ítem VI.5).

Finalmente, os resultados listados em (7) e (8), na tabela (VI.5), representam os valores de cargas limites das estacas analisadas, estabelecidos a partir de correlações com valores previstos de C_2 (ítem VI.2) e mediante a aplicação de diferentes critérios de ruptura aos dados de provas de carga (ítem V.8).

CAPACIDADES DE CARGA (tf)		E332 - Ø26			E14 - Ø33			E21 - Ø38		
		P_P	P_L	P_T	P_P	P_L	P_T	P_P	P_L	P_T
1. MÉTODO AOKI-VELLOSO (PREVISÃO TIPO 1)		66	34	100	80	50	130	115	65	180
2. MÉTODO AOKI-VELLOSO (PROF. REAL CRAVADA)		36	27	63*	78	31	109	132	43	175
3. MÉTODO CASE	J_C=0,0			96			97			81
	0,1			92			93			80
	0,2			89			90			78
	0,3			86			87			77
	0,4			83			84			76
4. MONITORAÇÃO (MÉTODO CAPWAP)	CRAV.				45	30	75	40	25	65
	REC.	38	52	90	45	66	111	40	55	95
5. FÓRMULA DE UTO *et al.*		58	30	88	88	38	126	106	52	158
6. FÓRMULA DE HILEY				63			103			127
7. CORRELAÇÕES COM VALORES FINAIS DE REPULSOS				88			125			160
8. PROVAS DE CARGA										
DAVISSON				90			110			150
VAN DER VEEN				103			160			190
MÉDIA				98			126			174
VAN DER VEEN MODIF. (Alternativa "A")				101			130			181

Tabela VI.5 - Resultados de capacidades de carga das estacas-piloto da obra da PQU.
* A 31,0m (camada de areia).

A análise dos resultados da tabela VI.5 permite estabelecer as seguintes conclusões:

(i) As capacidades de carga das estacas previstas pela monitoração da cravação são sistematicamente inferiores às das provas de carga estática, corroborando experiência internacional neste sentido.

(ii) As correlações entre as resistências dinâmicas obtidas através da análise CAPWAP e as previsões estáticas pelo método de Davisson foram muito boas

para as estacas E14 e E332 e sofrível para a estaca E21. Aparentemente, para esta estaca, ocorreu um ganho acentuado da resistência do solo mesmo após a recravação.

(iii) A carga de ruptura prevista para as estacas através da extrapolação dos resultados das provas de carga, combinando o método de VAN DER VEEN com a previsão tipo 1 da curva carga-recalque (Alternativa "A"), forneceu resultados muito próximos das médias dos diversos critérios de ruptura.

(iv) A aquisição dos repulsos mostrou-se uma medida bastante útil para o controle da capacidade de carga "in situ" de estacas cravadas.

(v) A proposição de UTO *et al.* mostrou-se bastante confiável, seja correlacionada às estimativas de DAVISSON, seja aos resultados das análises dinâmicas.

VI.4 - ANÁLISE E CONTROLE DAS TENSÕES DE CRAVAÇÃO

Adicionalmente à verificação de que as estacas devam ser cravadas a profundidades adequadas, cuidados especiais devem ser tomados no sentido de evitar a ocorrência de valores excessivos de tensões (de compressão ou de tração) durante a cravação, que podem resultar em danos à estaca e eventualmente, à sua própria inutilização dentro do estaqueamento.

Na obra da PQU, os principais problemas considerados em termos de efeitos danosos das tensões de cravação consistiram na análise da magnitude destas tensões no topo da estaca, desenvolvidas no momento do golpe, e das tensões de tração geradas por reflexão nas camadas superiores de baixa resistência dos sedimentos quaternários da Baixada Santista (unidade genética SFL).

Na primeira hipótese, dá-se o esmagamento da cabeça da estaca, decorrente das elevadas tensões de compressão a cada impacto do martelo, que podem ser causadas por insuficiente capacidade de amortecimento dos acessórios de cravação, alturas de queda inadequadas (que impliquem em valores elevados das velocidades de impacto), deficiência de armação no topo da estaca ou

uma distribuição não uniforme das tensões induzidas na estaca (caso de impactos excêntricos, por exemplo).

As estimativas destas tensões foram estabelecidas com base na fórmula de GAMBINI (ALMEIDA,1985),que admite ser a tensão durante a cravação, uma função do peso do martelo, da constante elástica do coxim e da altura de queda, este último parâmetro expresso em termos de uma altura de queda equivalente. Segundo este autor, em estacas de concreto centrifugado, os valores críticos de tensões de compressão são da ordem de 200 a 250 kgf/cm².

Na tabela (VI.6) estão resumidos os valores das tensões de compressão calculadas pela fórmula de GAMBINI e das tensões medidas através da monitoração da cravação. Para a estaca E21, as tensões medidas foram praticamente 100% inferiores aos valores calculados, resultados que, embora discordantes, estão em consonância com os resultados também insatisfatórios de capacidade de carga para esta estaca através da monitoração (métodos CASE e CAPWAP).

ESTACAS	TENSÕES DE COMPRESSÃO (kgf/cm²)	
	CALCULADAS	MEDIDAS
E14 - Ø33	158	112
E21 - Ø38	193	100
E332 - Ø26	223	234

Tabela VI.6 - Tensões de compressão induzidas na cabeça das estacas (obra da PQU).

Em relação às tensões de tração, a análise dos registros de forças e velocidades, de acordo com procedimentos específicos (relação II.27), permite estabelecer a sua ocorrência, em termos de magnitude e posição. O problema foi avaliado na obra da PQU, face à presença de depósitos argilosos espessos,caracterizados por baixos valores de N_{SPT}. Nestas condições de baixas resistências, ondas de tração são geradas por reflexões das ondas de impacto. A monitoração, entretanto, revelou a pequena importância destes efeitos nas estacas-piloto. Os valores máximos registrados de tensões de tração foram de 6,6 kgf/cm², na recravação da estaca E21, à cerca de 9,5 m abaixo da seção instrumentada, quando o elemento de fundação encontrava-se

à profundidade de 30,90 m.

VI.5 - ANÁLISES DA CRAVAÇÃO PELA EQUAÇÃO DA ONDA

A simulação da cravação, previamente à execução das fundações, constitui um procedimento adicional de muita utilidade, permitindo, ainda na fase de projeto, uma seleção inicial dos equipamentos de cravação e estimativas da relação capacidade de carga - nega.

A partir dos registros de cravação e resultados de provas de carga, torna-se possível verificar a consistência das previsões feitas e estabelecer um conjunto de parâmetros capaz de reproduzir o comportamento observado para o sistema martelo - acessórios de cravação - estaca - solo. Para as estacas-piloto da obra da PQU e nas condições dos depósitos argilosos da Baixada Santista, procedeu-se a uma série de análises deste tipo através do programa NEWWAVE (desenvolvido na COPPE).

Nestas análises, os parâmetros do sistema que não eram conhecidos, tiveram seus valores fixados em termos de valores limites, consoante as prescrições encontradas na literatura técnica e de uso generalizado em abordagens similares. De modo a permitir um enfoque o mais geral possível do problema, estabeleceu-se faixas de variação para 10 dos parâmetros que afetam o fenômeno: eficiência do martelo, rigidez do cepo e do coxim, coeficiente de restituição do cepo e do coxim, peso do capacete, "quake" e coeficientes de amortecimento do solo lateral e sob a ponta da estaca, percentagem das resistências de ponta e por atrito lateral.

Com base no conhecimento da influência isolada de cada um dos parâmetros sobre a relação capacidade de carga - número de golpes por unidade de comprimento (tabela II.2), torna-se possível estabelecer as curvas limites superior (LS) e inferior (LI). As representações gráficas deste comportamento, previsto para as estacas-piloto da obra da PQU, são indicadas nas figuras (VI.12), (VI.13) e (VI.14) que incluem também o conjunto de dados de entrada das análises correspondentes.

As curvas foram obtidas variando-se as resistências últimas previstas e calculando-se as respectivas negas, cujo in

verso é o número de golpes/penetração, correspondendo a cada execução do programa um ponto da curva. O módulo de YOUNG do concreto foi tomado igual a 360.000 kgf/cm², mesmo valor considerado nas previsões do comportamento carga-recalque das estacas. A distribuição das resistências ao longo da estaca foi uniforme e o intervalo de tempo de integração foi fixado em 0,00060s, inferior ao valor crítico, de modo a se assegurar a convergência numérica das soluções.

As faixas de valores definidas pelas curvas limites devem conter a condição real observada durante a cravação da estaca (evidentemente, estas análises podem ser reavaliadas à medida que se desenvolvam os trabalhos de campo). Entrando-se no diagrama com os valores de carga de ruptura da estaca, conhecida a partir dos dados da prova de carga, e da nega final (ou, no caso, o inverso deste valor), obtém-se um ponto (ou melhor, um intervalo, referente à retirada dos últimos valores de negas) que reproduz a realidade das observações de campo. A partir desta referência e fixando-se alguns dos parâmetros de caracterização mais fácil, viabiliza-se a determinação dos valores prováveis da série de parâmetros representativos do comportamento do sistema martelo-estaca-solo (coluna "VP" dos quadros das figuras VI.12 a VI.14). Como se fez referência anteriormente, as resistências últimas tomadas para as estacas corresponderam aos valores de cargas limites definidas pelo método de DAVISSON (1972) e não pela média ou por qualquer outro critério de ruptura.

A curva R_u x golpes/cm pode ser utilizada para avaliação do comportamento da estaca com o tempo, seja em termos do aumento de sua resistência ("set up"), seja eventualmente em termos de uma redução (relaxação), após a interrupção da cravação. Procedendo-se a recravações sucessivas do elemento de fundação, os novos valores de negas permitem obter, para o conjunto de parâmetros representativos da análise efetuada, correspondentes resistências últimas que constituem as capacidades de carga das estacas incorporando efeitos reológicos do solo de fundação.

Considerações análogas permitem estabelecer o valor da nega a ser atingida durante a cravação da estaca, de modo a assegurar para a mesma uma capacidade de carga equivalente àque

la obtida em prova de carga. Nesta hipótese, tomando-se a média dos valores previstos pela série de critérios de ruptura analisados anteriormente, as negas de cravação que assegurariam estas capacidades de carga seriam 10,4 mm, 16 mm e 32 mm por 10 golpes para as estacas E14, E21 e E332, respectivamente (figs. VI.12 a VI.14).

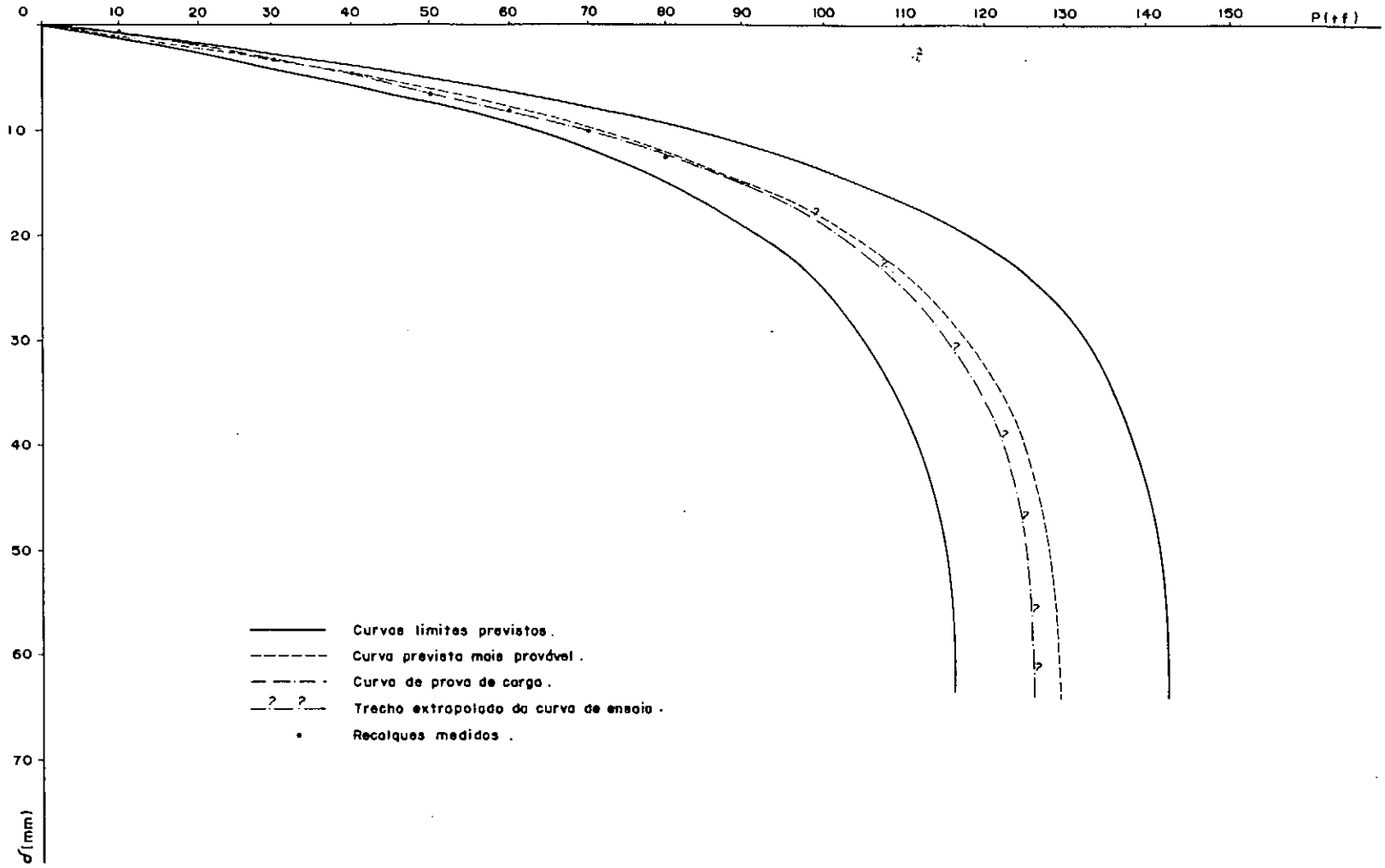


Fig. VI.1 - Correlações entre comportamentos carga - recalque previstos e observado para a estaca E14 - Ø 33.

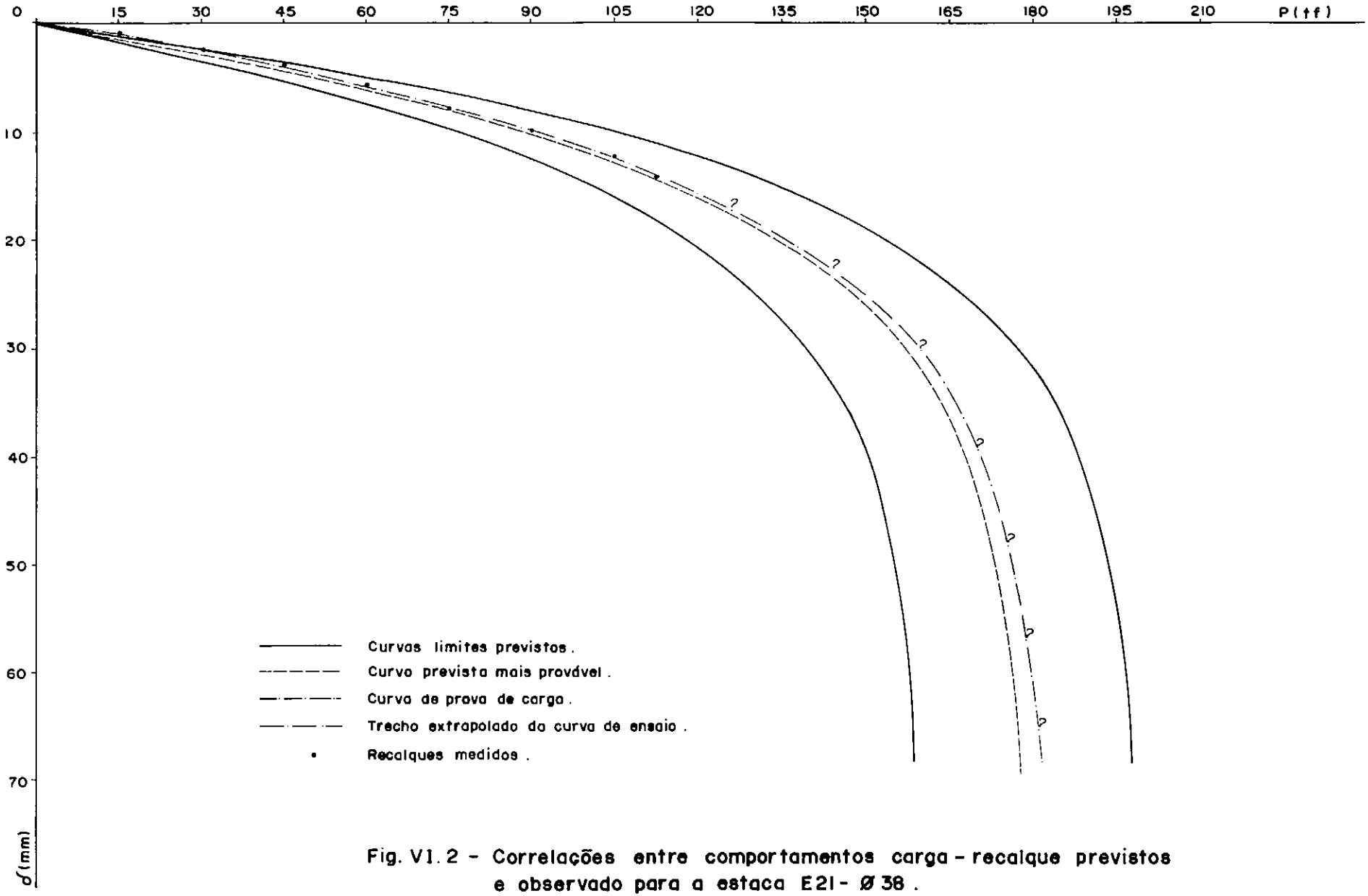


Fig. V1.2 - Correlações entre comportamentos carga - recalque previstos e observado para a estaca E21 - Ø 38.

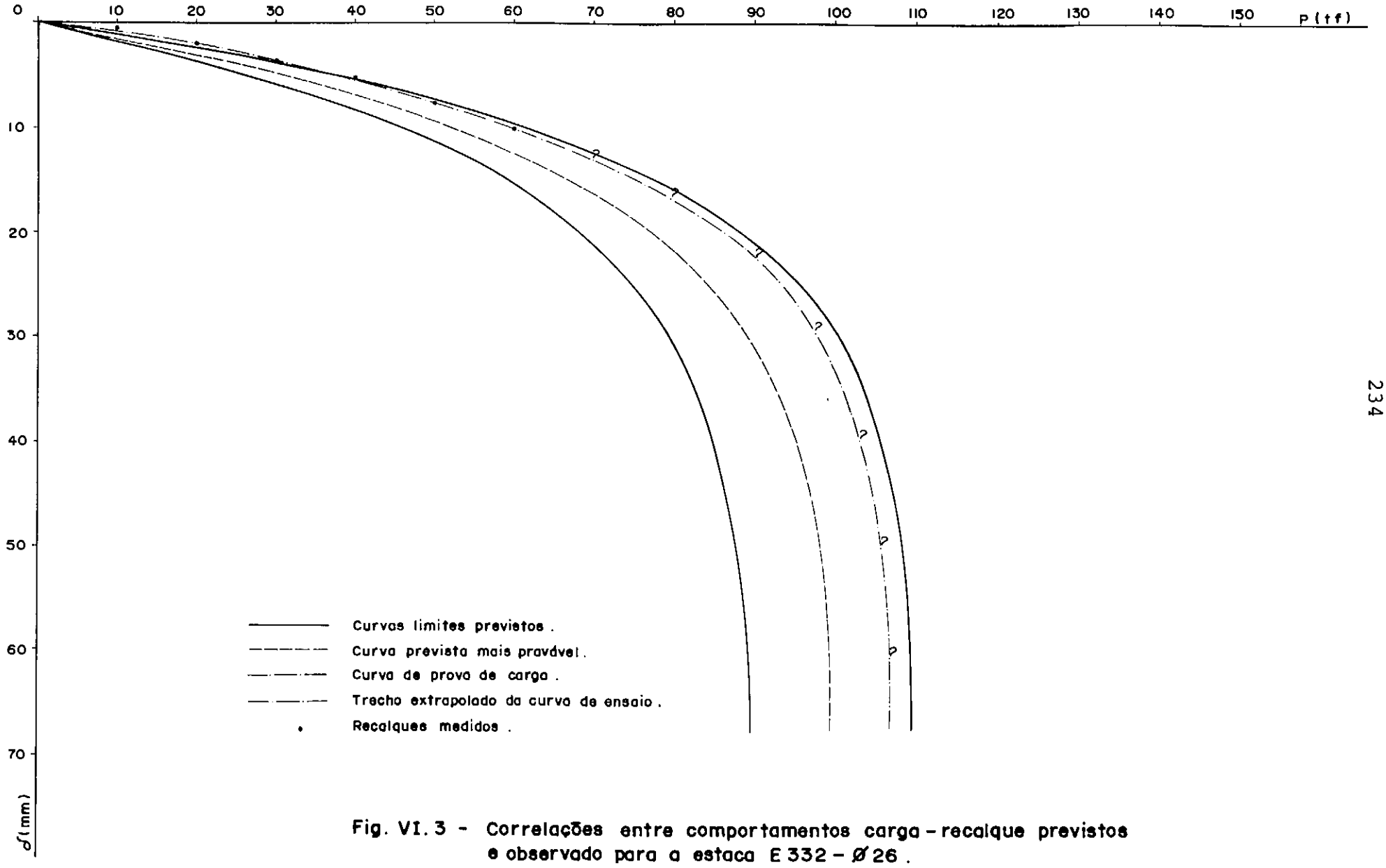


Fig. VI.3 - Correlações entre comportamentos carga - recalque previstos e observado para a estaca E 332 - Ø 26 .

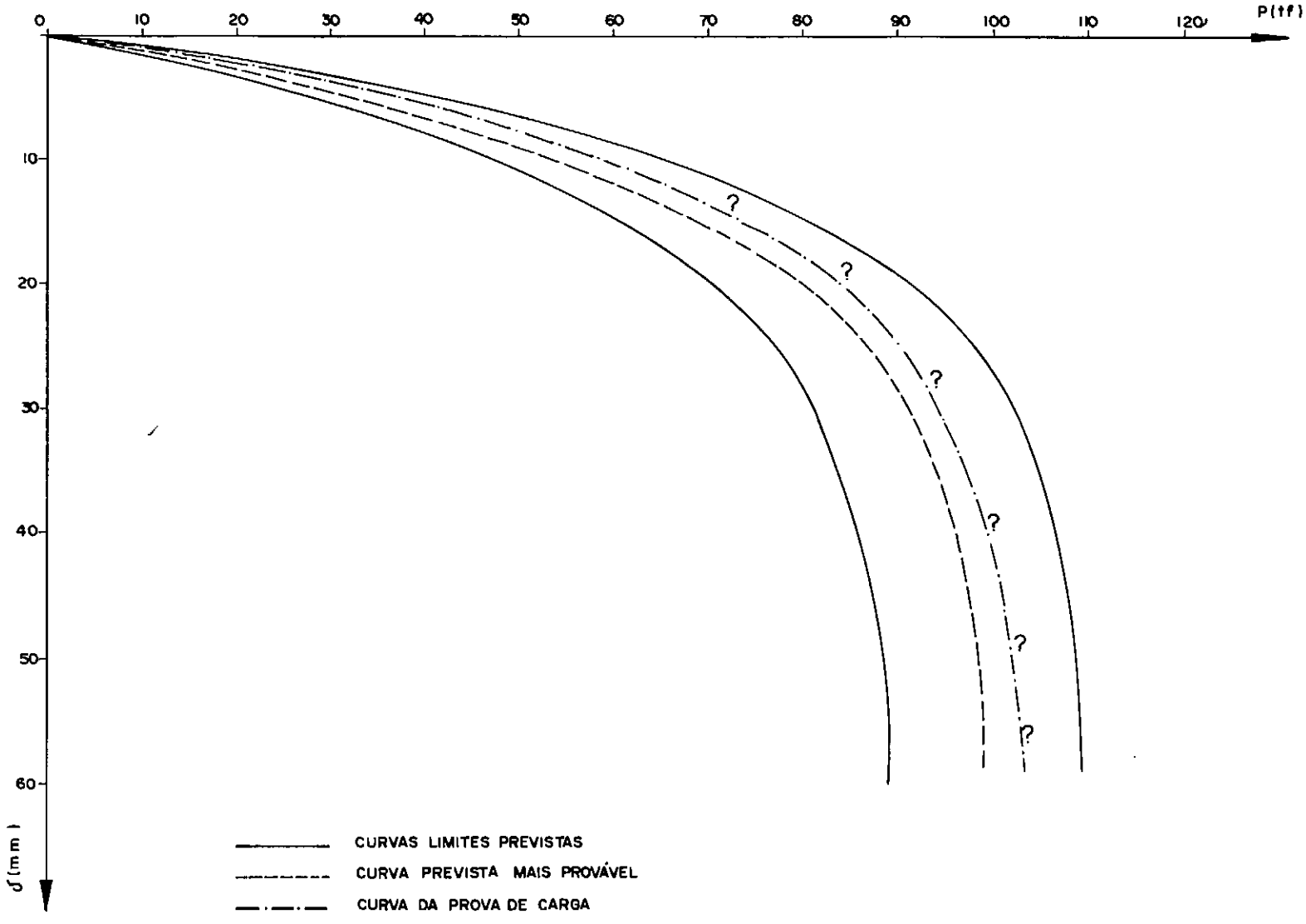


Fig. VI. 4 - Correlações entre comportamentos carga-recalque previstos e observado para a estaca E 332 - Ø 26.
(F1 = 1,45 ; F2 = 2,95)

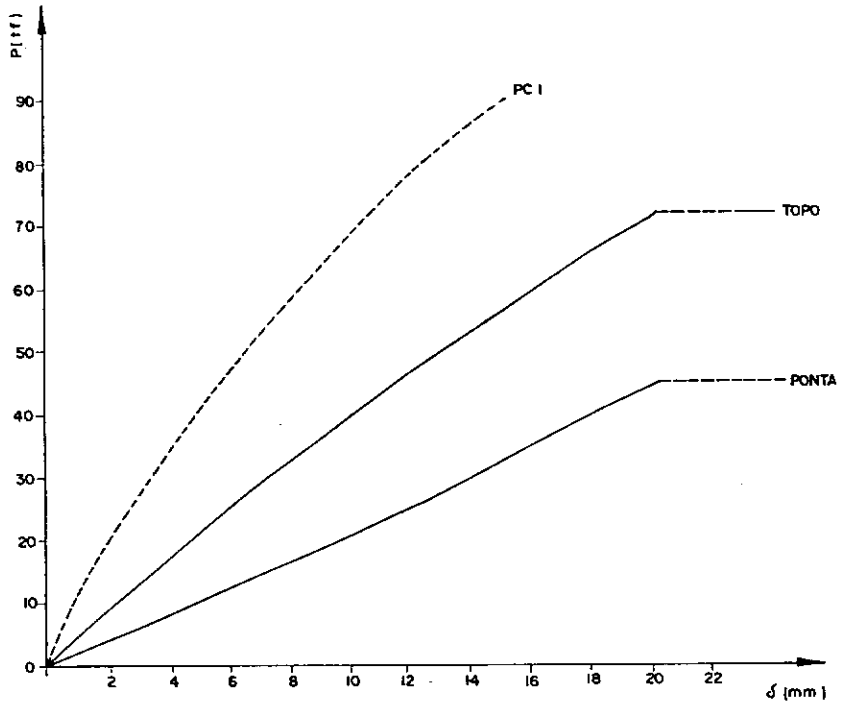


Fig. VI.5 - Curva carga-recalque prevista pelo programa STATIC e obtida na prova de carga PC1 (E 14 - Ø 33)

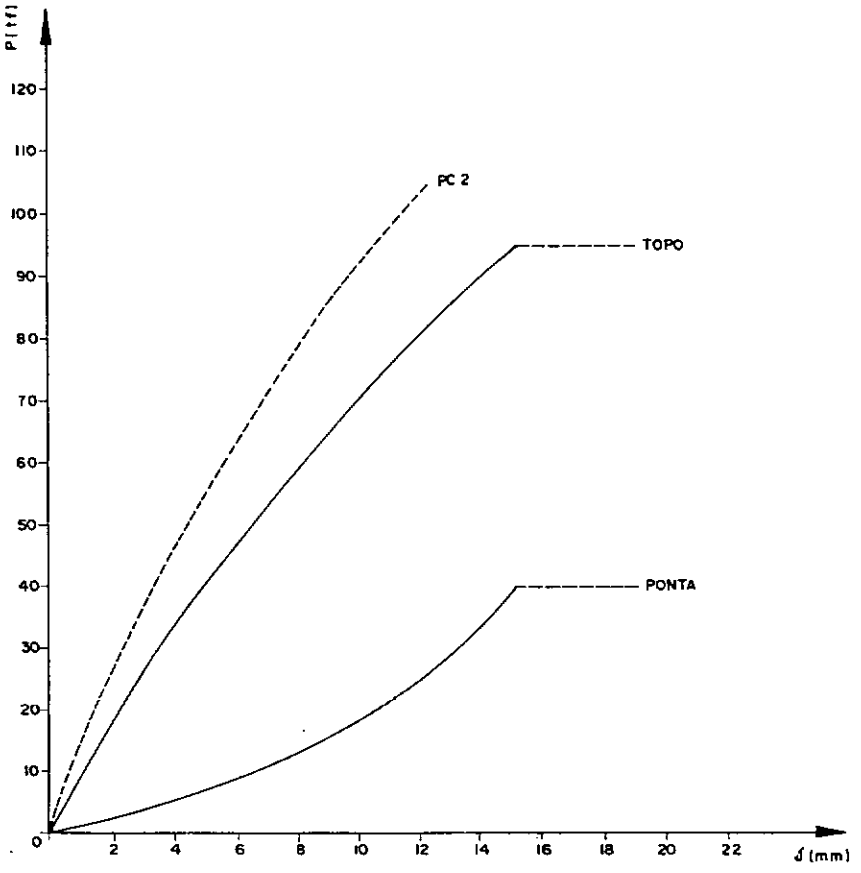


Fig. VI.6 - Curva carga-recalque prevista pelo programa STATIC e obtida na prova de carga PC 2 (E 21 - Ø 38).

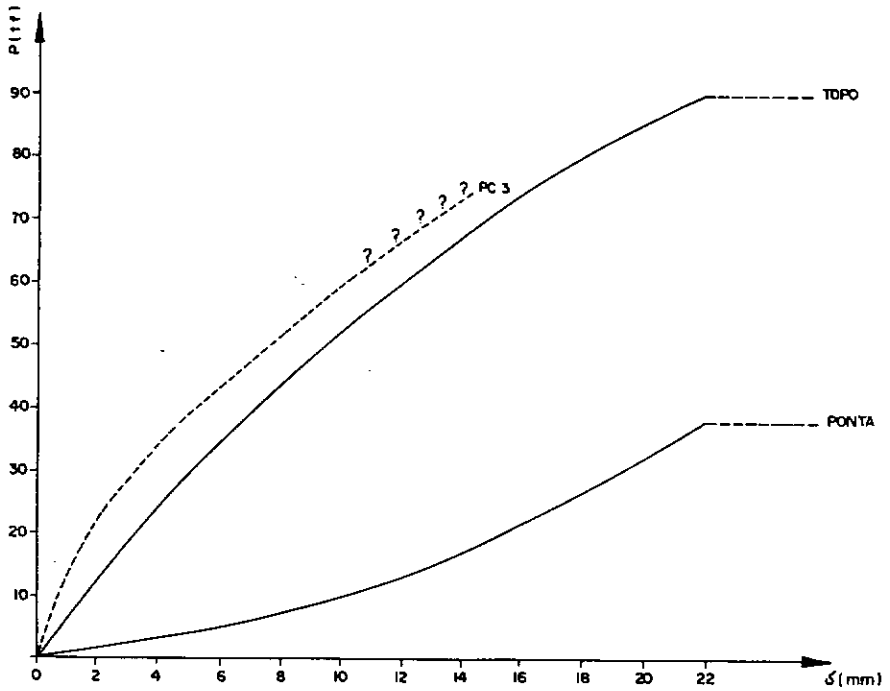


Fig. VI - 7 - Curva carga recalque prevista pelo programa STATIC e obtida na prova de carga PC3 (E 332 - Ø 26).

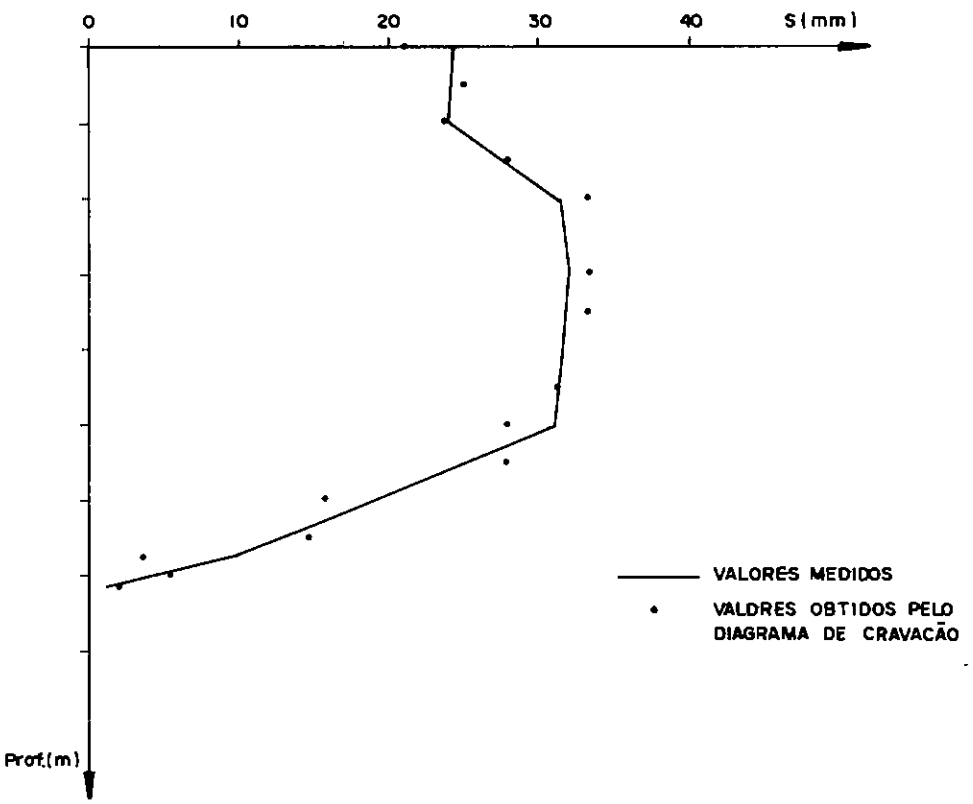


Fig. VI.8 - Correlação entre valores de negas obtidas do diagrama de cravação e medidas no campo. (E 14 - Ø 33).

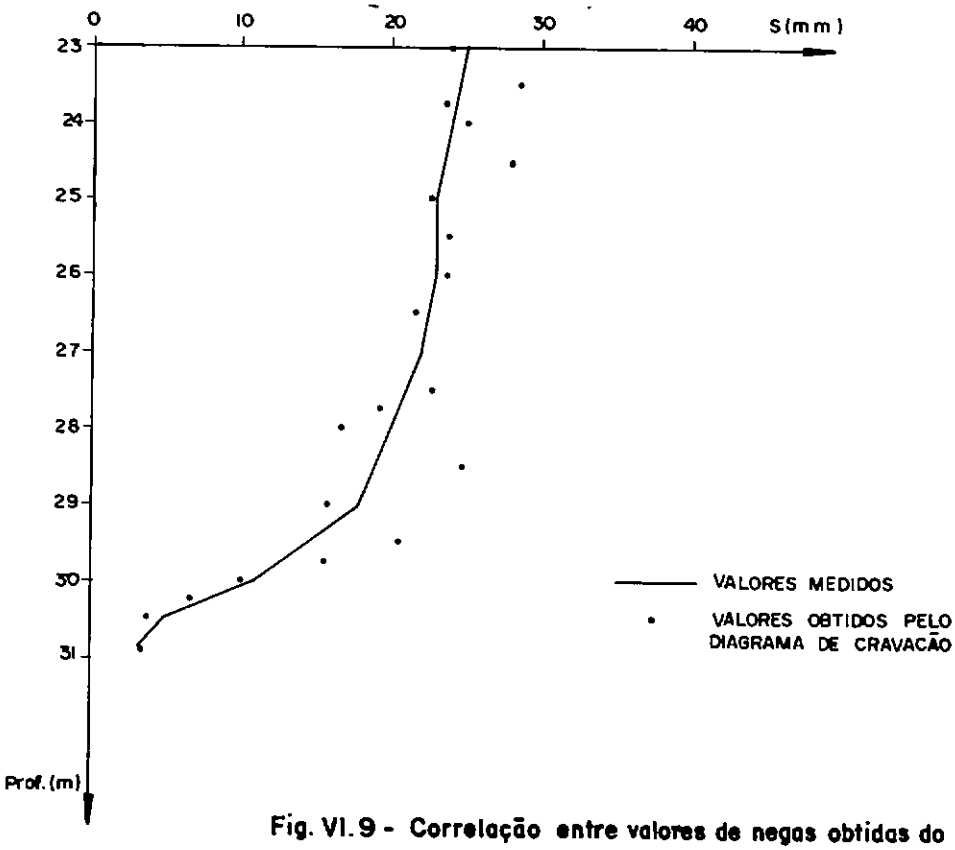


Fig. VI.9 - Correlação entre valores de negas obtidas do diagrama de cravação e medidas no campo. (E 21 - Ø 38).

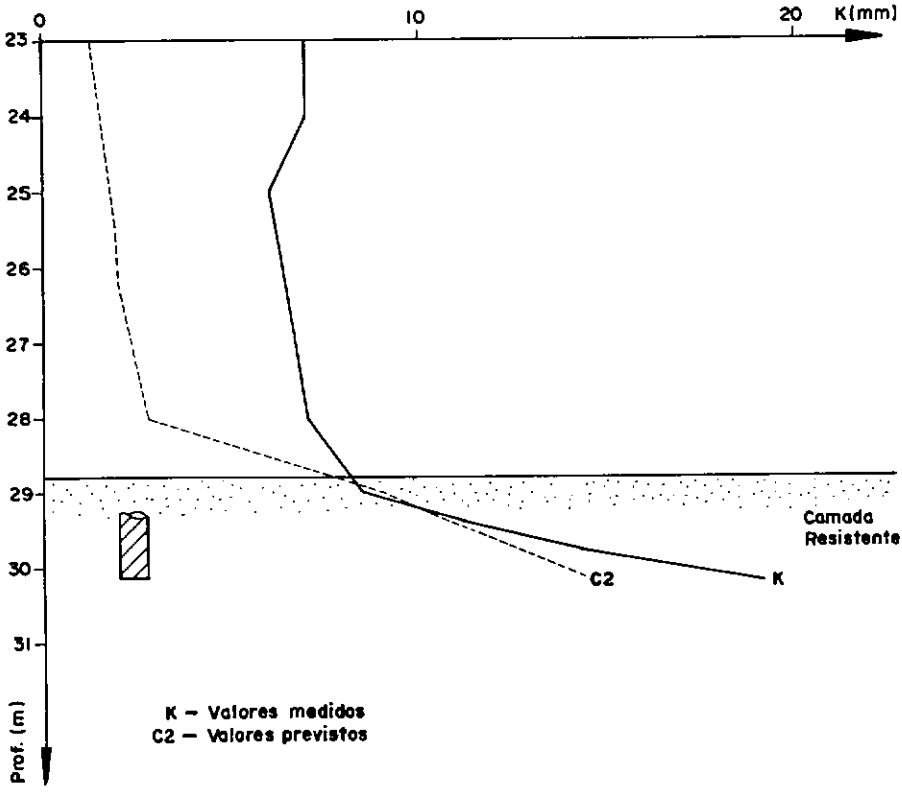


Fig. VI.10 - Valores de K e C2 com a profundidade (E 14 – Ø 33)

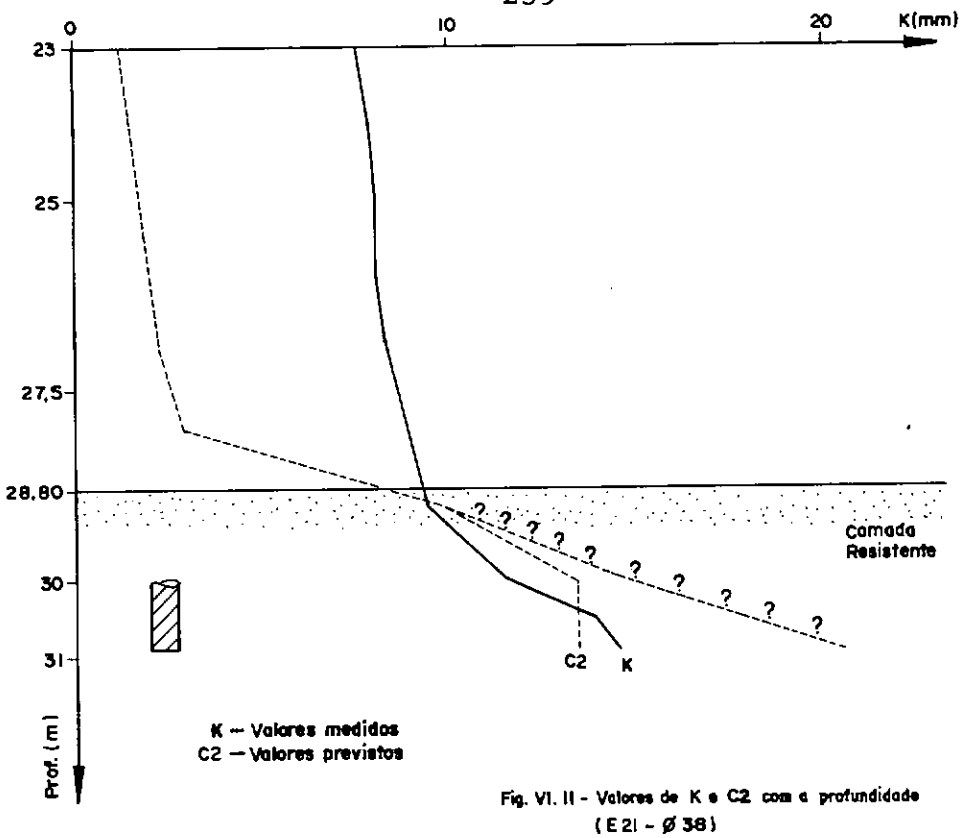


Fig. VI. 11 - Valores de K e C2 com a profundidade
(E 21 - Ø 38)

PARÂMETROS		E14 - Ø33		
		LS	LI	VP
1	$\eta_{MARTELO}$ (%)	0.7	0.6	0.65
2	$W_{CAP.}$ (Kgf)	400	500	450
3	RIG_{CEPO} (Kgf/cm)	250 000	120 000	170 000
4	RIG_{COXIM} (Kgf/cm)	350 000	150 000	250 000
5	e_{CEPO}	0.6	0.5	0.55
6	e_{COXIM}	0.5	0.4	0.45
7	QUAKE (cm)	0.25	0.50	0.45
8	J_s (s/cm)	0.0040	0.0080	0.0066
9	J_p (s/cm)	0.0033	0.0066	0.0066
10	R_p	70 % Ru	80 % Ru	75 % Ru

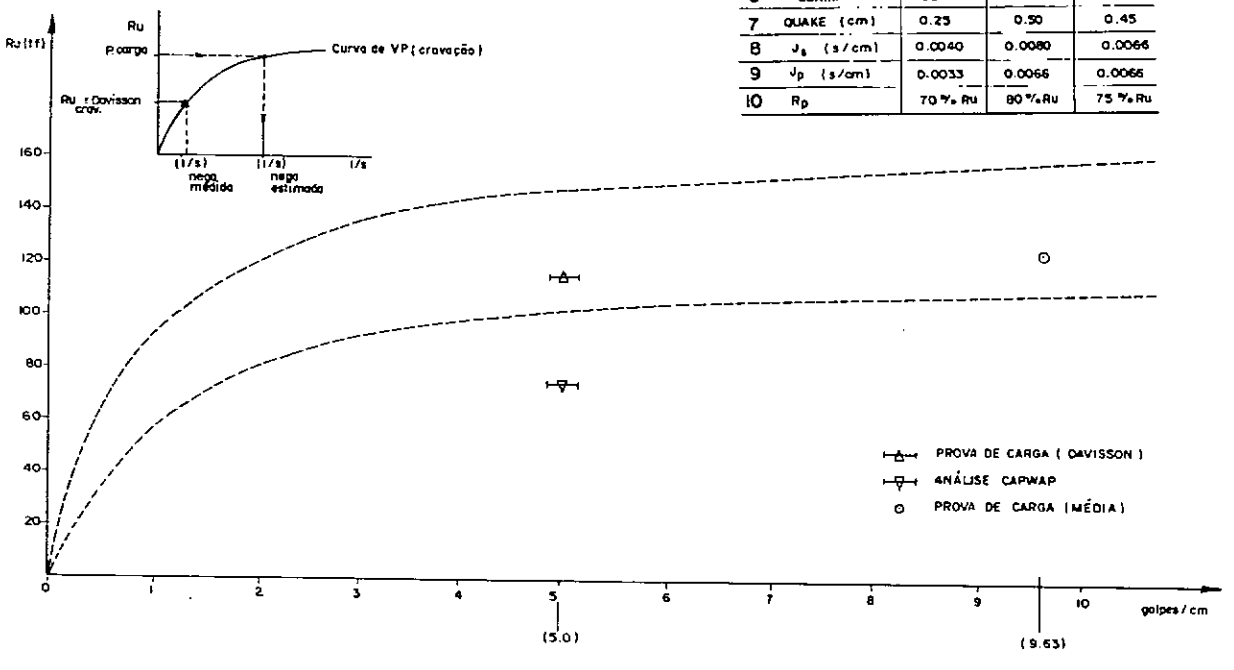


Fig. VI. 12 - Curva Ru x Golpes / penetração para a estaca E14 - Ø33
(simulação de cravação pelo programa NEWWAVE).

PARÂMETROS	E21 - Ø 38		
	LS	LI	VP
1 $\eta_{MARTELO}$ (%)	1.00	0.85	1.00
2 $W_{CAP.}$ (Kgf)	250	400	300
3 $RIG._{CEPO}$ (Kgf/cm)	400 000	150 000	350 000
4 $RIG._{COXIM}$ (Kgf/cm)	500 000	200 000	450 000
5 e_{CEPO}	0.85	0.70	0.80
6 e_{COXIM}	0.60	0.50	0.60
7 QUAKE (cm)	0.20	0.40	0.25
8 J_s (s/cm)	0.0033	0.0066	0.0045
9 J_p (s/cm)	0.0033	0.0066	0.0033
10 R_p	50% Ru	75% Ru	55% Ru

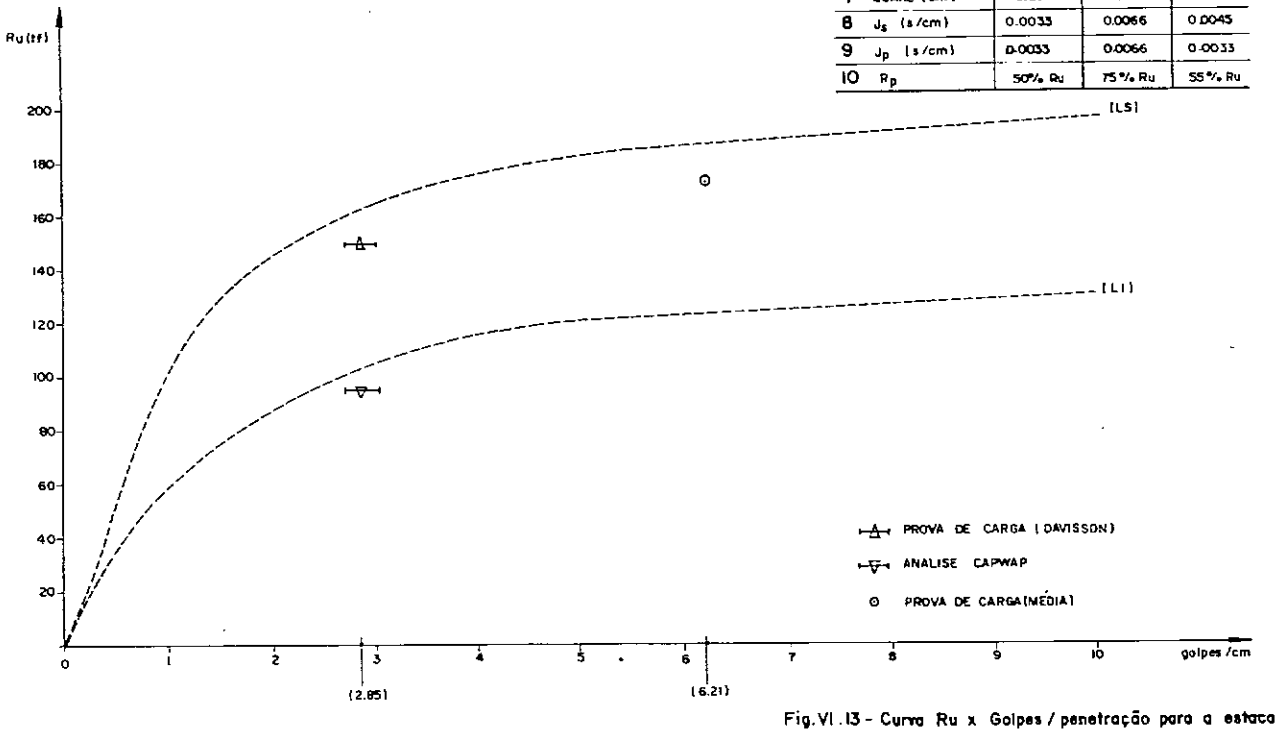


Fig. VI.13 - Curva Ru x Golpes / penetração para a estaca E21 - Ø38 (simulação da cravação pelo programa NEWWAVE).

PARÂMETROS	E 332 - Ø 26		
	LS	LI	VP
1 $\eta_{MARTELO}$ (%)	0,90	0.60	0,70
2 $W_{CAP.}$ (kgf)	300	400	400
3 $RIG._{CEPO}$ (kgf)	300.000	200.000	250.000
4 $RIG._{COXIM}$ (kgf/cm)	400.000	250.000	300.000
5 e_{CEPO}	0.8	0.7	0.7
6 e_{COXIM}	0.6	0.5	0.5
7 QUAKE (cm)	0.25	0.35	0.30
8 J_s (s/cm)	0.0040	0.0060	0.0060
9 J_p (s/cm)	0.0033	0.0060	0.0055
10 R_p	60 % Ru	75 % Ru	70 % Ru

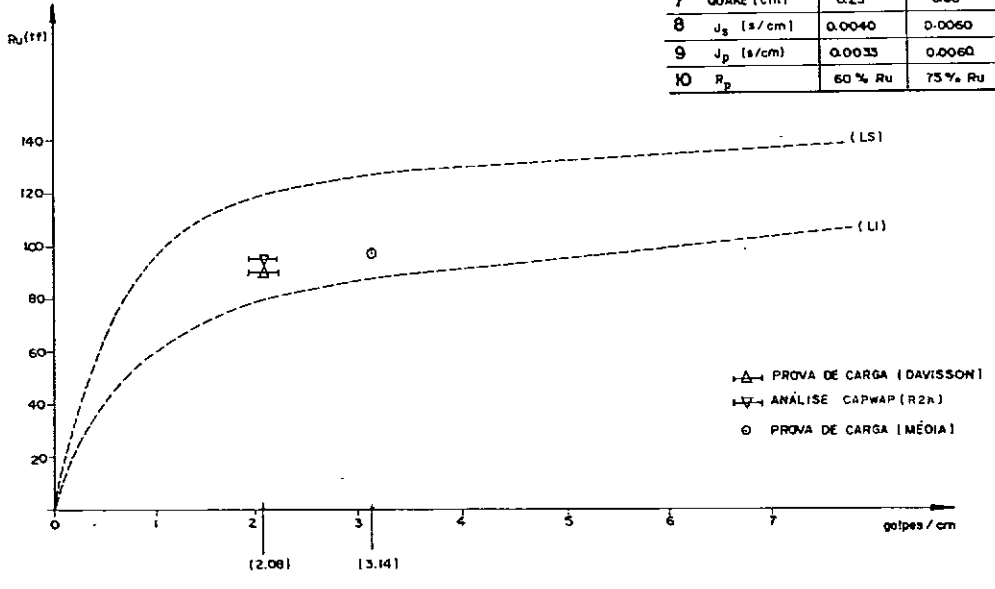


Fig. VI.14 - Curva Ru x Golpes / penetração para a estaca E 332 – Ø 26 (simulação da cravação pelo programa NEWWAVE).

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS

VII.1 - CONCLUSÕES

A previsão, controle de instalação e eventual análise posterior do comportamento de estacas cravadas, impõe o estabelecimento de uma metodologia específica, capaz de incorporar,de forma racional e sistemática, os vários aspectos envolvidos em projetos de fundações desta natureza. A aplicação coordenada de procedimentos de análise, inseridos no binômio previsão - controle, permite a avaliação do comportamento das fundações com um adequado grau de confiabilidade. Busca-se, assim, evitar a utilização de procedimentos isolados, prática que não se constitui em técnica racional no campo da Engenharia de Fundações.

A adoção de um modelo simplificado de previsão do problema da interação estaca-solo, nos moldes propostos neste trabalho, resultou em correlações bastante satisfatórias com o comportamento efetivamente observado no campo. Neste modelo, buscou-se conciliar as previsões de recalque (para um dado nível de carga) e de capacidade de carga, empregando métodos semi-empíricos, com a formulação matemática do comportamento carga-recalque, proposta por VAN DER VEEN. A abordagem adotada permite fugir das complicações impostas pelo comportamento reológico do solo para níveis de carga próximos da condição de ruptura. Evidentemente, os ajustes efetuados a partir dos diagramas de atrito lateral inicialmente previstos, correpondem, simplesmente, à adoção de valores corrigidos dos fatores F1 e F2 do método AOKI-VELLOSO.

A partir de uma previsão do comportamento das estacas, o controle "in situ" da cravação assume características bastante específicas, permitindo, desta forma, uma avaliação mais criteriosa do desempenho das fundações da obra. A prática convencional (retirada de negas) constitui,essencialmente, um elemen-

to indicador do grau de homogeneidade da execução do estaqueamento. Assim, com o intuito de melhorar a confiabilidade dos procedimentos para controlar a capacidade de carga de estacas cravadas, metodologias alternativas foram descritas e aplicadas ao caso de uma obra (PQU) no presente trabalho.

A instrumentação da cravação e a aplicação dos princípios da teoria da Equação da Onda à análise do problema constitui uma técnica de excepcional valor prático e de crescente difusão no meio científico internacional (FOCHT & O'NEILL, 1985). A utilização criteriosa da técnica de monitoração permite a aquisição de um grande número de informações durante o próprio decorrer da cravação. Entretanto, em parte devido à natureza empírica das correlações entre resistências dinâmicas do solo durante a cravação e resistências estáticas limites da estaca e em parte devido à recuperação do solo ("set-up"), os resultados previstos pelos métodos CASE e CAPWAP não reproduzem fielmente aqueles observados em provas de carga estáticas. Correlações desta natureza são estabelecidas a partir das cargas limites previstas pelo critério de DAVISSON aos dados da curva carga-recalque obtida no ensaio estático convencional. Por outro lado, não existem correlações plenamente satisfatórias entre resistência à cravação e capacidade de carga estática, expressa em termos de parâmetros como "quake" e coeficiente de amortecimento do solo.

Estas limitações são particularmente esclarecedoras na análise da capacidade de carga das estacas-piloto da obra da PQU. No caso da estaca E21, a monitoração dinâmica, em termos de capacidade de carga e tensões de cravação, revela-se totalmente questionável. Para as estacas E14 e E332, os resultados corroboram a preconizada correlação com o método de DAVISSON.

A aquisição dos registros de deslocamentos permanentes (negas) e elásticos (repulsos), durante a cravação de uma estaca, incorpora à análise do fenômeno subsídios de extremo valor prático. Assim mediante procedimentos extremamente simples e sem maiores influências sobre o andamento da obra, torna-se possível obter estes parâmetros e correlacioná-los, de forma direta e imediata, com a capacidade de carga da estaca. Na obra da PQU, as previsões de capacidade de carga obtidas pela equação de UTO *et al.*, mostraram-se bastante interessantes, propiciando

boas correlações com as cargas limites, estabelecidas através da interpretação das provas de carga.

Finalmente, constata-se que a interpretação dos resultados de uma prova de carga deve ser conduzida com critério, sem o quê, equívocos apreciáveis podem ser cometidos. Projeções de dados parciais, a partir de valores previstos, podem conduzir a resultados mais satisfatórios. Interpretações mediante diferentes critérios de ruptura resultam numa apreciável dispersão de valores. Neste contexto, os métodos de VAN DER VEEN e MAZURKIEWICZ (ou o método alternativo proposto por MASSAD (1986) que fornece resultados similares e simplifica a aplicação prática destes métodos), correntemente utilizados na prática de fundações, têm a sua aplicação condicionada a uma prévia e cuidadosa avaliação da curva carga-recalque, obtida até o nível de carregamento atingido no ensaio. Observe-se que os resultados indicados por estes métodos constituem valores limites, enquanto outros critérios estabelecem a ruptura para um dado valor de recalque, conduzindo, naturalmente, a valores menores da carga de ruptura.

A interação racional entre estes diferentes procedimentos é o pressuposto básico de uma metodologia geral de controle "in situ" da capacidade de carga de estacas cravadas. Assim, num dado projeto de estaqueamento, poder-se-ia limitar as provas de carga a 1% das fundações, sendo cerca de 5 a 10% delas submetidas à monitoração da cravação. Já a aquisição dos registros de negas e repulsos poder-se-ia tornar procedimento usual de campo. Da análise das estacas de referência da obra (estacas-piloto) obter-se-ia, pela comparação de previsão e desempenho, uma confirmação dos critérios de controle estabelecidos.

VII.2 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A utilização de uma metodologia geral de previsão, análise e controle do comportamento de estacas cravadas, nos moldes propostos no estudo das fundações da obra da PQU, deve ser estendido a outros casos de obras e outras condições de cravação. Correlações entre os resultados obtidos através da aplicação integrada dos diferentes procedimentos de controle "in situ",

devem ser estabelecidas e confrontadas com as previsões realizadas.

A confiabilidade numa dada fundação requer, fundamentalmente, saber prever o comportamento de seus elementos (estacas). Pesquisas devem ser estimuladas em termos de metodologias de previsão do desempenho de fundações. Particularmente, as previsões do comportamento carga-recalque a partir do método AOKI -VELLOSO (estimativas de capacidade de carga) e do método AOKI -LOPES (estimativa de recalque), conjugadas com base na formulação matemática de VAN DER VEEN, têm-se revelado bastante satisfatórias. A criação de bancos de dados de provas de carga constitui um avanço importante neste contexto. Estudos específicos devem se concentrar na avaliação dos coeficientes F1 e F2 de modo a permitir a quantificação dos ajustes a serem introduzidos nos diagramas de atrito lateral, obtidos a partir da aplicação convencional do método AOKI-VELLOSO. A escolha dos parâmetros de deformação do solo, a serem utilizados nas análises de recalques, constitui um outro ponto importante a ser considerado nestas previsões. A execução de provas de carga instrumentadas, por sua vez, possibilita um conhecimento maior do comportamento carga-recalque. Programas de instrumentação desta natureza em obras importantes são altamente recomendáveis. Os resultados desta instrumentação permitem comprovar ou não a viabilidade das previsões estabelecidas mediante a aplicação da forma expandida da expressão matemática de VAN DER VEEN (parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral).

Os principais aspectos relativos às metodologias de controle "in situ" do comportamento de estacas cravadas, que merecem investigações adicionais e específicas, estão relacionados a uma melhoria efetiva dos procedimentos para garantia da capacidade de carga última das estacas ensaiadas.

Em termos de monitoração da cravação, as pesquisas devem ser implementadas no sentido de minimizar as limitações práticas da aplicação da teoria da Equação da Onda ao problema da cravação de estacas, pelas razões expostas no ítem (II.7). Uma vez que as principais distorções observadas relacionam-se à natureza do modelo e valores dos parâmetros considerados na análise, sugere-se que os estudos a serem empreendidos concentrem-se

nestes dois aspectos básicos. Assim, a adoção de modelos alternativos para a interação solo-estaca constitui uma linha de pesquisa bastante interessante, face às reconhecidas deficiências do modelo básico proposto por SMITH, à luz dos conhecimentos atuais sobre o assunto. Neste particular, a introdução de um elemento de solo na modelagem, representado por um sistema mola-amortecedor-massa, representa um aprimoramento concreto. A aplicação deste modelo aos registros de cravação traz perspectivas de correlações com resultados de provas de carga mais promissoras.

A necessidade de se estimar parâmetros (como o "quake" e o coeficiente de amortecimento), para as análises pela Equação da Onda, exige pesquisas específicas para uma avaliação realista dos valores a serem adotados. Justificam-se tais recomendações mediante um exemplo simples: nas tabelas existentes, encontra-se valores de J_c variando desde 0,15 até 0,8 para um mesmo solo e, em contrapartida, um valor de $J = 0,2$ se aplica para solos desde areia até argila. Compreende-se, assim, a ampla dispersão dos resultados de capacidade de carga previstos pelos programas de cravabilidade que utilizam valores tabelados para estes parâmetros (sem reportar-se a quaisquer medições).

Um outro aspecto relevante a ser considerado diz respeito às correlações dos resultados da monitoração e dos ensaios estáticos, via critério de DAVISSON. Numa primeira etapa, programas de investigações nesta área precisam ser incrementados, de forma a verificar a validade destas correlações em termos de experiência brasileira. Recomenda-se, nestas análises, a aplicação da equação de UTO que, aparentemente, constitui uma excelente referência para os resultados das medições dinâmicas. Numa segunda etapa, correlações desta natureza são imprescindíveis à luz das modificações impostas ao modelo e à escolha dos parâmetros de análise, de acordo com o exposto anteriormente. Em qualquer destes estudos, cuidados específicos devem ser tomados em termos da interpretação dos resultados de uma prova de carga convencional (critérios de ruptura a serem adotados).

A técnica de controle "in situ" do comportamento de estacas cravadas, baseada na aquisição dos registros de negas e repulsos, deve ser aplicada a outros projetos de fundações e ti

pos de obras e os resultados confrontados com os resultados do diagrama de cravação e da monitoração (cálculo de DMAX). É interessante verificar se estas correlações reproduzem a natureza daquelas estabelecidas para as estacas ensaiadas da obra da PQU. Estudos específicos são indicados no sentido de desenvolver,com uma acurácia razoável, um método de previsão dos valores de encurtamento elástico da estaca durante a cravação. Note-se que, neste sentido, ao passo que os valores previstos referem-se a um comportamento essencialmente estático, as compressões elásticas medidas durante a cravação incorporam também uma componente dinâmica de resistência. Desta forma, é de se prever diferenças sensíveis entre estes valores, particularmente no caso de solos argilosos.

ANEXO I

A EQUAÇÃO DE UTO (UTO *et al.*, 1985)

Na formulação original da equação de UTO (1979), uma das hipóteses básicas da sua proposição admitia que o comprimento de onda (λ) da onda de choque ao longo da estaca era igual a duas vezes o seu comprimento ($\lambda=2L$). Esta hipótese é razoável em termos de martelos a diesel para o caso de uma adequada combinação das características do sistema estaca-martelo. Para um outro sistema de cravação (como no caso de emprego de martelos hidráulicos, onde $\lambda >> 2L$), este princípio pode revelar-se totalmente inadequado. Assim, a presente dedução da equação de UTO é geral, admitindo quaisquer relações entre λ e L (hipótese iv) e estendendo a sua aplicação a todo problema de cravação de estacas (TADA *et al.*, 1985).

AI.1 - Hipóteses básicas:

(i) As ondas de choque que se propagam ao longo da estaca (topo-ponta-topo) são unidimensionais;

(ii) a estaca apresenta seção e propriedades uniformes;

(iii) o atrito lateral dinâmico é desprezível;

(iv) o comprimento de onda das ondas de choque é igual a $(m+n)$ vezes o comprimento da estaca;

(v) o deslocamento do topo da estaca atinge o valor máximo $(s+K)$ no instante $(m+n)T$ após o impacto (onde T é o tempo de ida e volta da onda de choque ao longo da estaca), assumindo valor constante após $t = (m+n+1)T$;

(vi) o deslocamento da ponta da estaca atinge o valor máximo (s) no instante $(m+n+1)T$ (a defasagem entre os movimentos do topo e da ponta é de $T/2$), permanecendo constante a seguir;

(vii) a resistência do solo na ponta da estaca compensa a ação das tensões de impacto que se propagam em direção à extremidade inferior da estaca (entre

T/2) e[((m+n+1)/2) T]). A partir deste instante, o valor de (s) mantém-se constante.

Na figura abaixo, representa-se o processo de transmissão e reflexão das ondas de impacto ao longo da estaca e a performance dos deslocamentos de ponta e de topo ao longo do tempo. De acordo com (iv), $(m+n)T = 2(m+n)\frac{L}{c}$ é o tempo necessário para a onda de choque se deslocar $(m+n)$ vezes ao longo da estaca.

AI.2 - Diagrama deslocamento x tempo e notação:

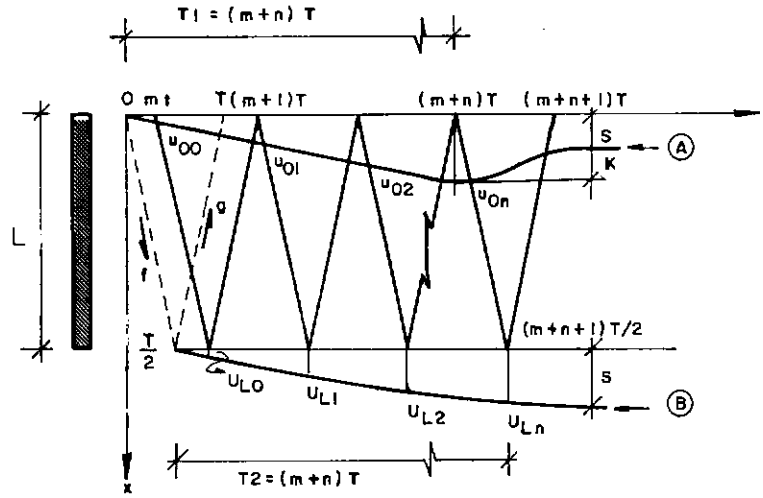


Fig.AI.1 - Deslocamentos de topo e da ponta da estaca com o tempo.

W_h - peso do martelo (tf);
W_p - peso da estaca (tf);
A - área da seção transversal da estaca (m^2);
E - módulo de Young do material da estaca (tf/m^2);
U - perímetro da seção transversal (m);
L - comprimento da estaca (m);
ρ - massa específica do material da estaca (tf/m^3);
$\bar{N}$ - valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca;
R_d - capacidade de carga da estaca (tf);
R_p - resistência de ponta da estaca (tf);
R_L - resistência de atrito lateral (tf);
K - compressão elástica ("rebound") do sistema estaca-solo por golpe (m);
s - nega da estaca por golpe (m);
c - velocidade de propagação da onda de choque (m/s);

g - aceleração da gravidade (m/s^2);

t - tempo (s);

T - tempo de ida e volta da onda de choque ao longo da estaca (s);

T1 - intervalo de tempo de deslocamento do topo da estaca (s);

T2 - intervalo de tempo de deslocamento da ponta da estaca (s);

x - coordenada de uma ponta da estaca na direção vertical;

Ⓐ - curva de deslocamentos do topo da estaca;

Ⓑ - curva de deslocamentos da ponta da estaca;

u_{oi} - deslocamento de topo no instante $(m+i)T$; (m);

u_{oL} - deslocamento de ponta no instante $(m+i+1/2)T$; (m);

λ - comprimento de onda (m);

$(m+n)$ - nº de repetições das ondas de choque ($0 \leq m < 1$; $n = 0,1,2,...$).

AI.3 - A equação de UTO

A forma geral da equação das ondas unidimensionais é dada por:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{.....(1)},$$

sendo $c = \sqrt{E/\rho}$ e cuja solução geral pode ser expressa como:

$$u = f(x - ct) + g(x + ct) \quad \text{.....(2)},$$

onde f e g são funções que representam ondas de deslocamento que se propagam em sentidos descendente e ascendente, respectivamente, ao longo da estaca.

A solução completa da equação das ondas unidimensionais exige que certas condições iniciais e de fronteira sejam estabelecidas, caracterizando, portanto, um PVIF. O conjunto destas condições para o problema de UTO, são as seguintes:

(i) $t = 0$; $x = 0$

$$u = f(0) = 0 \quad \text{.....(3)},$$

(ii) $t = \frac{T}{2} = \frac{L}{c}$; $x = L$

$$u = f(0) + g(2L) = 0$$

De (i) e (ii), resulta que $g(2L) = 0$ .....(4),

(iii) $t = mT = 2m\frac{L}{c}$; $x = 0$

$u = f(2mL) = U_{00}$ .....(5),

(iv) $t = (m+i)T = 2(m+i)\frac{L}{c}$; $x=0$ $(i = 1,2,\ldots,n-1)$

$u = f[2(m+i)L] + g[2(m+i)L] = u_{0i}$ .....(6),

(v) $t = (m+n)T = 2(m+n)\frac{L}{c}$; $x = 0$

$u = f[2(m+n)L] + g[2(m+n)L] = u_{0n}$ .....(7),

(vi) $t = (m + 1/2)T = 2m\frac{L}{c} + \frac{L}{c}$; $x = L$

$u = f(2mL) + g(2mL + 2L) = u_{L0}$ .....(8),

(vii) $t = (m+i+1/2)T = 2(m+i)\frac{L}{c} + \frac{L}{c}$; $x = L$ $(i=1,2,\ldots,n-1)$

$u = f[2(m+i)L] + g[2(m+i)L+2L] = U_{Li}$ .....(9),

(viii) $t = (m+n+1/2)T = 2(m+n)\frac{L}{c} + \frac{L}{c}$; $x = L$

$u = f[2(m+n)L] + g[2(m+n)L + 2L] = u_{Ln}$ .....(10),

Substituindo as relações (5), (6) e (7) nas relações (8), (9) e (10), respectivamente, vem:

$g[2(m+1)L] = u_{L0} - u_{00}$ .....(11),

$g[2(m+i)L+2L] = g[2(m+i)L] + U_{Li} - u_{oi}$ .....(12),

$g[2(m+n)L] = g[2(m+n)L] + U_{Ln} - U_{0n}$ .....(13).

Das relações (11), (12) e (13), a função g fica determinada por:

$$g[2(m+n)L+2L] = u_{Ln} + u_{Ln-1} + \ldots + u_{L0} - u_{0n} - u_{0n-1} - \ldots - u_{00} \quad \ldots\ldots(14).$$

Combinando-se (14) e (10), a função f fica determinada por:

$$f[2(m+n)L] - g[2(m+n)L+2L] = u_{Ln} - 2(u_{Ln} + u_{Ln-1} + \ldots + u_{L0} - u_{0n} - u_{0n-1} - \ldots - u_{00}) \quad \ldots\ldots(15),$$

Por outro lado, com base na hipótese (vii), a resistência de ponta R_P pode ser determinada pela integral da deformação axial $\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$ para $x = L$ (ponta da estaca) e no intervalo T2. Assim:

$$R_P = - \frac{AE}{(m+n)T} \int_{T/2}^{(m+n+1/2)T} \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{x=L} dt =$$

$$= \frac{AE}{(m+n)T} \{f[2(m+n)L]-g[2(m+n)L+2L]-f(0)+g(2L)\} \quad \ldots\ldots(16).$$

Levando-se as relações (3), (4) e (15) na equação (16), obtém-se R_P como uma função de deslocamentos da estaca:

$$R_P = \frac{AE}{2(m+n)L} \cdot [U_{Ln}-2(U_{Ln}+U_{Ln-1}+\ldots+U_{L0}-U_{0n}-U_{0n-1}-\ldots-U_{00})] \quad \ldots(17)$$

Substituindo $U_{0n} = s+K$; $U_{Ln} = s$; $U_{0i} = (m+i)(s+K)/(m+n)$ e $U_{Li} = (n+i)s/(m+n)$ em (17), resulta que:

$$R_P = \frac{AE}{2(m+n)L} \{2[1 + \frac{1}{(m+n)}(mn + \sum_{i=1}^{n-1} i)]K-s\} \quad \ldots\ldots\ldots(18),$$

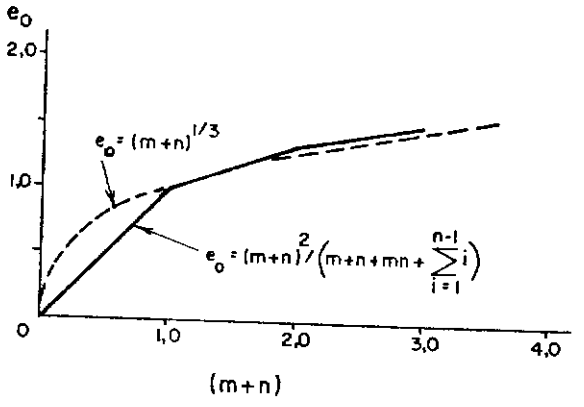
Sendo s de valor desprezível em relação ao outro termo da expressão entre chaves, é possível reescrever (18) sob a forma:

$$R_P = \frac{AEK}{(m+n)^2 L} (m+n+mn + \sum_{i=1}^{n-1} i) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(19).$$

Seja $e_0 = (m+n)^2/(m+n+mn+\sum_{i=1}^{n-1} i)$. Logo, vem:

$$R_P = \frac{AEK}{e_0 L} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(20).$$

Comparando-se valores de e_0 e $(m+n)$ e de $(m+n)$ e o fator adimensional (W_h/W_p), conforme indicado nas figuras (AI.2) e (AI.3), é possível estabelecer relações entre estes parâmetros.



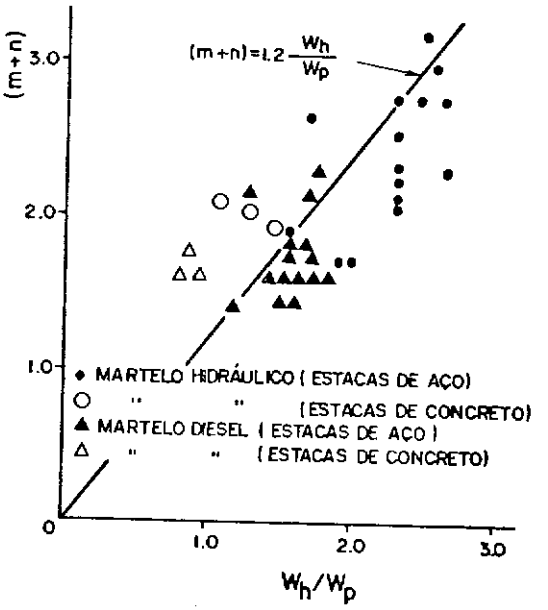


Fig. AI.2 - Relação entre e_0 e $(m + n)$.

Fig. AI.3 - Relação entre $(m + n)$ e (W_h/W_p).

Da figura (AI.2) resulta que:

$$e_0 = (m + n)^{1/3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (21).$$

Observe-se, porém, que a relação entre $(m+n)$ e (W_h/W_p) é função das características da estaca e do martelo de cravação. Chamemos de ξ o fator de proporção. Assim:

$$(m + n) = \xi (W_h/W_p) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (22).$$

Um valor de $\xi = 1,2$ (fig.AI.2) é razoável para a caso de martelos hidráulicos (TADA *et al.*, 1985), enquanto $\xi = 1,5$ (estacas de aço) e $\xi = 2,0$ (estacas de concreto) são valores recomendáveis para martelos a diesel.

De (21) e (22) resulta finalmente que:

$$e_0 = [\xi (W_h/W_p)]^{1/3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (23).$$

A parcela de resistência por atrito lateral é dada por:

$$R_\ell = \frac{\bar{N} UL}{e_f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (24),$$

onde e_f, fator de correção da resistência por atrito lateral, deve ser tomado igual a 2,5.

Finalmente, compondo-se os efeitos das resistências de

ponta e de atrito lateral, obtém-se a expressão análitica da equação de UTO:

$$R_d = \frac{AEK}{e_0 L} + \frac{\bar{N}UL}{e_f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (25).$$

ANEXO II

LISTAGEM DOS RESULTADOS DO MÉTODO AOKI - VELLOSO APLICADO À ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS DA PQU

CALCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

DADOS DA ESTACA

REFERENCIA : E14-PQU
TIPO DE ESTACA : SCAC (D=33CM)
PERIMETRO (m) : 1.04
AREA DA PONTA (m2) : .0855
AREA DA SECAO TRANSV.DO FUSTE (m) : .0572
MOD. DE YOUNG : 3600000
FATOR F1 : 1.75
FATOR F2 : 3.5

DADOS DO TERRENO

NUM. DE CAMADAS : 8

CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0 a 2.2	SILTE ARGILO ARENOSO
2.2 a 14.8	ARGILA
14.8 a 18.2	AREIA SILTOSA
18.2 a 28.8	ARGILA
28.8 a 34	AREIA
34 a 35.8	AREIA SILTOSA
35.8 a 41.6	ARGILA
41.6 a 45.45	AREIA

COEFICIENTES DO SOLO

CAMADA	K(tf/m2)	alfa(%)
1	25	3
2	20	6
3	80	2
4	20	6
5	100	1.4
6	80	2
7	20	6
8	100	1.4

CAPACIDADE DE CARGA

PROFUND. (m)	SPT	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)
1	3	.3	3.7	4	0	0	0
2	1	.8	1.2	2	0	0	0
3	1	1.1	1	2.1	0	0	0
4	1	1.5	1	2.4	0	0	0
5	1	1.8	1	2.8	0	0	0
6	1	2.2	1	3.2	0	0	.1
7	1	2.5	1	3.5	0	0	.1
8	1	2.9	1	3.9	0	0	.1
9	1	3.2	1	4.2	.1	0	.1
10	2	3.8	2	5.7	.1	.1	.2
11	1	4.3	1	5.3	.1	.1	.2
12	2	4.9	2	6.8	.1	.1	.3
13	2	5.6	2	7.5	.2	.1	.3
14	2	6.3	2	8.2	.2	.1	.4
15	2	7	7.8	14.9	.3	.6	.8
16	2	8	7.8	15.8	.3	.6	1
17	3	9.2	11.7	20.9	.4	1	1.4
18	3	10.6	11.7	22.3	.6	1	1.6
19	3	11.7	2.9	14.7	.7	.3	.9
20	3	12.8	2.9	15.7	.8	.3	1
21	2	13.7	2	15.7	.8	.2	1
22	3	14.6	2.9	17.5	.9	.3	1.2
23	3	15.7	2.9	18.6	1	.3	1.4
24	3	16.7	2.9	19.7	1.2	.3	1.5
25	4	18	3.9	21.9	1.3	.5	1.8
26	4	19.4	3.9	23.3	1.5	.5	2
27	5	21	4.9	25.9	1.7	.6	2.3
28	4	22.6	3.9	26.5	1.9	.5	2.4
29	10	25.2	48.9	74.1	2.3	6.9	9.1
30	15	30.4	73.3	103.7	3	10.7	13.7
31	21	37.9	102.6	140.5	4.1	15.4	19.5
32	15	45.4	73.3	118.7	5.2	11.4	16.6
33	18	52.2	87.9	140.2	6.3	14.1	20.4
34	21	60.4	82.1	142.4	7.6	13.6	21.1
35	16	69.1	62.5	131.7	9	10.6	19.6
36	7	74.3	6.8	81.2	9.9	1.2	11.1
37	8	77	7.8	84.8	10.4	1.4	11.8
38	9	80	8.8	88.8	10.9	1.6	12.5
39	8	83.1	7.8	90.9	11.5	1.5	13
40	8	85.9	7.8	93.7	12	1.5	13.5
41	9	89	8.8	97.8	12.6	1.8	14.4
42	22	94.9	107.5	202.3	13.8	21.9	35.7
43	34	106.5	166.1	272.6	16.2	34.7	50.8
44	37	121.3	180.8	302	19.2	38.6	57.9
45	39	137.1	190.5	327.6	22.6	41.6	64.3

30,15 m

CALCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

DADOS DA ESTACA

REFERENCIA : E21-P0U
TIPO DE ESTACA : SCAC (D=38CM)
PERIMETRO (m) : 1.19
AREA DA PONTA (m2) : .1134
AREA DA SECAO TRANSV.DO FUSTE (m) : .0682
MOD. DE YOUNG : 3600000
FATOR F1 : 1.75
FATOR F2 : 3.5

DADOS DO TERRENO

NUM. DE CAMADAS : 8

CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0 a 2.2	SILTE ARGILO ARENOSO
2.2 a 14.8	ARGILA
14.8 a 18.2	AREIA SILTOSA
18.2 a 28.8	ARGILA
28.8 a 34	AREIA
34 a 35.8	AREIA SILTOSA
35.8 a 41.6	ARGILA
41.6 a 45.45	AREIA

COEFICIENTES DO SOLO

CAMADA	K(tf/m2)	alfa(%)
1	25	3
2	20	6
3	80	2
4	20	6
5	100	1.4
6	80	2
7	20	6
8	100	1.4

CAPACIDADE DE CARGA

PROFUND. (m)	SPT	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)	
1	3	.4	4.9	5.2	0	0	0	
2	1	.9	1.6	2.5	0	0	0	
3	1	1.3	1.3	2.6	0	0	0	
4	1	1.7	1.3	3	0	0	0	
5	1	2.1	1.3	3.4	0	0	0	
6	1	2.5	1.3	3.8	0	0	.1	
7	1	2.9	1.3	4.2	0	0	.1	
8	1	3.3	1.3	4.6	0	0	.1	
9	1	3.7	1.3	5	.1	0	.1	
10	2	4.3	2.6	6.9	.1	.1	.2	
11	1	4.9	1.3	6.2	.1	.1	.2	
12	2	5.6	2.6	8.1	.1	.1	.3	
13	2	6.4	2.6	9	.2	.1	.3	
14	2	7.2	2.6	9.8	.2	.1	.4	
15	2	8.1	10.4	18.4	.3	.6	.9	
16	2	9.1	10.4	19.5	.3	.7	1	
17	3	10.5	15.6	26.1	.4	1.1	1.5	
18	3	12.1	15.6	27.7	.5	1.1	1.7	
19	3	13.4	3.9	17.3	.6	.3	.9	
20	3	14.7	3.9	18.6	.7	.3	1	
21	2	15.7	2.6	18.3	.8	.2	1	
22	3	16.7	3.9	20.6	.9	.3	1.2	
23	3	17.9	3.9	21.8	1	.4	1.4	
24	3	19.2	3.9	23	1.1	.4	1.5	
25	4	20.6	5.2	25.8	1.3	.5	1.8	
26	4	22.2	5.2	27.4	1.4	.5	2	
27	5	24	6.5	30.5	1.6	.7	2.3	
28	4	25.9	5.2	31.1	1.8	.6	2.4	
29	10	28.8	64.8	93.6	2.2	7.7	9.8	
30	15	34.8	97.2	132	2.9	11.9	14.7	
31	21	43.4	136.1	179.4	3.9	17.2	21.1	30,90 m
32	15	51.9	97.2	149.1	5	12.7	17.7	
33	18	59.8	116.6	176.4	6	15.7	21.7	
34	21	69.1	108.9	177.9	7.3	15.1	22.3	
35	16	79.1	82.9	162.1	8.7	11.8	20.5	
36	7	85.1	9.1	94.1	9.5	1.3	10.8	
37	8	88.1	10.4	98.5	10	1.6	11.5	
38	9	91.6	11.7	103.3	10.5	1.8	12.3	
39	8	95.1	10.4	105.4	11	1.6	12.7	
40	8	98.3	10.4	108.7	11.5	1.7	13.2	
41	9	101.8	11.7	113.5	12.1	1.9	14	
42	22	108.5	142.6	251.1	13.2	24.4	37.6	
43	34	121.9	220.3	342.2	15.5	38.6	54.1	
44	37	138.8	239.8	378.5	18.5	43	61.4	
45	39	156.9	252.7	409.6	21.7	46.3	68	

CALCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

DADOS DA ESTACA

REFERENCIA : E332-P0U
TIPO DE ESTACA : SCAC (D=26CM)
PERIMETRO (m) : .82
AREA DA PONTA (m2) : .0531
AREA DA SECAO TRANSV.DO FUSTE (m) : .0377
MOD. DE YOUNG : 3600000
FATOR F1 : 1.75
FATOR F2 : 3.5

DADOS DO TERRENO

NUM. DE CAMADAS : 11

CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0 a 2.2	ARGILA SILTO ARENOSA
2.2 a 13.6	ARGILA
13.6 a 14.5	AREIA SILTOSA
14.5 a 17.8	AREIA ARGILO SILTOSA
17.8 a 21	ARGILA ARENOSA
21 a 30.3	ARGILA
30.3 a 32	AREIA SILTO ARGILOSA
32 a 35.7	AREIA
35.7 a 42.7	ARGILA
42.7 a 44	AREIA SILTO ARGILOSA
44 a 48.3	AREIA SILTOSA

COEFICIENTES DO SOLO

CAMADA	K(tf/m2)	alfa(%)
1	33	3
2	20	6
3	80	2
4	50	2.8
5	35	2.4
6	20	6
7	70	2.4
8	100	1.4
9	20	6
10	70	2.4
11	80	2

CAPACIDADE DE CARGA

PROFUND. (m)	SPT	Qf (tf)	Qp (tf)	Qt (tf)	Cf (mm)	Cp (mm)	Ct (mm)	
1	4	.5	4	4.5	0	0	0	
2	2	1.2	2	3.2	0	0	0	
3	2	1.7	1.2	2.9	0	0	0	
4	1	2.1	.6	2.7	0	0	0	
5	0	2.3	0	2.3	0	0	0	
6	1	2.4	.6	3	0	0	.1	
7	3	3	1.8	4.8	.1	.1	.2	
8	4	4	2.4	6.4	.1	.1	.3	
9	1	4.7	.6	5.3	.1	0	.2	
10	1	4.9	.6	5.5	.2	0	.2	
11	1	5.2	.6	5.8	.2	0	.2	
12	1	5.5	.6	6.1	.2	.1	.3	
13	2	5.9	1.2	7.1	.2	.1	.4	
14	3	6.7	7.3	14	.3	.8	1.1	
15	3	7.8	4.6	12.3	.4	.5	.9	
16	3	8.8	4.6	13.3	.5	.5	1.1	
17	2	9.6	3	12.6	.6	.4	1	
18	2	10.2	2.1	12.3	.7	.3	1	
19	2	10.6	2.1	12.7	.8	.3	1.1	
20	2	11	2.1	13.1	.8	.3	1.1	
21	2	11.4	1.2	12.6	.9	.2	1.1	
22	2	11.9	1.2	13.1	1	.2	1.2	
23	2	12.5	1.2	13.7	1.1	.2	1.3	
24	4	13.3	2.4	15.8	1.2	.4	1.6	
25	4	14.5	2.4	16.9	1.4	.4	1.8	
26	5	15.7	3	18.8	1.6	.6	2.2	
27	4	17	2.4	19.4	1.9	.5	2.4	
28	5	18.2	3	21.3	2.1	.6	2.8	
29	5	19.7	3	22.7	2.4	.6	3.1	
30	12	22	7.3	29.3	2.9	1.6	4.5	30,0m
31	17	27.3	36.1	63.4	4.1	8.2	12.3	
32	21	34.7	63.7	98.5	5.8	15	20.8	
33	33	43.6	100.1	143.7	7.9	24.3	32.2	
34	32	54.3	97.1	151.4	10.5	24.3	34.8	
35	19	62.6	57.7	120.3	12.6	14.9	27.4	
36	5	66.4	3	69.4	13.5	.8	14.3	
37	6	67.9	3.6	71.6	13.9	1	14.9	
38	7	69.8	4.2	74	14.4	1.2	15.6	
39	7	71.7	4.2	76	15	1.2	16.2	
40	8	73.8	4.9	78.7	15.6	1.4	17	
41	5	75.7	3	78.7	16.1	.9	17.1	
42	5	77.1	3	80.1	16.6	.9	17.5	
43	20	81	42.5	123.5	17.8	13.5	31.2	
44	26	90.1	63.1	153.2	20.7	20.5	41.1	
45	30	100.6	72.8	173.4	24.1	24.1	48.2	
46	31	112	75.3	187.2	27.8	25.5	53.3	
47	39	125.1	94.7	219.8	32.3	32.8	65.1	
48	86	148.5	208.8	357.3	40.4	73.8	114.2	

ANEXO III

LISTAGEM DOS RESULTADOS DO MÉTODO AOKI - LOPES APLICADO À ESTIMATIVA DOS RECALQUES DAS ESTACAS DA PQU

CALCULO DE RECALQUES POR AOKI-LOPES

LOCAL : ALAMOA (SANTOS/SP)
OBRA : PETROQUIMICA UNIAO S.A.
REFERENCIA : E14(D=33CM)
TIPO DE ESTACA : SCAC

DADOS DO TERRENO (m,tf/m2)

NUM. DE CAMADAS : 6

CAMADA	ESPESSURA	MOD.DE YOUNG	COEF.DE POISSON
1	14	600	.45
2	4	1200	.3
3	11	1000	.4
4	7	11000	.25
5	5	2400	.4
6	4.45	20000	.2

DADOS DOS ELEMENTOS DE FUNDACAO (m,tf)

N1= 5	N2= 5	N3= 5
PSHAF= 15	PBASE= 0	RATIO= 1
D1= 0	D2= 15	
XA= 0	YA= 0	ZA= 0
RSHAF= .165	RBASE= .165	

COORDENADAS DO PONTO EM ESTUDO (m)

XPT= 0	YPT= 0	ZPT= 30.15

RESULTADOS (m)

RECALQUE TOTAL = 1.84203259E-05

DADOS DOS ELEMENTOS DE FUNDACAO (m,tf)

N1= 5	N2= 5	N3= 5
PSHAF= 18	PBASE= 0	RATIO= 1
D1= 15	D2= 25	
XA= 0	YA= 0	ZA= 0
RSHAF= .165	RBASE= .165	

COORDENADAS DO PONTO EM ESTUDO (m)

XPT= 0	YPT= 0	ZPT= 30.15

RESULTADOS (m)

RECALQUE TOTAL = 4.82613596E-05

DADOS DOS ELEMENTOS DE FUNDACAO (m,tf)

N1= 5	N2= 5	N3= 5
PSHAF= 17	PBASE= 0	RATIO= 1
D1= 25	D2= 30.15	
XA= 0	YA= 0	ZA= 0
RSHAF= .165	RBASE= .165	

COORDENADAS DO PONTO EM ESTUDO (m)

XPT= 0	YPT= 0	ZPT= 30.15

RESULTADOS (m)

RECALQUE TOTAL = 2.47678901E-04

DADOS DOS ELEMENTOS DE FUNDACAO (m,tf)

N1= 5	N2= 5	N3= 5
PSHAF= 0	PBASE= 10	RATIO= 1
D1= 0	D2= 30.15	
XA= 0	YA= 0	ZA= 30.15
RSHAF= .165	RBASE= .165	

COORDENADAS DO PONTO EM ESTUDO (m)

XPT= 0	YPT= 0	ZPT= 30.15

RESULTADOS (m)

RECALQUE TOTAL = 1.43060824E-03

ANEXO IV

EXEMPLO DE PROJEÇÃO DA CURVA CARGA - RECALQUE A PARTIR DA ANÁLISE PARCIAL ENTRE RESULTADOS PREVISTOS E OBSERVADOS

Os resultados medidos durante a execução da prova de carga da estaca E14 (Ø33), correspondentes a níveis de carregamentos de 10 em 10 tf até um valor igual a 1,5 vezes a carga de trabalho adotada (60 tf), quando correlacionados com as curvas carga-recalque previstas, em termos de valores limites e prováveis (fig. VI.1), propiciam uma referência para uma estimativa do comportamento posterior da estaca sob cargas maiores que o nível máximo do ensaio.

Assim, para a carga máxima atingida na prova de carga (P = 90 tf), o recalque medido foi de 14,90 mm, valor situado entre 14,81 mm (previsto pela curva carga-recalque provável) e 19,05 mm (previsto pela curva carga-recalque limite superior, tal como estabelecido na tabela (V.8). Conhecidos os valores de P_r e α que definem as curvas previstas (tabela V.5 e relação III.16), a interpolação linear permite a obtenção da relação entre P_r e α para a curva real. Assim:

14,81	_____	0,07957	_____	130
14,90	_____	α	_____	P_r
19,05	_____	0,07699	_____	117

Destas relações, resulta que:

$$130 - P_r = \frac{13}{0,00258}(0,07957 - \alpha) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1).$$

Uma outra relação entre P_r e α é dada pela relação (III.15), onde:

$$P_r = \frac{90}{(1 - e^{-14,90\,\alpha})} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2).$$

A resolução do sistema de equações (1) e (2) conduz à determinação das incógnitas P_r e α, tal que:

$$P_r = 130 \text{ tf}$$

$$\alpha = 0{,}07950,$$

que, por sua vez, caracterizam a relação matemática entre cargas e recalques para a estaca E14, para níveis de carregamento superiores a 90 tf (por exemplo, o valor de recalque previsto para 100 tf é igual a 18,55mm). Evidentemente, no exemplo abordado, P_r e α assumiram valores essencialmente iguais aos prováveis previstos, em função da excelente concordância entre os recalques previstos e observados neste caso.

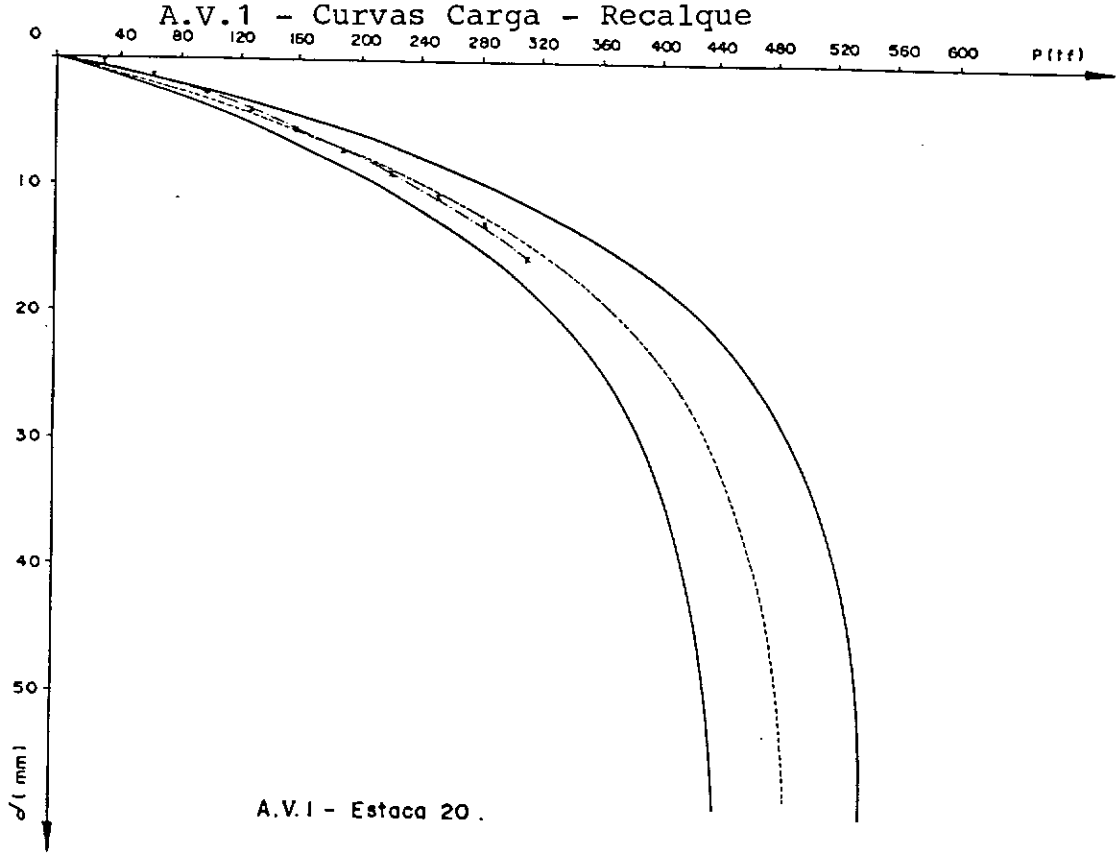
ANEXO V

PREVISÃO X MEDIÇÃO DE CURVAS CARGA - RECALQUE PARA ESTACAS TUBADAS NA REGIÃO DA BAIXADA SANTISTA

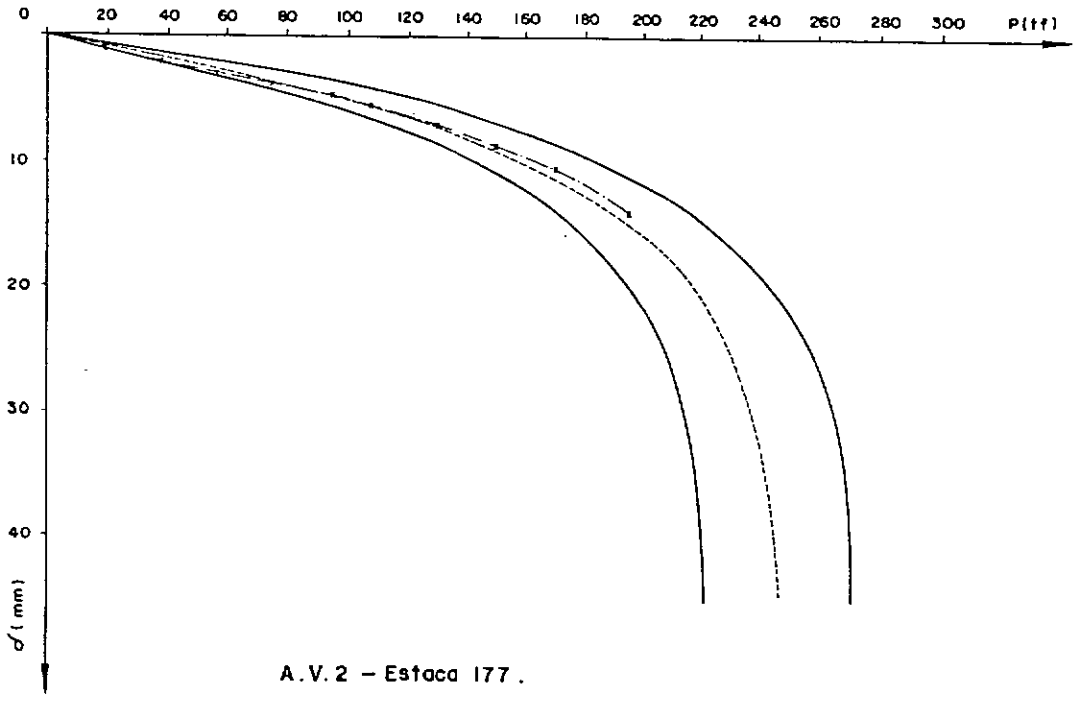
OBRA: Tancagem Reguladora de Gás Liquefeito de Petróleo (GLP) da Petrobrás S.A.

FONTE: DANZIGER (1980).

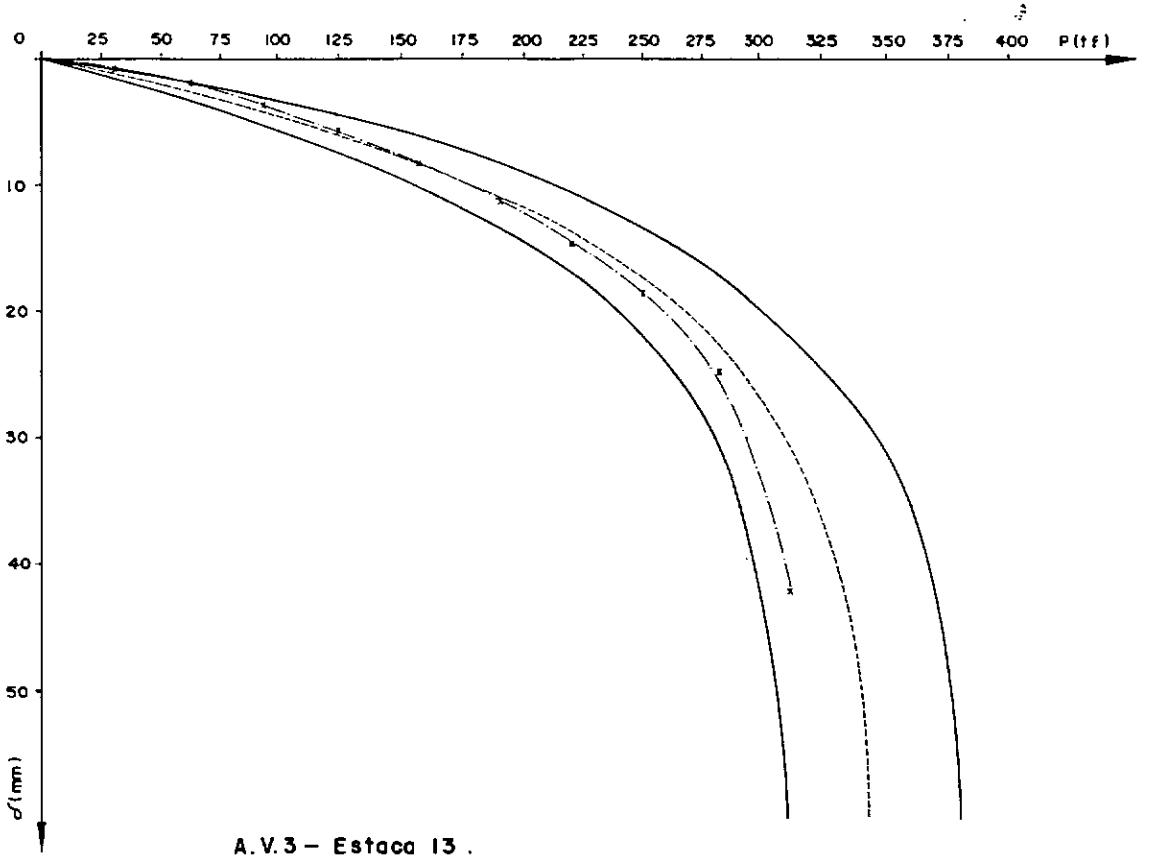
A.V.1 - Curvas Carga - Recalque



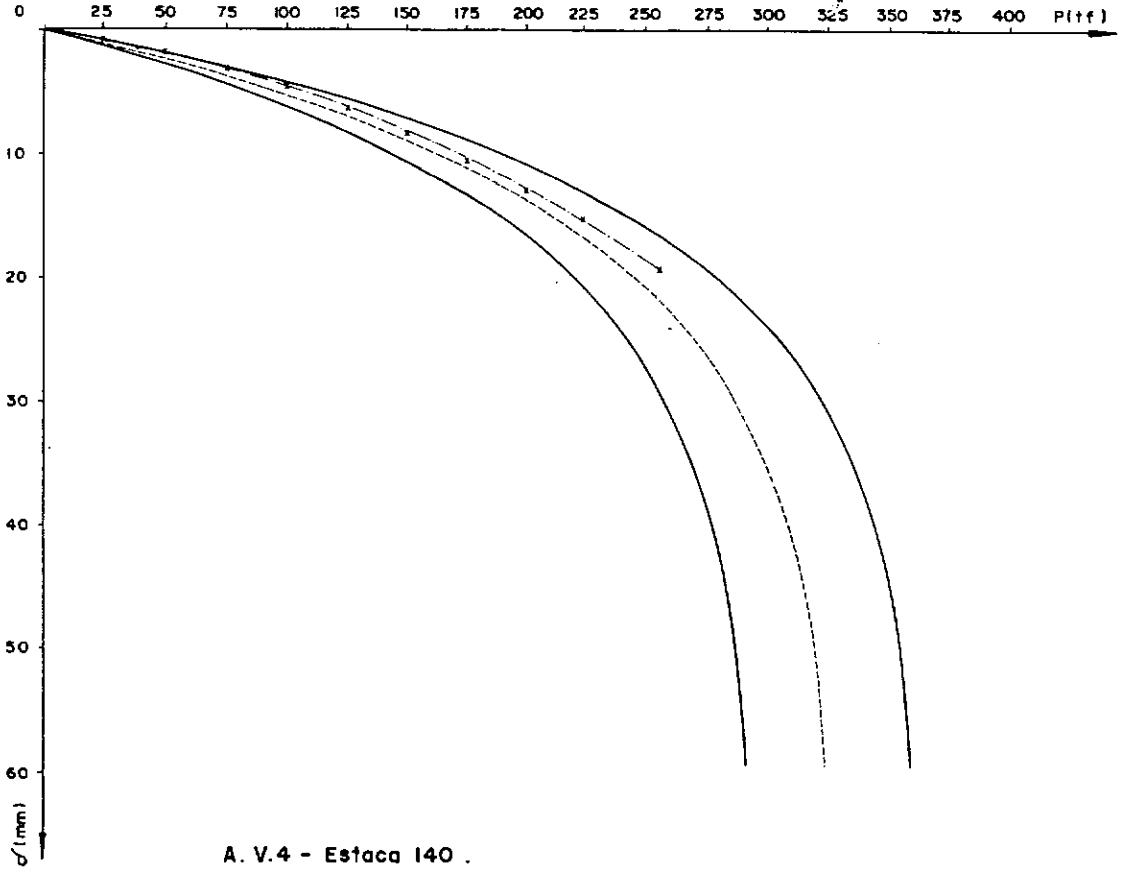
A.V.1 - Estaca 20.



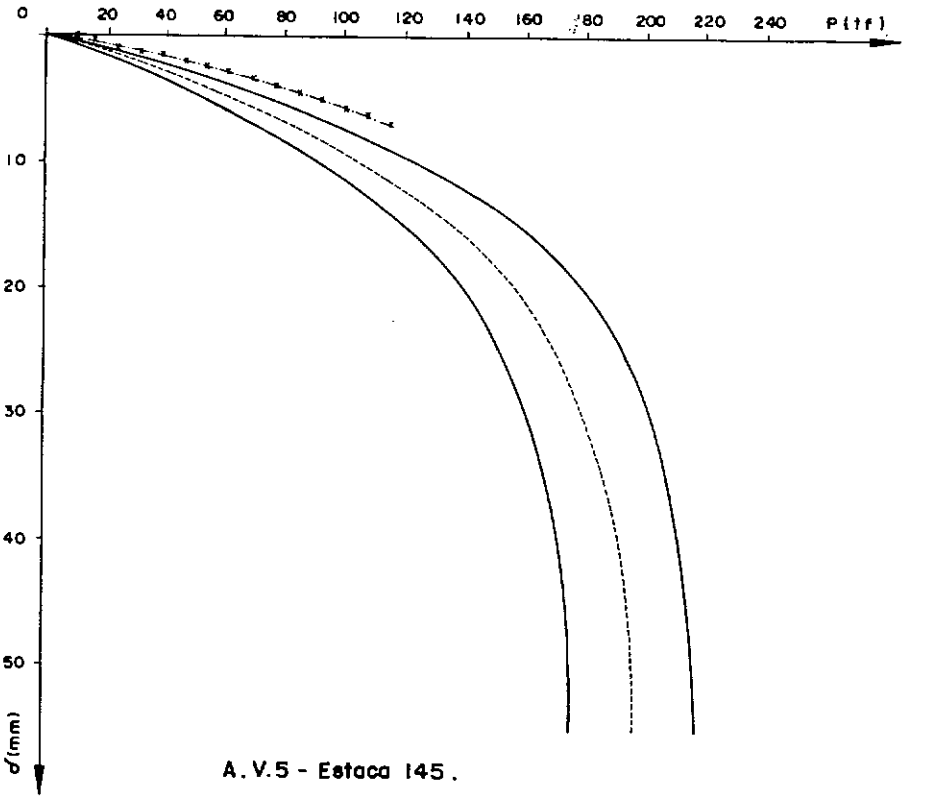
A.V.2 - Estaca 177.



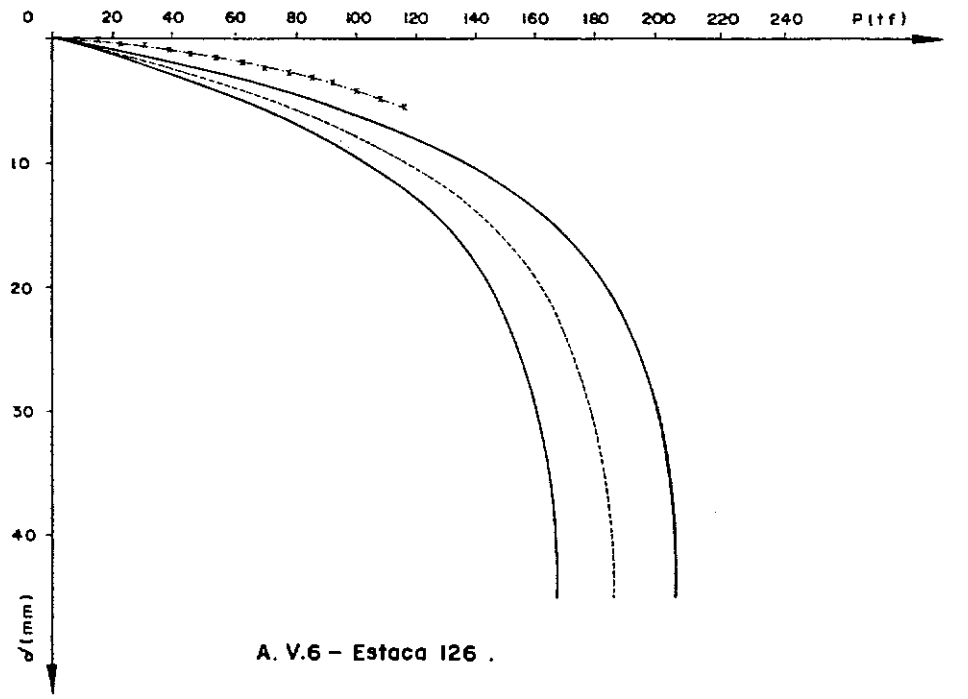
A.V.3 – Estaca 13 .



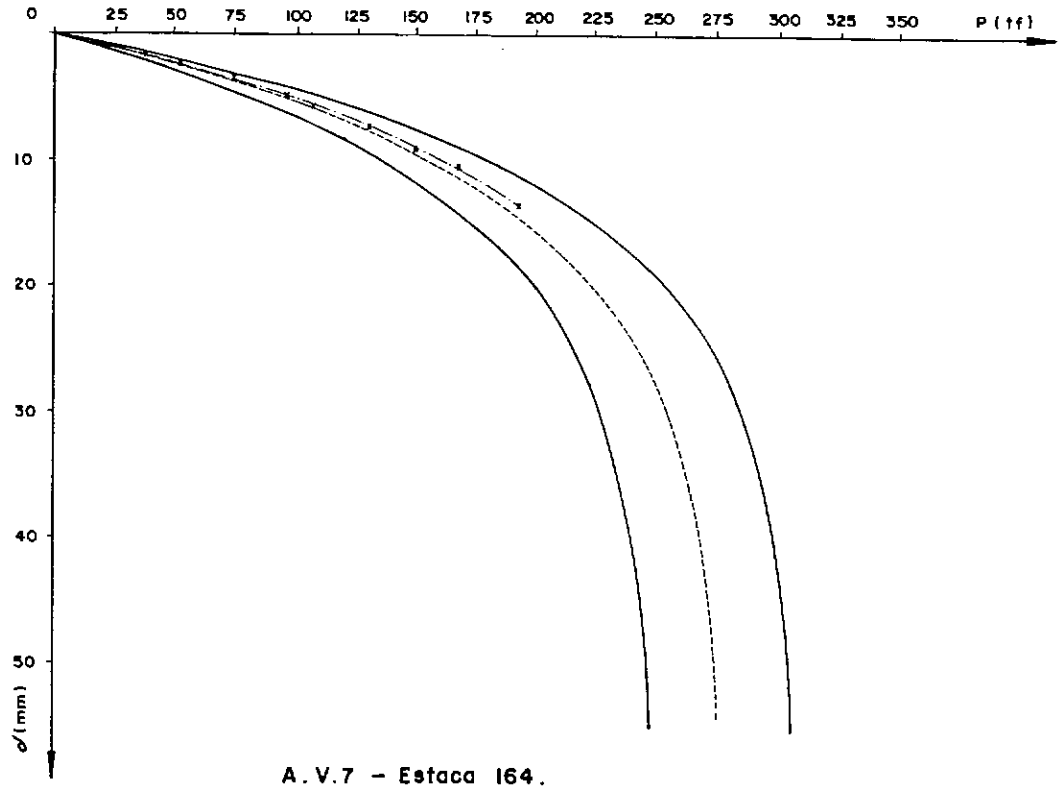
A. V.4 - Estaca 140 .



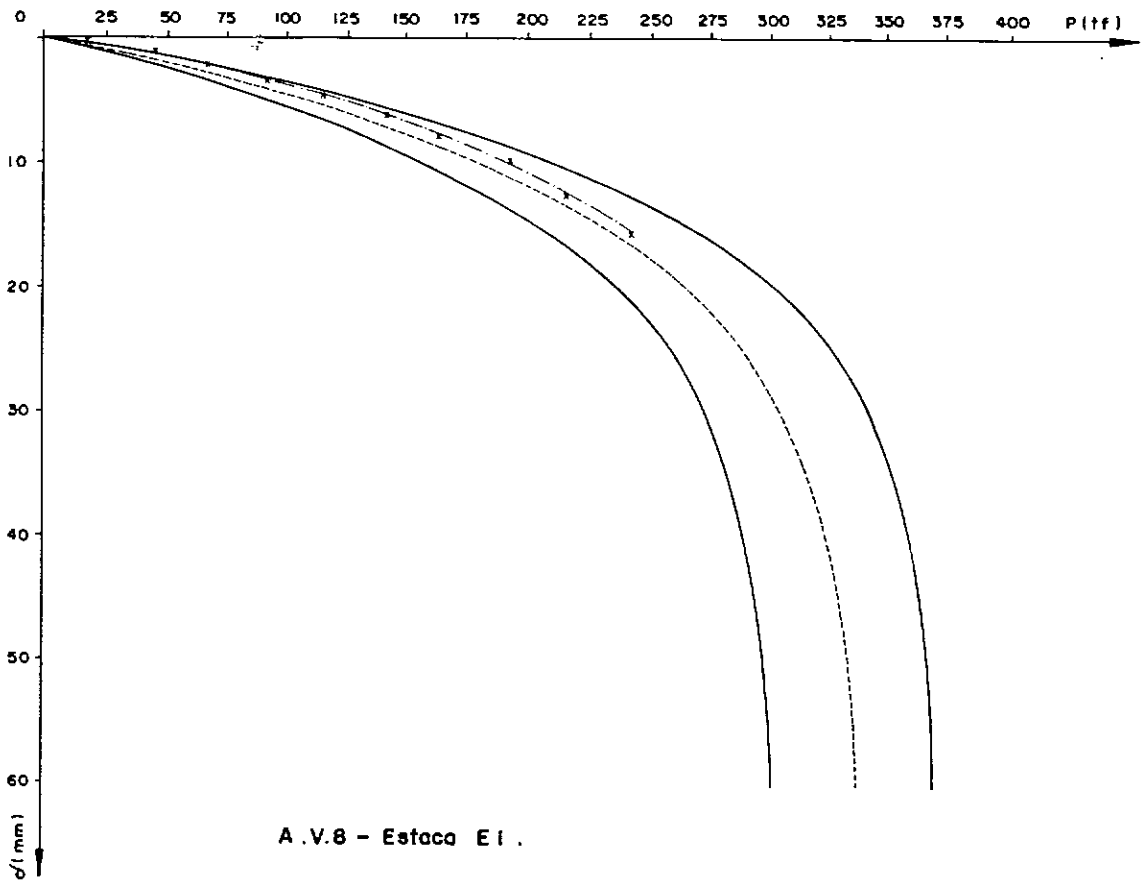
A. V.5 - Estaca 145.



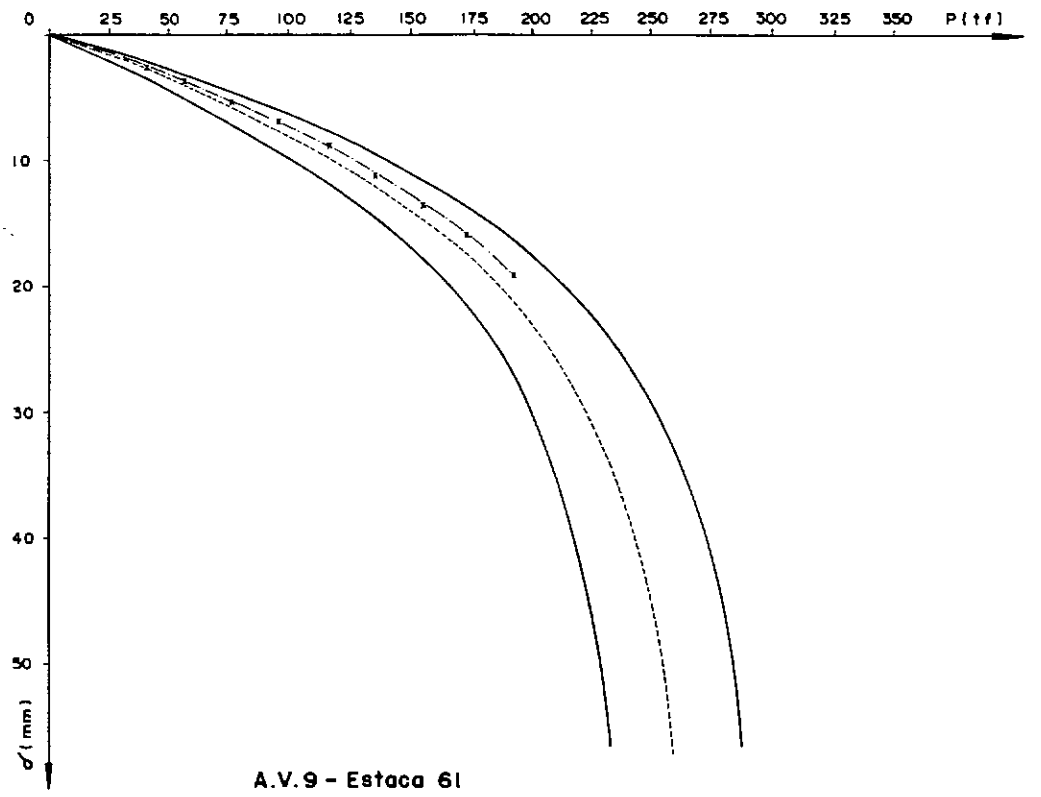
A. V.6 – Estaca 126 .



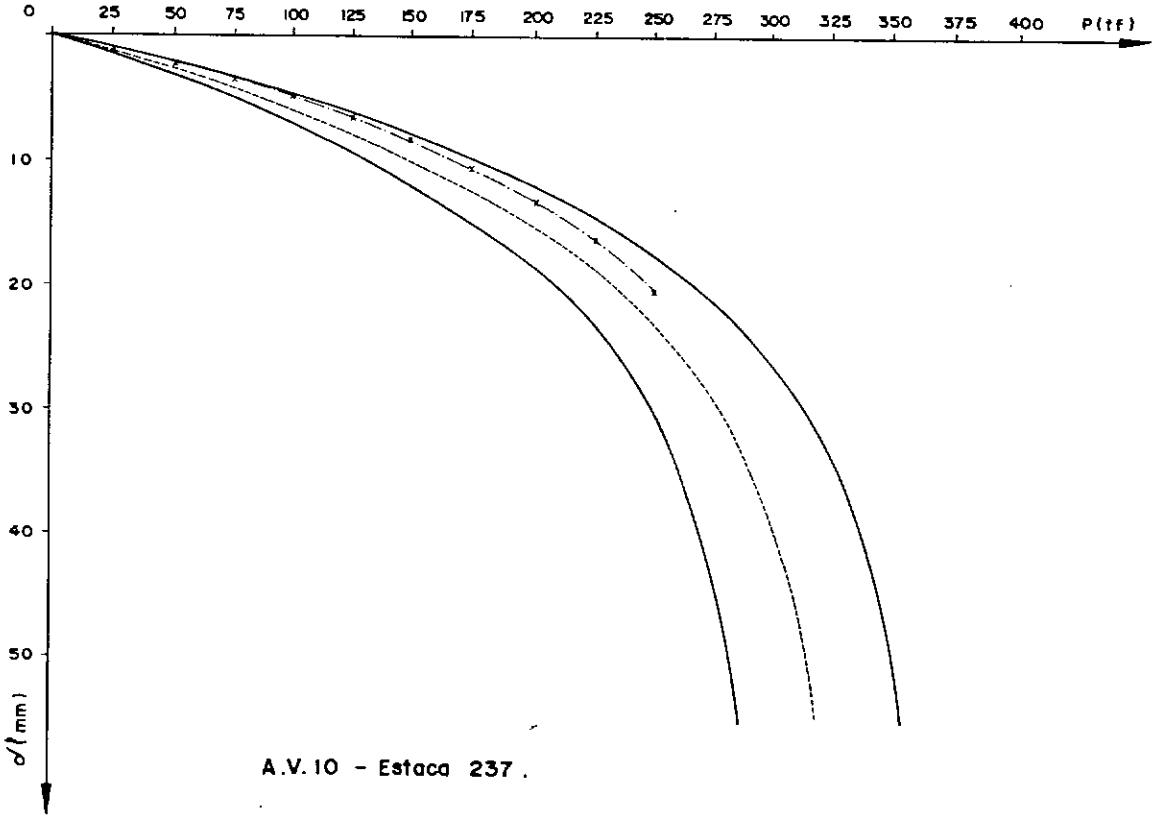
A.V.7 – Estaca 164.



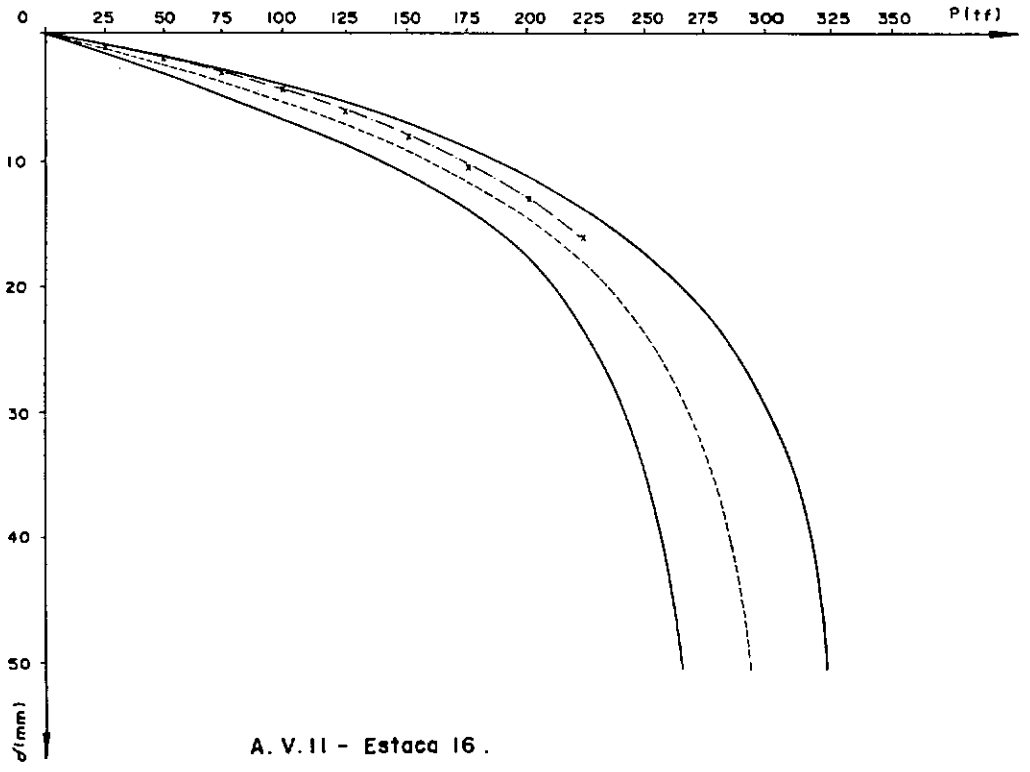
A.V.8 – Estaca E1.



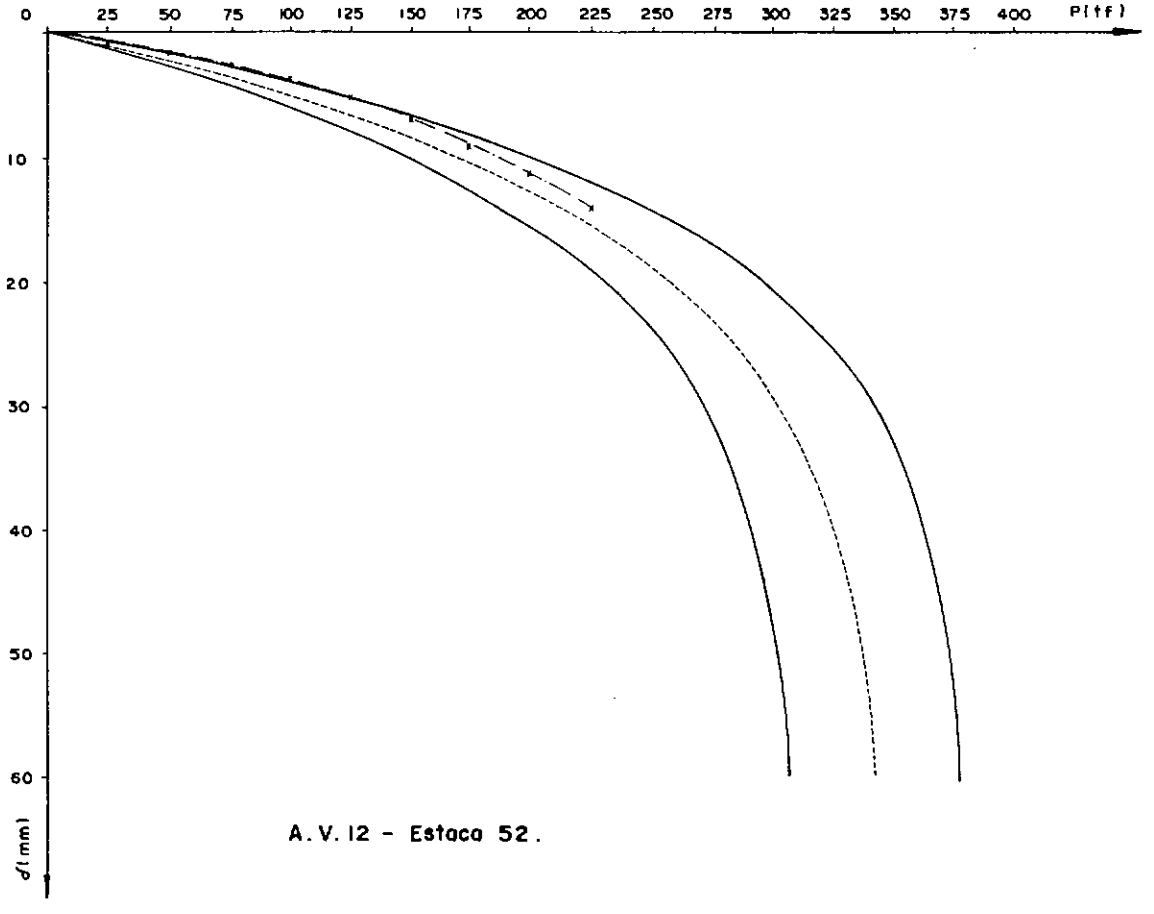
A.V.9 - Estaca 61



A.V.10 - Estaca 237.



A. V. 11 - Estaca 16.



A. V. 12 - Estaca 52.

A.V.2 - Quadro Resumo (mm, tf)

DADOS DAS ESTACAS				B.R. DANZIGER(1980)			R.C. GOMES(1986)	
Nº	DIÂM.	$P_{TRAB.}$	$P_{MÁX.ENS.}$	PREVISTA (1)	EXTRAP. (2)	(2)÷(1)	PREVISTA	RECALQUE p/ $P_{TRAB.}$
20	460	231	310,4	503,86	519,86	1,03	500	9,10
177	355	145	194,8	204,80	261,64	1,28	250	8,48
13	460	231	310,4	420,06	338,02	0,80	350	14,72
140	405	193	257,6	446,72	434,53	0,97	330	12,77
145	355	95	116,1	276,91	186,80	0,67	200	8,48
126	355	95	116,1	277,96	153,86	0,55	190	7,19
164	355	145	194,8	270,90	290,80	1,07	280	9,05
E1	405	183	243,4	368,80	302,24	0,82	340	10,23
E61	355	145	193,0	295,60	295,74	1,00	270	13,22
237	405	183	251,3	388,66	324,90	0,84	330	13,09
16	405	183	226,2	391,16	334,74	0,86	300	12,46
52	405	183	289,0	401,02	353,40	0,88	350	10,96

$P_{TRAB.}$ - Carga de Trabalho

$P_{MÁX.ENS.}$ - Carga Máxima de Ensaio

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Nestas referências, as principais citações bibliográficas, apresentadas no texto da tese, estão assinaladas por um asterisco(*).

- AHMED, S. & SOWERS, G.F. (1985) - "Pile Capacity and Drivability - A Case Study". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 155 - 158.

- AKINMUSURU, J.O. (1982) - "A Method for Estimating Foundation Ultimate Capacity". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 22, Nº 2, 89 - 91.

- ALMEIDA, H. R. (1985) - "Monitoração de Estacas e o Problema de Tensões na Cravação". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 83 pg.

- ALONSO, U. R. (1981) - "Estimativa da Curva Carga - Recalque de Estacas a partir dos Resultados de Sondagens a Percussão". Solos e Rochas, Vol. 4, Nº 3, 19 - 32.

-* AOKI, N. (1976) - "Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas". Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro.

- AOKI, N. (1979) - "Considerações sobre Projeto e Execução de Fundações Profundas". Seminário de Fundações, Sociedade Mineira de Engenheiros, 1 - 32.

- AOKI, N. (1985) - "Notas sobre a Filosofia de Projeto e Execução de Fundações". Ciclo de Palestras sobre Fundações Profundas, ABMS, Curitiba, 71 pg.

- AOKI, N. (1985) - "Considerações sobre Previsão e Desempenho de alguns Tipos de Fundações Profundas soba Ação de Cargas Verticais". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. I, 211 - 251.

- AOKI, N. & LOPES, F.R. (1975) - "Estimating Stresses and

Settlements due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity". Proceedings 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. I, 377 - 386.

- AOKI, N. & VELLOSO, D.A. (1975) - "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles". Proceedins 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. I, 367 - 376.

-* APPENDINO, M. (1980) - "Prediction of Static Ultimate Resistance from Driving Data". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress- Wave Theory on Piles, Stockholm, 273 - 294.

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

- BALTHAUS, H.G. & FRÜCHTENICHT, H. (1984) - "Model Tests for the Evaluation of Static Bearing Capacty of Piles from Dynamic Measurements". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress - Wave Theory on Piles, Stoockholm, 41 - 49.

- BERINGEN, F.L.; VAN HOOYDONK, W.R. & SCHAAP, L.H.J. (1980) - "Dynamic Pile Testing: An aid in Analysing Driving Behavior". Proceedings of the International Seminar of the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 77 - 97.

-* BOSSARD, A, A. & CORTÉ, J.F. (1984) - "Analysis of Pile Response to Impact Loading and Use of Static Soil - Pile Interaction Laws". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 178 - 185.

- BOWLES, J.E. (1974) - "Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering". McGraw - Hill Book Company, New York, 349 - 387.

- BREDENBERG, H. (1980) - "Response of Pile Points on Rock during Driving". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress -Wave Theory on Piles, Stockholm, 41 - 50.

- BREDENBERG, H. & HOLM, G. (1985) - "Evaluation of Pile Driving Criterion from CASE Measurements". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 159 - 162.

-* BURLAND, J.B.; BUTLER, F.G. & DUNICAN, P. (1966) - "The Behavior and Design of Large Diameter Bored Piles in Stiff Clay". Proceedings, Symposium on Large Bored Piles, London, 51 - 71.

- BUSTAMANTE, M.; FRANK, R.; GIANESELLI, L. & KLOS, J. (1985) - "Vérification Expérimentale des Formules de Battage". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 163 - 166.

-* CHELLIS, R.D. (1961) - "Pile Foundations". McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 704 pg.

- CHELLIS, R.D. (1962) - "Pile Foundations". In Foundation Engineering, G.A. Leonard (ed.), McGraw -Hill, New York, cap. 7, 633 - 768.

- CHIDA, S. & TSUKADA, Y. (1985) - "Drivability of Hydraulic Pile Hammers". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 129 - 132.

- CONSTANTINO, C.F.; CANCELLARA, M.A.; MIGLIANO, A.B.; SILVA, A.B. & VALVERDE, S. (1985) - "Fundações do Terminal Marí-

timo de Armazenamento de Butenos em Alemoa, Município de Santos, Estado de São Paulo, Brasil". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. II, 119 - 135.

-* COOKE, R.W. (1974) - "Settlement of Friction Pile Foundations". Proc. Conference on Tall Buildings, Kuala Lumpur, 7 - 19.

- COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro (1984) - "Verificação da Capacidade de Carga de Estacas por Monitoração da Cravação e Prova de Carga, Centro de Operações do Sistema Companhia Hidroelétrica do São Francisco.

- CORTÉ, J.F. & BUSTAMANTE, M. (1984) - "Experimental Evaluation of the Determination of Pile Bearing Capacity from Dynamic Tests". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress - Wave Theory on Piles, Stockholm, 17 - 24.

- COUTINHO, A.L.G.A. (1984) - "Análise Dinâmica Não Linear da Interação Solo - Estrutura em Plataformas Marítimas". Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 146 pg.

- COYLE, H.M.; LOWERY, L.L., Jr. & HIRSCH, T.J. (1977) - "Wave Equation Analysis of Piling Behavior". Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw - Hill, 272 - 296.

- CUTHBERT, L.G.; DOLWIN, J.E. & POSKITT, T.J. (1980) - "An Instrumentation system for Monitoring Piling". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 53 - 67.

- CUTHBERT, L.G. & POSKITT, T.J. (1983) - "Development of Instruments for Offshore Piles". Ground Engineering, Vol. 16, Nº 1, 29 - 34.

- DANZIGER, B.R. (1980) - "Provas de Carga em Estacas Tubadas". Solos e Rochas, Vol. 3, 29 - 38.

-* DAVISSON, M.T. (1972) - "High Capacity Piles". Proceedings, Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois, 52 pg.

- DIAS, C.R.R. (1977) - "Recalques de Fundações em Estacas". Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 202 pg.

- DIAS, C.R.R. (1985) - "Previsão e Observação do Comportamento de Estacas Escavadas no Terminal de Trigo e Soja do Porto de Rio Grande". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. II, 193 - 211.

- DNV - Det Norske Veritas (1977) - "Rules for Design Construction and Inspection of Offshore Structures"; Appendix F; Foundations.

- DOLWIN, J.; STOREY, T.J. & POSKITT, T.J. (1983) - "A new Method for Measuring the Impact Energy of a Piling Hammer". Ground Engineering, Vol. 16, Nº 4; 37 - 38 e 48.

-* FELLENIUS, B.H. (1975) - "Test Loading of Piles. Methods, Interpretation and New Proof Testing Procedure". Proceedings ASCE, Vol. 101, Nº.GT9, 855 - 869.

- FELLENIUS, B.H. (1980) - "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests". Ground Engineering, Vol. 13, Nº 6, 19 - 31.

- FERREIRA, A.C. (1985) - "Proposta de um Método Expedito para Previsão de Recalques de Estacas Cravadas". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Vol. II, 49 - 58.

- FERREIRA, A.C. & LOPES, F.R. (1985) - "Contribuição ao Estudo do Efeito do Tempo de Carregamento no Comportamento de Estacas de Prova". Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, Vol. II, 185 - 192.

- FIGUEIREDO, D.G. (1977) - "Análise de Fourier e Equações Diferenciais Parciais". IMPA - CNPq, Rio de Janeiro, Cap. V, 130 - 190.

- FOCHT, J.A., Jr. & O'NEILL, M.W. (1985) - "Piles and Other Deep Foundations". Proceedings of the 11th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, 187 - 209.

- FOO, S.H.C.; MATLOCK, H. & MEYER, P.L. (1977) - "Analysis for Driving of Foundation Piles. Proceedings of the 9th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Nº OTC 2842, 281 - 290.

- FOREHAND, P.W. & REESE, J.L. (1964) - "Prediction of Pile Capacity by the Wave Equation". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, Nº SM2, 1 - 25.

-* FOX, E.N. (1932) - "Stress Phenomena Occuring in Pile Driving". Engineering, Nº 134, 263 - 265.

- FROES, A.S. (1984) - "Utilização de Instrumentação para Observação do Comportamento de Estacas Cravadas". Tese de mestrado, PUC/RJ, Rio de Janeiro, 146 pg.

- GALGOUL, N.S.; MARCONDES, M.M.R. & NYAMA, S. (1985) - "Avaliação de Parâmetros Relativos a Análises de Cravabilidade de Estacas a partir de Dados de Monitoração durante a Cravação". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. II, 253 - 261.

-* GLANVILLE, W.H.; GRIME, G.; FOX, E.N. & DAVIES, W.W. (1938) - "An Investigation of the Stresses in Reinforced Concrete Piles during Driving". British Building Research Board, Technical Paper Nº 20, London.

-* GOBLE & ASSOCIATES; PYLE DYNAMICS, Inc. (1983) - "General Specifications for Dynamic Pile Testing by the Case Method". 5th PDA User's Manual. Philadesphia, Pennsylvania.

- GOBLE, G.G. & HERY, P. (1984) - "Influence of Residual Forces on Pile Driveability". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 162 - 169.

-* GOBLE, G.G.; LIKINS G.E., Jr. & RAUSCHE, F. (1975) - "Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements". Case Institute of Technology, Dept. of Civil Engineering, Final Report.

- GOBLE, G.G. & RAUSCHE, F. (1970) - "Pile Load Test by Impact Driving". Highway Research Record, Nº 333, 123 - 129.

- GOBLE, G.G. & RAUSCHE, F. (1976) - "Wave Equation Analysis of Pile Driving - WEAP Program". U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Vol. 2, User's Manual.

- GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F. & LIKINS, G.E., Jr. (1980) - "The Analysis of Pile Driving - A State-of-the-Art". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 131 - 161.

-* GOBLE, G.G.; SCANLAN, R.H. & TOMKO, J.J. (1967) - "Dynamic Studies on the Bearing Capacity of Piles". Case Institute of Technology, Vol. I e II.

-* GODOY, N.S. (1983) - "Interpretação de Provas de Carga em Estacas". Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga Estacas Premoldadas, ABMS, São Paulo, 25 - 60.

- GONIN, H.; COELUS, G. & 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, 393 - 400.

- GRAVARE, C.J.; GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F. & LIKINS, G.E., Jr. (1980) - "Pile Driving Construction Control by the Case Method". Ground Engineering, Vol. 13, Nº 2, 20 - 25.

- HANNIGAN, P.J. (1984) - "Large Quake Development during Driving of Low Displacement Piles". Proceedings ot the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 126 - 133.

- HANSEN, B. & DENVER, H. (1980) - "Wave Equation Analysis of a Pile - An Analytic Model". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 3 - 22.

- HEEREMA, E.P. (1979) - "Relationship between Wall Friction, Displacement, Velocity and Horizontal Stress in clay and in Sand, for Pile Drivability Analysis". Ground Engineering, Vol. 2, Nº 1, 55 - 65.

- HEEREMA, E.P. (1980) - "Predicting Pile Driveability: Heather as an Ilustration of the 'Friction Fatigue' Theory". Ground Engineering, Vol. 13, Nº 3, 15 - 20.

- HERITIER, B. & PAQUET, J. (1985) - "Détermination de la Capacité Portante des Pieux par les Méthodes Dynamiques". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 169 - 172.

- HIRSCH, T.J.; CARR, L. & LOWERY, L.L., Jr, (1976) - "Pile Driving Analysis -Wave Equation User's Manual TTI Program".

U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Vol. 2.

- HIRSCH, T.J.; KOEHLER, A.M. & SUTTON, V.J.R. (1975) - "Selection of Pile Driving Equipment and Field Evaluation of Pile Bearing Capacity during Driving for the North Sea Forties". 7th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Nº OTC 2247, 37 - 49.

- HIRSCH, T.J.; LOWERY, L.L.; COYLE, H.M. & SAMSON Jr.,C.H. (1970) - "Pile Driving Analysis by One-Dimensional Wave Theory: State of the Art".Highway Research Record, Nº 333, 33 - 54.

- HOLLOWAY, D.M.; CLOUGH, G.W. & VESIČ, A.S. (1975) - "The Mechanics of Pile - Soil Interaction in Cohesionless Soils". Duke University, 297 pg.

- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1984) - "Instrumentação e Monitoração de Estacas de Fundação da Fábrica de Alumínio da Albrás, no Município de Barcarena, Estado do Pará". Relatório Nº 18.998.

- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1984) - "Monitoração da Cravação Dinâmica das Estacas de Fundação do Pátio EIC/ETP, na Área do Instituto de Atividades Espaciais do Centro Tecnológico Aeroespacial, em São José dos Campos, São Paulo", Relatório Nº 21.163.

- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1985) - "Monitoração da Cravação Dinâmica das Estacas de Fundação do Terminal Marítimo de Santos da Petroquímica União S.A., em Santos,S.P". Relatório Nº 22.708.

-* ISAACS, D.V. (1931) - "Reinforced Concrete Pile Formulas".

Transactions of the Institution of Engineers, Austrália, Nº XII, 305 - 323.

- KÉZDI, A. (1975) - "Pile Foundations". In Foundation Engineering Handbook, Winterkorn & Fang (ed.), Van Nostrand Reinhold Company, New York, CAP. 19, 556 - 600.

- KISCHIDA, T.; FUKAYA, T. & HANZAWA, H. (1985) - "Prediction of Pile Bearing Capacity by the Wave Equation". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 177 - 180.

- KREIDER, D.L.; KULLER, R.G.; OSTBERG, D.R. & PERKINS, F.W. (1972) - "Introdução à Análise Linear - Problemas de Valores de Contorno". Ao Livro Técnico S.A. e Ed. Universidade de Brasília, Rio de Janeiro, Vol. III, 581 - 660.

- KÜMMEL, F. (1984) - "The Kümmel Method for Calculation of Impact Forces in Piles". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress - Wave Theory on Piles, Stockholm, 273 - 281.

- LIKINS, JR., G.E. (1984) - "Field Measurements and the Pile Driving Analyser". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress - Wave Theory on Piles, Stockholm, 298 - 305.

- LITKOUHI, S. & POSKITT (1980) - "Damping Constants for Pile Driveability Calculations". Géotechnique, Vol. 30, Nº 1, 77 - 86.

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

- LOPES, F.R. & CABRAL, D.A. (1985) - "Relato de Experiência de Monitoração da Cravação de Estacas". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. III, 263 - 273.

- MARTINS, J.A.A. (1985) - "Sobre a Aplicabilidade da Equação de Onda na Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Cravadas". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. II, 289 - 296.

- MARTINS, J.A.A.; SILVA, A.B. & VALVERDE, S. (1985) - "Medidas de Energia durante a Cravação de Estacas". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. II, 297 - 306.

- MASSAD, E. (1985) - "Provas de Carga e Acompanhamento de Recalques". Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, Vol. II, 9 - 72.

- MASSAD, F. (1986) - "Progressos Recentes dos Estudos sobre as Argilas Quaternárias da Baixada Santista". Publicação da ABMS (extrato de tese de doutorado apresentada à USP, 1986).

- MASSAD, F. (1986) - "Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Test". Nota Técnica submetida à Revista 'Solos e Rochas', 1986 (a publicar).

- Mc CLELLAND, B.; FOCHT, J.A., Jr. & EMRICH, W.J. (1969) - "Problems in Design and Installation of Offshore Piles". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, Nº SM6, 1491.- 1541.

- MELLO, V.F.B. & MELLO, L.G. (1983) - "Critérios Atuais para Projeto e Construção de Estacas de Grande Capacidade". Volume Comemorativo do Centenário de Nascimento de Karl Terzaghi, ABMS, Rio de Janeiro.

- MEUNIER, J. (1984) - "Laws of Soil - Pile Interaction in a Pile Driving Simulation Program". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 326 - 333.

- MIDDENDORP, P. & 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, 210 - 220.

-* MIZIKOS, J.P. & FOURNIER, J. (1984) - "Dynamic and Static Shaft Frictions of Open -Ended Piles in Cohesive Soils". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress -Wave Theory on Piles, Stockholm, 186 - 193.

- NAKAO, R. (1981) - "Aplicação da Equação da Onda na Análise do Comportamento de Estacas Cravadas". Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 333 pg.

- NBR -6122/85 (1985) - Projeto e Execução de Fundações.

- NISCHIDA, Y.; SEKIGUCHI, H.; MATSUMOTO, T. & NAGAYA, K. (1984) - "Influence of the Shaft Resistance on the Stress - Wave Measurements in a Model Pile". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress -Wave Theory on Piles, Stockholm, 229 - 236.

- NYAMA, S. (1983) - "Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas - Fundamentos, Instrumentação e Aplicações Práticas". Tese de mestrado, Escola Politécnica/USP, São Paulo.

- NYAMA, S. (1985) - "Provas de Carga Dinâmicas". Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, Vol. II, 103 - 136.

- ORTIGÃO, J.A.R. (1983) - "Post -Analysis of Driving of Steel Pipe Piles in Clay". Solos e Rochas, Vol. 6, Nº 3, 17-30.

- PAES, E.P.F. (1983) - "Mecanismos Associados à Cravação de Estacas". Tese de mestrado, PUC/RJ, Rio de Janeiro, 220 pg.

- POULOS, H.G. (1972) - "Load -Settlement prediction of Piles and Piers". Journal of Soil Mechanics and Foundation

Division, ASCE, Vol. 98, Nº SM9, 879 - 897.

- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980) - "Pile Foundations Analysis and Design". John Wiley and Sons, New York, 397 pg.

- RAMEY, G.E. & HUDGINS, A.P. (1977) - "Sensitivity and Accuracy of the Wave Equation". Ground Engineering, Vol. 10, Nº 7, 45 - 47.

- RAMEY, G.E. & JOHNSON, R.C., Jr. (1979) - "Relative Accuracy and Modification of some Dynamic Pile Capacity Prediction Equations". Ground Engineering, Vol. 12, Nº 6, 47 - 52.

- RANDOLPH, M.F. (1985) - "Piles Foundations for Offshore Structures". COPPE/UFRJ, Lecture 2, 31 - 71.

- RAUSCHE, F.; GOBLE, G.G. & LIKINS, G.E., Jr. (1985) - "Dynamic Determination of Pile Capacity". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, Nº 3, 367 - 383.

-* RAUSCHE, F.; GOBLE, G.G. & MOSES, F. (1971) - "A New Testing Procedure for Axial Pile Strength". 3th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Nº OTC 1481, 633 - 642.

- RAUSCHE, F.; MOSES, F. & GOBLE, G.G. (1972) - "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 98, Nº SM9, 917 - 937.

- REESE, L.C. (1972) - "Axial Capacity". Proceedings on Performance of Earth and Earth - Supported Structures, ASCE, Purdue University, Vol. III, 201 - 206.

- RICHART, F.E., Jr.; HALL, J.R., Jr. & WOODS, R.D. (1970) - "Vibrations of Soils and Foundations". Prentice - Hall; Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 414 pg.

- SAKIMOTO, J.; HAGA, T. & KONDO, J. (1985) - "The Penetration Behavior of Driven Piles Measured by Electro - Optical Displacement Meter". Proceedings of the Int. Symp. on

Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 193 - 196.

-* SIMONS, H.A. (1985) - "A Theoretical Study of Pile Driving". Ph.D. Thesis, Cambridge University.

- SIMONS, N.E. & MENZIES, B.K. (1981) - "Introdução à Engenharia de Fundações". Ed. Interciência, Rio de Janeiro,199 pg.

- SMITH, E.A.L.(1960) - "Pile Driving Analysis by the Wave Equation". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 86, Nº SM4, 35 - 61.

- SOARES, H.F. & COSTA FILHO, L.M. (1985) - "Definição de Ruptura em Algumas Provas de Carga em Solo Residual". Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Vol. II, 215 - 224.

- SOARES, M.M.; MATOS, S.F.D. & MELLO, J.R.C. (1984) - "Pile Driveability Studies, Pile Driving Measurements". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress -Wave Theory on Piles, Stockholm, 64-71.

- SWANN, L.H. & ABBS, A.F.(1984) - "The Use of Wave Equation in Calcareous Soils and Rocks". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, 411 - 424.

- TADA, H.; OHSHIMA, K.; KAMINAGA, K.; UEKI, Y. & FUKUWAKA, M. (1985) - "New Dynamic Formula Applied to Hydraulic Pile Hammer". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 197 - 200.

- TEJCHMAN, A. & KLOS, J. (1984) - "An Example of Dynamic Formulae Determined on the Basis of Field Load Tests". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress -Wave Theory on Piles, Stockholm, 58 - 63.

- THOMPSON, C.D. (1980) - "Discussion of Quake Values Determined from Dynamic Measurements". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress -Wave Theory on

Piles, Stockholm, 319 - 322.

- THOMPSON, C.D. & DEVATA, M. (1980) - "Evaluation of Ultimate Bearing Capacity of Different Piles". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress - Wave Theory on Piles, Stockholm, 163 - 195.

- TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N. (1970) - "Theory of Elasticity". Mc Graw - Hill Inc., 3ª ed.

- TIMOSHENKO, S.P.; YOUNG, D.H. & WEAVER JR., W. (1974) - "Vibrations Problems in Engineering". John Wiley & Sons Inc., 4ª ed.

- TOMLINSON, M.J. (1971) - "Some Effects of Pile Driving on Skin Friction". Proceedings of the Conference 'Behavior of Piles', Institution of Civil Engineers, London, 107 - 114.

-* UTO, K.; FUYUKI, M. & KOYAMA, S. (1979) - "A Proposition of Dynamic Bearing Capacity Formula Based on Wave Theory on Driven Piles". Proc. 15th Annual Conf. of JSSMFE, Japan, 901 - 904. (Em japonês).

- UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M.; HASHIZUME, T.; OSHIMA, I.; SAKAY, Y.; WATANABE, M.; WATANABE, T.; SATO, S.; NAITO, S.; KUMAMOTO, K. & EYA, S. (1985) - "Dynamic Bearing Capacity, Wave Theory, Pile Driving Control". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 201 - 204.

- VAN DER VEEN, C. (1953) - "The Bearing Capacity of a Pile". Proceedings of the Third Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol. 2, 84 - 90.

- VAN KOTEN, H. & MIDDENDORP, P. (1981) - "Testing of Foundation Piles". HERON, Vol. 26, Nº 4, Delft University of Technology, Dept. of Civil Engineering, 43 pg.

- VAN KOTEN, H.; MIDDERNDORP, P. & VAN BREDERODE, P. (1980) - "An

Analysis of Dissipative Wave Propagation in a Pile". Proceedings of the International Seminar on the Application of the Stress - Wave Theory on Piles, Stockholm, 23 - 40.

- VARGAS, M. (1981) - "Interação Solo - Estaca". Solos e Rochas, Vol. 4, Nº 4, 3 - 13.

- VELLOSO, D.A. (1970) - "Fundações em Estacas". Publicação Técnica das Estacas Franki, 32 pg.

- VELLOSO, D.A. (1984) - "Métodos Matemáticos em Geotecnia - Notas de aula". COPPE/UFRJ.

- VERRUIJT, A. (1984) - "Numerical Verification of Dynamic Pile Testing Analysis". Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress - Wave Theory on Piles, Stockholm, 371 - 376.

-* VESIČ, A.S. (1975) - "Principles of Pile Foundation Design". Soil Mechanics Series Nº 38, School of Engineering, Duke University, Durham, N.C., 48 pg + figs.

-* VIJAYVERGIYA, V.N. (1980) - "Soil Response during Pile Driving". Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, 53 - 57.

- YAMAGUCHI, Y.; KOGA, T.; KIKUCHI, Y. & SANDANBATA, I. (1985) - "The Effect of driving Energy on the Penetrability and the Bearing Capacity of Piles". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, VOL. I, 215 - 218.

- YOKOYAMA, Y. & KUSAKABE, O. (1985) - "General Report on Pile Driving in Japan". Proceedings of the Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. I, 41 - 46.