

USP

Campus de São Carlos

ANÁLISE DE PROVA DE CARGA DINÂMICA
EM ESTACAS METÁLICAS DO TIPO TRILHO

AUTOR: FLORIANO MEDEIROS DE ANDRADE LIMA

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ CARLOS A. CINTRA

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO



ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

ANÁLISE DE PROVA DE CARGA DINÂMICA
EM ESTACAS METÁLICAS DO TIPO TRILHO



Autor: Floriano Medeiros de Andrade Lima

Orientador: Prof. Dr. José Carlos Angelo Cintra

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

São Carlos

1999

Lima, Floriano Medeiros de Andrade

Análise de Prova de Carga Dinâmica em Estacas Metálicas do Tipo Trilho /
Floriano Medeiros de Andrade Lima. São Carlos, 1999.

Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de
São Paulo, 1999.

Orientador: Prof. Dr. José Carlos Angelo Cintra.

1. Fundações: Prova de Carga Dinâmica/Repique/Energia Crescente/Estaca Tipo
Trilho.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Ivando e Terezinha, a minha esposa Margareth, aos meus irmãos Ivando, Andrei e Rayanne, ao meu sobrinho Amauri e todos os familiares.

AGRADECIMENTOS

- A Deus por mais esta etapa de vida concluída..
- A minha esposa pelo apoio e compreensão.
- Aos meus pais pela força e apoio.
- A empresa SCAC fundações e estruturas Ltda. que possibilitou a execução das provas de carga dinâmico com PDA.
- Ao Prof. Dr. Nelson Aoki pela passagem de conhecimento e inúmeras discussões sobre o tema.
- Ao Eng. Reynaldo Luiz de Rosa pela enorme ajuda na operação do PDA.
- Aos amigos e companheiros do Campo Experimental de Fundações, Benedito Carneiro, Jeselay Reis, Nilton Campelo, Yuri Costa e Mauro.
- Ao Prof. Dr. José Carlos Angelo Cintra pela orientação.
- Aos funcionários Álvaro, Fabiana, Herivelto, Maristela, Regina, Sílvia, Antônio, Benedito, José Luiz e Oscar pela valiosa colaboração.

SUMÁRIO

| | |
|---|-----|
| LISTA DE FIGURAS | I |
| LISTA DE TABELAS | III |
| LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLO | IV |
| RESUMO | VI |
| ABSTRACT | VII |
| CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 – GENERALIDADE, OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS: | 1 |
| 1.2 – NOMENCLATURA UTILIZADA: | 4 |
| CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 5 |
| 2.1 - INTRODUÇÃO | 5 |
| 2.2 - PROVA DE CARGA ESTÁTICA | 6 |
| 2.3 - CONCEITO DE RUPTURA | 8 |
| 2.4 - ENSAIO DINÂMICO COM ENERGIA CONSTANTE | 12 |
| 2.4.1 - <i>Fórmulas Dinâmicas com Base na Teoria de Choque de Newton.</i> | 13 |
| 2.4.2 - <i>Ensaio Dinâmico Embasados na Teoria da Equação da Onda.</i> | 15 |
| 2.5- ENSAIO DINÂMICO COM ENERGIA CRESCENTE | 31 |
| 2.5.1 - <i>Metodologia do Ensaio Dinâmico de Energia Crescente.</i> | 32 |
| 2.5.2 - <i>Fórmula Dinâmica de Cravação Utilizando Energia Crescente.</i> | 33 |
| 2.6 - RESULTADOS DE ENSAIOS DINÂMICOS COM USO DO REPIQUE | 36 |
| 2.7 - CONCLUSÃO | 44 |
| CAPÍTULO 3: METODOLOGIAS DE ENSAIO | 46 |
| 3.1 – CRAVAÇÃO DAS ESTACAS | 46 |
| 3.2 – PROVA DE CARGA DINÂMICA | 46 |
| 3.2.1 - <i>ENSAIO DINÂMICO COM REPIQUE</i> | 46 |
| 3.2.2 - <i>ENSAIO DINÂMICO COM PDA</i> | 47 |
| 3.3 – PROVA DE CARGA ESTÁTICA | 49 |
| 3.3.1 – <i>EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.</i> | 50 |
| CAPÍTULO 4: APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS | 52 |
| 4.1 - PREVISÕES | 52 |
| 4.2 – CAPACIDADE DE CARGA VIA REPIQUE MANUAL | 53 |
| 4.2.1 - <i>DETERMINAÇÃO DAS PARCELAS DE DESLOCAMENTO C2 E C3.</i> | 54 |
| 4.2.2 – <i>DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.</i> | 57 |
| 4.3 – CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DO PDA | 61 |
| 4.4 – PROVA DE CARGA ESTÁTICA | 66 |
| CAPÍTULO 5: ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS | 67 |
| 5.1. –PARCELAS DE DESLOCAMENTO | 67 |
| 5.2 –CAPACIDADE DE CARGA VIA REPIQUE | 69 |
| 5.3 –RE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS | 70 |
| 5.3.1 – <i>MÉTODO CAPWAP.</i> | 73 |
| 5.3.2 – <i>COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS.</i> | 74 |
| 5.4 – ANÁLISE DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA | 76 |
| 5.5 – COMPARAÇÃO DOS REPIQUES NA CRAVAÇÃO E NA RE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS | 77 |

| | |
|---|-----|
| CAPÍTULO 6: CONCLUSÕES..... | 80 |
| CAPÍTULO 7: SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS..... | 82 |
| CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFIA..... | 83 |
| ANEXO 1..... | 93 |
| ANEXO 2..... | 94 |
| ANEXO 3..... | 130 |
| ANEXO 4..... | 138 |
| ANEXO 5..... | 145 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| FIGURA 2.1 - CURVA CARGA-RECALQUE COM RUPTURA DEFINIDA..... | 9 |
| FIGURA 2.2 – CURVA CARGA – RECALQUE COM REPRESENTAÇÃO DE ENERGIA, AOKI (1997)..... | 11 |
| FIGURA 2.3 - DESENHO ESQUEMÁTICO DO SISTEMA PDA, (NIYAMA <i>ET AL.</i> , 1996). | 16 |
| FIGURA 2.4 - APLICAÇÃO DO IMPACTO NA ESTACA, NIAYMA (1983)..... | 17 |
| FIGURA 2.5 - DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO DA ESTACA DEVIDO À PROPAGAÇÃO DA ONDA, (NIYAMA, 1983). | 19 |
| FIGURA 2.6 - SENTIDO DA PROPAGAÇÃO DA ONDA (GONÇALVES <i>ET AL.</i> , 1996). | 20 |
| FIGURA 2.7 – PROPAGAÇÃO DA ONDA DE TENSÃO, GONÇALVES <i>ET AL.</i> (1996). | 21 |
| FIGURA 2.8 - REFLEXÕES DAS ONDAS DE FORÇA E VELOCIDADE NA PONTA DA ESTACA, GONÇALVES <i>ET AL.</i> (1996). | 24 |
| FIGURA 2.9 - ILUSTRAÇÃO DAS ONDAS GERADAS NUM PONTO INTERMEDIÁRIO DA ESTACA, NIYAMA (1983)..... | 25 |
| FIGURA 2.10 - DIAGRAMA DE TRAJETÓRIA DAS ONDAS (NIYAMA, 1983)..... | 26 |
| FIGURA 2.11 - SINAL DO REPIQUE OBTIDO COM PAPEL E LÁPIS, AOKI (1986). | 30 |
| FIGURA 2.12 - ESQUEMA DO RDD (AOKI, 1990). | 30 |
| FIGURA 2.13 - MODELO DO SISTEMA SOLO-FUNDAÇÃO PARA FÓRMULA DINÂMICA (AOKI, 1991). | 33 |
| FIGURA 2.14 - RESULTADOS DE ENSAIO (NIYAMA E AOKI, 1991)..... | 40 |
| FIGURA 2.15 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DO PROGRAMA CAPWAP, AOKI & DE MELLO (1992). | 41 |
| FIGURA 2.16 – CURVAS CARGA MOBILIZADA – DESLOCAMENTOS PARA ENSAIOS COM APLICAÇÃO DE ENERGIA CRESCENTE, BEIM & AOKI (1996)..... | 43 |
| FIGURA 3.1 - METODOLOGIA PROPOSTA POR CHELLIS (1951). | 47 |
| FIGURA 3.2 – PROVA DE CARGA DINÂMICA REALIZADA NO CAMPO EXPERIMENTAL DA USP/SÃO CARLOS. | 48 |
| FIGURA 3.3 – DETALHES DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA REALIZADA NO CAMPO EXPERIMENTAL DA USP/SÃO CARLOS. | 50 |
| FIGURA 4.1 - DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS VALORES CALCULADOS DE C3. | 56 |
| FIGURA 4.2 - DISTRIBUIÇÃO DE C3 PARA OS DIVERSOS NÍVEIS DE ENERGIA APLICADOS..... | 57 |

| | |
|--|----|
| FIGURA 4.3 - CURVAS CARGA MOBILIZADA – DESLOCAMENTO PARA A RECRAVAÇÃO DAS ESTACAS..... | 63 |
| FIGURA 4.4 – GRÁFICO DA RESISTÊNCIA PROFUNDIDADE REFERENTE À ANÁLISE CAPWAP..... | 64 |
| FIGURA 4.4B – GRÁFICO DA RESISTÊNCIA X PROFUNDIDADE REFERENTE À ANÁLISE CAPWAP..... | 65 |
| FIGURA 4.5 – CURVA CARGA-RECALQUE DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA..... | 66 |
| FIGURA 5.1 – GRÁFICO DA ENERGIA POTENCIAL DO MARTELO – PARCELA DE DESLOCAMENTO C3..... | 67 |
| FIGURA 5.2 – EVOLUÇÃO DO REPIQUE E DA NEGA NO ENSAIO DINÂMICO COM ENERGIA CRESCENTE..... | 68 |
| FIGURA 5.3 – COMPARAÇÃO DO REPIQUE E DA NEGA AO FINAL DA CRAVAÇÃO COM A RESISTÊNCIA ÚLTIMA..... | 70 |
| FIGURA 5.4 - COMPARAÇÃO DAS CARGAS MOBILIZADAS PELO REPIQUE ATRAVÉS DOS MÉTODOS UTO <i>ET AL.</i> (1985) E VELLOSO (1987) COM O MÉTODO CAPWAP..... | 71 |
| FIGURA 5.5 - COMPARAÇÃO DAS CARGAS MOBILIZADAS PELO REPIQUE ATRAVÉS DOS MÉTODOS UTO <i>ET AL.</i> (1985) E VELLOSO (1987) COM O MÉTODO CASE..... | 72 |
| FIGURA 5.6 – COMPARAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA MEDIDA PELO CAPWAP COM RESISTÊNCIA PREVISTA, EM RELAÇÃO À PROFUNDIDADE..... | 74 |
| FIGURA 5.7 - COMPARAÇÃO DO REPIQUE DE PONTA OBTIDO COM O PDA E O DETERMINADO COM O PROGRAMA REBOUND..... | 75 |
| FIGURA 5.8 – COMPARAÇÃO ENTRE A PROVA DE CARGA ESTÁTICA E O ENCURTAMENTO ELÁSTICO DA ESTACA..... | 76 |
| FIGURA 5.9 – COMPARAÇÃO ENTRE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E DINÂMICA..... | 77 |
| FIGURA 5.10 - CURVAS CARGA MOBILIZADA - DESLOCAMENTO PARA CRAVAÇÃO E RECRAVAÇÃO..... | 78 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| TABELA 2.1 - ONDAS REFLETIDAS PELA DESCONTINUIDADE DA ESTACA. | 22 |
| TABELA 2.2 - VALORES DE JC PARA O MÉTODO CASE (RAUSCHE <i>ET AL.</i> , 1985). | 27 |
| TABELA 2.3 - VALORES DE C_3 SUGERIDOS POR SOUZA FILHO & ABREU (1990). | 36 |
| TABELA 2.4 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE (AOKI, 1986). | 36 |
| TABELA 2.5 – RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA EM SANTOS - SP (GOMES E LOPES, 1986). | 37 |
| TABELA 2.6 - RESULTADOS DE PROVAS DE CARGAS (AOKI E ALONSO, 1989). | 38 |
| TABELA 2.7 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DE RMX OBTIDOS COM BASE NO REPIQUE E CALCULADO PELO MÉTODO CASE | 42 |
| TABELA 2.8 – RESULTADOS DE ENSAIOS (ALBUQUERQUE E CARVALHO, 1998). | 43 |
| TABELA 4.1 - PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS. | 52 |
| TABELA 4.2 – CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA USP/SÃO CARLOS PARA AS PROFUNDIDADES DE 3, 5 E 8 M, MACHADO (1998). | 53 |
| TABELA 4.3 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DE C3 CONSIDERADO-SE O NÍVEL DE ENERGIA APLICADO. | 57 |
| TABELA 4.4 – CAPACIDADE DE CARGA PREVISTA PELO MÉTODO DE VELLOSO (1987) COM O REPIQUE AO FINAL DA CRAVAÇÃO. | 59 |
| TABELA 4.5 – CAPACIDADE DE CARGA PREVISTA PELO MÉTODO DE UTO <i>ET AL.</i> (1985) COM O REPIQUE AO FINAL DA CRAVAÇÃO. | 60 |
| TABELA 4.6 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DA CARGA MOBILIZADA UTILIZANDO O | 61 |
| TABELA 4.7 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DA CARGA MOBILIZADA UTILIZANDO O | 61 |
| TABELA 4.8 - VALORES DA CARGA MOBILIZADA DURANTE A RECRAVAÇÃO. | 62 |
| TABELA 4.9 - VALORES DA CARGA MOBILIZADA DURANTE A RECRAVAÇÃO. | 62 |
| TABELA 4.10 – RESISTÊNCIA DE ATRITO LATERAL E DE PONTA DETERMINADAS PELO CAPWAP. | 64 |
| TABELA 4.11 - VALORES DOS “QUAKES” OBTIDOS PELA ANÁLISE CAPWAP. | 65 |

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLO

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

CAPWAP: Case Pile Wave Analysis Program.

CASE: Case Institute of Technology.

PDA: Pile Driving Analyzer.

QML: Quick Maintained Load Test.

SML: Slow Maintained Load Test.

η : eficiência do golpe (0,75 para martelos de gravidade e 1,00 para martelo a diesel).

α : coeficiente que define a forma da curva de VAN DER VEEN (1953)

ρ : massa específica.

Δa : aceleração da partícula.

Δv : variação da velocidade da partícula.

Δx : deslocamento da partícula.

A: área da seção transversal da estaca.

B: diâmetro da estaca.

c: velocidade de propagação da onda.

C_1 : compressão temporária da cabeça da estaca e do capacete.

C_2 : encurtamento elástico do fuste.

C_3 : encurtamento elástico do solo abaixo da ponta da estaca.

c_p : constante empírica.

D: deslocamento dinâmico.

dq: incrementos de carga.

e: coeficiente de restituição (varia de 0,55 a 0,32 em estaca de aço, sem e com capacete de madeira, e de 0,40 a 0,25 em estacas de concreto, sem e com capacete de madeira).

E: módulo de elasticidade da estaca.

e_0 : fator de correção.

e_f : fator de correção.

E_i : perda de energia total do sistema.

F = força

H: altura de queda do martelo.

H: altura de queda do martelo.

J_c : fator de amortecimento do solo

K: repique

K_u : parcela elástica (repique) limite;

L: comprimento da estaca.

m: massa da estaca.

N: Média do SPT ao longo da estaca.

PL: atrito lateral local de cada segmento de solo

PP: resistência de ponta

Q: a carga estática aplicada ao sistema solo-fundação

Q_0 : carga de ruptura convencional.

Q_u : carga estática última.

R: resistência estática

RT: resistência total do sistema solo-fundação

R_u : resistência última oferecida pelo solo.

s: deslocamento permanente (nega).

S: recalque

t: tempo

T_{cu} : energia cinética complementar máxima;

V: energia total de deformação.

v: onda de velocidade.

\hat{v}_1 : onda de velocidade devido a onda de força F_1 .

v_2 : onda de velocidade devido a onda de força F_2 .

V_c : energia complementar.

v_{max} : velocidade máxima da partícula.

W: peso do martelo.

W_a : trabalho das forças de amortecimento material e de radiação

W_p : peso da estaca.

Z: impedância

RESUMO

LIMA, F.M.A. *Análise de Provas de Carga Dinâmica em Estacas Metálicas Tipo Trilho*, 1999, 1~ p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

Este trabalho apresenta a análise de provas de carga dinâmica realizadas em estaca metálicas tipo trilho (TR - 68) cravadas no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. As estacas possuem segmentos de 12 e de 3m, soldados segundo a NBR 8800/86, totalizando um comprimento máximo 27m.

Os objetivos desta análise são: 1) realizar um estudo abrangente da capacidade de carga do tipo trilho, 2) verificar a utilização de trilho usado como elemento estrutural de fundação, 3) comprovar o uso do repique como método de controle do estaqueamento, 4) demonstrar a importância da energia crescente na prova de carga dinâmica.

As medidas de repique foram realizadas com o uso de papel e lápis em vinte estacas, para níveis crescentes de energia. A energia foi aplicada pelo martelo de gravidade caindo de uma altura de 0,20 - 0,40 - 0,60 - 0,80 - 1,00 - 1,20 e 1,50 m.

A capacidade de carga das estacas, determinada pela extrapolação da curva carga mobilizada - deslocamento, foi comparada com os valores obtidos pelos métodos de previsão da prática brasileira, bem como com os resultados de dois ensaios com PDA (Pile Driving Analyzer) e também com uma prova de carga estática, realizados em estacas representativas.

Palavras-chave:: Prova de Carga Dinâmica/Repique/Energia Crescente/Estaca Tipo Trilho/Estaca Metálica.

ABSTRACT

LIMA, F.M.A *Analysis of Dynamic Load Tests on Steel Crane Rail Piles*, 1999, 1~
p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade
de São Paulo

This paper presents an analysis of dynamic load tests performed on steel crane rails piles (TR-68) at the Experimental Foundation Field of USP/São Carlos. The piles have segments of 12 and 3m, welded according to NBR 8800/86, comprising a maximum driving length of 27m.

The objectives of this analysis are: 1) to carry out a wide study of steel track pile bearing capacity, 2) verify the utilization of the steel crane rails piles with structural element of foundation, 3) to prove the use of the rebound with the control method of driving piles. 4) to demonstrate the importance of increasing energy in the dynamic load test.

The rebound measurements were performed with paper and pencil in twenty piles and were analyzed by applying increasing energy level. The energy was applied by the gravity hammer falling of a drop heights of 0.2 – 0.4 – 0.6 – 0.8 – 1.0 – 1.2 and 1.5m.

The pile bearing capacity, determined by the extrapolations of the mobilized resistance – displacement curves was compared to the Brazilian experience methods, as well as to two load tests employing the Pile Driving Analyzer (PDA) and to one static load test carried out on representative piles.

Keywords: Dynamic Load Test/Rebound/Increasing Energy/Steel Crane Rail Piles.

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO.

1.1 – GENERALIDADE, OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS:

A verificação de desempenho é uma preocupação antiga da engenharia de fundação por causa da necessidade de constatar se o comportamento previsto em projeto está sendo comprovando na prática.

Deste os primórdios da engenharia de fundação, a verificação de desempenho era praticada ou através de medidas de negas ou de provas de carga estática. Entretanto, esses métodos sempre preocuparam os engenheiros, a primeira delas pelo grande número de incertezas e fórmulas desenvolvidas e a segunda pelo seu alto custo e tempo de execução.

Nos últimos cinquenta anos com o desenvolvimento da tecnologia e principalmente dos computadores, novas técnicas foram sendo desenvolvidas e incorporadas ao dia a dia. Na engenharia de fundação, graças a facilidade de cálculo por computadores, novas técnicas foram surgiram ou estão surgindo.

O objetivo principal desta dissertação é estudar uma dessas novas técnicas utilizada na verificação de desempenho conhecida em geral como prova de carga dinâmica ou, para alguns, ensaio dinâmico. Com este objetivo, propõe-se a:

- Realizar um estudo abrangente da capacidade de carga de estaca do tipo trilho.
- Estudar a utilização do repique como método de controle do estaqueamento.
- Comprovar a importância da utilização de energia crescente, no ensaio dinâmica, na determinação da capacidade de carga.
- Verificar a utilização de trilho usado como elemento estrutural de fundação.

A prova de carga dinâmica é uma técnica consagrada mundialmente que permite a verificação de desempenho do sistema solo-fundação com custos moderados.

Há autores que consideram o ensaio dinâmico, somente, como uma ferramenta a mais a ser usada no controle da execução do estaqueamento e que deve sempre estar aliada às provas de carga estática, principalmente quando não se tem conhecimento do solo estudado.

RAUSCHE *et al.* (1972) afirmam que o ensaio estático fornece informação mais proficiente sobre uma estaca em particular que foi ensaiada. Entretanto, devido a variabilidade das propriedades do solo, a informação pode ser menos valiosa para as outras estacas da estrutura. Isso é refletido nos grandes fatores de segurança comumente utilizados. A proposta dos métodos de medidas dinâmicas podem ser aplicada em um número substancial de estacas a um custo bem menor do que um simples ensaio estático.

No Brasil, a prova de carga dinâmica está sendo cada vez mais usada, pois, além do Código de Defesa do Consumidor exigir que os produtos e serviços sejam comprovados de forma explícita pelos fornecedores, (AOKI & ALONSO, 1992), a norma brasileira – Projeto e Execução de Fundações - NBR 6122/96 permite as obras que utilizam o controle de execução e o levantamento dos dados estatísticos relativos à capacidade de carga medida com a possibilidade de uso de coeficiente de segurança menor, na determinação da carga admissível do estaqueamento. Esta possibilidade é válida para os estaqueamento executados com estacas pré- moldadas de concreto.

No tocante à prova de carga dinâmica, a norma brasileira recomenda que:

- Para a avaliação e estimativa da capacidade de carga de fundações profundas por ensaio dinâmico devem ser utilizados instrumentações e “Fórmulas Dinâmicas” fundamentadas na aplicação da equação de propagação da onda.

- Os ensaios de carregamento dinâmico devem ser executados em número de 3% do conjunto de estacas de mesmas características na obra, respeitando-se o mínimo de três estacas instrumentadas.

- Os resultados dos métodos simplificados que forem utilizados para a interpretação dos dados de instrumentação de cada conjunto de estacas de mesmas características devem ser aferidos por métodos numéricos baseados na equação da

onda em pelo menos uma recravação de estaca ou aferidos por uma prova de carga estática.

– E, ainda, sugere que todas as estacas da obra sejam controladas através de medida de repique, já que as fórmulas dinâmicas baseadas na nega visam apenas garantir a homogeneidade das fundações.

Na prática, o sinal medido do repique corresponde à solução da equação da onda. O registro do repique no topo da estaca, com o uso de papel e lápis, pode ser usado para estimar a carga mobilizada para o nível de energia correspondente. A construção da curva carga mobilizada - deslocamento, para diferentes níveis de energia, possibilita a estimativa da carga última, AOKI (1989).

O repique é uma ferramenta que vem sendo difundida na prática brasileira, indicada pela NBR 6122/96 como ferramenta de controle de todas as estacas de uma obra, porém não é considerada como instrumentação. Apesar de utilizada e aconselhada pela norma, ainda é pouco estudada. Deste modo, esta dissertação tem por fim validar esta ferramenta adotada pela norma brasileira e aumentar a confiabilidade em sua utilização.

Os trilhos retirados de vias férreas são utilizados como elemento de fundação em algumas obras no Brasil e, segundo ALONSO (1996), apresentam as vantagens das estacas metálicas, pois permitem uma cravação fácil, com baixa vibração e não apresentam problemas quanto à manipulação, transporte, emendas ou corte e possuem custos menores em relação aos perfis convencionais. Possuem como desvantagens a baixa resistência da solda quando solicitada a tração, devido ao alto percentual de ferro na constituição do aço. Quanto ao uso do repique, neste tipo de estaca, como ferramenta de controle, provavelmente trata-se de um estudo pioneiro.

Para viabilizar este trabalho foram cravadas 23 estacas metálicas tipo trilho no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos, medindo-se o repique ao final da cravação. Foram realizadas 2 provas de carga dinâmica com o uso do PDA (os ensaios dinâmicos utilizaram níveis de energia crescentes) e 1 prova de carga estática (SML).

As estacas são do tipo trilho (TR-68) usados, com área de 84 cm^2 , com segmentos de 3 e 12m, soldados segundo a NBR 8800/96, atingindo um comprimento total de 27m.

1.2 – NOMENCLATURA UTILIZADA:

Esta dissertação utiliza a nomenclatura adotada por CINTRA (1998), considerando que:

Capacidade de carga e carga de ruptura referem-se a qualquer critério de ruptura, incluindo-se a ruptura física (critério de Van der Veen, por exemplo) e a ruptura convencional(imposição de um recalque arbitrário para caracterização de ruptura – critério da NBR 6122/96, por exemplo).

Carga última ou ruptura física: resistência máxima que o sistema solo-fundação pode oferecer, teoricamente correspondendo a recalques infinitos (estado-limite último).

Carga mobilizada: resistência máxima oferecida pelo sistema estaca-solo para um nível de energia aplicado, geralmente não representando a carga de ruptura física.

CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.

2.1 - INTRODUÇÃO.

Em engenharia de fundações, a verificação de desempenho consiste em determinar a capacidade de carga do sistema chamado solo-fundação. A capacidade de carga refere-se a capacidade de suportar os esforços impostos pela superestrutura e , especificamente, ao comportamento do sistema sob ação da carga de serviço. Desta forma, os aspectos de segurança contra a ruptura e recalque excessivos, na condição de trabalho, levam diretamente ao conceito de carga admissível.

NIYAMA et al. (1996) afirmam que a verificação de desempenho de uma fundação é parte de um problema geral, o de verificar o comportamento conjunto formado pelos elementos estruturais da superestrutura e da fundação e pelo maciço de solo, devendo ser exercido em todas as fases do processo, desde a concepção do projeto até o final do período de vida útil da obra de fundação.

Pela NBR 6122/96 a carga admissível é definida como sendo a força aplicada sobre a estaca ou o tubulão isolado, provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento de fundação. Esta é a definição clássica adotada na engenharia geotécnica, mas CINTRA e AOKI (1999) afirmam que fundação é um sistema composto pelo maciço de solo e o elemento estrutural de fundações e o termo carga admissível só pode ser utilizado para um conjunto de estaca e não para uma estaca isolada.

Interpretando a Norma verifica-se de imediato que existem dois limites para a carga admissível: o primeiro refere-se à capacidade do elemento estrutural de receber e transmitir a carga para o solo e o segundo, à capacidade do solo de suportar as cargas transmitidas pelo elemento estrutural de fundação. Na prática, verifica-se que na maioria dos casos a carga admissível é comandada pelo solo que apresenta valor

de capacidade de carga na ruptura menor do que a resistência na ruptura do elemento estrutural de fundações.

A análise de ruptura leva a inúmeras convenções adotadas pelos diversos especialistas em geotecnia, porém de consenso existe o fato de caracterizar carga ruptura como a carga aplicada na qual resultam grandes deslocamentos.

A NBR 6122/96 exige que no projeto a segurança nas fundações seja estudada por duas análises: a do estado-limite último e a do estado-limite de utilização.

No estado-limite último, os valores de cálculo das ações na estrutura são comparados aos valores de cálculo da resistência do solo ou do elemento de fundação.

A análise de deformação no estado-limite de utilização consiste em garantir que os deslocamentos da fundação submetida aos esforços provenientes da estrutura não causem danos que prejudiquem seu funcionamento.

Para se falar de segurança e carga de ruptura e comprovação do modelo adotado, deve-se falar em prova de carga, estática ou dinâmica.

2.2 - PROVA DE CARGA ESTÁTICA.

A prova de carga estática, como é de conhecimento geral, é a forma mais tradicional de verificação de desempenho de uma fundação. No Brasil as provas de carga estática são regidas pela NBR 3472 (1991).

Uma grande vantagem da prova de carga estática é de se tratar de um ensaio onde se repercute o complexo conjunto solo-fundação, influenciado pela modificação provocada no solo através dos trabalhos de infra-estrutura da obra e execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das mesmas.

O ensaio consiste em obter a curva carga-recalque, a fim de analisar comportamento da fundação. Os pontos da curva são conseguidos a partir da aplicação de uma carga estática, em estágios, no elemento de fundação, e das medidas de deslocamentos sofridos pelo sistema estaca-solo em cada um desses estágios.

AOKI (1997) apresenta a conceituação física do ensaio, afirmando que a reação do maciço (R) é igual e de sentido oposto à ação exercida pela força aplicada (Q), devido ao sistema de reação que impede a liberação da energia de deformação acumulada no sistema solo-fundação e a baixa velocidade de aplicação da carga considerando que o equilíbrio é estático. Deste modo, a carga (Q) corresponde a um recalque (S), deslocamento este referido ao topo da estaca no início do ensaio e a uma energia total de deformação (V).

A prova de carga estática, no Brasil, tem sido realizada de dois tipos:

a) Carregamento lento de carga mantida SM ou SML (Slow Maintained Load Test);

Neste ensaio o carregamento é efetuado em estágios crescentes de carga, em incrementos iguais, mantendo-se em cada estágio, a carga constante até a estabilização do recalque e, no mínimo, por 30 min.

Os deslocamentos, em cada estágio, devem ser lidos imediatamente às aplicações das cargas, seguindo leituras decorridos 2, 4, 8, 15 e 30min contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 30min até se atingir a estabilização.

A estabilização dos deslocamentos é admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$ corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento total havido no estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual)

Não sendo atingida a ruptura, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento.

O descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro estágios, mantidos até a estabilização dos deslocamentos. O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min.

Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

b) Carregamento rápido de carga mantida QM ou QML (Quick Maintained Load Test);

Grande parte da evolução ocorrida nas provas de carga estáticas nos últimos anos relaciona-se com a tentativa de torná-las mais rápidas e baratas, buscando com isto sua utilização mais freqüente e em maior quantidade, bem como estimular a realização de ensaios atingindo a carga de ruptura.

Dentro deste contexto surgiu o ensaio com carregamento rápido (QML). Ele difere do ensaio lento basicamente por manter os estágios de carga e descarga por tempos determinados, independente de estabilização. Os recalques são lidos apenas no início e final de cada estágio que dura 5 minutos, e a última leitura do ensaio é feita 10 minutos após o descarregamento total. A duração do ensaio fica reduzida a pouco mais de 2 horas, devendo igualmente ser atingido o dobro da carga admissível prevista, se não ocorrer ruptura ou deformação excessiva antes disto. Em cada estágio de carga são dados incrementos de no máximo 10% da carga admissível, totalizando pelo menos 20 estágios de carga. A descarga, mais rápida, é realizada em quatro estágios, também, mantidos por 5 min.

GODOY (1983) considera que além da redução do custo e do prazo, este procedimento proporciona melhor definição da curva carga-recalque devido a maior quantidade de pontos para seu traçado.

2.3 - CONCEITO DE RUPTURA.

Como as provas de carga, geralmente, não são levadas até ruptura física, surgiu a necessidade de determinar um valor de carga que limitasse o uso da fundação. Deste modo, inúmeros especialistas convencionaram métodos para limitar a carga a ser aplicada ao sistema solo-fundação ou criaram métodos para extrapolação da curva carga-recalque interrompidas prematuramente, denominando esta carga limite como carga de ruptura. Assim, o termo carga de ruptura indicar um tipo ruptura ou convencional ou física.

“Para ser útil, a definição de ruptura precisa ser baseada em alguma regra matemática, gerar um valor que seja repetível e independente da variação de escalas e de opiniões de um determinado intérprete. De alguma maneira, ela precisa considerar a forma da curva carga-recalque, ou então, caso não o faça, levar em conta

o comprimento da estaca (que a forma da curva indiretamente considera). Sem essa definição apropriada, toda interpretação perde o significado”, FELLENIUS (1980)

O ponto comum das definições é que na ruptura física o solo deixa de oferecer resistência ao elemento de fundação que se desloca infinitamente. Em termos de curva carga-recalque, é caracterizada por uma reta vertical assíntota à curva do carregamento, como mostra a Figura 2.1.

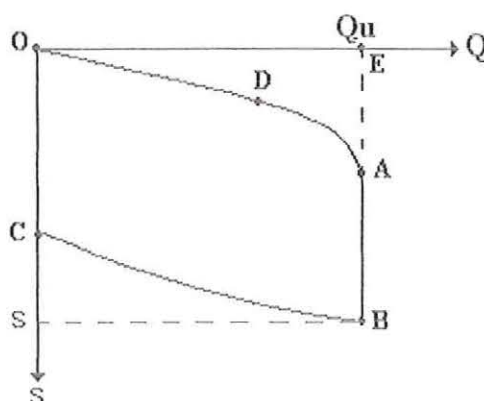


Figura 2.1 - Curva carga-recalque com ruptura definida.

Os métodos de definição de ruptura utilizados neste trabalho são expostos a seguir:

VAN DER VEEN (1953) propõe que a curva carga-recalque seja representada pela seguinte expressão:

$$Q = Q_u \cdot (1 - \exp^{-\alpha \cdot S}) \quad (2.1)$$

Onde:

Q_u = carga última correspondente a assíntota vertical da curva.

S = deslocamento correspondente a carga aplicada Q .

α = coeficiente que define a forma da curva.

Derivando-se esta expressão em relação à carga Q obtém-se

$$\frac{dS}{dQ} = \frac{-Q_u}{\alpha \cdot (Q_u - Q)} \quad (2.2)$$

Para Q tendendo para Q_u a expressão conduz a:

$$\frac{dS}{dQ} = \infty \quad (2.3)$$

De acordo com a **NBR 6122 (1996)** a prova de carga que não atinge uma carga ruptura nítida, ou seja, quando não se pretende levar a estaca ou tubulão à ruptura ou a estaca ou tubulão tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que se pode aplicar na prova (por exemplo, por limitação de reação), ou quando a fundação é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga-recalque não indica uma ruptura, mas um crescimento contínuo com a carga. Nos dois primeiros casos, deve-se extrapolar a curva carga-recalque para se avaliar a carga última, o que deve ser feito por critérios consagrados na Mecânica dos solos sobre uma curva de primeiro carregamento. No terceiro caso, a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde ao recalque obtido por:

$$S_0 = \frac{Q_0 \cdot l}{A \cdot E} + \frac{B}{30} \quad (2.7)$$

Q_0 = carga de ruptura convencional.

l = comprimento da estaca.

A = área da seção transversal da estaca.

E = módulo de elasticidade da estaca.

B = diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

DAVISSON (1972) apud **FANG (1990)** define ruptura convencional em uma prova de carga estática para o recalque igual a:

$$S_0 = \frac{Q_0 \cdot l}{A \cdot E} + \frac{B}{120} + 3,8mm \quad (2.8)$$

Ou seja, o deslocamento do topo da estaca na ruptura é igual a compressão elástica mais o deslocamento de ruptura da ponta.

NIYAMA (1985) afirma que à carga limite definida pelo ensaio dinâmico é comparável a definida através do método de **DAVISSON (1972)** numa prova de

carga estática. Isto se justifica pelo fato deste método ter sido desenvolvido em conjunto com a análise de equação de onda.

AOKI (1997) comenta que a própria definição de carga última é tema controverso talvez porque só considere as variáveis cargas e recalque na sua definição. Como também propõe a utilização do conceito de energia complementar, baseado na teoria de HAMILTON, para definição de carga ruptura.

A figura 2.2 representa uma curva carga-recalque típica descarregada no ponto B onde a trajetória da curva de descarregamento é BC e a energia total de deformação V (área OABDO) transforma-se em trabalho W_q (área OABCO) e em energia de deformação elástica V_e (área BDCB). A energia de deformação complementar V_{eu} corresponde à área (OJBFAEO).

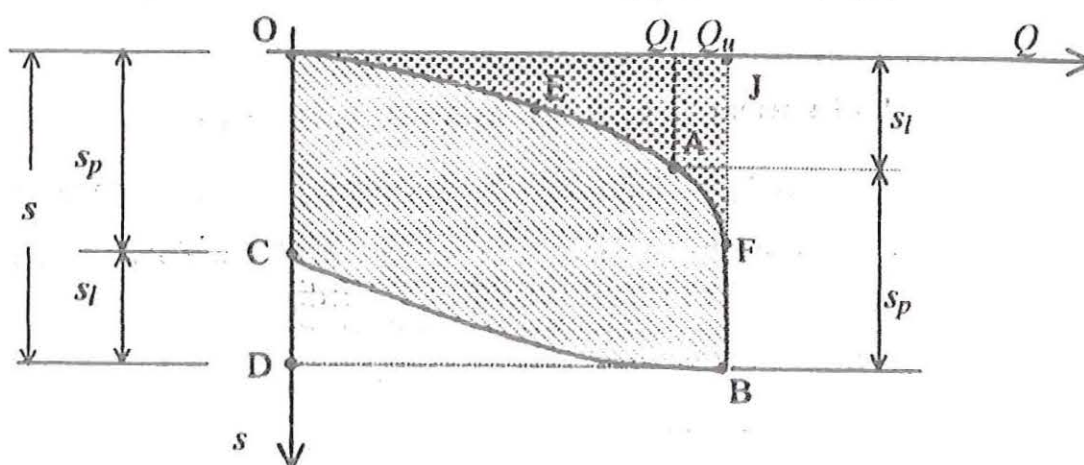


Figura 2.2 – Curva carga – recalque com representação de energia, AOKI (1997).

- Considera válida a expressão de Van der VEEN (1953) para curva carga-recalque da Figura 2.2.

- Pelo princípio de HAMILTON de conservação de energia tem-se que:

$$V_e = Q \cdot S - V \quad (2.9)$$

Calculando a energia total de deformação pela expressão de VAN DER VEEN (1953), obtém-se a:

$$V_e = \frac{Q_u}{\alpha} \left[1 - (1 + \alpha \cdot S) \cdot \exp^{-\alpha S} \right] \quad (2.10)$$

- No limite $S \rightarrow \infty$, a energia complementar tende para o valor constante.

$$V_{cu} = \frac{Q_u}{\alpha} \quad (2.11)$$

Verifica-se que a energia complementar V_c tende para um valor constante V_{cu} quando a energia de deformação total V e o recalque s tendem para o infinito e pode ser utilizado como novo parâmetro de valor finito para definir a carga última Q_u .

O autor desta proposição comenta que no caso de prova de carga estática, onde não se mede nem se calcula a energia de deformação a partir da curva carga-recalque, esta vantagem não é tão evidente quanto no ensaio de carregamento dinâmico.

2.4 - ENSAIO DINÂMICO COM ENERGIA CONSTANTE.

A prova de carga dinâmica de um elemento de fundação visa determinar a sua capacidade de carga pela aplicação de um carregamento dinâmico axial. Para determinação da capacidade de carga utiliza-se instrumentação adequada e lança-se mão da teoria de equação de onda. A denominação adotada oficialmente na NBR 13208/94 para este ensaio de controle é “Ensaio de Carregamento Dinâmico”.

Historicamente, o controle de estaca cravadas se restringia à medida de nega devido a simplicidade deste procedimento, sendo a capacidade de carga calculada com as fórmulas dinâmicas de cravação, baseadas na teoria de choque de Newton entre outras. Posteriormente, o fenômeno de impacto e cravação foi melhor compreendido, principalmente a partir da solução da equação da onda por algoritmos apresentados por SMITH (1960), que se tornou prática com os computadores, ocorrendo uma rápida difusão deste ensaio em todo mundo. A participação brasileira nesta técnica começou no início da década de 1980 com a PETROBRÁS, através do controle de fundações em obras “off-shore”, e vem sendo estendida com grande sucesso, ao caso de obras em terra, AOKI (1986). As provas de carga dinâmica têm recebido também outra conceituação nesse meio, mais recentemente. Trata-se do procedimento de se aplicar golpes sucessivos do martelo, com energias crescentes, medindo-se a resistência à cravação através da instrumentação, (AOKI, 1989; NIYAMA e AOKI, 1991).

2.4.1 - Fórmulas Dinâmicas com Base na Teoria de Choque de Newton.

Na primeira fase das fórmulas dinâmicas (1820-1950), segundo TERZAGHI (1943), essas expressões eram baseadas na hipótese simplificadora de que a resistência a penetração da estaca permanece com um valor constante R (em que acreditavam ser a resistência última oferecida pelo solo), durante o movimento de entrada da estaca através do deslocamento s . Ou seja, acreditava-se na hipótese de mobilização instantânea da resistência do solo ao longo do tempo e do controle do estaqueamento com a medida da nega.

Admitiam, também, o princípio da conservação de energia. Desta forma, o trabalho realizado pela queda do martelo era igual a:

$$W.H = R.s + E_1 \quad (2.12)$$

Onde:

W = peso do martelo.

H = altura de queda do martelo.

E_1 = perda de energia total do sistema, englobando desde as perdas do sistema de aplicação de carga até as perdas referentes ao amortecimento do sistema estaca-solo.

Também, segundo TERZAGHI (1943), era considerado, sem nenhuma justificativa, que o trabalho realizado na compressão elástica temporária da estaca e do solo adjacente constituía parte da perda de energia.

As fórmulas dessa fase foram.

TERZAGHI (1943) cita algumas das fórmulas dinâmicas desenvolvidas tomando como base a equação (2.12) e outras hipótese adotadas, mostradas abaixo:

WEISBACH (1820) considera que a perda de energia E_1 era devido, somente, a compressão elástica da estaca, dando origem a:

$$R = -\frac{s.A.E}{l} + \sqrt{\frac{2.W.H.A.E}{l} + \left(\frac{s.A.E}{l}\right)^2} \quad (2.13)$$

SANDERS (1851) considera a perda de energia, determinada pela teoria de impacto de Newton, igual a zero e o impacto como sendo perfeitamente elástico.

$$R = \frac{W.H}{s} \quad (2.14)$$

EYTELWEIN (1820) parte da hipótese da perda de energia ser igual a do impacto de Newton e o impacto como sendo perfeitamente inelástico.

$$R = \frac{W.H}{s \left(1 + \frac{W_p}{W} \right)} \quad (2.15)$$

Onde:

W_p : peso da estaca.

TERZAGHI (1943) também comenta que a melhor expressão desse grupo é a de HILEY (1930).

$$R = \frac{\eta.W.H}{s + 0,5(c_1 + c_2 + c_3)} \cdot \frac{W + e^2.W_p}{W + W_p} \quad (2.16)$$

onde:

η = eficiência do golpe (0,75 para martelos de gravidade e 1,00 para martelo a diesel).

e = coeficiente de restituição (varia de 0,55 a 0,32 em estaca de aço, sem e com capacete de madeira, e de 0,40 a 0,25 em estacas de concreto, sem e com capacete de madeira).

C_1 = perda devida à compressão temporária da cabeça da estaca e do capacete (mm).

C_2 = perda devida ao encurtamento temporário da estaca (mm).

C_3 = perda devida à compressão temporária do solo $\approx 2,54$ mm.

VELLOSO (1987) cita algumas fórmulas dinâmicas em uso neste período, apresentadas a seguir.

ENGINEERING NEWS (1898), propõe uma fórmula muito parecida com a de EYTELWEIN (1820) diferenciada pela troca do fator $[s.(W_p/W)]$ por uma constante empírica c_p .

$$Q_d = \frac{W.H}{s + c_p} \quad (2.17)$$

$C_p = 25,4$ mm para martelo de gravidade e $C_p = 2,54$ mm para martelos a vapor.

HOLANDESES

$$R = \frac{W \cdot H}{s} \cdot \frac{W}{W + W_p} \quad (2.18)$$

BRIX (1936)

$$R = \frac{W \cdot H}{s} \cdot \frac{W \cdot W_p}{(W + W_p)^2} \quad (2.19)$$

2.4.2 - Ensaios Dinâmicos Embasados na Teoria da Equação da Onda.

As fórmulas dinâmicas da primeira fase deste ensaio apresentam conceitos errôneos sobre o comportamento de cravação do estaqueamento. A partir de 1960 com a solução da equação da onda desenvolvida e o advento da instrumentação dinâmica, pode-se estudar melhor o fato de que o fenômeno de cravação de estacas está associado à propagação de ondas e não propriamente à Teoria Newtoniana do Choque entre Corpos.

Durante esta nova fase, inúmeros programas de computadores foram desenvolvidos para análise da cravação de estaca, entretanto o programa mais extenso e conhecido foi desenvolvido no “Case Western Reserve Institute”, iniciado em 1964, (GOBLE *et al.*, 1980). Deste programa resultou a técnica de instrumentação mais utilizada em todo o mundo na atualidade, sobre a qual está baseado o conceito de prova de carga dinâmica, no sentido mais amplo, (NIYAMA *et al.*, 1996).

A instrumentação básica para realização da prova de carga dinâmica é constituída por transdutores de deformação específica e de acelerômetros, os quais medem força e velocidade da onda respectivamente.

O equipamento para aquisição e análise de dados mais utilizado e, também adotado na execução dos ensaios dinâmicos deste trabalho, é o PDA (Pile Driving Analyzer). O esquema do PDA é apresentado na Figura 2.3.

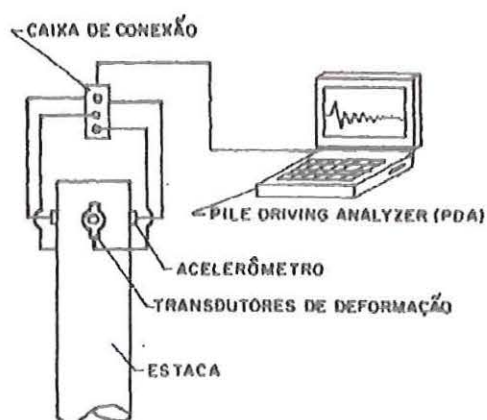


Figura 2.3 - Desenho esquemático do sistema PDA, (NIYAMA *et al.*, 1996).

Com relação ao ensaio dinâmico com PDA NIYAMA *et al.* (1996) comentam:

Os instrumentos são fixados ao pares numa seção da estaca, a aproximadamente dois diâmetros abaixo do topo da estaca, diametralmente opostos, a fim de evitar tensões indesejáveis de contato local nas medições.

Através da análise dos registros de deformação específica e aceleração já devidamente tratados, pode-se perfeitamente avaliar a capacidade de carga e outras singularidades como:

- Força máxima do impacto.
- Energia máxima do golpe.
- Eficiência do sistema de cravação.
- Verificação de dano estrutural e sua posição.
- Valores máximos de tensão, velocidade e deslocamento.
- Avaliação da distribuição de resistência.
- A existência de emendas e a integridade do fuste.

Existem outros equipamentos desenvolvidos para realização da prova de carga dinâmica, como por exemplo os desenvolvidos pela TNO. O estado da arte escrito por HOLEYMAN (1992) apresenta um resumo completo dos princípios e equipamentos utilizados nas diversas modalidades dos ensaios dinâmicos.

a) Fundamentos da Teoria da Equação da Onda: Formação e Propagação da Onda.

Para análise da teoria da onda estuda-se o comportamento de uma estaca em que é aplicada uma força F decorrente do impacto do martelo no topo da mesma, no tempo t , como apresentam NAKAO (1981) e NIYAMA (1983).

No primeiro instante, todas as partículas estão em repouso, após o impacto do martelo há a formação da onda que se propaga na estaca como mostra a Figura 2.4. Então a parte superior da estaca é comprimida, as partículas do material da estaca são aceleradas e a onda propaga-se através da estaca com uma velocidade c

NIYAMA (1983) descreve que no intervalo Δt , a onda atravessa um segmento Δx da estaca, intervalo no qual partícula situada a frente da onda, que tinha uma $v = 0$ (no instante $t = t_1$) terá sido acelerada até a velocidade v , deslocando-se Δu da posição inicial

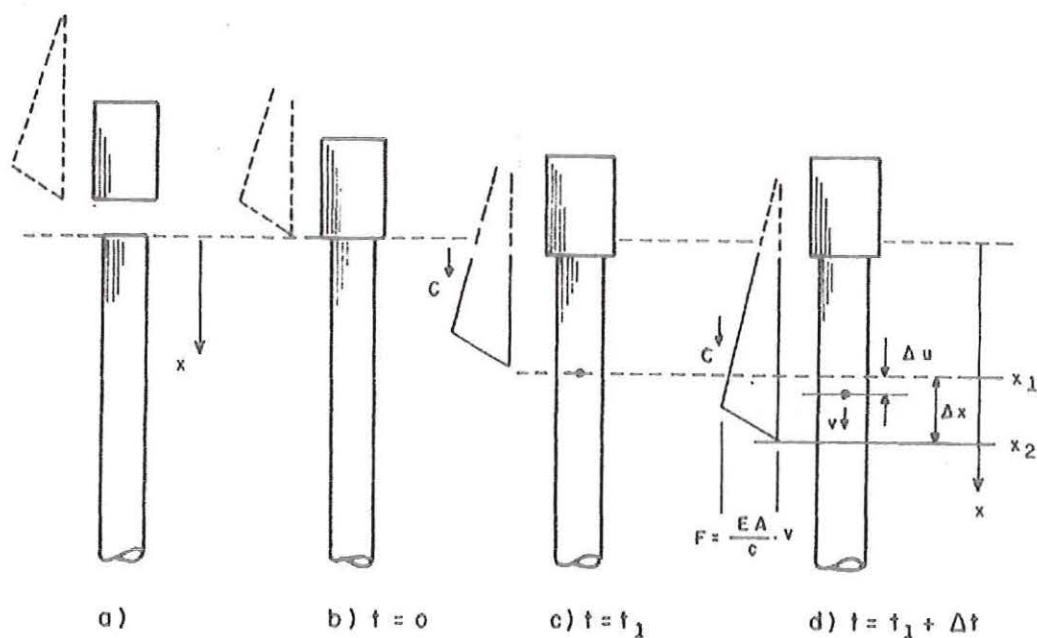


Figura 2.4 - Aplicação do impacto na estaca, NIAYMA (1983).

A zona comprimida, no caso coincide com o deslocamento do topo da estaca, deste modo temos pela mecânica:

$$c = \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (2.20)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta u}{\Delta x} \quad (2.21)$$

$$v = \frac{\Delta u}{\Delta t} \quad (2.22)$$

$$a = \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (2.23)$$

Da resolução matemática das equações (2.20), (2.21) e (2.22) obtemos:

$$\varepsilon = \frac{v}{c} \quad (2.24)$$

Considerando E o módulo de elasticidade do material da estaca e A como área da seção transversal da estaca, tem-se pela lei de Hooke:

$$F = \frac{E.A}{c} . v \quad (2.25)$$

Pela segunda lei de Newton tem-se também:

$$F = m.a = \rho.a.\Delta x. \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (2.26)$$

Pela igualdade das equações (2.20), (2.25) e (2.26), obtém-se:

$$\boxed{c^2 = E/\rho} \quad (2.27)$$

onde:

ρ = massa específica.

A velocidade da partícula na região comprimida da estaca é:

$$v = \sigma. \frac{c}{E} \quad (2.28)$$

Substituindo a equação (2.27) em (2.28), obtém-se a velocidade da partícula igual a:

$$v = \frac{\sigma}{\sqrt{\rho.E}} \quad (2.29)$$

RAUSCHE *et al.*(1972b), NIYAMA (1983) e DANZIGER (1991) comentam que a velocidade de onda c é função apenas das propriedades do material da estaca,

independentemente do valor da tensão aplicada, enquanto a velocidade da partícula é proporcional à tensão σ .

GONÇALVES et al. (1996) define a velocidade de onda com sendo a velocidade com que as zonas de compressão ou tração se movem ao longo da estaca. A velocidade da partícula é a velocidade com que a partícula se move quando a onda se propaga.

NIYAMA (1983) apresenta que o fator de proporcionalidade entre a força e a velocidade, demonstrado na equação (2.25), é comumente denominado como impedância da estaca.

$$Z = \frac{E \cdot A}{c} = \rho \cdot c \cdot A = \frac{m \cdot c}{l} \quad (2.30)$$

Onde:

m = massa da estaca.

l = comprimento da estaca.

A equação unidirecional da onda é obtida pelo equilíbrio dinâmico das forças em um elemento infinitesimal da estaca como ilustrado na Figura 2.5.

$$F_2 - F_1 - F_i = 0 \quad (2.31)$$

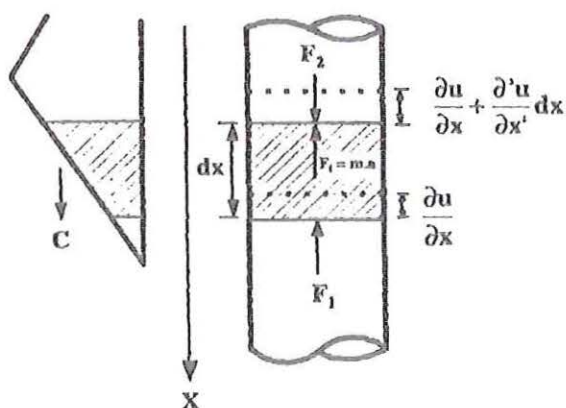


Figura 2.5 - Deformação do elemento da estaca devido à propagação da onda, (NIYAMA, 1983).

Como:

Forças externas: $F = E.A. \frac{\partial u}{\partial x}$ (Hooke).

Forças internas: $F_i = m.a = \rho.A.\partial x. \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$ (Lei de Newton).

Então:

$$E.A. \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(A.E. \frac{\partial u}{\partial x} \right) - E.A. \frac{\partial u}{\partial x} - \rho.A.\partial x. \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.32)$$

Obtendo-se a equação geral do movimento da onda unidimensional, conhecida como equação da onda, igual a:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2.33)$$

A solução geral desta equação diferencial parcial de segunda ordem é dada por:

$$u(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct) = u\uparrow + u\downarrow \quad (2.34)$$

NIYAMA (1983) comenta que esta solução representa duas ondas de deslocamento propagando-se em sentidos opostos, ao longo do eixo da estaca com velocidade c (Figura 2.6), permanecendo válidos os efeitos de superposição. Nesta condição as funções se propagam inalteradas com a velocidade c .

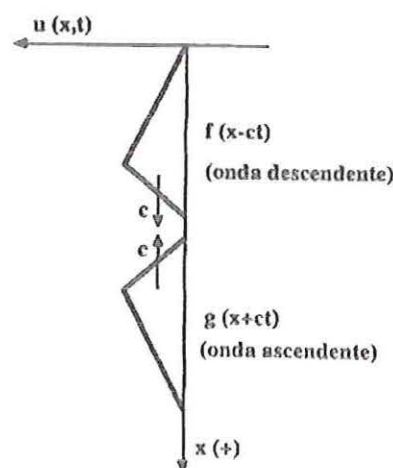


Figura 2.6 - Sentido da propagação da onda (GONÇALVES *et al.*, 1996).

A partir desta solução, pode-se também obter para as partículas, as funções de força e velocidade, também transcritas de forma simplificada:

$$F = F_{\downarrow} + F_{\uparrow} \quad (2.35)$$

$$v = v_{\downarrow} + v_{\uparrow} = F_{\downarrow}/Z + (-F_{\uparrow}/Z) \quad (2.36)$$

a.1) Influência da Condição de Contorno.

Influência da Variação de Impedância da Estaca.

Quando uma estaca apresenta uma descontinuidade a uma profundidade x de seu comprimento L (Figura 2.34) e suas características são diferentes, seus segmentos possuem também impedâncias diferentes Z_1 e Z_2 .

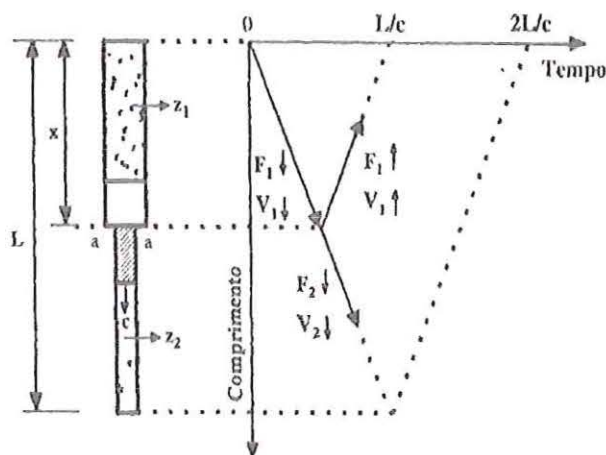


Figura 2.7 – Propagação da onda de tensão, GONÇALVES *et al.* (1996).

Então, no momento em que a onda inicial ($F_1\downarrow$, $v_1\downarrow$) chega à seção a-a, ela é parcialmente transmitida ($F_2\downarrow$, $v_2\downarrow$) e parte refletida ($F_1\uparrow$, $v_1\uparrow$). As forças e as velocidades estão em equilíbrio acima e abaixo da descontinuidade, logo:

$$F = F_1\downarrow + F_1\uparrow = F_2\downarrow \quad (2.37)$$

$$v = v_1\downarrow + v_1\uparrow = v_2\downarrow \quad (2.38)$$

Resolvendo as equações acima, tem-se:

$$F_2 \uparrow = \frac{2Z_2}{Z_1 + Z_2} \cdot F_1 \downarrow \quad (2.39)$$

$$v_2 \uparrow = \frac{2Z_2}{Z_1 + Z_2} \cdot v_1 \downarrow \quad (2.40)$$

$$F_1 \uparrow = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} \cdot F_1 \downarrow \quad (2.41)$$

$$v_1 \uparrow = \frac{2Z_2}{Z_1 + Z_2} \cdot v_1 \downarrow \quad (2.42)$$

A Tabela 2.1 apresenta os resultados das ondas refletidas que podem ocorrer devido a descontinuidade, dependendo da relação entre Z_1 e Z_2 (condições externas).

Tabela 2.1 - Ondas refletidas pela descontinuidade da estaca.

| | $Z_1 = Z_2$ | $Z_1 \gg Z_2$ | $Z_1 \ll Z_2$ |
|--|-------------|-------------------|-------------------|
| Onda Inicial | | | |
| Onda Refletida | | | |
| Onda Transmitida | | | |
| $v_1 \uparrow = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} \times v_1 \downarrow$ | 0 | $v_1 \downarrow$ | $-v_1 \downarrow$ |
| $F_1 \uparrow = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} \times F_1 \downarrow$ | 0 | $-F_1 \downarrow$ | $F_1 \downarrow$ |
| Onda Refletida | 0 | Tração | Compressão |

Se a estaca tem uma seção uniforme ($Z_1 = Z_2$) a onda transmitida será igual à onda inicial e não haverá onda refletida.

Se houver uma redução na seção da estaca ($Z_1 > Z_2$) uma onda de tração refletida será sobreposta à onda inicial, fazendo com que haja uma redução no valor da força e um aumento na velocidade no topo da estaca depois do tempo $t = 2x/c$.

Se houver um aumento na seção da estaca ($Z_1 < Z_2$) uma onda de compressão refletida será sobreposta à onda inicial, fazendo com que haja um aumento no valor da força e um redução na velocidade no topo da estaca depois do tempo $t = 2x/c$.

Comportamento da Ponta da Estaca.

As características da onda refletida e transmitida, no momento em que a onda de impacto atinge a ponta da estaca, no tempo $t = l/c$, vão depender das condições de contorno (do solo) abaixo da ponta. Desta forma duas condições limites podem ocorrer: a resistência na ponta ser nula ($F_p = 0$), significando dizer que a ponta encontra-se livre; e o deslocamento da ponta ser nulo ($s = 0$), ou seja, a ponta se encontra engastada.

Para o caso de $F_p = 0$, em decorrência da liberdade da ponta, ocorre uma reflexão da onda de compressão como uma onda de tração. O equilíbrio é mantido quando a extremidade da estaca novamente se acelera e a velocidade reflete-se com o mesmo sinal, mas com o dobro da amplitude da onda incidente. A falta de resistência na ponta faz com que a estaca próxima da ponta seja “puxada” para baixo, gerando a força de tração. Este efeito pode ser matematicamente comprovado por:

$$\begin{aligned} F_p = 0 &\Rightarrow F\uparrow = -F\downarrow \\ v_p &= v\downarrow + v\uparrow \\ v_p &= F\downarrow/Z - F\uparrow/Z \\ v_p &= F\downarrow/Z - (-F\downarrow/Z) = 2F\downarrow/Z = 2v\downarrow \end{aligned} \quad (2.43)$$

Convém ressaltar que a superposição ocorre apenas durante um intervalo de tempo correspondente a duração do pulso.

No caso de $s = 0$, em decorrência da ponta engastada, a onda de compressão descendente é superposta por uma onda de compressão com velocidade negativa resultando na duplicação da força na ponta da estaca e anulando a velocidade.

$$\begin{aligned} v_p = 0 &\Rightarrow v\uparrow = -v\downarrow \\ F_p &= F\downarrow + F\uparrow \\ F_p &= Zv\downarrow - Zv\uparrow \\ F_p &= Zv\downarrow - (-Zv\downarrow) = 2Zv\downarrow = 2F\downarrow \end{aligned} \quad (2.44)$$

A Figura 2.8 mostra um resumo das ondas de reflexões de força e velocidade na ponta da estaca.

GONÇALVES *et al.* (1996) citam que, na prática, os sinais obtidos pelo PDA estarão entre estes dois limites. Como a ponta da estaca necessita de um deslocamento para mobilizar a resistência dinâmica do solo, o início da onda

refletida é sempre de tração, mesmo em contato com a rocha, por não estar perfeitamente engastada. Quanto menor a resistência do solo, maior a onda de tração refletida e vice-versa.

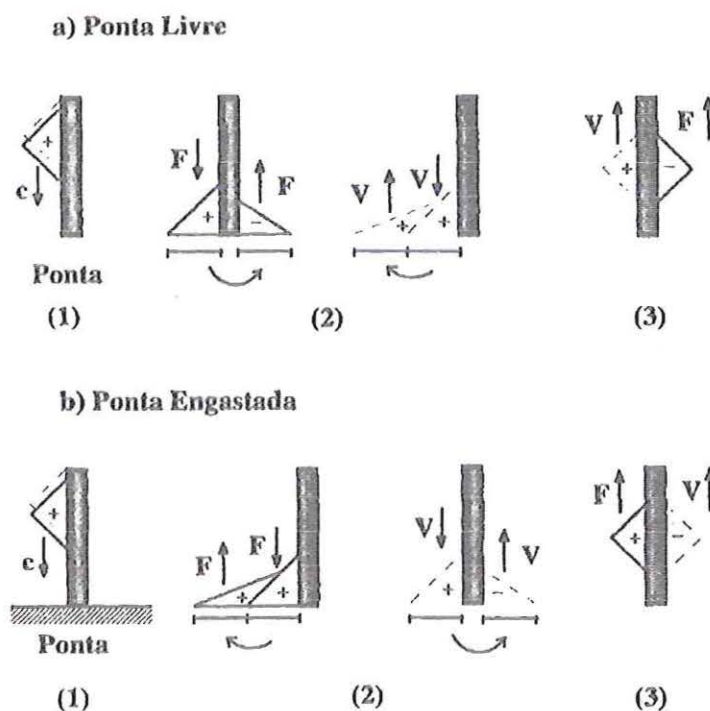
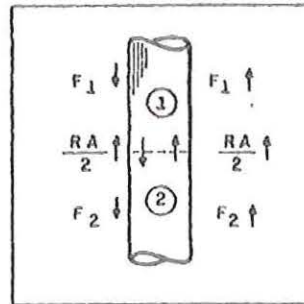


Figura 2.8 - Reflexões das ondas de força e velocidade na ponta da estaca, GONÇALVES *et al.* (1996).

Efeito do Atrito Lateral.

Quando uma força de resistência RA começa a agir no tempo $t = x/c$ em algum ponto intermediário x , ao longo da estaca, enquanto a onda inicial descendente com as parcelas $F\downarrow$ e $v\downarrow$ se propagam, são geradas duas ondas cada uma com magnitude $RA/2$, como mostra a Figura 2.9. Para satisfazer o equilíbrio e a continuidade, a onda ascendente está em compressão e a onda descendente em tração



Atrito Lateral

Figura 2.9 - Ilustração das ondas geradas num ponto intermediário da estaca, NIYAMA (1983)

Pelas equações de equilíbrio e compatibilidade tem-se:

$$F_{(1)} = RA + F_{(2)} \quad (\text{equilíbrio}) \quad (2.45)$$

$$F_1 \uparrow - F_2 \downarrow = RA - F_1 \downarrow \quad (2.46)$$

$$v_{(1)} = v_{(2)} \quad (\text{compatibilidade}) \quad (2.47)$$

$$v_1 \downarrow + v_1 \uparrow = v_2 \downarrow$$

$$F_1 \uparrow + F_2 \downarrow = F_1 \downarrow \quad (2.48)$$

Resolvendo o sistema das equações (2.44) e (2.46) tem-se:

$$F_1 \uparrow = RA/2 \quad (2.49)$$

A velocidade das partículas, analogamente ao feito com a força, é $V_1 \uparrow = -RA/2Z$ e dirigida para cima (negativa) na onda ascendente para manter a continuidade. Essa onda alcança o topo no tempo $t = 2x/c$.

A resistência de ponta F_p que começa a ser mobilizada na base da estaca no tempo $t = l/c$ é resultante da chegada da onda de impacto inicial e do somatório de todas as ondas de tração geradas pelo atrito lateral ao longo da estaca. Esse processo de mobilização da resistência de ponta gera uma onda refletida que chega ao topo da estaca com intensidade R , uma vez que para cada força de atrito existente a onda ascendente gera novas ondas de intensidade $RA/2$ com sinais contrários aos descritos para a onda descendente, conforme ilustrado na Figura 2.10.

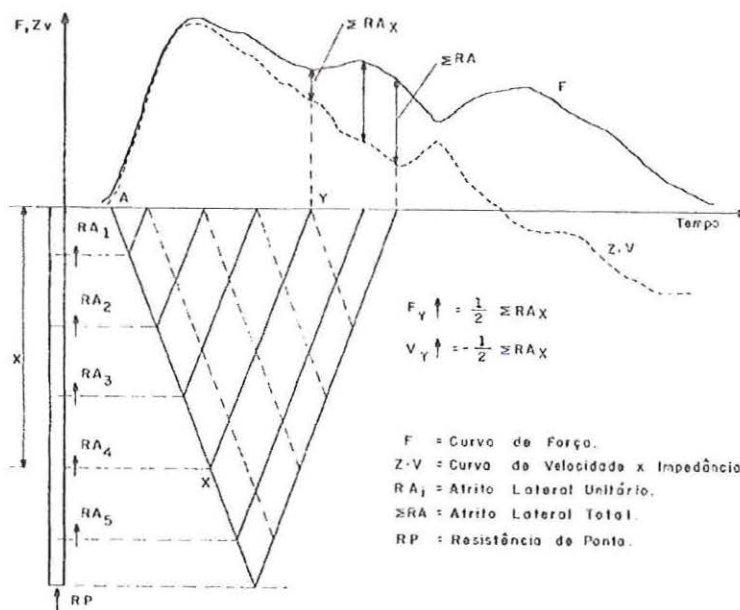


Figura 2.10 - Diagrama de trajetória das ondas (NIYAMA, 1983).

b) Métodos de Análise dos Sinais Obtidos pelo PDA.

A cravação de uma estaca pode ser analisada através de dois modelos: o primeiro simplificado, do tipo representado pelo impacto de duas barras, e o segundo, mais elaborado, do tipo proposto por SMITH (1960), isto é, onde a estaca é discretizada em elementos de massas e molas.

Método de Análise CASE.

A estimativa da capacidade de carga, através do método CASE, é dada pela soma do atrito lateral e resistência de ponta. Desta forma tem-se:

$$RT = \frac{1}{2}(F_1 + F_2) + \frac{E.A}{2.c}(v_1 - v_2) \quad (2.50)$$

que é a formula expedita de Case, NIYAMA (1991)

A resistência à penetração, RT, é considerada como sendo igual à soma de duas parcelas: uma estática RS e outra dinâmica RD, que depende da velocidade. Assim, tem-se:

$$RT = RS + RD \quad (2.51)$$

A parcela dinâmica é considerada proporcional à velocidade da ponta da estaca v_p , correlacionadas por meio da constante de amortecimento (J_c) do solo, situado sob a ponta da estaca, ou seja:

$$RD = J_c \cdot Z \cdot v_p \quad (2.52)$$

$$v_p = 2 \cdot v_1 - RT \cdot \frac{c}{E \cdot A} \quad (2.53)$$

$$RD = J_c \cdot [2 \cdot (E \cdot A / c) \cdot v_1 - RT] \quad (2.54)$$

Se no tempo $t_1 = 0$ não houver ondas ascendentes provenientes de reflexões, existe a proporcionalidade entre a força e velocidade da partícula, podendo-se escrever:

$$RD = J_c \cdot [2 \cdot F_1 - RT] \quad (2.55)$$

A resistência estática, então, através da diferença entre resistência total e a dinâmica, é

$$RS = RT - J_c \cdot [2 \cdot F_1 - RT] \quad (2.56)$$

RAUSCHE *et al.* (1985) afirmam que a constante de amortecimento do CASE, J_c , depende do tipo de solo, prevalecendo o tipo de solo da ponta da estaca, e após comparar os resultados dos ensaios estáticos levados a ruptura com os dos ensaios dinâmicos, desenvolveu a Tabela 2.2.

Os resultados foram obtidos pela resolução da equação 2.56, utilizando o valor de J_c como incógnita, conhecidas as outras variáveis. Para os casos em que a ruptura no ensaio estático não foi atingida, adotou-se o critério de Davisson.

Tabela 2.2 - Valores de J_c para o método CASE (RAUSCHE *et al.*, 1985).

| Tipo de Solo | Intervalos de J_c Sugeridos | Melhor valor de J_c |
|----------------|-------------------------------|-----------------------|
| Areia | 0,05 - 0,20 | 0,05 |
| Areia Siltosa | 0,15 - 0,30 | 0,15 |
| Silte Arenoso | 0,25 - 0,45 | 0,30 |
| Silte Argiloso | 0,40 - 0,70 | 0,55 |
| Argila | 0,60 - 1,10 | 1,10 |

RAUSCHE et al. (1985) ressaltam que apesar da possível variação de J_c , a resistência dinâmica se aproxima do resultado estático com uma variação máxima de 20%. O trabalho também aponta casos em que a velocidade de ponta é muito pequena, próxima de zero. Assim, a resistência estática R_S será igual à resistência total R_T sendo independente e insensível à variação de J_c . Consequentemente, no caso de cravação fácil, a velocidade de ponta é alta e a previsão da resistência estática é mais sensível à escolha de J_c . Pode-se verificar estas hipóteses observando a equação 2.56.

NIYAMA (1991) comenta que o método CASE, para previsão da capacidade de carga, leva em conta a resistência atuando simultaneamente ao longo de toda a estaca. Para estacas longas que apresentam uma parcela significativa de resistência proveniente do atrito lateral, este método de cálculo pode subestimar a capacidade de carga durante as cravações mais difíceis, quando a cabeça da estaca repica. A velocidade no topo da estaca torna-se negativa antes que a onda refletida na ponta alcance esta parte superior da estaca. Quando isso ocorre, esta parte da estaca estará deslocado-se para cima, provocando o descarregamento de uma parcela de resistência lateral, invertendo os sinais das forças de atrito. Nesse caso, para a previsão da capacidade de carga deve ser feita uma correção.

Método de Análise CAPWAP.

O método CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) foi desenvolvido paralelamente ao método CASE. Trata-se de um programa computacional que também utiliza registros de força e velocidade obtidos no topo da estaca para estimar a capacidade de carga e a distribuição de resistência ao longo da profundidade.

Segundo NIYAMA (1991) o modelo CAPWAP admite as forças de reação do solo como passivas, sendo expressas como função apenas do movimento da estaca. A reação do solo é representada por componentes elasto-plásticas e visco-lineares. Assim sendo, o modelo admitido para o solo possui para cada ponto três incógnitas:

A resistência estática limite

A deformação elástica máxima (*quake*)

As constantes de amortecimento (*damping*).

O programa utiliza o modelo de SMITH (1960), e segundo NIYAMA (1991) a análise é feita de forma iterativa, atribuindo-se valores para os parâmetros do solo e estaca, e a mesma é prosseguida até a verificação suficiente concordância entre as curvas calculada e medida e, nessa situação, os correspondentes parâmetros do modelo são considerados representativos.

SMITH (1960) sugere no seu modelo a adoção inicial do valor de 2,5 mm para deformação elástica da ponta e do fuste e de 1,5 e 0,5 s/m como constantes de amortecimento de ponta e de fuste, respectivamente, como hipótese inicial dos parâmetros para determinação da resistência estática limite. O próprio autor comenta que estes parâmetros são resultados da sua experiência acumulada, devido a falta de instrumentação da época.

SOARES *et al.* (1984) comentam que este valor indicado por SMITH (1960) é também sugerido por mais de 20 autores pesquisados, tanto para o deslocamento das camadas do solo da ponta quanto para o do fuste

A vantagem principal do método CAPWAP é que ele fornece não só o valor da resistência estática R_S como também as parcelas de resistência pela ponta PP e atrito lateral local PL ao longo do fuste, bem como não necessita da inclusão de dados sobre o sistema de cravação (martelo, coxim, capacete, cepo etc.), mas apenas dos dados relativos à parte da estaca abaixo da instrumentação, AOKI (1997).

c) Uso do Repique na Determinação da Capacidade de Carga.

AOKI (1986) sugere a adoção fórmula dinâmica com uso do repique devido ao fato das fórmulas tradicionais utilizadas serem formuladas a partir da teoria de choque de Newton de dois corpos e esta não ser adequada para simular o fenômeno da cravação da estaca. É sugerido também a proposição de CHELLIS (1951) para registrar o sinal do repique.

De acordo com CHELLIS (1951), é possível registrar, por meio de um lápis, o sinal do deslocamento no topo da estaca que permite obter a nega final, a máxima e a mínima.

Neste novo padrão de ensaio, desenvolvido por AOKI (1986), o controle do estaqueamento é realizado através do repique, correspondendo à obtenção da parcela

elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca, originada a partir do impacto da cravação. Um exemplo do sinal do repique é mostrado na Figura 2.11.



Figura 2.11 - Sinal do repique obtido com papel e lápis, AOKI (1986).

AOKI (1990) apresenta uma unidade de controle de cravação de estaca que permite a medição das deformações da mesma quando sujeita ao golpe do pilão em função do tempo, denominado RDD (Registrador de Deslocamento Dinâmico). O desenho esquemático do RDD é apresentado na Figura 2.12.

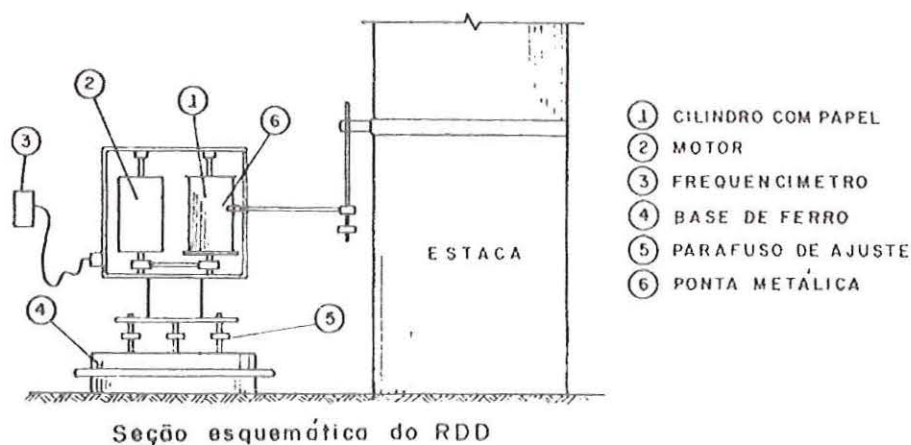


Figura 2.12 - Esquema do RDD (AOKI, 1990).

2.5- ENSAIO DINÂMICO COM ENERGIA CRESCENTE.

Mesmo utilizando a teoria da equação da onda que atende a conceituação física do fenômeno de cravação, o ensaio dinâmico com energia constante sofria críticas pois continuava a determinar a carga de ruptura a partir de um único ponto da curva carga recalque, não atendendo aos conceitos de carga de ruptura.

Determinava-se o valor da carga última para pequenas deformações e acreditava-se quanto menor a nega (deslocamento permanente de uma estaca), maior a capacidade de carga da estaca.

Verificou-se, também, que diferentes alturas de queda do martelo de cravação implicava diferentes valores de cargas última.

AOKI (1991) comenta que caracterização da resistência última implica a ocorrência de grandes deslocamentos. Por isso, alguns milímetros de penetração da estaca no solo, quando se aplica uma carga, não é suficiente para definir a ruptura da fundação. Assim a capacidade de carga inferida pela nega, pelo repique ou pela instrumentação dinâmica, corresponde à carga mobilizada pelo golpe do martelo e não à carga última.

GODOY (1983) diz que a estimativa da carga de ruptura exige duas condições: a) uma curva carga-recalque bem definida e, b) que a prova de carga seja levada até recalques mais elevados (20-30mm ?), a fim de definir bem a curvatura da curva.

AOKI (1991) afirma que a pretensão de se determinar a carga de ruptura a partir do valor da nega para um golpe do martelo é comparável à tentativa de se determinar a carga de ruptura a partir de um único ponto da curva carga-recalque, de uma prova de carga estática e que um ponto da curva não define a carga de ruptura!

Conforme AOKI (1989) e HERITIER (1989) a forma mais recente de se realizar a prova de carga dinâmica é a com aplicação de vários golpes de energia crescente, com a obtenção de uma curva carga mobilizada - deslocamento.

Desta forma, AOKI (1989) propõe um novo conceito de prova de carga dinâmica com aplicação de impactos crescentes de energia (EMX) possibilitando o traçado de

uma curva carga estática (RMX) mobilizada - deslocamento dinâmico (DMX) semelhante à curva carga-recalque.

O trabalho apresentado por BERNARDES (1991) conclui que a carga de ruptura calculada através das medições dinâmicas se aproximam da carga de ruptura estática, caso a energia aplicada pelo golpe do martelo seja suficiente para provocar penetração da ponta da estaca entre 5 e 10% do diâmetro de estaca. Estes resultados foram obtidos através de ensaios em modelo.

2.5.1 - Metodologia do Ensaio Dinâmico de Energia Crescente.

AOKI (1997) comenta que o ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente é um ensaio cíclico análogo à prova de carga estática cíclica crescente, onde cada ciclo de carregamento corresponde à um impacto de energia crescente. Na prática adotam-se incrementos de energia correspondentes à incrementos de altura de queda do martelo de 0,10 ou 0,20 m, resultando alturas de queda crescentes como múltiplos destes números.

Segundo AOKI (1997) no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente utilizando o sistema PDA, aplicam-se vários impactos de energia cinética (T) crescente que mobilizam resistências (R) e resultam em deslocamentos (D). A cada impacto aplicam-se os mesmos modelos e interpretações vistos para o caso de energia constante, o que permite a análise da evolução do comportamento do sistema estaca - maciço de solos sob ação de energia cinética crescente.

Em resumo, o objetivo do ensaio de prova de carga dinâmica é determinar a curva carga mobilizada - deslocamento, referente a uma série de golpes do martelo com energia crescente, independentemente do método de aquisição dos dados.

A obtenção da carga de ruptura é feita pela extrapolação da curva (RMX-DMX) utilizando-se os mesmos procedimentos de extrapolação da prova de carga estática.

2.5.2 - Fórmula Dinâmica de Cravação Utilizando Energia Crescente.

Neste novo padrão de ensaio, desenvolvido por AOKI (1989), o controle do estaqueamento é realizado através do repique, análogo ao proposição de AOKI (1986), porém utilizando níveis de energia crescente.

A Figura 2.13 apresenta o modelo, mostrado por AOKI (1991), de uma estaca de área A , comprimento L e módulo de elasticidade E , com ponta sobre uma camada de solo de espessura c . A aplicação de um golpe de energia líquida EMX provoca deformação elástica e plástica, no solo e na estaca.

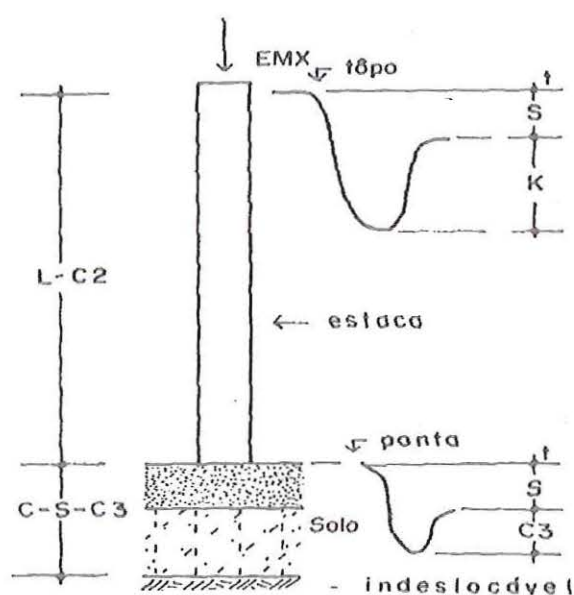


Figura 2.13 - Modelo do sistema solo-fundação para fórmula dinâmica (AOKI, 1991).

A penetração permanente da ponta da estaca no solo corresponde à parcela S e à parcela elástica, devido à deformação das camadas de solo, ao "quake" da ponta C_3 .

A deformação elástica do fuste, devida à energia EMX , é dada pela parcela C_2 .

O valor de K corresponde ao deslocamento devido às deformações elásticas do solo sob a ponta e do fuste e é geralmente conhecido por repique elástico da estaca. Pelo indicado na Figura 2.13, tem-se:

$$K = C_2 + C_3 \quad (2.57)$$

Por outro lado, o deslocamento máximo do topo DMX vale:

$$DMX = K + s \quad (2.58)$$

Deve ser ressaltado que o valor de s muitas vezes não representa somente a parcela devida às deformações plásticas do solo e pode englobar, também, uma parcela de deformação elástica devida às cargas residuais remanescentes no fuste.

AOKI (1986), baseado na proposta de CHELLIS (1951), expressa a opinião de que a estaca pode ser considerada como uma mola para verificar o valor da resistência última R_u , desde que RMX varie diretamente com o C_2 , ou seja, usar a própria estaca como instrumento de controle de resistência do solo.

A carga mobilizada R pode ser determinada pelo deslocamento do topo da estaca como o indicado na Figura 2.11, calculada dos mais diversos modos conforme UTO et al. (1985), AOKI (1986) e VELOSSO (1987).

VELLOSO (1987) propõe a seguinte expressão aproximada para determinação da carga mobilizada:

$$RMX = \frac{(K - C_3).A.E}{\alpha.l} \quad (2.59)$$

Onde:

$$C_3 = 2,5 \text{ mm}$$

$$\alpha = \beta + 0,6(1-\beta) \approx 0,7 \quad (2.60)$$

$$\beta = R_p/R$$

R_p corresponde a parcela de ponta da estaca.

AOKI (1986) propõe a expressão :

$$RMX = \frac{C_2.A.E}{l} \quad (2.61)$$

Para um diagrama de esforço normais na ruptura, representado pela função $R(Z)$, o encurtamento do fuste será máximo e de valor:

$$C_2^{max} = \int_0^l \frac{R(z).dz}{A.E} \quad (2.62)$$

UTO *et al.* (1985) sugerem que a carga mobilizada pode ser definida por

$$RMX = \frac{A.E.(s + C_3 + 2.C_2)}{2.e_0.l} + \frac{N'.U.l_e}{e_f} \quad (2.63)$$

Onde:

N' = Média do SPT ao longo da estaca.

e_f = 2,5 fator de correção.

$e_0 = \sqrt[3]{\frac{2.W}{W_p}}$ → fator de correção.

Os autores também, aconselham adotar o valor de $C_3 = s$.

AOKI (1991) faz, também, os seguintes comentários:

Por ocasião da ruptura os deslocamentos do topo da estaca se devem predominantemente à penetração da ponta no solo, com progressivo aumento da nega s e com a parcela elástica C_2 tendendo para um valor constante.

Os valores s , C_2 e C_3 são correspondentes a cada nível de carga mobilizada RMX aplicada e podem ser determinados a partir do diagrama de cravação. O parâmetro C_3 não é uma variável do solo e sim dependente do nível de energia aplicada.

MACHADO (1995) comenta que em seus ensaios a adoção de $C_3 = 2,5$ mm ou $C_3 = s$ (nega) causa discrepância nos resultados e a adoção de valores de C_3 crescentes com a energia apresentou uma melhora sensível nas estimativas de RMX pelas fórmulas de UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987). Como também afirma que C_3 é função do tipo do solo abaixo da ponta da estaca e do nível de energia aplicado.

SOUZA FILHO & ABREU (1990) comentam que, em caso de não medição de C_3 , recomenda-se a adoção de coeficientes sugeridos pela tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Valores de C_3 sugeridos por SOUZA FILHO & ABREU (1990).

| Tipo de Solo | $C_3 = Quake$ (mm) |
|-------------------------------------|--------------------|
| Areia | 0,0-2,5 |
| Areias Siltosas e Siltes Arenosos | 2,5-5,0 |
| Argilas Siltosas e Siltes Argilosos | 5,0-7,5 |
| Argilas | 7,5-10,0 |

DANZIGER (1991) afirma que o valor de C_2 varia em função da relação entre o comprimento de onda do pulso de tensão aplicado à cabeça da estaca e o comprimento da estaca. Apenas para um pulso de tensão atuando num intervalo de tempo igual a l/c , o deslocamento sob carregamento dinâmico é igual à equação 2.62. Para as estacas de obras marítimas, as quais possuem um comprimento livre muito grande, o deslocamento elástico do fuste sob condições dinâmicas é, em geral, muito inferior a fornecida pela equação 2.62. Neste caso deve-se realizar o ensaio com o acompanhamento de instrumentação eletrônica.

2.6 - RESULTADOS DE ENSAIOS DINÂMICOS COM USO DO REPIQUE.

AOKI (1986) apresenta um caso de comparação da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas controladas “in situ” pela medida de repique elástico obtido durante o final da cravação com resultados de prova de carga estática.

Tabela 2.4 – Resultados de ensaios de (AOKI, 1986).

| Estaca | l (m) | S (mm/10 gol.) | K (mm) | Aoki (kN) | Veen (kN) |
|--------|----------|-------------------|-----------|--------------|--------------|
| E6 | 12,00 | 15 | 17 | 3990 | 4600* |
| E15 | 11,35 | 15 | 18 | 3240 | 4600* |
| E37 | 15,45 | 17 | 17 | 3260 | 4360 |

* Limite estrutural

Esta estaqueamento foi executado para a base da Petrobrás de Brasília com finalidade de receber tanques de álcool. O solo local é constituído por argila siltosa de consistência crescente com a profundidade.

GOMES e LOPES (1986) estudam os métodos de controle de instalação de estacas cravadas em Santos (SP). Foram realizadas provas de carga estática e dinâmica, esta última com uso de PDA e repique, e os resultados estão apresentados abaixo:

Tabela 2.5 – Resultados das provas de carga em Santos - SP (GOMES e LOPES, 1986).

| | | | Capacidade de Carga (kN) | | |
|-----------------------------------|--------------|----------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | | Estaca E332 (ϕ 26) | Estaca E14 (ϕ 33) | Estaca E21 (ϕ 38) |
| Método Estático (Aoki-Velloso) | | | 1000 | 1300 | 1800 |
| Fórmula Dinâmica Clássica (Hiley) | | | 630 | 1030 | 890 |
| Fórmula de Uto <i>et al.</i> | | | 880 | 1260 | 1580 |
| Método Chellis-Aoki | | | 880 | 1250 | 1600 |
| Monitoração | CASE | Jc = 0,0 | 960 | 970 | 810 |
| | | Jc = 0,1 | 920 | 930 | 800 |
| | CAPWAP | Crav. | - | 750 | 650 |
| | | Recrav. | 900 | 1110 | 950 |
| Prova de Carga | DAVISSON | | 900 | 1100 | 1500 |
| | NBR 6122 | | 940 | 1220 | 1650 |
| | VAN DER VEEN | | 1030 | 1600 | 1900 |

AOKI e ALONSO (1989) apresentam resultados da prática brasileira no controle do estaqueamento, mas, ainda, utilizando energia constante no ensaio dinâmico. As provas de carga estática são do tipo SML.

Tabela 2.6 - Resultados de provas de cargas (AOKI E ALONSO, 1989).

| Local | ϕ (cm) | e (cm) | Veen (kN) | Case (kN) | Capwap (kN) | Ufo (kN) | Chellis (kN) |
|-------------------|----------------|-----------|--------------|--------------|----------------|-------------|-----------------|
| BH | 23 | 6 | 1150* | 880 | - | 1080 | 1150* |
| Santos | 26 | 6 | 1010 | 920 | 950 | 740 | 820 |
| | 33 | 7 | 1590 | 930 | 1110 | 1170 | 1220 |
| | 38 | 7 | 1810 | 800 | 900 | 1190 | 990 |
| Jacareí | 26 | 6 | 820 | 660 | 820 | 760 | 750 |
| | 42 | 8 | 1680 | 2290 | 2210 | 2320 | 2340 |
| Cubatão | 50 | 9 | 4220* | | 2600 | 3030 | 2850 |
| Brasília | 50 | 9 | 4220* | 4220 | - | 4220* | 4220* |
| | 50 | 9 | 4220* | 3370 | - | 3390 | 4100 |
| Santa Cruz | 33 | 7 | 1070 | 1650 | 1270 | 1510 | 940 |
| Caçapava | 20 | 6 | 410 | 540 | - | 660 | 920 |
| | 23 | 6 | 580 | 560 | - | 700 | 590 |
| | 23 | 6 | 710 | 660 | 560 | 880 | 770 |

* Limite estrutural

NIYAMA e AOKI (1991) procuram efetuar uma análise comparativa, não somente no aspecto da carga de ruptura, mas também da própria curva carga-deslocamento. Para a curva no carregamento dinâmico, foi idealizado um procedimento de se traçar uma curva envoltória ligando o par de valores RMX e DMX, acrescido de deslocamento permanentes e acumulados até aquele deslocamento, obtidos durante a prova de carga dinâmica.

Os resultados deste procedimento para as duas estacas podem ser vistos na Figura 2.20, onde também são apresentados as curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga estáticas rápidas (QML).

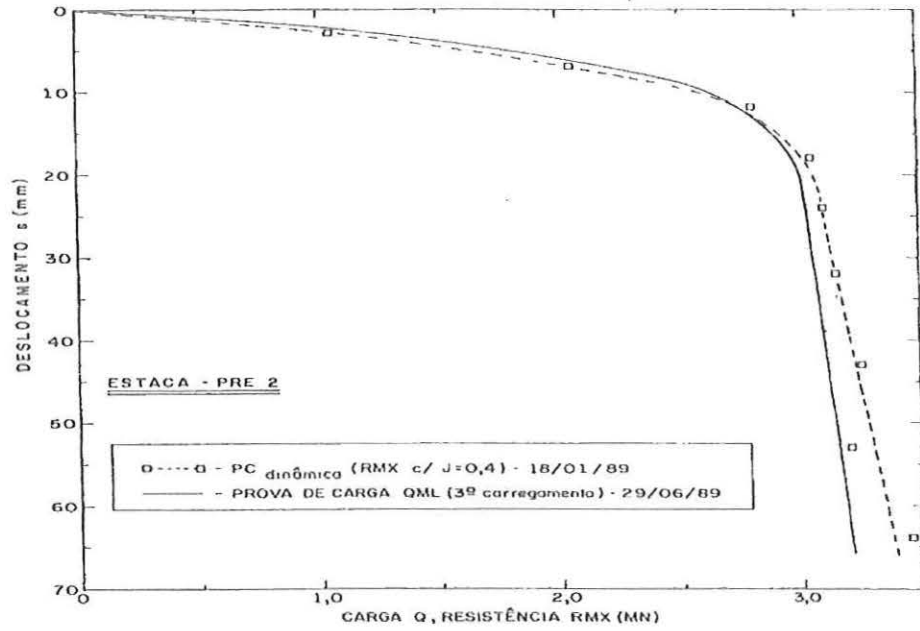
a) Estaca PRE.4 (12/01/89)

| H (m) | RMX (MN) | | DMX PDA (mm) | Lápis | | |
|----------|----------|-------|--------------------|-------------|-----------|-----------|
| | J=0,0 | J=0,4 | | DMX (mm) | k (mm) | s (mm) |
| 0,2 | 1,35 | 1,35 | 2,4 | 3 | 3 | 0 |
| 0,4 | 1,91 | 1,89 | 3,6 | 4 | 4 | 0 |
| 0,6 | 2,44 | 2,37 | 6,2 | 7 | 7 | 0 |
| 0,8 | 2,83 | 2,69 | 6,9 | 10 | 8 | 3 |
| 1,0 | 2,87 | 2,66 | 8,6 | 11 | 8 | 3 |
| 1,2 | 3,05 | 2,68 | 10,3 | 13 | 8 | 5 |
| 1,4 | 3,20 | 2,71 | 11,4 | 14 | 10 | 4 |
| 1,6 | 3,33 | 2,71 | 14,1 | 16 | 10 | 6 |
| 1,8 | 3,35 | 2,74 | 14,1 | 16 | 9 | 7 |
| 2,0 | 3,56 | 2,73 | 17,0 | 20 | 10 | 10 |

b) Estaca PRE.2 (18/01/89)

| H (m) | RMX (MN) | | DMX PDA (mm) | Lápis | | |
|----------|----------|-------|--------------------|-------------|-----------|-----------|
| | J=0,0 | J=0,4 | | DMX (mm) | k (mm) | s (mm) |
| 0,1 | 1,04 | 1,04 | 2,4 | 3 | 2 | 1 |
| 0,2 | 2,14 | 2,06 | 6,4 | 6 | 5 | 1 |
| 0,4 | 3,03 | 2,81 | 9,3 | 10 | 8 | 2 |
| 0,6 | 3,58 | 3,06 | 13,0 | 14 | 10 | 4 |
| 0,8 | 3,71 | 3,11 | 14,0 | 16 | 10 | 6 |
| 1,0 | 3,92 | 3,14 | 16,0 | 18 | 11 | 7 |
| 1,2 | 4,12 | 3,27 | 19,5 | 22 | 10 | 11 |
| 1,4 | 4,10 | 3,22 | 18,2 | 21 | 10 | 11 |
| 1,6 | 4,36 | 3,47 | 21,3 | 21 | 10 | 11 |

c) Curva carga-deslocamento pré.2.



d) Curva carga-deslocamento pré.4.

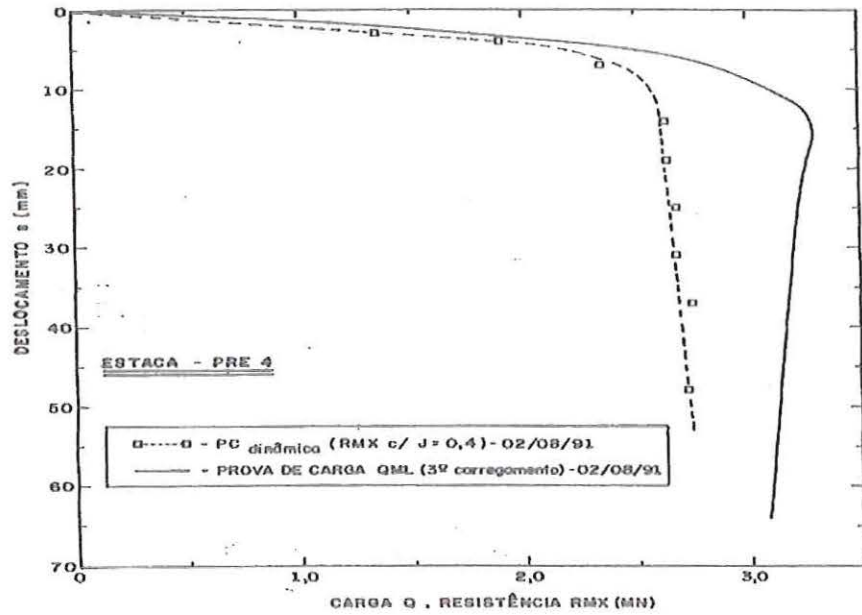


Figura 2.14 - Resultados de ensaio (NIYAMA e AOKI, 1991)

AOKI & DE MELLO (1992) realizaram uma abrangente análise dos resultados da análise CAPWAP com o uso de energia crescente. Dentro da análise foi verificado os seguintes resultados apresentados na figura 2.15

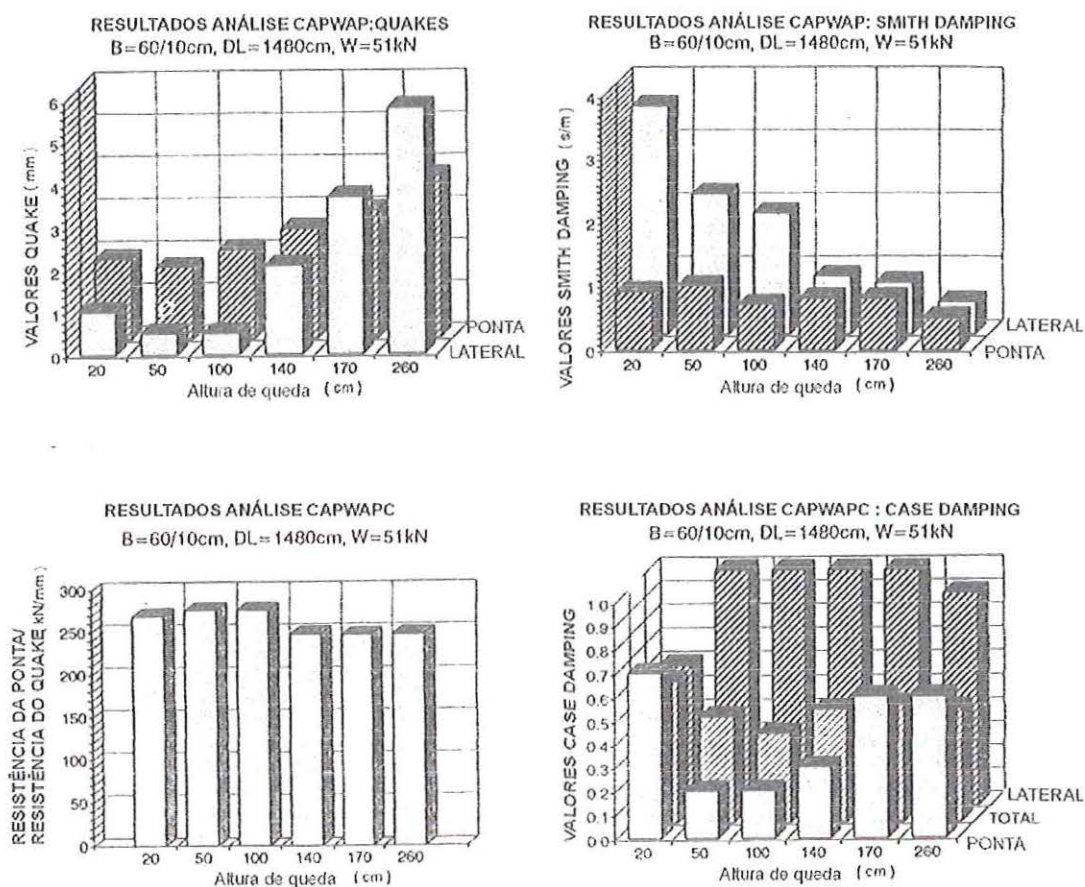


Figura 2.15 – Análise dos resultados do programa CAPWAP, AOKI & DE MELLO (1992).

AOKI & DE MELLO (1992) concluem que a capacidade de carga obtida na monitoração de estacas, a partir de um único impacto, resulta em conceito errado, crescentemente errado a medida do crescimento do diâmetro das estaca, fornecendo resultados correspondentemente questionáveis

MACHADO (1995) faz uma grande comparação entre os valores da carga mobilizada determinados pelo o repique e pelo PDA. A Tabela 2.7 mostra o resumo dos resultados obtidos. Nos ensaios são utilizadas energias crescentes para os cálculos das cargas mobilizadas. Apesar de calcular as cargas mobilizadas, o autor não faz a estimativa das cargas últimas das estacas.

Tabela 2.7 – Relação entre os valores de RMX obtidos com base no repique e calculado pelo método Case

| Parâmetros | RMX repique /RMX Case | | |
|-------------------|-----------------------|-------------|-------------|
| | Uto | Velloso | Matsuo |
| Fórmula utilizada | | | |
| Nº de golpes | 72 | 72 | 43 |
| Médias | 1.25 | 1.14 | 1.41 |
| Desvio padrão | 0.20 | 0.35 | 0.30 |
| Intervalo de 90% | 0.92 – 1.59 | 0.56 – 1.72 | 0.90 – 1.91 |
| Máximo | 1.89 | 1.79 | 2.09 |
| Mínimo | 0.82 | 0.14 | 0.64 |

MACHADO (1995) conclui que as fórmulas de Uto e Velloso apresentam resultados promissores, embora tenham fornecidos, em média, valores superestimados em relação ao método Case, com uma dispersão relativamente elevada. Deve ser melhor investigado o problema da determinação ou estimativa da parcela referente à compressão elástica abaixo da ponta (C3), em função do tipo de solo abaixo da ponta da estaca e do nível de energia aplicada.

BEIM & AOKI (1996) apresentam resultados de prova de carga dinâmica com o uso de energia crescente através de curva carga mobilizada – deslocamento e afirmam que os resultado obtidos pela análise de um simples golpe ou da média de vários golpes da mesma altura são incompletos, pois nenhuma informação é dada para o comportamento dos sistema estaca-solo para as cargas maiores do que a aplicada.

Este procedimento é limitado, segundo os autores, para estacas com grande parte do fuste não sujeita ao atrito lateral, pois neste caso o intervalo $2l/c$ é maior do que a duração do pulso da força causada pelo golpe e para fundações executadas em solos onde o atrito lateral é destruído pelos golpes sucessivos.

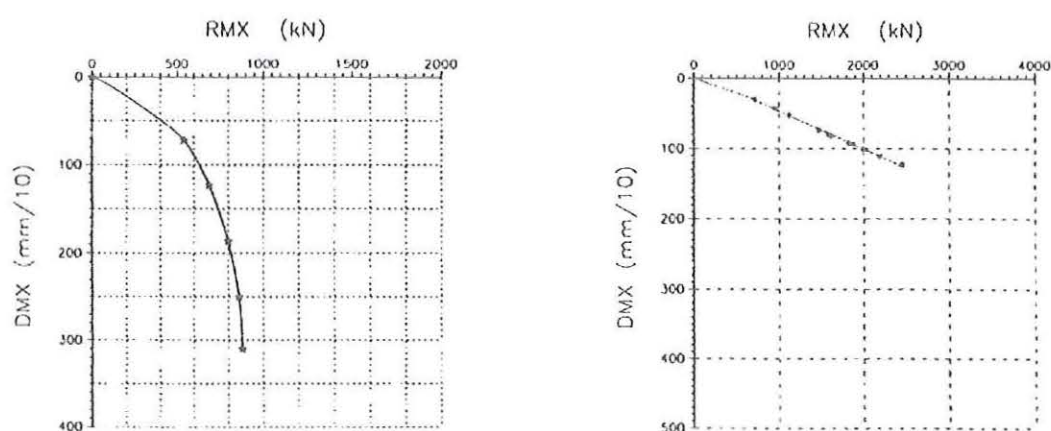


Figura 2.16 – Curvas carga mobilizada – deslocamentos para ensaios com aplicação de energia crescente, BEIM & AOKI (1996)

ALBUQUERQUE e CARVALHO (1998) apresentam os resultados de provas de carga estática e dinâmica em três estacas cravadas no Campus da UNICAMP. Não comenta a metodologia do ensaio dinâmico realizado, dando indícios de ter utilizado o método de energia constante no ensaio dinâmico, e a prova de carga estática realizada é do tipo SML.

Tabela 2.8 – Resultados de ensaios (ALBUQUERQUE e CARVALHO, 1998)

| Estaca | Capwap | Case | Uto | Velloso | SML |
|--------|--------|------|-----|---------|-----|
| 1 | 208 | 213 | 346 | 186 | - |
| 2 | 216 | 248 | - | - | 262 |
| 3 | 240 | 255 | 319 | 175 | - |

Os autores afirmam que os resultados obtidos pela prova de carga estática e dinâmica ficaram bem próximos, porém o mesmo não pode ser dito para os métodos obtidos através do repique.

São poucos os trabalhos na literatura apresentando resultados de provas de carga dinâmica com o uso de energia crescente analisadas pelo método CAPWAP.

2.7 - CONCLUSÃO.

A verificação de desempenho é uma ferramenta de suma importância na execução da fundação e sua negligência pode levar a perdas irreparáveis.

Não se pode entender carga última, sem uma curva carga-recalque, uma expressão matemática e grandes deslocamentos do elemento de fundação.

As fórmulas dinâmicas baseadas na teoria de choque de Newton não devem ser usadas para determinação da capacidade de carga de estacas pois este princípio é inadequado para simular o fenômeno de cravação. As “Fórmula Dinâmica” baseada na nega visam apenas garantir a homogeneidade das fundações

A conceituação de prova de carga dinâmica com energia constante, apesar de se basear na teoria de propagação da onda, não atende aos conceitos de carga última. Para definir carga última necessita-se de uma curva carga-deslocamento bem definida e de uma relação entre carga e deslocamento tendendo para o infinito.

A partir de deslocamentos ínfimos e de um único ponto da curva carga-deslocamento, não se pode definir o valor da carga última.

A prova de carga dinâmica com energia crescente além de basear-se na teoria de propagação da onda, também atende aos critérios de definição de carga última.

A prova de carga dinâmica, sem dúvida, é hoje uma técnica que se pode dizer consagrada mundialmente pelo seu uso e experiência acumulada, NIYAMA (1991).

Quando se utiliza procedimentos e modelos de interpretação adequados é possível avaliar satisfatoriamente a capacidade de carga das estacas.

Os resultados da carga última obtidos em provas de cargas dinâmica possuem uma boa aproximação com os das provas de carga estática ficando a diferença em torno de 10% na grande maioria das vezes a favor da segurança.

Os resultados das provas de carga dinâmica com energia crescente são, quase sempre, analisados pelo método CASE e dificilmente são apresentadas as análises pelo método CAPWAP.

A definição de resistência última por meio de energia complementar é uma nova e grande alternativa que vem complementar o conceito de ruptura física que só considerava as variáveis carga e recalque.

A verificação da segurança de uma obra de estacas cravadas pode ser avaliada por meio de ensaios dinâmicos simples, que permitem obter a curva de distribuição de estatística da resistência, de todas as estacas. A carga admissível pode ser obtida aplicando-se um coeficiente de segurança adequado ao valor da resistência média verificada na obra.

CAPÍTULO 3: METODOLOGIAS DE ENSAIO.

3.1 – CRAVAÇÃO DAS ESTACAS.

As estacas foram cravadas no Campo Experimental da USP/ São Carlos utilizando martelo de queda livre com a massa de 20kN caindo de uma altura média de 1,2m.

Para melhorar a aderência da estaca, foi utilizado o procedimento prático de lançar areia entorno da estaca, durante a cravação. Para cada estaca consumiu-se cerca de 0,26 m³ de areia.

3.2 – PROVA DE CARGA DINÂMICA.

3.2.1 - ENSAIO DINÂMICO COM REPIQUE

Os ensaios dinâmicos com o uso do repique foram realizados segundo a proposição de CHELLIS (1951) aperfeiçoada por AOKI (1989). Os níveis de energia foram aplicados pelo martelo de gravidade de 20 kN caindo de alturas de queda de 0,20; 0,40; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50m, ao final da cravação, registrando os deslocamentos elásticos (repiques) e permanentes (negas) com lápis e papel, fixados no topo da estaca, como esquematizado na Figura 3.1.

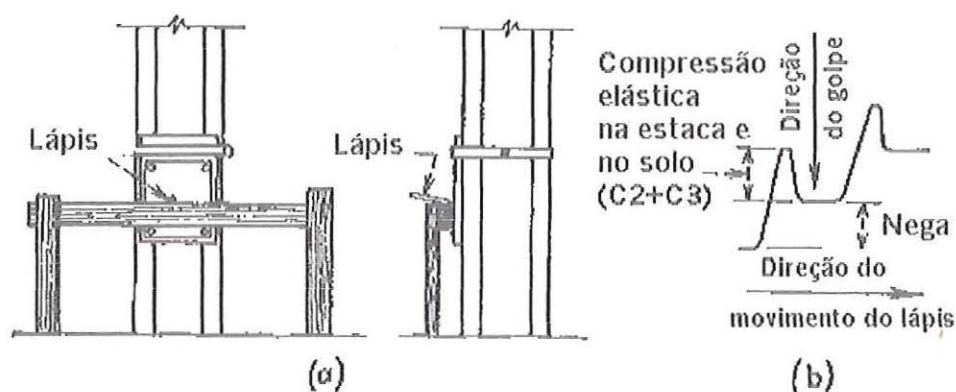


Figura 3.1 - Metodologia proposta por CHELLIS (1951).

A carga mobilizada, determinada com base nos repiques medidos com o papel e lápis ao final da cravação, foi calculada segundo as propostas de UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987).

Para o registro do sinal do repique foi utilizado o RDD em algumas estacas. Apesar da maior exatidão no registro do repique, este equipamento não apresentou praticidade na sua utilização. Deste modo não foi prosseguido o uso deste equipamento.

3.2.2 - ENSAIO DINÂMICO COM PDA.

Neste ensaio foi seguida a proposição de AOKI (1989) de utilizar energias crescentes para definir a curva carga mobilizada - deslocamento. A figura 3.2 mostra o equipamento de PDA utilizado no ensaio

A prova de carga dinâmica com PDA foi realizada na recravação dos trilhos E-23 e E-10, consideradas como estacas representativas do estaqueamento. Com o objetivo de comparar os resultados deste ensaio com os do repique foram aplicadas as energias potenciais de 4,8; 9,6; 14,4; 19,2; 24,0; 28,8; 36,0kJ correspondendo a altura de queda do martelo de 0,20 - 0,40 - 0,60 - 0,80 - 1,00 - 1,20 e 1,50 m, respectivamente.

O ensaio foi executado durante a recravação das estacas, realizada um ano e oito meses após o final da cravação, procedendo as análises pelos métodos CASE e CAPWAP para cada nível de energia.



Figura 3.2 – Prova de carga dinâmica realizada no Campo Experimental da USP/São Carlos.

Além do registro da onda com o PDA, também, foram registrados os sinais de repique e nega com o uso de papel e lápis.

A dificuldade inicial do ensaio foi determinar a posição de acoplagem dos sensores, já que as estacas do tipo trilho não são simétricas. Então, seguindo orientações do corpo técnico da empresa SCAC foi decidido acoplar um par de sensor na alma e o outro par na mesa do trilho.

Entretanto os sinais do PDA desta primeira tentativa apresentaram uma acentuada interferência, impossibilitando a sua análise.

Na segunda recravação esta interferência tornou-se a repetir, mas foi identificada a tempo, como sendo causada pela solda do segmento onde estava acoplado o sensor. Apesar da solda estar localizada a três diâmetros (60 cm) abaixo do sensor, ainda interferia no sinal. A interferência foi sanada acoplando-se o sensor abaixo da solda, no segmento seguinte.

3.3 – PROVA DE CARGA ESTÁTICA.

A prova de carga estática foi do tipo SML e seguiu as recomendações da MB-3472/91 – Estacas – Prova de carga estática.

O ensaio foi realizado com aplicação da carga em 10 estágios, sendo em cada estágio aplicada a carga de 120 kN, correspondente a 10% da carga de ruptura estimada. Em cada estágio a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por trinta minutos.

Os deslocamentos, em cada estágio, foram lidos imediatamente às aplicações das cargas, seguindo leituras decorridos 2, 4, 8, 15 e 30min contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 30min até se atingir a estabilização.

A estabilização dos deslocamentos era admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$ correspondia a, no máximo, 5% do deslocamento total havido no estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual)

Como a ruptura não foi atingida, a carga máxima do ensaio foi mantida durante 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento.

O descarregamento foi executado em quatro estágios, mantidos até a estabilização dos deslocamentos. Cada estágio levou 15min, tempo mínimo exigido pela norma.

Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos foram continuadas até a sua estabilização.

A figura 3.3 apresenta alguns detalhes do ensaio.



Figura 3.3 – Detalhes da prova de carga estática realizada no Campo Experimental da USP/São Carlos.

3.3.1 – EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.

Para o sistema de reação, utilizou-se uma viga metálica, com capacidade de suporte de 2000kN, apoiada em quatro estacas, também do tipo trilho. Para a aquisição dos dados de deslocamento, utilizaram-se extensômetros mecânicos, com curso total de 50mm e precisão de 0,01mm, da marca Mitutoyo. Na medição da carga



aplicada empregou-se uma célula de carga de 1500kN, devidamente calibrada, ligada a um indicador de deformação, da marca Transdutec. Os estágios de carga foram aplicados por um macaco hidráulico, com capacidade de 2000kN, acionado por uma bomba elétrica da Enepar.

CAPÍTULO 4: APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.

4.1 - PREVISÕES.

A previsão da capacidade de carga foi feita com base na segunda campanha de sondagens realizada no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. Foram utilizados os métodos de AOKI-VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978). Os resultados estão apresentados na Tabela 4.1 para as estacas com 27m de comprimento e considerando a seção real do trilo TR-68. O perfil típico do Campo Experimental está mostrado no Anexo 1.

Tabela 4.1 - Previsão da Capacidade de Carga das Estacas.

| | Aoki-Velloso (kN) | Décourt-Quaresma (kN) |
|-----------|----------------------|--------------------------|
| PL | 837 | 693 |
| PP | 66 | 84 |
| PR | 903 | 777 |

A primeira campanha de sondagem não foi utilizada, pois sua profundidade de sondagem vai só até 20 m. Os índices de resistência dessa primeira campanha é em média 40% maior do que a segunda campanha. Estimando o final da sondagem da primeira campanha obtém-se uma resistência de 1207 kN (AOKI & VELLOSO, 1975), sendo 66 kN de resistência de ponta e 1140 kN de resistência lateral.

A consideração da aderência do solo na ponta do trilho não leva a mudanças significativas no cálculo da capacidade de carga. Deste modo, preferiu-se não adotar este efeito.

O Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos é muito bem caracterizado até aos 8 m de profundidade em decorrência das linhas de pesquisa adotada pela Escola de estudar o fenômeno da colapsibilidade do solo da região. Um resumo das características físicas é apresentada na Tabela 4.2, outras informações complementares e dados de resistência podem ser encontrados nos trabalhos, dissertações e teses desenvolvidas, entre as mais recentes podemos citar CINTRA (1991), CINTRA (1998), CARNEIRO & CINTRA (1998), MACHADO (1998), LODI *et al.* (1998).

Tabela 4.2 – Caracterização do solo do Campo Experimental da USP/São Carlos para as profundidades de 3, 5 e 8 m, MACHADO (1998)

| Prof. (m) | W _{camp} (%) | γ _{camp} (kN/m ³) | Argila (%) | Silte (%) | Areia (%) | LL (%) | LP (%) | γ _s (kN/m ³) | γ _{dmax} (kN/m ³) | W _{ot} (%) |
|-----------|-----------------------|--|------------|-----------|-----------|--------|--------|-------------------------------------|--|---------------------|
| 3 | 14,2 | 15,6 | 27 | 12 | 61 | 28 | 16 | 27,1 | 18,7 | 14,0 |
| 5 | 16,4 | 17,4 | 27 | 6 | 67 | 31 | 20 | 27,5 | 18,4 | 14,8 |
| 8 | 16,7 | 19,2 | 17 | 14 | 69 | 28 | 17 | 27,1 | 18,9 | 11,2 |

Na estimativa do recalque foi utilizada a proposta de AOKI & LOPES (1975) obtendo-se um recalque total de 14,2 mm, sendo 9,7 mm decorrente ao encurtamento elástico do fuste da estaca e 4,5 mm ao recalque do solo.

A previsão inicial do valor de C3 é 2,5 mm, valor este utilizado por AOKI (1986) e por VELLOSO (1987). Então, o repique esperado é de 12,2 mm na ruptura.

Todas as previsões desse trabalho podem ser consideradas do tipo A, segundo a classificação de LAMBE (1973), pois foram realizadas antes do evento.

4.2 – CAPACIDADE DE CARGA VIA REPIQUE MANUAL.

Os repiques medidos nas 18 estacas (anexo 2) foram utilizados para determinar os valores da carga mobilizada por golpe, seguindo as propostas de UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987).

Conforme já comentado no capítulo 2, o valor do repique (K) pode ser decomposto em duas parcelas: encurtamento elástico do fuste (C2) e parcela de deformação elástica das camadas de solo sob a ponta da estaca (C3)

4.2.1 - DETERMINAÇÃO DAS PARCELAS DE DESLOCAMENTO C2 E C3.

As parcelas de deslocamento C2 e C3 são as primeiras e fundamentais variáveis a serem determinadas para a análise da prova de carga com o uso do repique. São variáveis diretamente proporcionais à carga mobilizada e o uso de um valor inadequado destas variáveis leva a valores da carga mobilizada não representativos.

O valor adotado inicialmente $C3 = 2,5\text{mm}$, não conduziu a bons resultados pois existem valores de repique menores que 2,5 mm e, desta forma, a subtração $K - C3$ seria negativa, conduzindo a valores negativos da carga mobilizada. UTO *et al.* (1985) propõem a utilização de C3 igual ao valor da nega, mas a adoção desta hipótese também levou a resultados discrepantes da carga mobilizada e a situações similares às ocorridas na proposta anterior.

As parcelas de deslocamento C2 e C3 foram, então, determinadas pelo programa Rebound, desenvolvido pelo Prof. Aoki. Este programa calcula os valores do encurtamento elástico do fuste (C2) e da parcela de deformação elástica das camadas de solo sob a ponta da estaca (C3), da provável carga mobilizada pelo golpe (R) e da provável energia aplicada pelo golpe (EMX). Estes valores são determinados interativamente ao fazer a convergência do valor do repique calculado ($K = C2 + C3$) com o repique medido em campo, AOKI (1998).

A partir dos dados de entrada (diâmetro da estaca, espessura da parede, altura do sensor, comprimento cravado, número do código do solo, SPT, capacidade de carga do solo, atrito lateral, módulo de elasticidade da estaca, deslocamento máximo no topo da estaca DMX e nega), o programa calcula o valor de C2 segundo a proposta de AOKI (1986). Considera-se uma distribuição linear dos esforços normais, calculados em função dos valores de carga de ruptura e de carga de atrito lateral fornecidos como dados de entrada do programa.

$$C2 = \int_0^l \frac{R(z).dz}{A.E}$$

Onde:

$R(z)$ = função de distribuição do esforço normal.

l = comprimento da estaca.

A = área da seção transversal da estaca.

E = módulo de elasticidade da estaca.

A deformação elástica das camadas da ponta $C3$ é estimada pela expressão de JANBU (1963), utilizando os parâmetros adotados por AOKI que considera as camadas a uma profundidade de $2D$ abaixo da ponta e um espraio de tensões de 2:1, onde:

$$C3 = \sum \frac{\Delta\sigma \cdot 2D}{E_s}$$

Para:

$$\sigma = \frac{4.PL(z)}{\pi.(h_i + D)^2}$$

$$E_s = E_0.(\sum\Delta\sigma)^n$$

$$E_0 = 6.K_{AV}.N$$

Bem como,

$\Delta\sigma$ = tensão do solo na camada abaixo da ponta;

D = diâmetro da estaca;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

$PL(z)$ = atrito lateral da profundidade z ;

h_i = distância do ponto de aplicação da carga até o meio da camada de solo sob a ponta da estaca.

E_0 = módulo de elasticidade correspondente ao solo natural proposto por Aoki;

N = Índice de resistência à penetração da camada do solo.

K_{AV} = coeficiente de AOKI e VELLOSO (1975) para cada tipo de solo.

Não ocorrendo a convergência dos valores do repique calculado e do repique medido, o programa procede um ajuste na capacidade de carga estimada e executa os cálculos novamente.

Os valores de C3 calculados por esta metodologia conduziram a resultados satisfatórios. Seu valor médio foi de 0,98mm, com desvio padrão de 0,34mm, correspondendo a um coeficiente de variação de 34,7% e alcançando um valor mínimo e máximo de 0,40 e 2,27 respectivamente. A Figura 4.1 apresenta a curva de distribuição normal dos valores de C3.

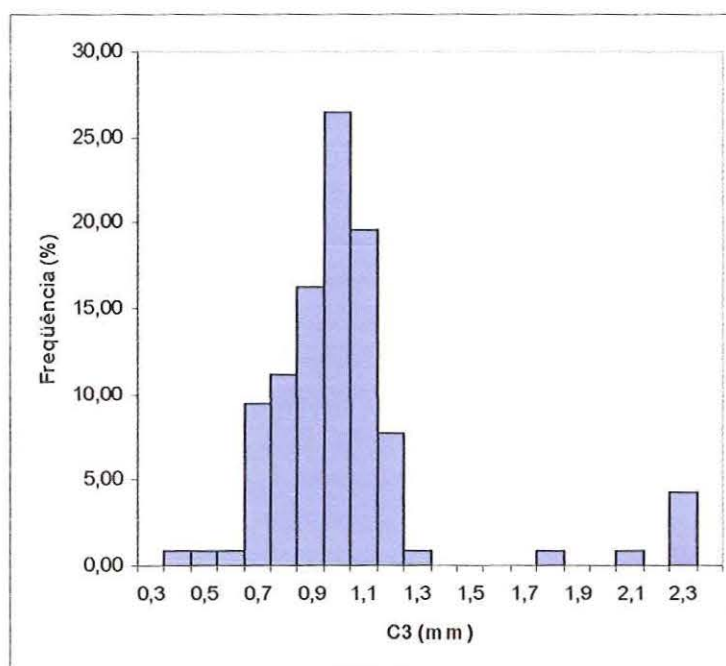


Figura 4.1 - Distribuição normal dos valores calculados de C3.

Para mostrar a variação dos valores de C3 para cada nível de energia aplicado, é apresentada a Tabela 4.2, referente à análise estatística para as diversas alturas de golpe utilizadas.

A Figura 4.3 apresenta a frequência de C3 para a energia proveniente do golpe do martelo caindo de uma altura de 1,50m. Para os demais golpes, as distribuições são semelhantes.

Os valores de C3 são influenciados pelos valores do deslocamento máximo e pelo deslocamento permanente de cada golpe. Como esses deslocamentos são dependentes dos níveis de energia aplicados pode-se dizer que o valor de C3 é uma variável dependente do nível de energia. Observando os valores calculados de C3 da Tabela 4.3, para um coeficiente de variação praticamente constante, pode-se verificar esta influência.

Tabela 4.3 – Análise estatística de C3 considerado-se o nível de energia aplicado.

| Golpe (m) | Ener. Poten. (kJ) | C3 médio (mm) | Des. Padrão (mm) | Coef. Var. (%) | Valor Max. (mm) | Valor Mín. (mm) |
|-----------|-------------------|---------------|------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 0,2 | 4,0 | 0,79 | 0,28 | 35,3 | 1,73 | 0,45 |
| 0,4 | 8,0 | 0,91 | 0,34 | 37,4 | 2,08 | 0,40 |
| 0,6 | 12,0 | 0,99 | 0,35 | 35,4 | 2,21 | 0,64 |
| 0,8 | 16,0 | 1,03 | 0,33 | 32,0 | 2,21 | 0,73 |
| 1,0 | 20,0 | 1,03 | 0,33 | 32,0 | 2,21 | 0,73 |
| 1,2 | 24,0 | 1,08 | 0,34 | 31,5 | 2,27 | 0,73 |
| 1,5 | 30,0 | 1,05 | 0,34 | 32,4 | 2,27 | 0,79 |

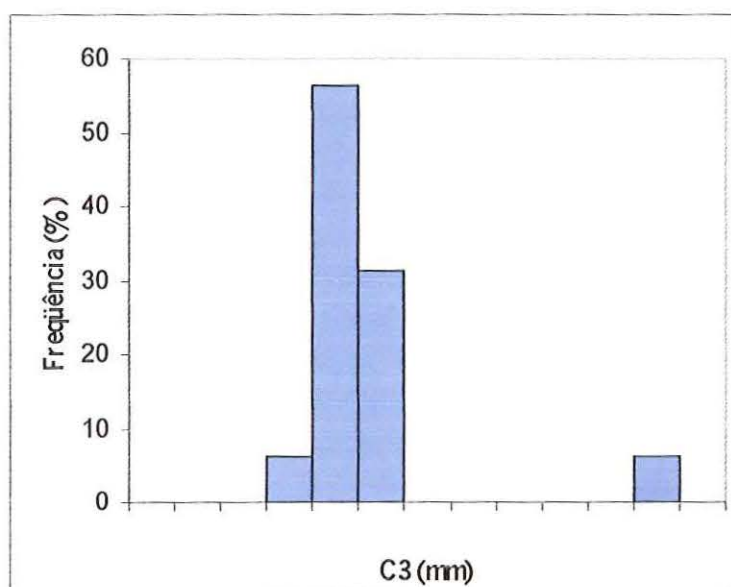


Figura 4.2 - Distribuição de C3 para os diversos níveis de energia aplicados.

4.2.2 – DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.

A carga mobilizada para cada nível de energia é calculada pelas expressões de VELLOSO (1987) ou a de UTO *et al.* (1985) utilizando os repiques determinados pela proposta de AOKI (1986). Em seguida, traça-se a curva carga estática mobilizada – deslocamento dinâmico. As curvas carga mobilizada – deslocamento das estacas são apresentadas no Anexo 2.

A forma da curva carga mobilizada – deslocamento, para os valores da carga mobilizada calculados pela expressão de VELLOSO (1987), conduziu na maioria dos casos a uma ruptura nítida, definindo-se claramente a assíntota vertical.

Pela expressão de UTO *et al.* (1985), entretanto, não se caracterizou a resistência última, surgindo a necessidade de extrapolar a curva carga mobilizada – deslocamento. Para uma comparação mais lógica dos resultados, as curvas carga mobilizada - deslocamento da proposta de VELLOSO (1987) também foram extrapoladas.

Assim para se determinar o valor da carga última dos métodos de UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987) foi utilizado o critério de VAN DERVEEN (1953). Também foi determinada a carga de ruptura convencional, utilizando os métodos de DAVISSON (1972), apud FANG (1990), e o da NBR 6122/96. Os valores resultantes são mostrados na Tabela 4.4 e 4.5.

As Tabelas 4.6 e 4.7 apresentam os valores da carga mobilizada para cada nível de energia aplicada. As cargas mobilizadas calculadas segundo VELLOSO (1987) são maiores que as calculadas pela hipótese de UTO *et al.* (1985) tanto para os valores médios quanto para cada nível de energia aplicado individualmente (Anexo 2).

Pelos resultados apresentados, também se pode verificar a influência da energia aplicada, ou seja, a carga mobilizada e o deslocamento crescem com o aumento da energia aplicada.

É interessante observar que os valores médios da carga mobilizada acompanham a mesma tendência da forma da curva carga mobilizada – deslocamento de praticamente atingir a carga última para o método de VELLOSO (1987) e a necessidade de extrapolação da curva obtida pelo método de UTO *et al.* (1985).

Tabela 4.4 – Capacidade de carga prevista pelo método de VELLOSO (1987) com o repique ao final da cravação.

| Estaca | L (m) | Velloso | | | |
|----------------------|----------|----------------------|--------------|-------------|------------------|
| | | Val. Max. (kN) | Veen (kN) | NBR (kN) | Davisson (kN) |
| 4 | 26.68 | 1412 | * | 1791 | 1761 |
| 5 | 26.70 | 873 | 1288 | 980 | 858 |
| 7 | 26.55 | 1230 | 1600 | 1397 | 1331 |
| 8 | 26.70 | 975 | 1090 | 978 | 916 |
| 9 | 26.36 | 1066 | * | x | x |
| 10 | 26.62 | 1412 | 1547 | 1515 | 1492 |
| 12 | 26.39 | 1141 | 1201 | 1195 | 1179 |
| 13 | 26.15 | 1156 | 1317 | 1273 | 1247 |
| 14 | 25.85 | 1259 | 1774 | 1458 | 1384 |
| 15 | 26.70 | 910 | 935 | 902 | 873 |
| 16 | 26.70 | 1042 | 1177 | 1080 | 1028 |
| 17 | 26.10 | 1108 | 1233 | 1172 | 1136 |
| 18 | 26.00 | 1297 | 1382 | 1308 | 1278 |
| 19 | 25.90 | + | + | + | + |
| 20 | 25.00 | 1031 | 1051 | 1096 | 1083 |
| 21 | 25.75 | 1031 | 1081 | 1082 | 1065 |
| 22 | 26.63 | 1135 | * | 1676 | 1563 |
| 23 | 26.40 | 960 | 1055 | 1043 | 1021 |
| Σ | 473.18 | 19038 | 17731 | 19946 | 19215 |
| Média | 26.3 | 1120 | 1267 | 1247 | 1201 |
| Desvio Padrão | 0.46 | 160,0 | 239,0 | 260,0 | 257,0 |
| Coef. de Variação | 1.7 | 14,3 | 18,9 | 20,9 | 21,4 |

*Van der Veen não é aplicável. + Estaca quebrada. X Valor não definido.

Tabela 4.5 – Capacidade de carga prevista pelo método de UTO *et al.* (1985) com o repique ao final da cravação.

| Estaca | L (m) | Uto | | | |
|----------------------|----------|----------------------|--------------|-------------|------------------|
| | | Val. Max. (kN) | Veen (kN) | NBR (kN) | Davisson (kN) |
| 4 | 26.68 | 985 | * | 1064 | 879 |
| 5 | 26.70 | 790 | 1504 | 755 | 615 |
| 7 | 26.55 | 936 | 1734 | 760 | 696 |
| 8 | 26.70 | 929 | 1657 | 761 | 612 |
| 9 | 26.36 | 927 | * | 1020 | 865 |
| 10 | 26.62 | 1048 | 1622 | 997 | 866 |
| 12 | 26.39 | 965 | 1398 | 881 | 754 |
| 13 | 26.15 | 897 | 1247 | 879 | 779 |
| 14 | 25.85 | 929 | 1732 | 931 | 780 |
| 15 | 26.70 | 961 | 1461 | 752 | 629 |
| 16 | 26.70 | 920 | 1459 | 860 | 736 |
| 17 | 26.10 | 911 | 1480 | 852 | 712 |
| 18 | 26.00 | 1092 | 1744 | 914 | 780 |
| 19 | 25.90 | + | + | + | + |
| 20 | 25.00 | 965 | 1422 | 855 | 721 |
| 21 | 25.75 | 820 | 1193 | 833 | 710 |
| 22 | 26.63 | 758 | 1514 | 926 | 758 |
| 23 | 26.40 | 917 | 1322 | 818 | 699 |
| Σ | 473.18 | 15750 | 22489 | 14858 | 12591 |
| Média | 26.3 | 926 | 1499 | 874 | 741 |
| Desvio Padrão | 0.46 | 83 | 173,0 | 94,0 | 81,0 |
| Coef. de Variação | 1.7 | 9,0 | 11,5 | 10,8 | 10,9 |

*Van der Veen não é aplicável. + Estaca quebrada. X Valor não definido.

Tabela 4.6 – Análise estatística da carga mobilizada utilizando o método de VELLOSO (1987) para os diversos níveis de energia aplicados.

| Golpe (m) | Energia. Potencial (kJ) | R médio (kN) | Desvio Padrão (kN) | Coef. de Variação (%) | Valor Max. (kN) | Valor Mín. (kN) | Desloc. Médio (mm) |
|-----------|-------------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|--------------------|
| 0,2 | 4,0 | 745 | 181 | 24,3 | 1066 | 338 | 8,8 |
| 0,4 | 8,0 | 880 | 218 | 24,8 | 1285 | 295 | 11,3 |
| 0,6 | 12,0 | 1000 | 237 | 23,7 | 1489 | 605 | 14,0 |
| 0,8 | 16,0 | 1044 | 194 | 18,6 | 1436 | 786 | 15,8 |
| 1,0 | 20,0 | 1048 | 215 | 20,5 | 1592 | 756 | 17,2 |
| 1,2 | 24,0 | 1132 | 258 | 22,8 | 1902 | 786 | 19,3 |
| 1,5 | 30,0 | 1056 | 158 | 15,0 | 1412 | 800 | 22,1 |

Tabela 4.7 – Análise estatística da carga mobilizada utilizando o método de UTO *et al.* (1985) para os diversos níveis de energia aplicados.

| Golpe (m) | Energia Potencial (kJ) | R médio (kN) | Desvio Padrão (kN) | Coef. de Variação (%) | Valor Max. (kN) | Valor Mín. (kN) | Desloc. Médio (mm) |
|-----------|------------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|--------------------|
| 0,2 | 4,0 | 498 | 88 | 17,6 | 668 | 316 | 8,8 |
| 0,4 | 8,0 | 599 | 100 | 16,7 | 789 | 343 | 11,3 |
| 0,6 | 12,0 | 696 | 109 | 15,7 | 922 | 515 | 14,0 |
| 0,8 | 16,0 | 755 | 100 | 13,2 | 1000 | 563 | 15,8 |
| 1,0 | 20,0 | 793 | 105 | 13,2 | 1033 | 587 | 17,2 |
| 1,2 | 24,0 | 873 | 113 | 12,9 | 1168 | 640 | 19,3 |
| 1,5 | 30,0 | 914 | 93 | 10,2 | 1092 | 758 | 22,1 |

4.3 – CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DO PDA.

A prova de carga dinâmica com PDA foi realizada na recravação dos trilhos E-23 e E-10, estacas e consideradas representativas do estaqueamento. Neste ensaio

foi utilizado um martelo de 24kN caindo das alturas de 0,20 - 0,40 - 0,60 - 0,80 - 1,00 - 1,20 e 1,50 m.

As Tabela 4.8 e 4.9 apresentam os valores da carga mobilizada para cada nível de energia aplicado. Os sinais registrados com o PDA foram interpretados pelos métodos CASE e CAPWAP, enquanto que os repiques medidos simultaneamente ao sinais foram analisados pelas propostas de UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987).

Na análise pelo método CASE foi adotado o valor da constante de amortecimento do CASE (J_c) igual a 0,7. Este valor pertence ao intervalo sugerido por RAUCHE *et al.* (1985) para estaca com ponta imersa em silte argiloso.

Tabela 4.8 - Valores da carga mobilizada durante a recravação.

| Golpe | | E-10 | | | |
|----------|------------------------------|--------------|----------------|----------------------------|------------------------|
| H (m) | Energia Potencial (kJ) | Case (kN) | Capwap (kN) | Repique Velloso (kN) | Repique Uto (kN) |
| 0,2 | 4,8 | 420 | 444 | 513 | 370 |
| 0,4 | 9,6 | + | + | 784 | 510 |
| 0,6 | 14,4 | 790 | 1023 | 1046 | 647 |
| 0,8 | 19,2 | 1060 | 1272 | 1136 | 693 |
| 1,0 | 24,0 | 1120 | 1299 | 1316 | 810 |
| 1,2 | 28,8 | 1170 | 1344 | 1316 | 810 |
| 1,5 | 36,0 | 1460 | 1490 | 1681 | 997 |

+ Estes golpes não apresentaram um bom sinal.

Tabela 4.9 - Valores da carga mobilizada durante a recravação.

| Golpe | | E-23 | | | |
|----------|------------------------------|--------------|----------------|----------------------------|------------------------|
| H (m) | Energia Potencial (kJ) | Case (kN) | Capwap (kN) | Repique Velloso (kN) | Repique Uto (kN) |
| 0,2 | 4,8 | 410 | 420 | 705 | 467 |
| 0,4 | 9,6 | 630 | 673 | 789 | 512 |
| 0,6 | 14,4 | 760 | 600 | 964 | 604 |
| 0,8 | 19,2 | 900 | 811 | 1149 | 651 |
| 1,0 | 24,0 | 960 | 1102 | 1234 | 768 |
| 1,2 | 28,8 | 990 | 1110 | 1418 | 862 |
| 1,5 | 36,0 | + | + | 1418 | 862 |

+ Estes golpes não apresentaram um bom sinal.

A capacidade de carga das estacas parece estar limitada pela sua carga estrutural admissível, de acordo com a forma das curvas carga mobilizada – deslocamento, apresentadas na Figura 4.3.

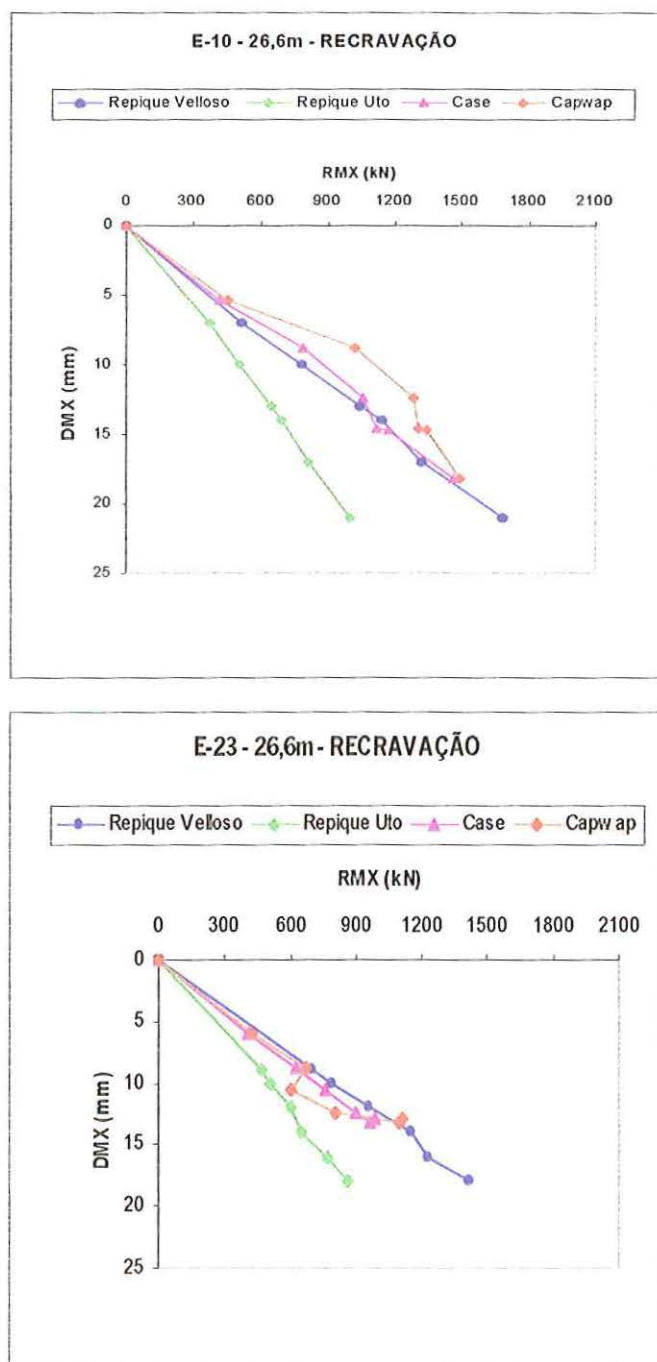


Figura 4.3 - Curvas carga mobilizada – deslocamento para a recravação das estacas

A análise da onda de propagação realizada pelo programa CAPWAP distingue as resistências devido ao atrito lateral e a ponta da estaca. Os resultados destas parcelas de resistência são mostrados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Resistência de atrito lateral e de ponta determinadas pelo CAPWAP.

| Golpe | | E-10 | | | E-23 | | |
|-------|------------------------|-------------|-------------|------------|-------------|-------------|------------|
| H (m) | Energia Potencial (kJ) | Capwap (kN) | Atrito (kN) | Ponta (kN) | Capwap (kN) | Atrito (kN) | Ponta (kN) |
| 0,2 | 4,8 | 444 | 435 | 8 | 418 | 368 | 50 |
| 0,4 | 9,6 | + | + | + | 671 | 568 | 103 |
| 0,6 | 14,4 | 1023 | 851 | 173 | 600 | 440 | 160 |
| 0,8 | 19,2 | 1272 | 1094 | 178 | 811 | 428 | 383 |
| 1,0 | 24,0 | 1299 | 862 | 437 | 1102 | 862 | 240 |
| 1,2 | 28,8 | 1346 | 795 | 551 | 1110 | 896 | 214 |
| 1,5 | 36,0 | 1490 | 911 | 579 | + | + | + |

Os sinais de força medida e calculada da análise CAPWAP estão apresentados no Anexo 4 deste trabalho.

A distribuição da resistência de atrito lateral acumulada com a profundidade referente a análise CAPWAP está apresentado na Figura 4.4.

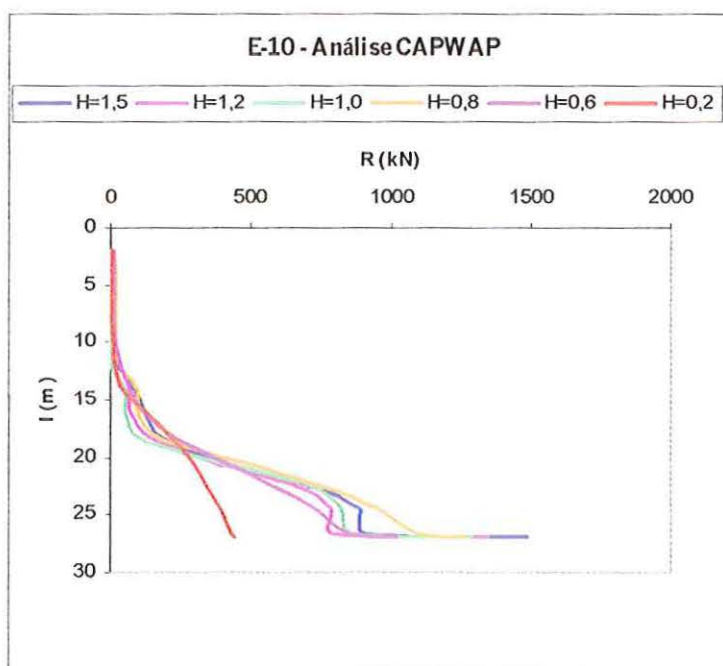


Figura 4.4 – Gráfico da resistência profundidade referente à análise CAPWAP.

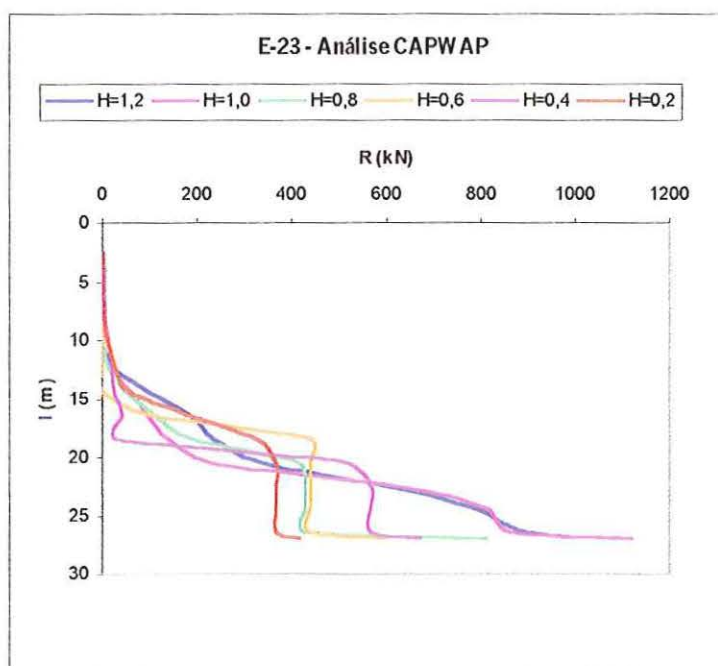


Figura 4.4b – Gráfico da resistência x profundidade referente à análise CAPWAP.

A Tabela 4.11 apresenta os valores dos “quake” obtidos pela análise CAPWAP.

Tabela 4.11 - Valores dos “quakes” obtidos pela análise CAPWAP.

| Golpe | | E-23 | | E-10 | |
|-------|------------------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|
| H (m) | Energia Potencial (kJ) | Quake Lateral (mm) | C3 Ponta (mm) | Quake Lateral (mm) | C3 Ponta (mm) |
| 0,2 | 4,8 | 1,95 | 1,70 | 0,98 | 0,19 |
| 0,4 | 9,6 | 1,88 | 1,36 | + | + |
| 0,6 | 14,4 | 2,59 | 2,00 | 1,03 | 0,35 |
| 0,8 | 19,2 | 2,05 | 0,30 | 1,23 | 0,32 |
| 1,0 | 24,0 | 0,99 | 1,25 | 1,22 | 0,35 |
| 1,2 | 28,8 | 0,94 | 0,60 | 1,50 | 0,40 |
| 1,5 | 36,0 | + | + | 2,39 | 0,14 |

+ Estes golpes não apresentaram um bom sinal.

4.4 – PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática do tipo SML foi executada após os ensaios dinâmicos, na estaca E-23. O ensaio foi interrompido com a carga aplicada de 1200 kN, com recalque máximo de 17 mm, em torno de 10% da maior dimensão da estaca. A interrupção ocorreu devido a precaução com a resistência dos tirantes do sistema de reação.

O resultado da prova de carga estática, representado pela curva carga-recalque, está apresentado na Figura 4.5.

Observando a curva carga-recalque, verifica-se um comportamento praticamente linear para este nível de carregamento, indicando que a ruptura pode estar limitada pela carga estrutural do elemento de fundação.

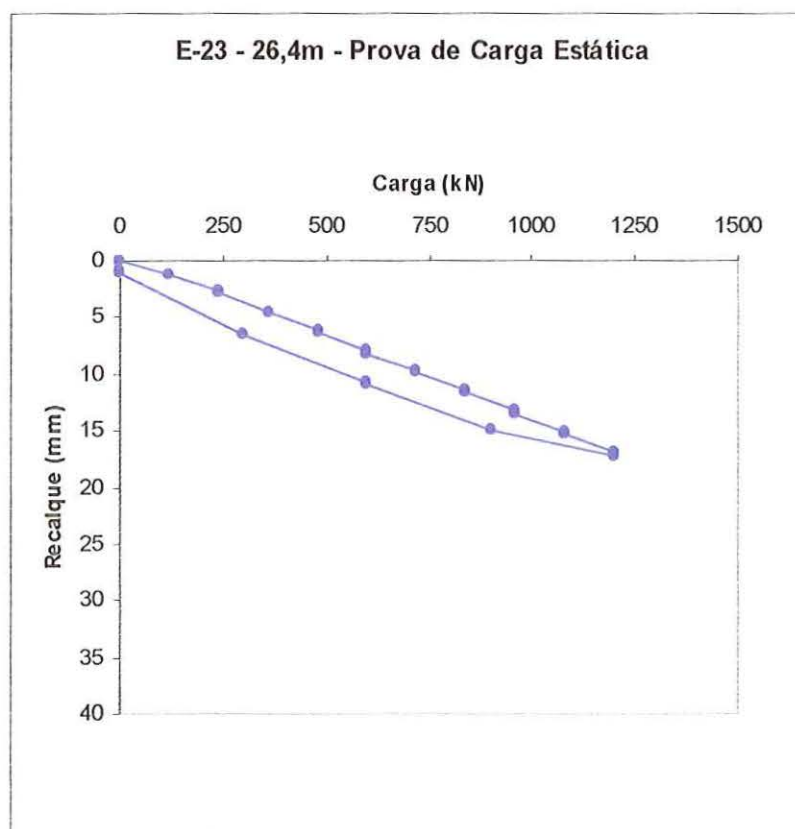


Figura 4.5 – Curva carga-recalque da prova de carga estática.

CAPÍTULO 5: ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.

5.1. –PARCELAS DE DESLOCAMENTO.

A parcela de deslocamento C3 é influenciada pelo nível de energia aplicado. Esta afirmativa é melhor comprovada pela observação da Figura 5.1 que apresenta o gráfico da energia potencial do martelo com o valor médio da parcela de deslocamento C3.

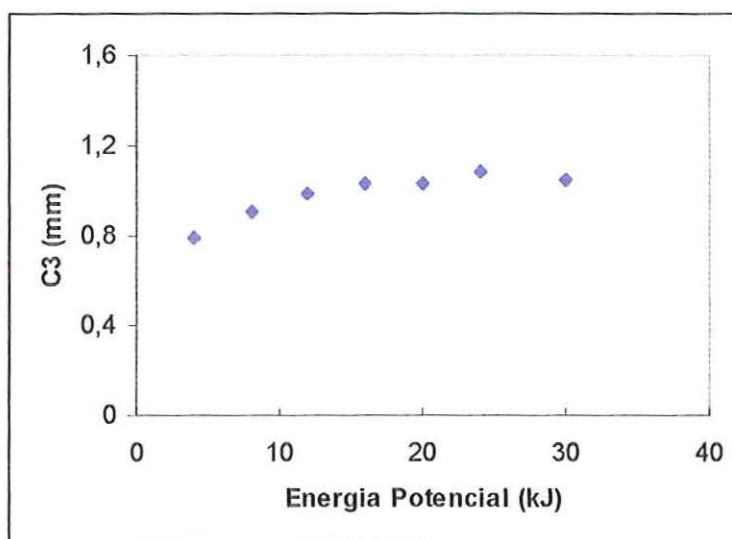


Figura 5.1 – Gráfico da energia potencial do martelo – parcela de deslocamento C3.

Esses resultados confirmam a afirmativa de AOKI (1991) de que o “quake” de ponta (C3) é uma variável dependente do nível de energia aplicado.

A análise das parcelas de deslocamento das provas de carga dinâmica, apresentadas na Figura 5.2, confirmam os resultados obtidos por NIYAMA & AOKI (1991) e MACHADO (1995), ou seja:

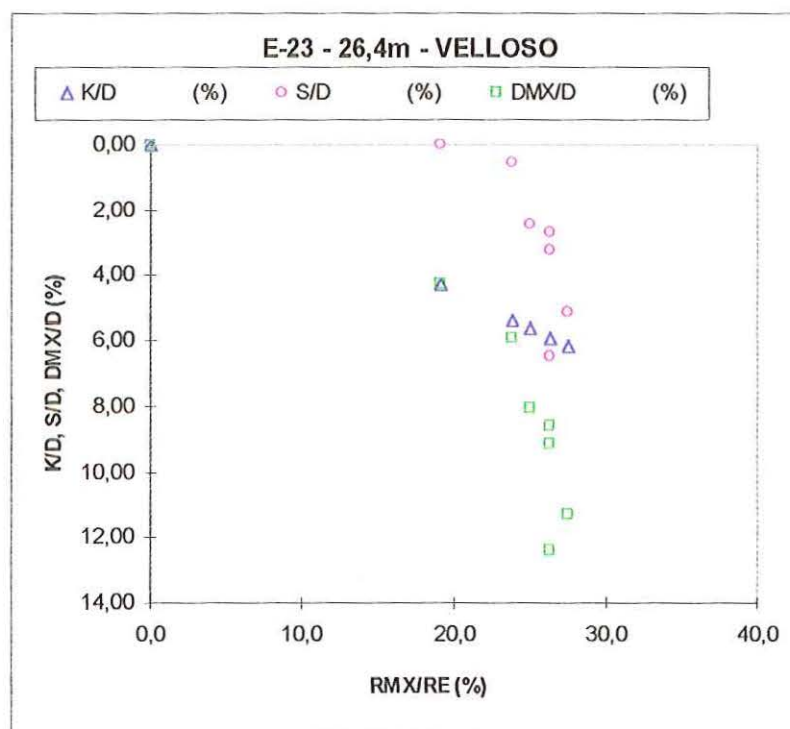
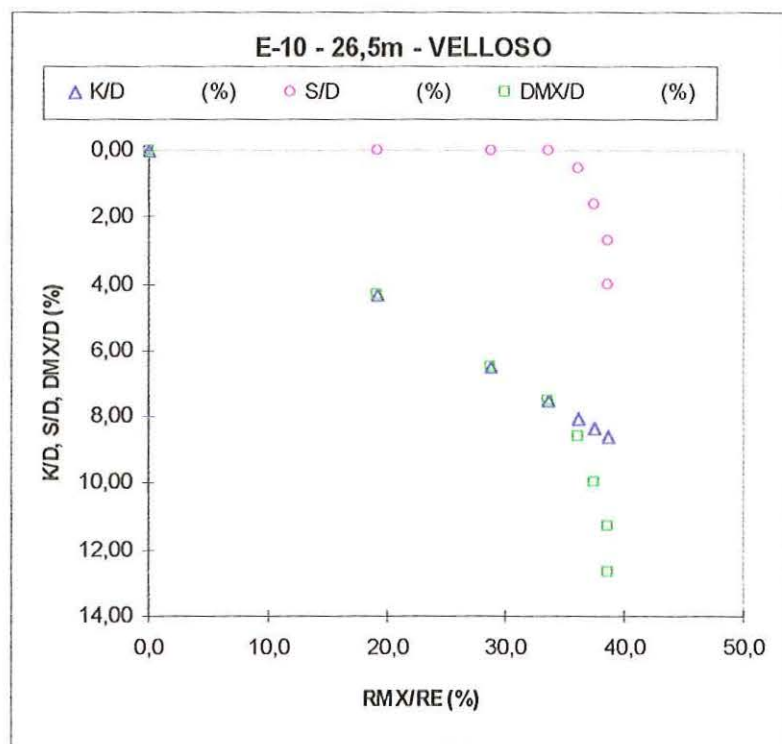


Figura 5.2 – Evolução do repique e da nega no ensaio dinâmico com energia crescente.

Os repiques aumentam com a energia aplicada, até atingir um limite máximo, em torno do qual se estabilizam, mesmo que a energia continue a aumentar.

As negas tendem a um valor próximo de zero para os níveis de energia mais baixos e com o aumento da energia aplicada passam a aumentar cada vez mais.

A previsão inicial do repique de 12,3mm mostrou ser muito satisfatória, sendo bastante aproximada ao valor médio do repique medido de 12mm para energia potencial máxima aplicada de 30kJ que mobiliza uma resistência bem próxima a carga última obtida. As parcelas de deslocamento previstas $C2=9,7\text{mm}$ e $C3=2,5\text{mm}$ apresentaram valores não tão próximos aos valores medidos de $C2=11,0\text{mm}$ e $C3=1,1\text{mm}$ para o golpe de energia potencial máxima.

5.2 –CAPACIDADE DE CARGA VIA REPIQUE.

No Capítulo 2 comentou-se que o valor da capacidade de carga é influenciado pelo formato da curva carga-recalque. Os resultados da parte experimental comprovam esta afirmativa. Assim o valor médio da carga última, determinada pelo método de UTO *et al.* (1985), com extrapolação por VEEN (1953) é maior do que o valor da carga última média para a curva determinada pelo método de VELLOSO (1987), também extrapolada por VEEN (1953), apesar das cargas mobilizadas do método de VELLOSO (1987) serem maiores.

Utilizando os critérios de ruptura convencional de DAVISSON (1972) e da NBR 6122/96 as cargas de ruptura encontradas seguem a tendência dos valores da carga mobilizada, onde os valores de VELLOSO (1987) são maiores do que os calculados para UTO *et al.* (1985).

O crescimento da carga mobilizada com aumento da energia aplicada demonstra a importância do método de AOKI (1989) de utilização de energia crescente para a definição da carga estática última com a execução do ensaio dinâmico.

Quanto a nega, foi verificado que ela não exerce influência alguma na resistência última das estacas, como mostra a Figura 5.3.

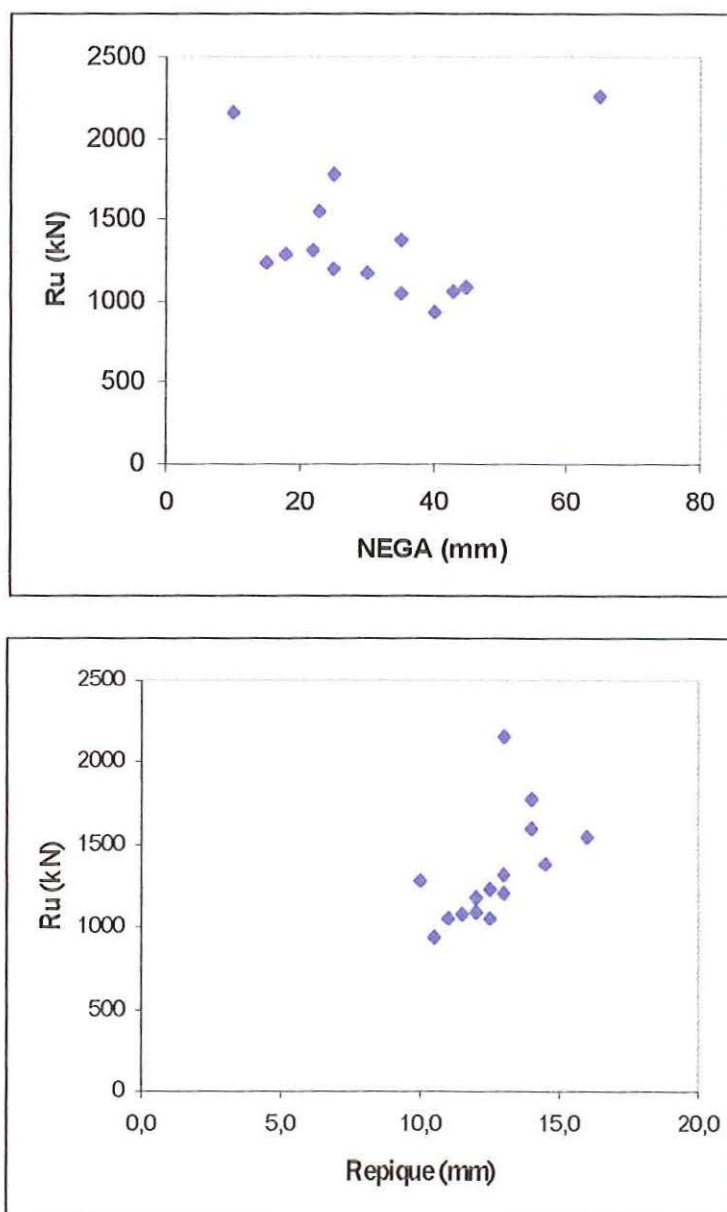


Figura 5.3 – Comparação do repique e da nega ao final da cravação com a resistência última.

5.3 – RECRAVAÇÃO DAS ESTACAS.

Os resultados da recravação indicam que a capacidade de carga das estacas está limitada pela carga última do elemento estrutural. Esta conclusão é obtida pela observação de qualquer um dos métodos de análise (pelo PDA ou pelo repique).

As cargas mobilizadas e as cargas últimas determinadas pela proposta de VELLOSO (1987) com o uso do repique apresentaram uma aproximação satisfatória

em relação às determinadas pelos ensaios dinâmicos com PDA, analisados pelos métodos CASE e CAPWAP. Entretanto, as determinadas pela proposta de UTO *et al.* (1985) não apresentaram uma boa concordância com este ensaio dinâmico. Esta afirmativa é melhor compreendida pela observação das Figuras 4.3 e 5.4 e 5.5.

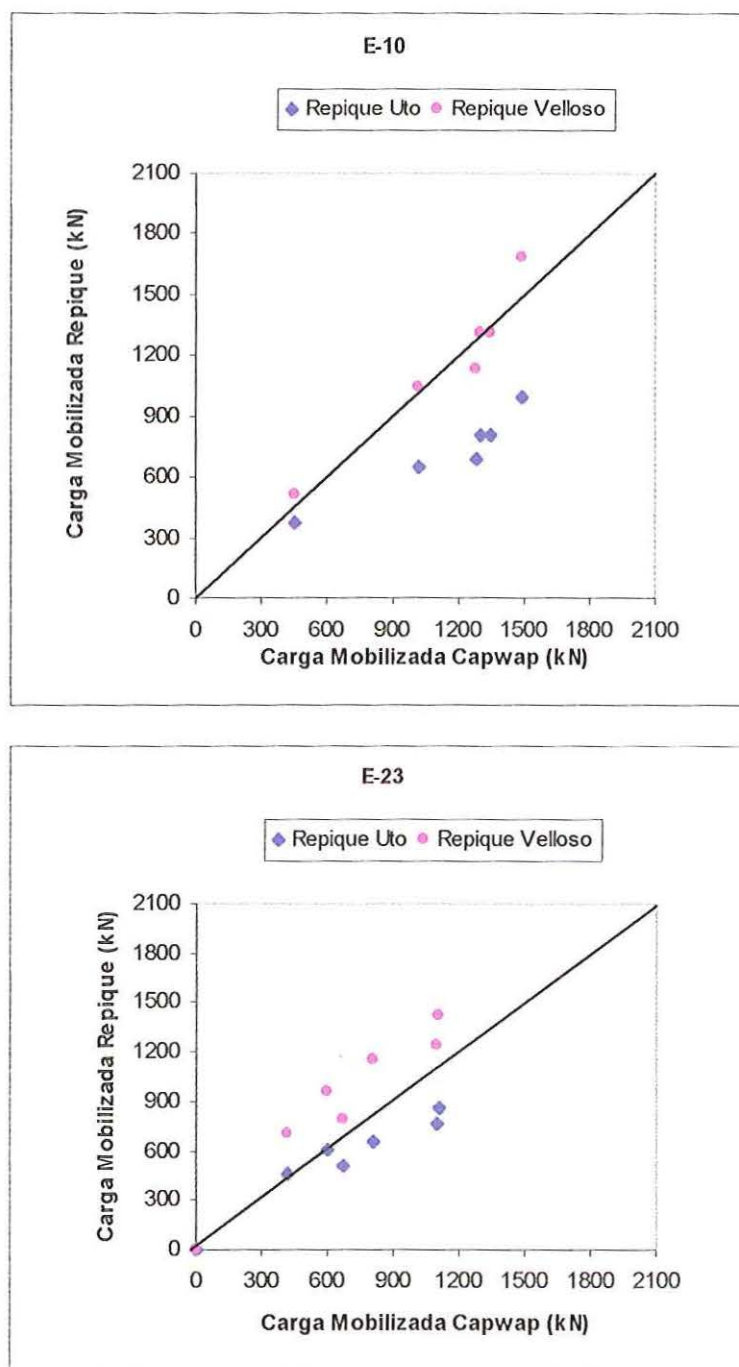


Figura 5.4 - Comparação das cargas mobilizadas pelo repique através dos métodos UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987) com o método CAPWAP.

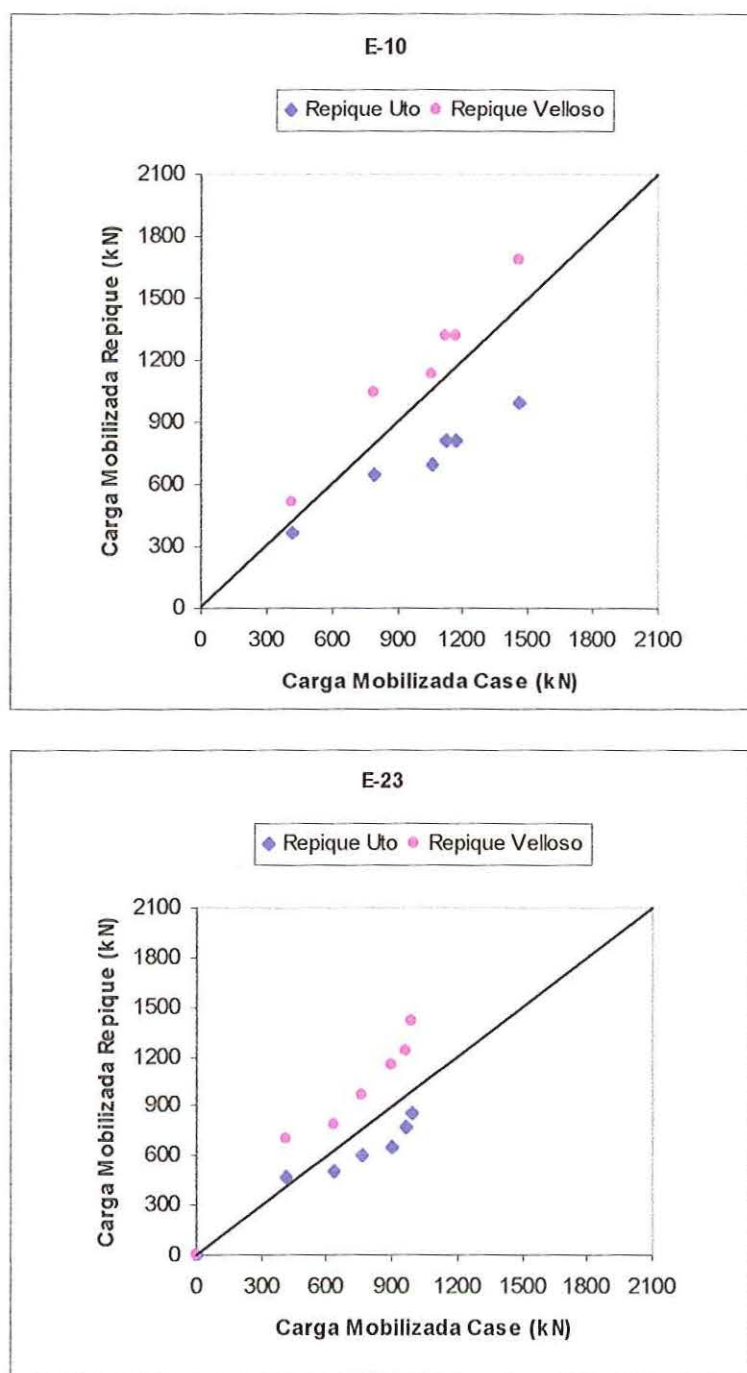


Figura 5.5 - Comparação das cargas mobilizadas pelo repique através dos métodos UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987) com o método CASE.

As Figuras 5.4 e 5.5 mostram a comparação das cargas mobilizadas pelo repique através dos métodos UTO *et al.* (1985) e VELLOSO (1987) com os métodos CASE e CAPWAP.

Demonstra-se assim, que o uso do repique no controle de cravação, analisado pela proposta de VELLOSO (1987), é uma ferramenta bastante confiável em comparação aos métodos baseados na equação da onda

5.3.1 – MÉTODO CAPWAP.

A análise do sinal pelo método CAPWAP mostra uma sobreposição quase perfeita da força medida e da força calculada. Isso indica um bom ajuste dos parâmetros do solo para as condições de contorno do problema. As curvas das forças medidas e calculadas são mostradas no Anexo 4.

A análise CAPWAP apresenta uma predominância da carga de atrito lateral, apesar de possuir uma parcela significativa de carga de ponta.

A carga de atrito lateral tem uma contribuição praticamente nula até ao 12 m de profundidade. A partir dos 12 m de profundidade o solo passa a apresentar uma resistência lateral altíssima, até 22m. Desta profundidade em diante a resistência de atrito lateral é bastante significativa mas de menor intensidade do que na profundidade intermediária da estaca.

A resistência lateral, apesar da dispersão de alguns pontos, mostra-se crescente com o crescimento do nível de energia aplicado. Esta dispersão e a falta de continuidade das curvas de resistência com a profundidade necessitam ser melhor estudadas, podendo ser talvez causada por:

Uma incompatibilidade do modelo CAPWAP, que interpreta a carga mobilizada para um nível de energia como sendo a carga última do sistema, o que não ocorre;

pelas tensões residuais do solo, que passam a se dissipar para os golpes de maior energia;

A resistência de ponta se mostra também crescente com crescimento da energia aplicada. No caso particular da estaca E-23, a dispersão ocorrida para o caso da resistência lateral tornou a se repetir.

A comparação das resistências medidas pelo CAPWAP com os métodos de previsão, em relação à profundidade, é apresentada na Figura 5.6.

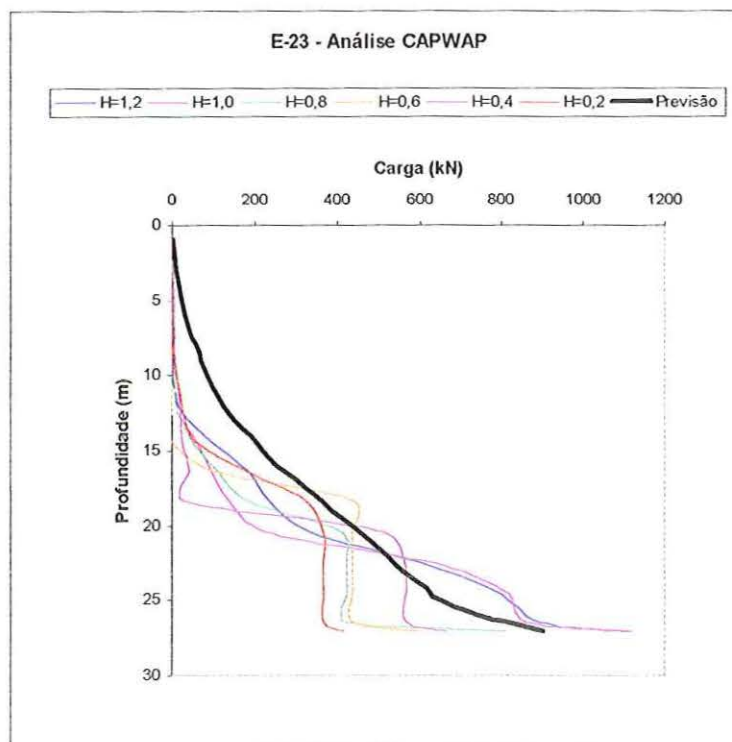


Figura 5.6 – Comparação entre a resistência medida pelo CAPWAP com resistência prevista, em relação à profundidade.

Como pode ser observado, os resultados dos métodos de previsão não foram compatíveis com os resultados da análise CAPWAP baseada na equação da onda.

5.3.2 – COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS.

Apesar das estimativas da carga mobilizada terem sido razoáveis, a comparação do C3 de ponta do PDA com o C3 estimado para o repique, não é nada boa. Uma explicação mais plausível é necessária, mas uma hipótese preliminar para justificativa deste fato é que o C3 utilizado nas fórmulas dinâmicas considera todas as parcelas de ponta e atrito, enquanto a calculada pelo PDA, escolhida para esta análise, apenas considera a parcela de ponta da estaca. A Figura 5.7 mostra os resultados da comparação entre os valores de C3 obtidos pelo PDA e pelo programa Rebound.

No Capítulo 2 foi comentado a falta na literatura da apresentação de resultados dos parâmetros obtidos na análise CAPWAP utilizando energia crescente.

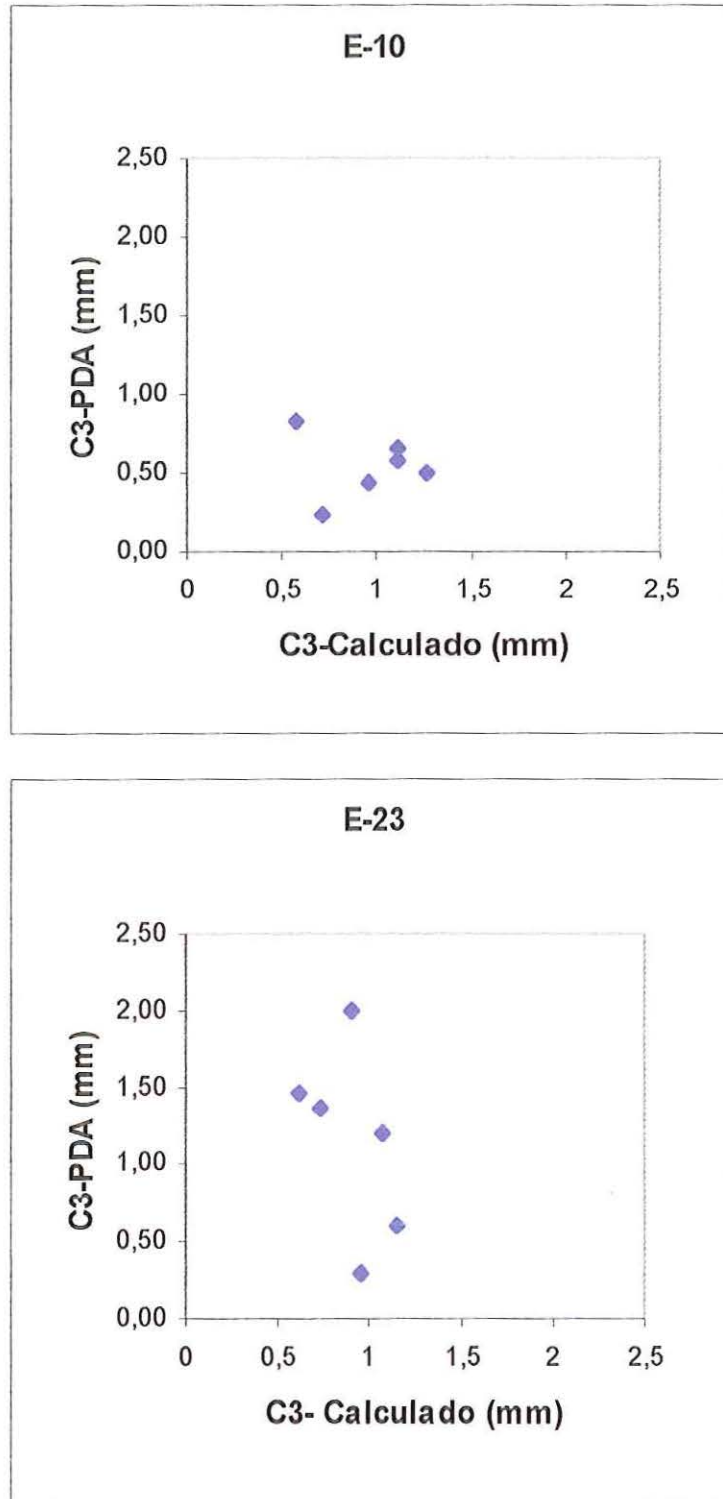


Figura 5.7 - Comparação do repique de ponta obtido com o PDA e o determinado com o programa Rebound

5.4 – ANÁLISE DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática confirma a tendência dos demais ensaios, mostrando que o estaqueamento provavelmente está limitado pela resistência estrutural última do trilho. Como a ponta da estaca está apoiada em solo muito resistente, a aplicação da carga solicitou a estaca em regime elástico. A Figura 5.8 apresenta a comparação entre a prova de carga dinâmica e o encurtamento elástica da estaca.

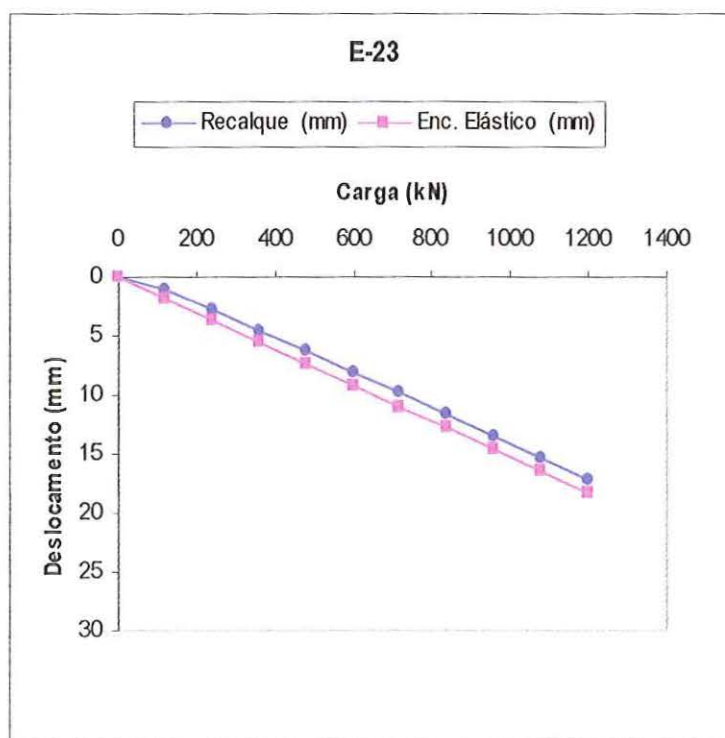


Figura 5.8 – Comparação entre a prova de carga estática e o encurtamento elástico da estaca.

A comparação entre a prova de carga estática e a dinâmica é melhor visualizada na Figura 5.9. Todas as análises do ensaio dinâmico apresentam resultados satisfatórios em relação ao estático. Vale comentar que a situação em estudo é uma das mais favoráveis possíveis, servindo para uma excelente comparação inicial. Pode-se observar ainda na Figura 5.9 que o ensaio dinâmico

utilizando medida de repique, e analisado pela proposta de VELLOSO (1987) possui a forma da curva mais semelhante ao da prova de carga estática.

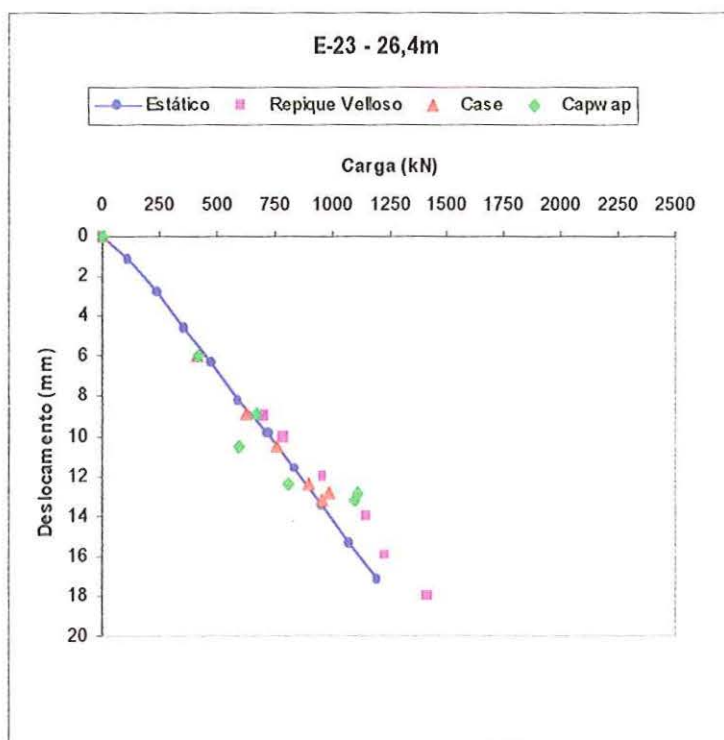


Figura 5.9 – Comparação entre prova de carga estática e dinâmica.

Os métodos de previsão da capacidade de carga da prática brasileira usados neste trabalho não apresentaram resultados satisfatórios em relação aos ensaios realizados.

5.5 – COMPARAÇÃO DOS REPIQUES NA CRAVAÇÃO E NA RECRAVAÇÃO DAS ESTACAS.

Os repiques foram medidos durante as duas fases de ensaio: na cravação das estacas e recravação das estacas. A Figura 5.10 apresenta as curvas carga mobilizada - deslocamento para as duas fases de repiques medidos.

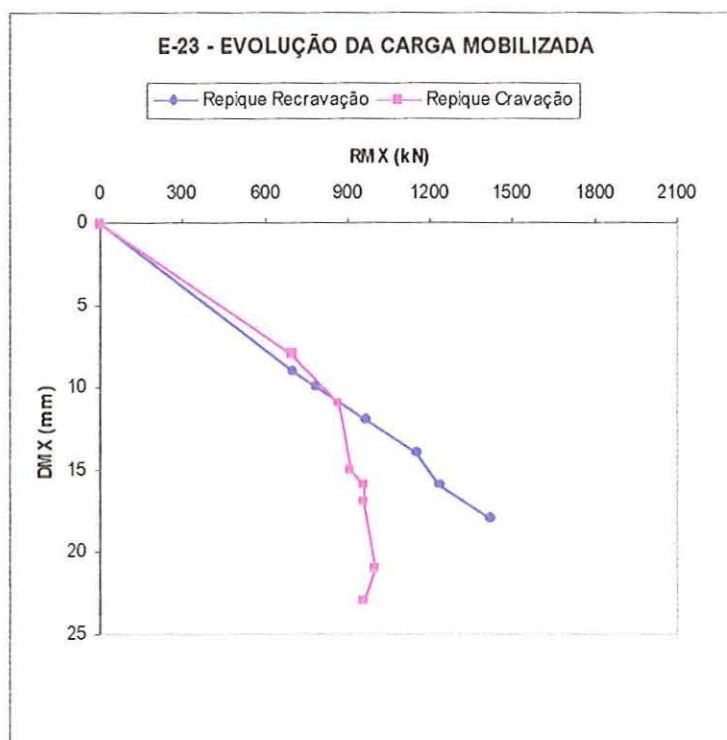
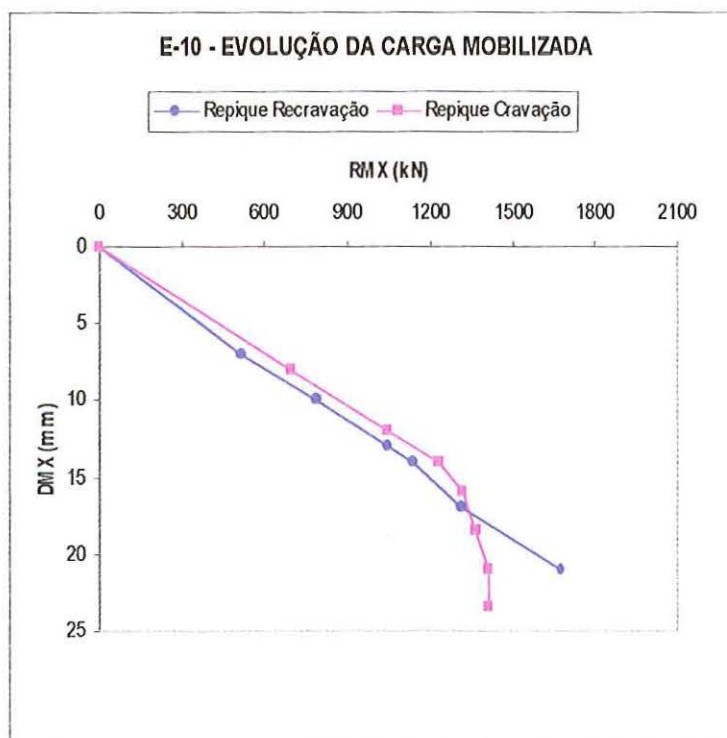


Figura 5.10 - Curvas carga mobilizada - deslocamento para cravação e recavação.

As curvas carga mobilizada – deslocamento mostram a existência de uma melhora considerável na resistência do solo, com o tempo. Este efeito é denominado *set up* ou recuperação.

Pela análise da carga última das estacas denominadas E-10 e E-23 encontrou-se um *set up* entre 30 e 100%.

CAPÍTULO 6: CONCLUSÕES.

Esta dissertação contribui com a engenharia de fundações, validando o ensaio dinâmico com o uso de níveis de energia crescente, rotina esta idealizado por um brasileiro, é bastante utilizada no estado de São Paulo. Este procedimento é muito pouco discutido no exterior e até mesmo no Brasil; portanto este trabalho vem a ser mais uma ferramenta de análise, divulgação e difusão do método.

O ensaio dinâmico com medida de repique tem fácil execução e possui custo muito baixo para sua utilização, pois não precisa de nenhum equipamento específico.

Na análise do ensaio dinâmico com repique, a maior dificuldade encontrada é a determinação do valor C3. Mas o método de estimativa de C3 e C2 desenvolvido por AOKI (1986), utilizado neste trabalho, levou a excelentes resultados das cargas mobilizadas e de carga última.

O repique mostrou ser uma boa ferramenta de controle para o estaqueamento, desde que analisada pela proposta de VELLOSO (1987).

As cargas mobilizadas e de ruptura determinadas pela proposta de VELLOSO (1987) com o uso do repique apresentaram uma aproximação satisfatória em relação às determinadas pelos ensaios dinâmicos com PDA, analisados pelo método CASE e CAPWAP. A comparação com a prova de carga estática mostra resultados bem favoráveis ao uso desta metodologia.

A proposta de UTO *et al.* (1985) não apresentou uma boa concordância com ensaio dinâmico utilizando o PDA e com a prova de carga estática.

Os repiques se mostram bastante influenciados pelo nível de energia aplicada. Aumentam com a o crescimento da energia aplicada, até atingir um limite máximo, em torno do qual se estabilizam, mesmo que a energia continue a aumentar.

As negas tendem a um valor próximo de zero para os níveis de energia mais baixos e com o aumento da energia aplicada passam a aumentar cada vez mais.

A adoção de C3 igual a um valor constante não conduz a um bom resultado.

O ensaio dinâmico com uso do PDA, necessita de ajuste nos seus modelos e procedimento de ensaio.

A análise CAPWAP é uma análise de longa duração que necessita de muita concentração e paciência do analista; provavelmente este seja o primeiro trabalho a divulgar a análise CAPWAP para cada nível de energia aplicado. Deste modo, é necessária a realização de novos trabalhos utilizando energia crescente em diferentes tipos de solo e de estacas para uma melhor avaliação dos parâmetros encontrados.

Um estudo mais aprofundado dos parâmetros obtidos pela análise CAPWAP com o uso de energia crescente dará uma confiança maior ao modelo utilizado.

É indispensável a construção da curva carga-deslocamento para a determinação da carga de ruptura. A não utilização da curva carga-deslocamento conduziria a uma análise discrepante.

Os métodos de previsão de capacidade de carga de AOKI-VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978) apresentaram o valor de carga de ruptura inferior a pelo menos 20% aos obtidos pelos ensaios dinâmicos ao final da cravação.

O efeito do tempo na recuperação da resistência di solo foi verificado com o repique, na cravação e recravação, encontrando-se um aumento de 30 e 100% da resistência inicial.

As estacas metálicas são bons elementos estruturais de fundação quando solicitado por carga axial de compressão.

CAPÍTULO 7: SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.

Correlacionar resultados de prova de carga estática com resultados de ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente em outros tipos de estacas, monitorando também a resistência desenvolvida ao longo da estaca durante a realização do ensaio estático. É indispensável a realização da análise CAPWAP para cada nível de energia aplicado.

Verificar o efeito da energia aplicada nos parâmetros obtidos pela análise CAPWAP.

Desenvolver método de medida ou modelo de estimativa de C3 levando em consideração o nível de energia aplicado. Hoje em dia os valores de C3 são obtidos de forma indireta.

Reexaminar o modelo de SMITH e CASE sob o enfoque de energia variável e considerando a forma da curva resistência - deslocamento.

CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFIA.

ABNT/MB 3472 (1991). Estacas - Prova de Carga Estática.

ABNT/NBR 6122 (1996). Projeto e Execução de Fundações.

ABNT/NBR 8800 (1986). Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (método dos estados limites).

ABNT/NBR 13208 (1991). Estacas - Ensaio de Carregamento Dinâmico.

ASTM A 370 (1996). Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products.

ASTM A 759 (1985). Standard Specification for Carbon Steel Crane Rails.

ALMEIDA, H.R. (1985). Monitoração de estacas e o problema de tensões na cravação. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

ALONSO , U.R.(1983). Exercício de Fundações. Editora Edgard Blücher LTDA. São Paulo, p.202.

ALONSO , U.R.(1988). Dimensionamento de Fundações Profundas. Editora Edgard Blücher LTDA. São Paulo, p.169.

ALONSO , U.R.(1991). Previsão e controle das fundações. Editora Edgard Blücher LTDA. São Paulo, p.142.

ALONSO , U.R.(1996). Estacas Pré-moldadas. In: Fundações Teoria e Prática. Ed. Pini. Cap.9, seção 9.2, p.373-399.

- ALVIM, F.M; CAMPOS, G.C; VALVERDE, S. (1991). Testes de integridade de estacas. In: II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.1, p. 01-08.
- AOKI, N. (1983). *Controle "in situ" da capacidade de carga*. Publicação da ABMS/NRSP, ABEF E IE/SP, p.48. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS, ABMS-ONRSP, p.13-24.
- AOKI, N. (1986). *Controle "in situ" da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação*. Publicação da ABMS/NRSP, ABEF E IE/SP, p.48.
- AOKI, N. (1989). *A new dynamic load test concept*. In: XII INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, TC Pile Driving, Rio de Janeiro. Proceedings for the Discussion Session 14, v.1, p.1-4.
- AOKI, N. (1991). Carga Admissível de Estacas Através de Ensaio Dinâmico. In: II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.2, p.269-292.
- AOKI, N. (1997). *Determinação da Capacidade de Carga Última de Estaca Cravada em Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente*. São Carlos. 111p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo.
- AOKI, N. (1998). Comunicação pessoal.
- AOKI, N.; ALONSO, U.R.(1986). Provas de Carga em Estacas Pré-fabricadas de Concreto Centrifugado. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre. Anais, ABMS, v.6, p. 287-295.
- AOKI, N.; ALONSO, U.R.(1989). "Correlation Between Different Evaluation Procedures of Static and Dynamic Load Test and Rebound". In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND

- FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, Static and dynamic testing of piles Session 15, v.2, p. 1115-1116.
- AOKI, N.; ALONSO, U.R. (1990). "Avaliação da Segurança em Obras de Estacas Cravadas". In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA e XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, p. 321-324.
- AOKI, N.; ALONSO, U.R. (1992). Previsão e comprovação da carga admissível de estacas. PUBLICAÇÃO DA ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS, p.41.
- AOKI, N.; ALONSO, U.R.; TRINDADE, O.A. (1990). "Aplicação do Registrador de Deslocamento Dinâmico (RDD) na Avaliação da Carga Mobilizada em Estacas Cravadas". In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO 90, Rio de Janeiro. p. 45-51.
- AOKI, N.; LOPES, F.R. (1975). Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. In: V CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Buenos Aires, v.1, p. 377-386.
- AOKI, N.; MELLO, V.F.B. (1992). Dynamic loading test curves". In: 4º INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Rotterdam, p. 525-530.
- AOKI, N.; VELLOSO, D.A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In. V CONGRESSO PANAMERICANO DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Buenos Aires, v.1, p. 367-376.
- AUTHIER, J.; FELLENIUS, B.H. (1980). Quakes values determined from dynamic measurements. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Stockholm, p.197-215.
- AUTHIER, J.; FELLENIUS, B.H. (1980). Dynamic measurements as an inspection tool for discovering damage to spliced and unspliced precast concrete piles – two cases. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Stockholm, p. 121-127.

- AZEVEDO Jr, N.; NIYAMA, S. (1990). "Determinação do módulo de elasticidade de estacas de concreto". In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA e IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, V.2, p.519-522.
- AZEVEDO Jr, N.; NIYAMA, S.; VALVERDE, S.; MÜLER, M.; YASSUDA, A. J. (1985). Provas de carga estática e dinâmicas em estacas metálicas cravadas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.2, p. 173-183.
- BEIM, J.W; AOKI, N.;(1996). Dynamic load test method with variable energy. 5º INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. Orlando, p.274-281.
- BERNARDES, G; NORDAL, S. (1991). "Estudo da Capacidade de Carga de Estacas Modelo Através de Ensaio Estáticos e Dinâmicos". In II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.1, p. 17-30..
- BERNARDI, E; CAMPOS, G.C; MACHADO, J.R.A. (1991). "O método CAPWAPC e sua aplicação no caso do campo experimental da EPUSP/ABEF. In: II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.1, p. 31-38
- CARNEIRO, B.I.J. (1994). "Comportamento de Estacas Apiloadas em Solos Colapsíveis". Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia São Carlos. EESC - USP, 139p.
- CARNEIRO, B.I.J.; CINTRA, J.C.A. (1994). "Ampliação do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Brasília, V.3, p.1505-1510.
- CHAPMAN, G.A.; WAGSTAFF, J.P.(1992). Dynamic loading test curves". In: 4º INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Rotterdam, p. 525-530.
- CHELLIS, R.D. (1951). *Pile Foundations*. McGraw-Hill Book Company, Inc.
- CINTRA, J.C.A. (1997) Capacidade de carga de estaca. Publicação da Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo, p.15.

- CINTRA, J.C.A. (1998). Fundações em solos colapsíveis. São Carlos, Serviço Gráfico da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo.
- CINTRA, J.C.A.; CARVALHO, D.; GIACHETTI, H.L.; BORTOLUCCI, A.A.; ALBIEIRO, J.H. (1991) "Campo Experimental de Fundações em São Carlos". In: II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.1, p.96-105.
- CORTÉ, J.F; BUSTAMANTE, M.(1984). "Experimental evaluation of the determination of pile bearing capacity from dynamic tests". In: 2º INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. Stockholm, p.16-24..
- DANZIGER, B. R. (1991). *Análise dinâmica da cravação de estacas*. Rio de Janeiro. 555p. Tese (Doutorado) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- DAVISSON, M. T. (1972). High capacity ppiles. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foudations Construction, *American Society of Civil Engineeres, Illinois Section, Chicago*, march 22, p. 81-112.
- DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R. (1978). "Capacidade de carga a partir de valores SPT". VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Rio de Janeiro, v.1, p.45-54.
- FANG, H. Y. (1990). *Foundation Engineering Handbook*. Chaplman & Hall.
- FELLENIUS, B.T. (1980) The analysis of results from routine pile load tests. *Ground Engineering*, p. 19-31, september.
- GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F; LINKINS JR.,G.E. (1980). The analysis of pile driving. A state of the art. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Stockholm. Proceeding, p.131-162.
- GODOY, N. S.(1983) Interpretação de prova de carga em estaca. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉMOLDADAS, ABMS-ONRSP, p.25-60.
- GOLEMBEK, M.; FLECHTMAN, J. S. (1982) Fundações da ponte sobre Mar Pequeno: negas de recuperação. *Solos e Rochas*, v.5, n.1, abril.

- GOMES, R. C.; LOPES, F.R. (1986). Uma avaliação de métodos de controle da cravação de estacas. VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Porto Alegre, v.1, p.23-34
- GONÇALVES, C.; ANDREO, C.S.; BERNADES, G.P. (1996). Ensaio de carregamento dinâmico. Publicação das Estacas Benaton.
- GONÇALVES, C.; ANDREO, C.S.; BERNADES, G.P.; FORTUNATO, S.G.S. (1996). Estimativa da Carga de Ruptura de uma Estaca, através da Execução de Prova de Carga Dinâmica com Auxílio do PDA - 'Pile Driving Analyser. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.2, p. 63-72.
- HUSSEIN, M.; RAUSCHE, F.; LIKINS (1992). Dynamics of pile driving as a function of ram drop height. 4th INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Rotterdam, p. 421-424.
- LAMBE, T. W. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, v.23, n.2, p.149-202.
- LODI, P.C.; VILAR, O.M.; MACHADO, S.L. (1998). Aplicação do modelo Cam-clay Modificado a um solo arenoso. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Brasília, V.1, p.131-138.
- MACHADO, J.R.A. (1995). *Avaliação da capacidade de carga, com base no repique elástico medido no final da cravação*. São Paulo, 265p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- MACHADO, J.R.A; DIONISI, A. (1991). Repicometro: um sistema para medição do repique elástico de estacas. II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.1, p. 227-234.
- MACHADO, S.L. (1998). *Aplicações de elastoplasticidade a solos não saturados*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia São Carlos. EESC - USP.
- MASSAD, F.(1994) Considerações sobre a forma da curva carga-recalque de estacas solicitadas axialmente. Publicação da Escola de Engenharia São Carlos. EESC - USP, p.35.

- MATSUO, M; SUGAI, M; NAKOTA,S; KOSETI, T. (1989). A Method of Evaluation of the Bearing Capacity of Steel Pipe Pile by Dynamic Displacement Wave of Piles Tops. In: XII ICSMFE, *Drivability of Piles*, v.1 pp13-16.
- MILITITSKY, J. (1986). Relato do Estado Atual de Conhecimento: Fundações. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES. Porto Alegre, v.7, p.191-260.
- NIYAMA, S. (1983). *Medições dinâmicas na cravação de estacas*. São Paulo. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- NIYAMA, S. (1985). Provas de carga dinâmicas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.2, p. 103-136.
- NIYAMA, S. (1991). Provas de Carga Dinâmica em Estacas. In: II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.2, p.229-267.
- NIYAMA, S. (1991b) O efeito do embuchamento na distribuição de resistências em estacas cravadas de ponta aberta. In: II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, v.1, p. 294-303.
- NIYAMA, S.; AOKI, N. (1991). Correlação Entre Provas de Carga Dinâmica e Estática no Campo Experimental da EPUSP/ABEF. In: II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo. Anais, v.1, p.285-293.
- NIYAMA, S.; AOKI, N; CHAMECKI, P.R. (1996). Verificação de Desempenho. In: *Fundações Teoria e Prática*. Ed. Pini. Cap. 20, p.723-751.
- NIYAMA, S.; AZEVEDO JR., N.; POLLA, C.M.; DECHICHI, M.A. (1989). Load transfer in dynamically an statically tested pile. In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, Static and dynamic testing of piles Session 15, v.2, p. 1167-1170.
- NIYAMA, S.; BON JR., W.; MARTINS, J.A.A.; *et al.* (1982). Instrumentação e monitoração do teste de cravação de uma estaca num solo calcário na bacia de Curimã, Ceará. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES. Olinda/Recife, v.3, p.151-167.

- NIYAMA, S.; MARTINS, J.A.; MEDEIROS Jr, C; LIKINS Jr, G.E.(1984). "Dynamic pile instrumentation in a calcareous sand close to PCR-2 platform, Brazil". 2^o INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. Stockholm, p.306-312.
- NIYAMA, S.; ROCHA, J.L.R.; MARTINS, J.A.A.; *et al.* (1982). Técnicas de monitoração e de análise da cravação dinâmica de estacas. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES. Olinda/Recife, v.3, p.187-200.
- RAUSCHE, F; GOBLE, G.G. (1972). Performance of pile driving hammers. *Construction Division*, v.98, n.CO2, p. 201-218. Sept.
- RAUSCHE, F; GOBLE, G.G. (1985). Dynamic Determination of Pile Capacity. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v.111, n.3, p.367-383.
- RAUSCHE, F; MOSES, F.; GOBLE, G.G. (1972). Soil resistance predictions from pile dynamics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v.98, n.SM9, p.917-937. Sept.1
- RAUSCHE, F; SEIDEL J.(1984). Design and performance of dynamic tests of large diameter drilled shafts. In: 2^o INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. Stockholm, p.9-16.
- SCAC Fundações e Estruturas Ltda. (1991). *Procedimentos para garantir a carga admissível de cada estaca scac instalada em uma obra*. São Paulo.
- SHIOI, Y.; YOSHIDA, O.; META, T.; HOMMA, M. (1992). Estimation of bearing capacity of steel pipe pile by static loading test and stress-wave theory (Trans-Tokyo Bay Highway. In: 4^o INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Rotterdam, p. 325-330.
- SITTER, W.R. (1984). Measurements of local friction during driving. In: 2^o INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. Stockholm, p.25-32.
- SMITH, E. A. L. (1960). Pile-driving analysis by the wave equation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. SM4, p.35-61. April.

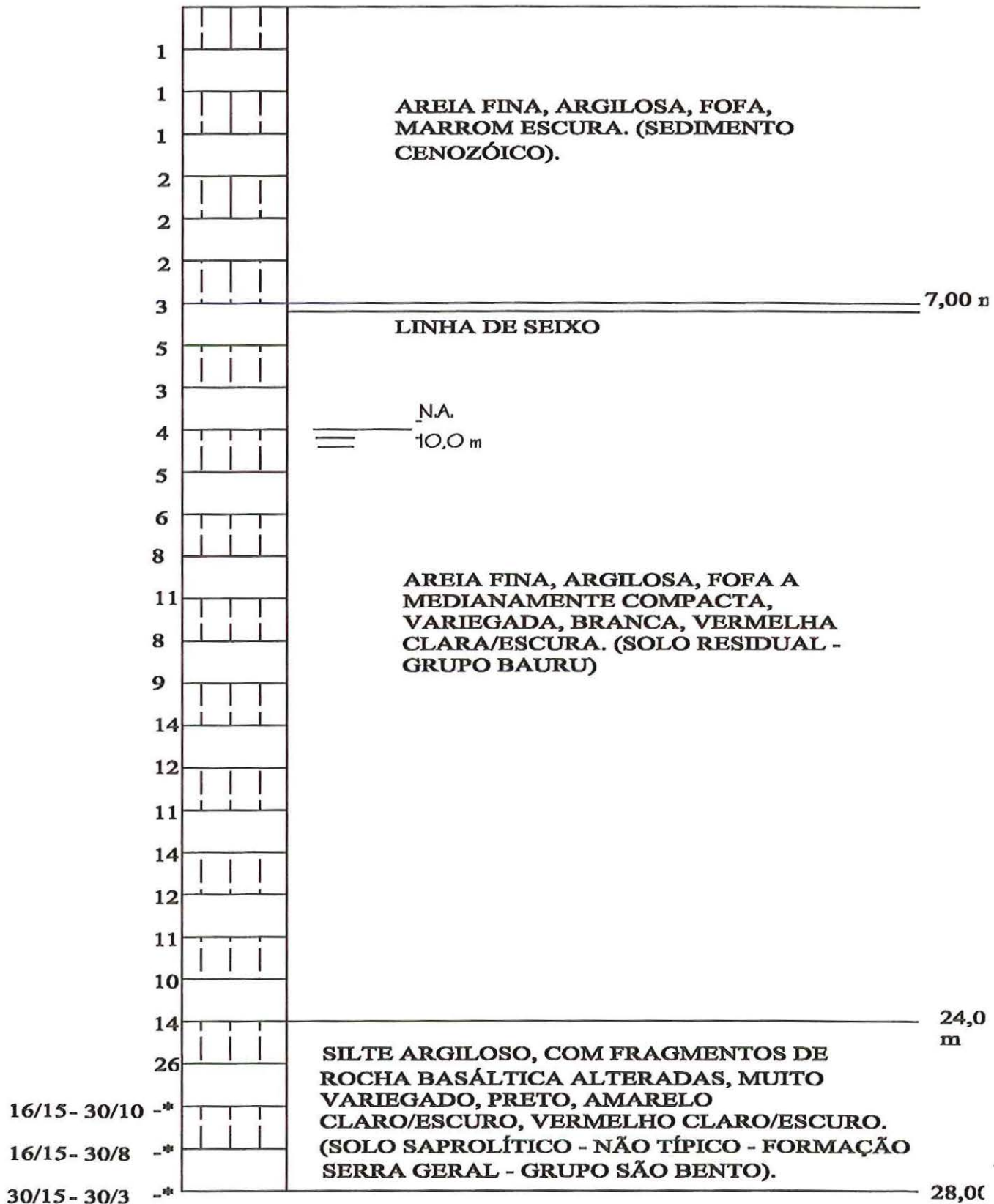
- SOARES, M.M; MATOS, S.F.D; MELLO, J.R.C.(1984). Pile driveability studies, pile driving measurements, In: 2º INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES. Stockholm, p.65-71.
- SOUZA FILHO, J.M; ABREU, P.S.B. (1978). Procedimentos para controle de cravação de estacas pré-moldadas de concreto. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA e XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Rio de Janeiro. p. 309-319.
- SPIEGEL, M.R. (1969). Estatística. Rio de Janeiro. Ao Livro Técnico S.A.
- TERZAGHI, K. (1943). The soil mechanics . John Wiley and Sons, Inc., New York, p.137-143.
- THOMPSON, C.D.; DEVATA, M. (1980). Evaluation of ultimate bearing capacity of different piles by wave equation analysis. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Stockholm, p. 163-195.
- UTO, K.; FUYUFI, M.; NINOMIYA, K.; OMORI, H. (1992). New development of pile driving management sytem. In: 4º INTERNACIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, Rotterdam, p. 351-356.
- UTO, K; FUYUKI, M; SAKURAI, et al (1985). Dynamic Bearing Capacity, Wave Theory, Pile Driving Control., *Proceedings of the International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles*. San Francisco, v.1, p.201-204.
- UTO, K; FUYUKI, M; SAKURAI, M. (1985). "An Equation for the Dynamic Bearing Capacity of a Pile Based on Wave Theory. "*Proceedings of the International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles*. San Francisco, v.2.
- VAN DER VEEN, C. (1953). "The Bearing Capacity of a Pile". In: 3rd INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich. v.2, p.84-90.
- VARGAS, M. (1990). " Provas de Carga em Estacas - Uma apreciação Histórica ". Solos e Rochas. Vol. 13, Único, p.3.

VELLOSO, D.A. (1991). "Capacidade de carga por meio do SPT". SEFE II, São Paulo, p.293-312.

VELLOSO, P.P.C. (1987). *Fundações - Aspectos geotécnicos*. Publicação do Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ, v.2,p.300C-300H.

ANEXO 1

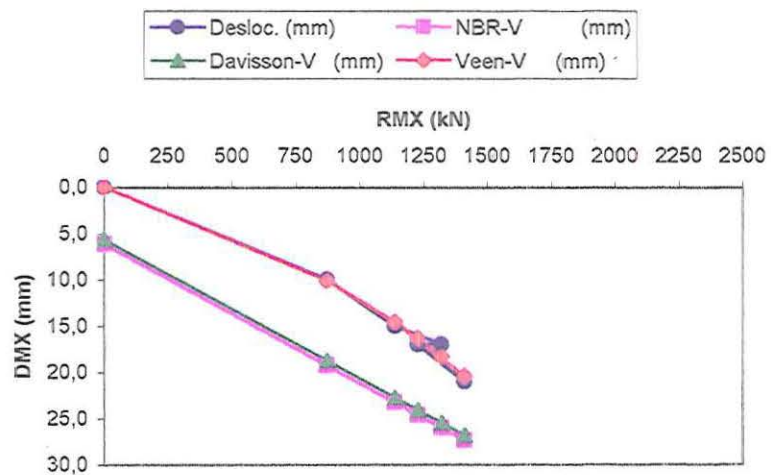
Perfil Típico do Campo Experimental de Fundações (2 campanha)



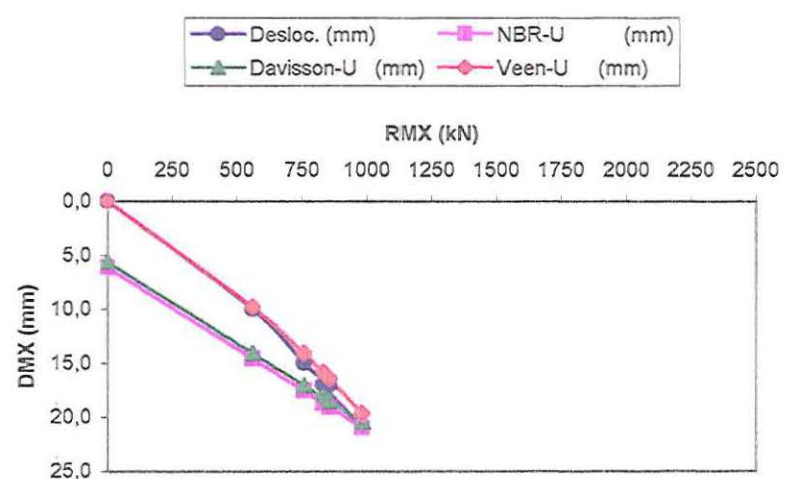
ANEXO 2

| Identificação da estaca | | | E-4 | | 26,5 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 65 | 2257 | 0,0476 | 0,0063 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 10,0 | 0,0 | 10,0 | 0,82 | 9,17 | 873 | 561 | 10,0 | 19,3 | 14,6 | 18,8 | 14,1 | 10,1 | |
| 0,4 | 13,0 | 2,0 | 15,0 | 1,02 | 11,97 | 1139 | 759 | 15,0 | 23,3 | 17,6 | 22,8 | 17,1 | 14,6 | |
| 0,6 | 15,0 | 2,0 | 17,0 | 1,11 | 13,88 | 1321 | 859 | 17,0 | 26,0 | 19,1 | 25,5 | 18,6 | 18,4 | |
| 0,8 | 14,0 | 3,0 | 17,0 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 834 | 17,0 | 24,7 | 18,7 | 24,1 | 18,2 | 16,4 | |
| 1,0 | 16,0 | 5,0 | 21,0 | 1,15 | 14,84 | 1412 | 985 | 21,0 | 27,4 | 21,0 | 26,9 | 20,5 | 20,5 | |

E-4 - 26,5m - VELLOSO

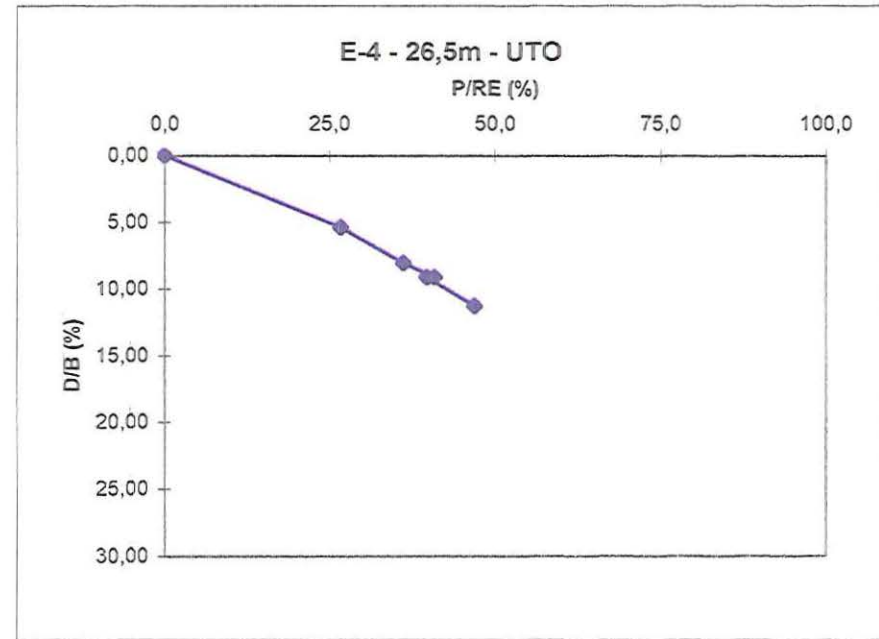
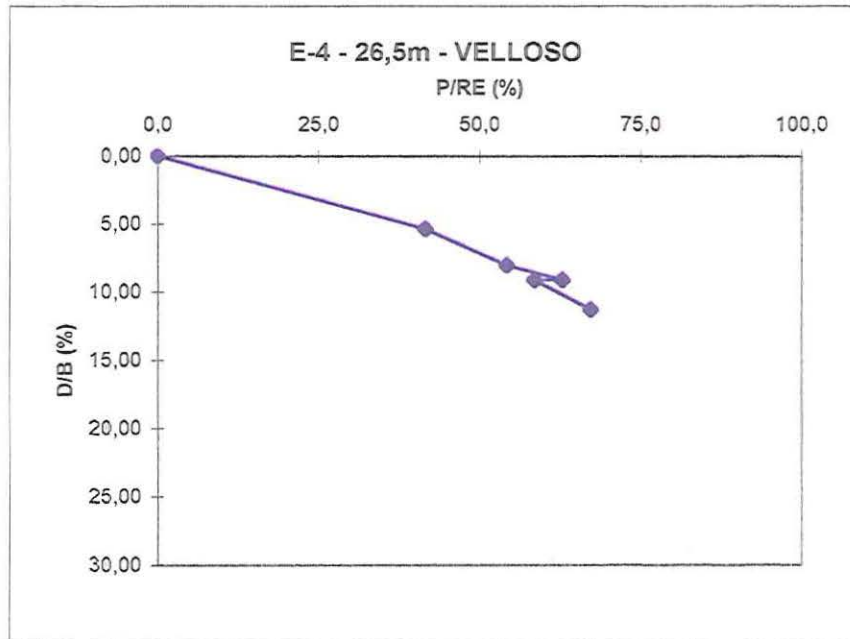


E-4 - 26,5m - UTO



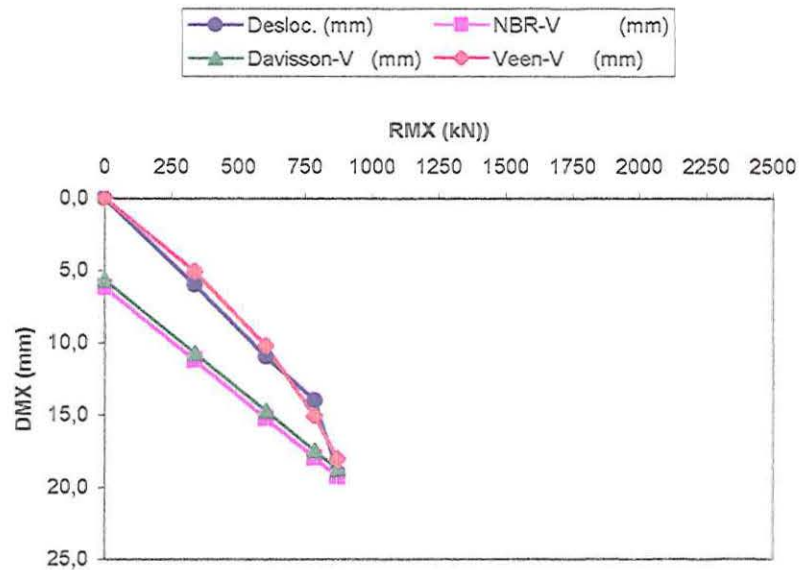
E-4

| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 2334 | 0,0278 | 0,0008 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 9,9 | 41,6 | 26,7 | 5,39 | 0,00 | 5,39 |
| 14,1 | 54,2 | 36,2 | 7,00 | 1,08 | 8,08 |
| 16,5 | 62,9 | 40,9 | 8,08 | 1,08 | 9,15 |
| 15,9 | 58,6 | 39,7 | 7,54 | 1,62 | 9,15 |
| 19,7 | 67,2 | 46,9 | 8,62 | 2,69 | 11,31 |

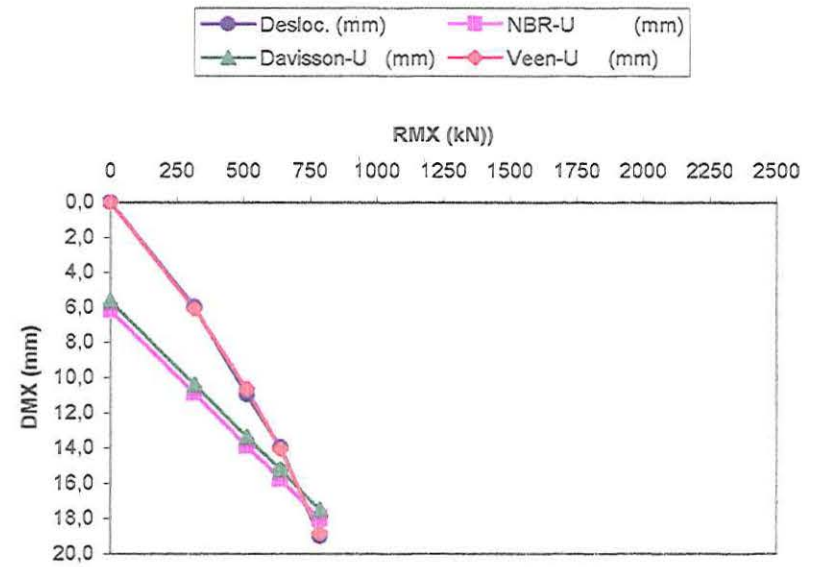


| Identificação da estaca | | | E-5 | | 26,5 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 18 | 1288 | 0,0638 | -0,0216 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 4,0 | 2,0 | 6,0 | 0,45 | 3,54 | 338 | 316 | 6,0 | 11,3 | 10,9 | 10,7 | 10,4 | 5,1 | |
| 0,6 | 7,0 | 4,0 | 11,0 | 0,64 | 6,35 | 605 | 515 | 11,0 | 15,3 | 13,9 | 14,7 | 13,4 | 10,3 | |
| 1,0 | 9,0 | 5,0 | 14,0 | 0,73 | 8,26 | 786 | 640 | 14,0 | 18,0 | 15,8 | 17,5 | 15,3 | 15,1 | |
| 1,2 | 9,0 | 5,0 | 14,0 | 0,73 | 8,26 | 786 | 640 | 14,0 | 18,0 | 15,8 | 17,5 | 15,3 | 15,1 | |
| 1,5 | 10,0 | 9,0 | 19,0 | 0,82 | 9,17 | 873 | 790 | 19,0 | 19,3 | 18,1 | 18,8 | 17,5 | 18,1 | |

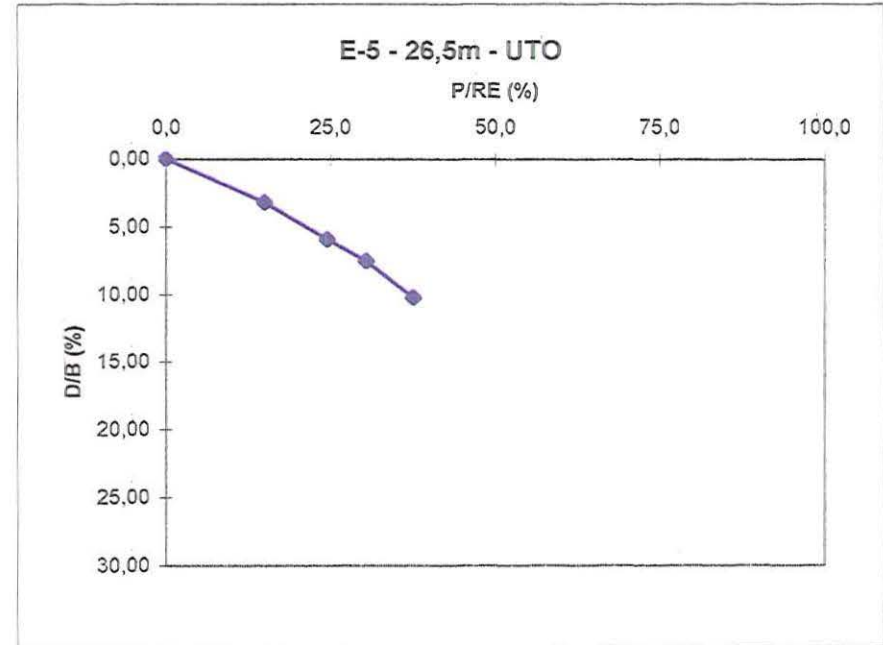
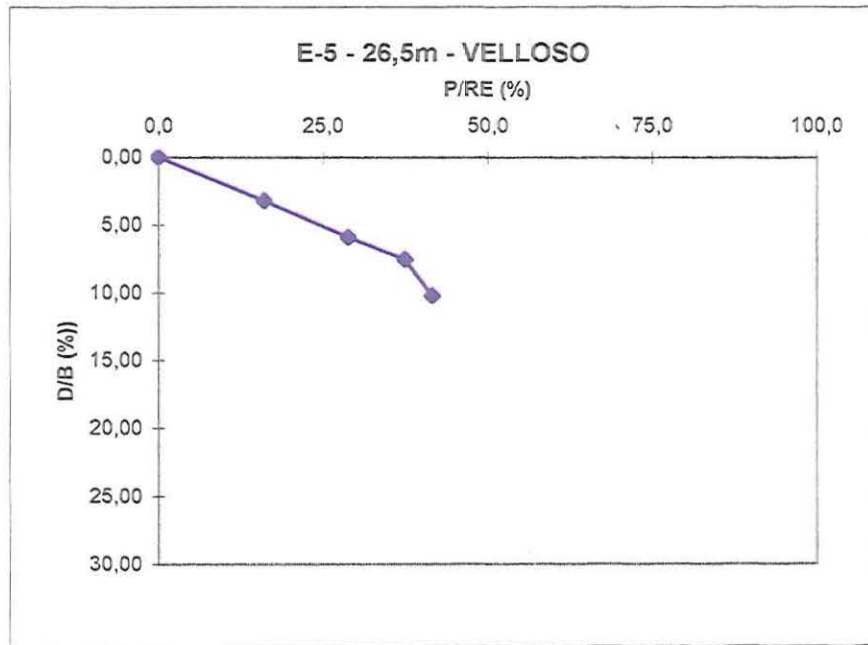
E-5 - 26,5m - VELLOSO



E-5 - 26,5m - UTO

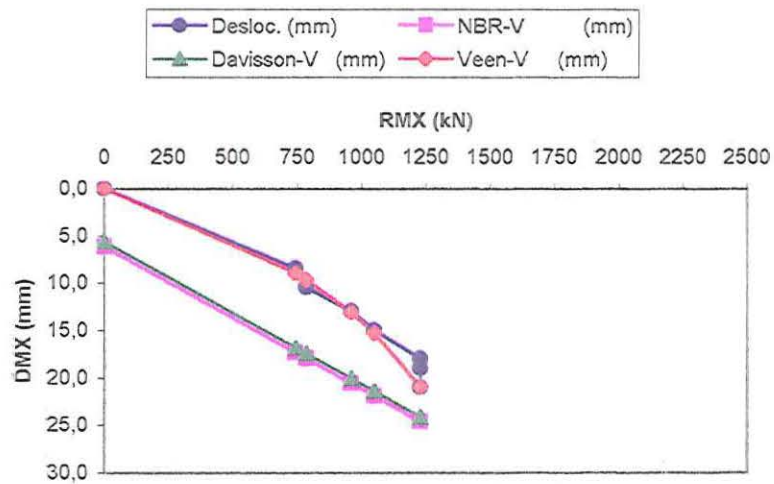


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1504 | 0,0398 | -0,0064 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 6,1 | 16,1 | 15,1 | 2,15 | 1,08 | 3,23 |
| 10,7 | 28,8 | 24,5 | 3,77 | 2,15 | 5,92 |
| 14,1 | 37,4 | 30,5 | 4,85 | 2,69 | 7,54 |
| 14,1 | 37,4 | 30,5 | 4,85 | 2,69 | 7,54 |
| 18,9 | 41,6 | 37,6 | 5,39 | 4,85 | 10,23 |

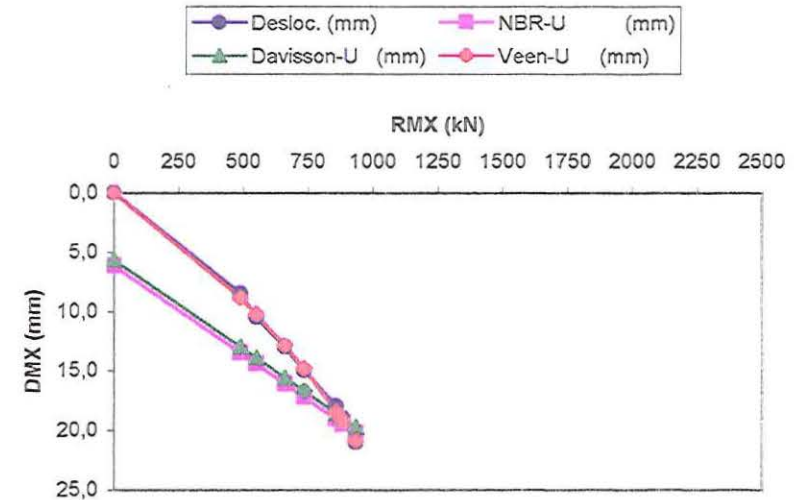


| Identificação da estaca | | E-7 26,5 | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|----------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | | 1600 | 0,0699 | -0,0006 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 8,5 | 0,0 | 8,50 | 0,67 | 7,82 | 745 | 489 | 8,5 | 17,4 | 13,5 | 16,8 | 13,0 | 8,97 | |
| 0,4 | 9,0 | 1,5 | 10,50 | 0,73 | 8,26 | 786 | 551 | 10,5 | 18,0 | 14,5 | 17,5 | 13,9 | 9,68 | |
| 0,6 | 11,0 | 2,0 | 13,00 | 0,90 | 10,09 | 960 | 661 | 13,0 | 20,6 | 16,1 | 20,1 | 15,6 | 13,13 | |
| 0,8 | 12,0 | 3,0 | 15,00 | 0,96 | 11,03 | 1050 | 735 | 15,0 | 22,0 | 17,2 | 21,4 | 16,7 | 15,28 | |
| 1,0 | 14,0 | 4,0 | 18,00 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 860 | 18,0 | 24,7 | 19,1 | 24,1 | 18,6 | 20,94 | |
| 1,2 | 14,0 | 5,0 | 19,00 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 885 | 19,0 | 24,7 | 19,5 | 24,1 | 19,0 | 20,94 | |
| 1,5 | 14,0 | 7,0 | 21,00 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 936 | 21,0 | 24,7 | 20,3 | 24,1 | 19,7 | 20,94 | |

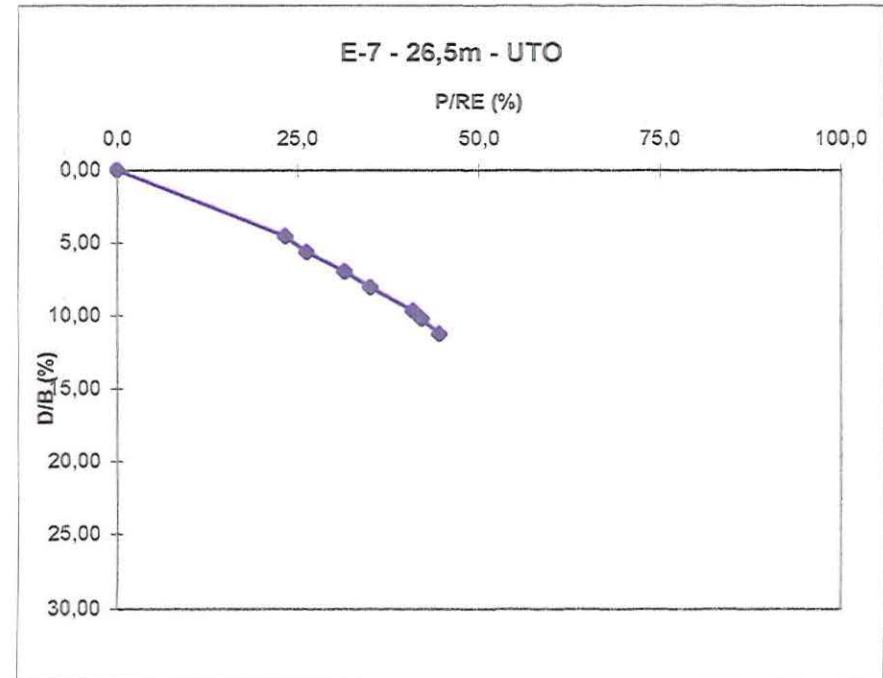
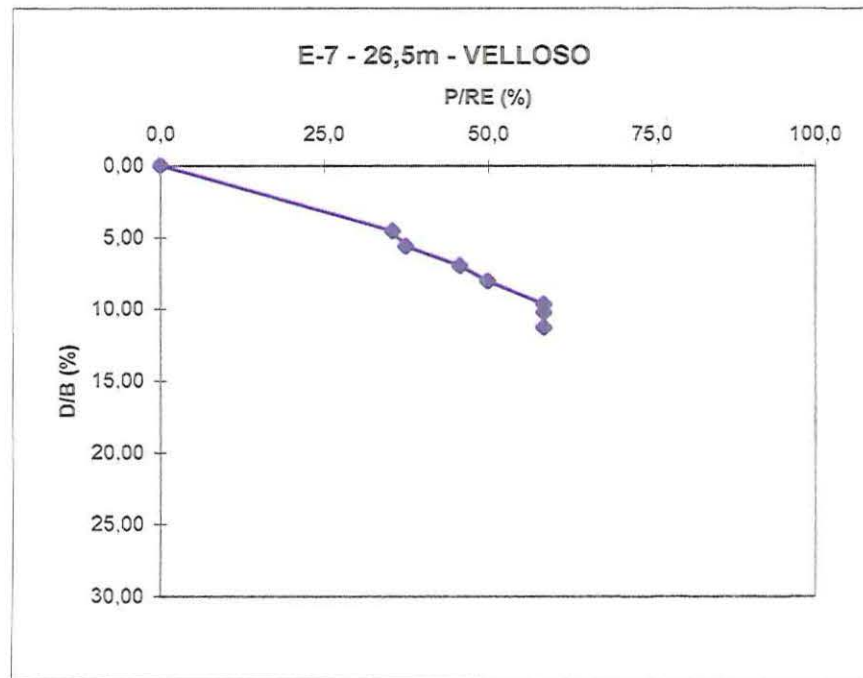
E-7 - 26,5m - VELLOSO



E-7 - 26,5m - UTO

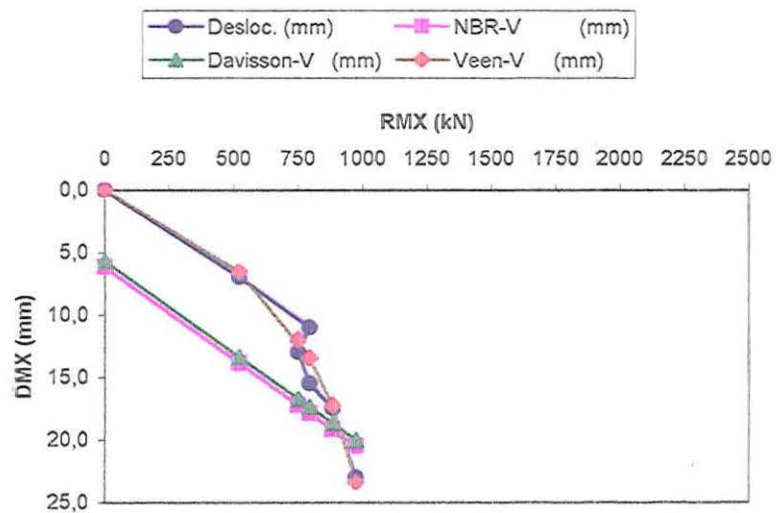


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1734 | 0,037 | 0,0023 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 8,9 | 35,5 | 23,3 | 4,58 | 0,00 | 4,58 |
| 10,3 | 37,4 | 26,2 | 4,85 | 0,81 | 5,65 |
| 12,9 | 45,7 | 31,5 | 5,92 | 1,08 | 7,00 |
| 14,9 | 50,0 | 35,0 | 6,46 | 1,62 | 8,08 |
| 18,4 | 58,6 | 40,9 | 7,54 | 2,15 | 9,69 |
| 19,2 | 58,6 | 42,1 | 7,54 | 2,69 | 10,23 |
| 20,9 | 58,6 | 44,6 | 7,54 | 3,77 | 11,31 |

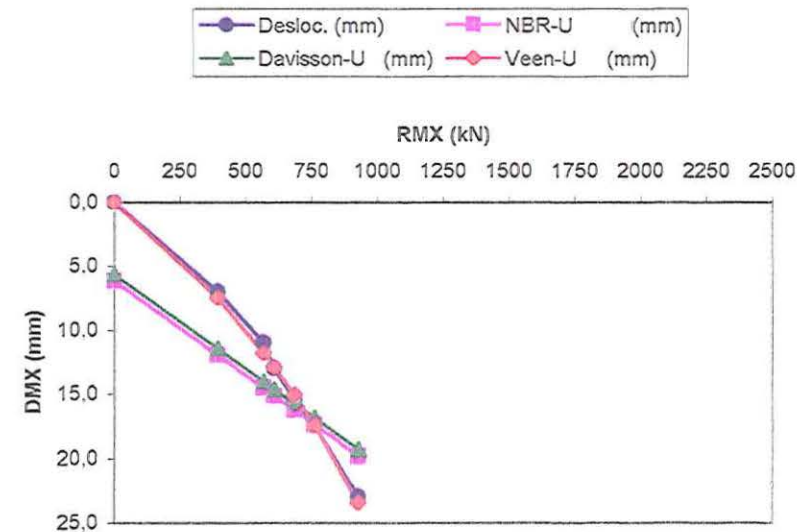


| Identificação da estaca | | | E-8 | | 26 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | | 1090 | 0,0948 | 0,0303 | 2100 | 185,7 | |
| Altura de c | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 6,0 | 1,0 | 7,0 | 0,60 | 5,39 | 523 | 393 | 7,0 | 13,9 | 12,0 | 13,4 | 11,5 | 6,6 | |
| 0,4 | 9,0 | 2,0 | 11,0 | 0,79 | 8,20 | 796 | 570 | 11,0 | 17,9 | 14,6 | 17,4 | 14,1 | 13,5 | |
| 0,6 | 8,5 | 4,5 | 13,0 | 0,74 | 7,75 | 752 | 610 | 13,0 | 17,3 | 15,2 | 16,7 | 14,6 | 12,0 | |
| 0,8 | 9,0 | 6,5 | 15,5 | 0,79 | 8,20 | 796 | 686 | 15,5 | 17,9 | 16,3 | 17,4 | 15,8 | 13,5 | |
| 1,2 | 10,0 | 7,5 | 17,5 | 0,87 | 9,12 | 885 | 762 | 17,5 | 19,2 | 17,4 | 18,7 | 16,9 | 17,3 | |
| 1,5 | 11,0 | 12,0 | 23,0 | 0,94 | 10,05 | 975 | 929 | 23,0 | 20,6 | 19,9 | 20,0 | 19,3 | 23,4 | |

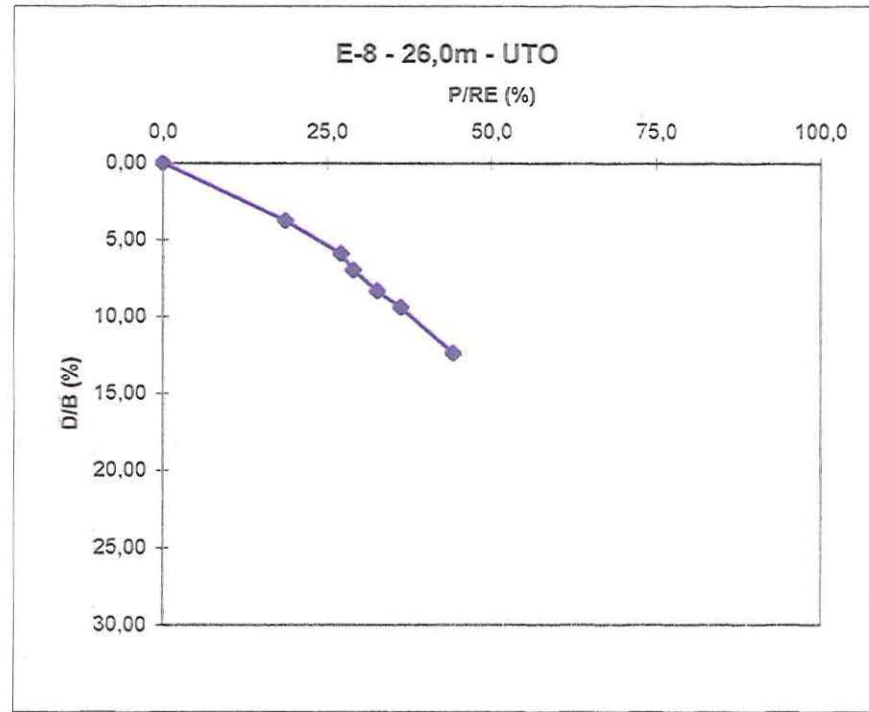
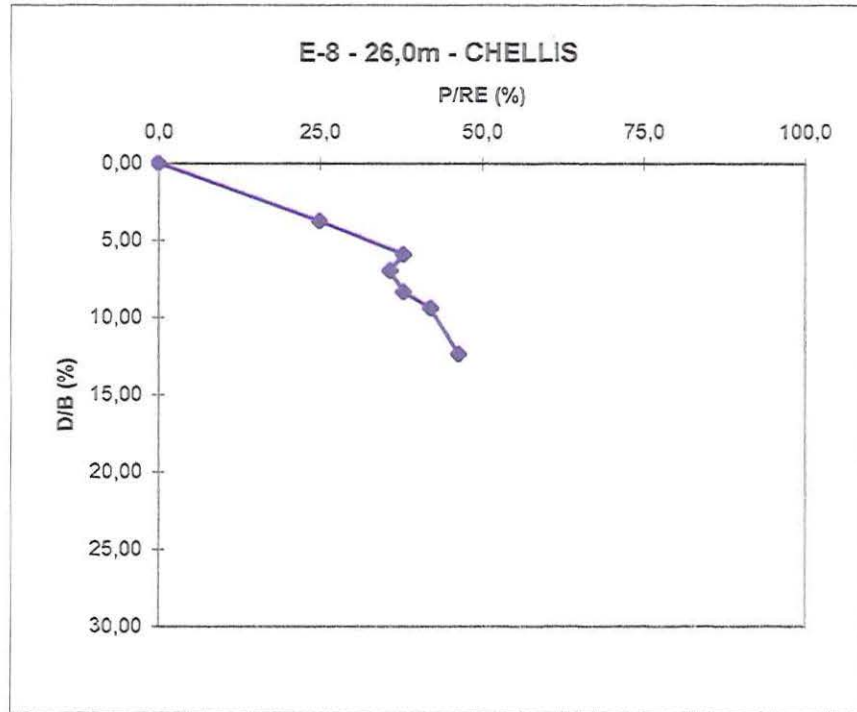
E-8 - 26,0m - VELLOSO



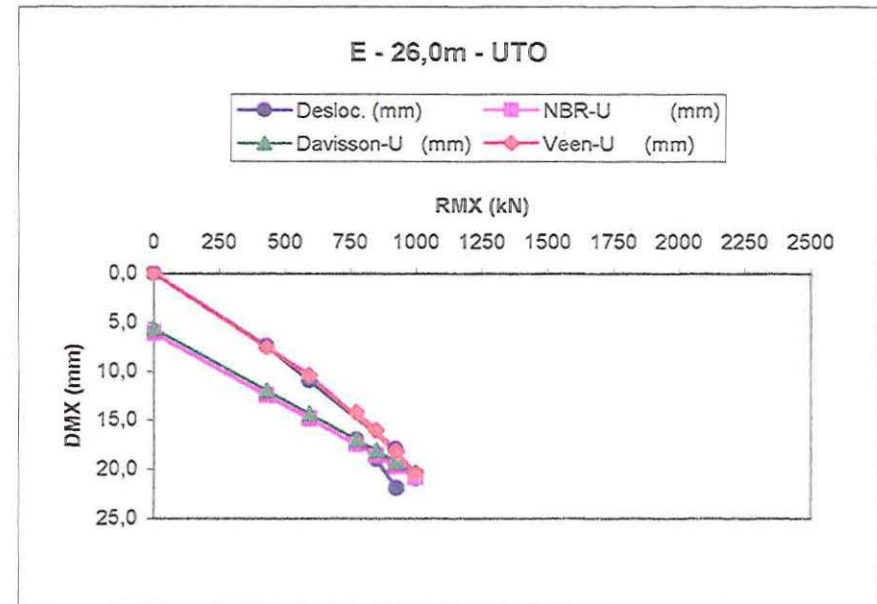
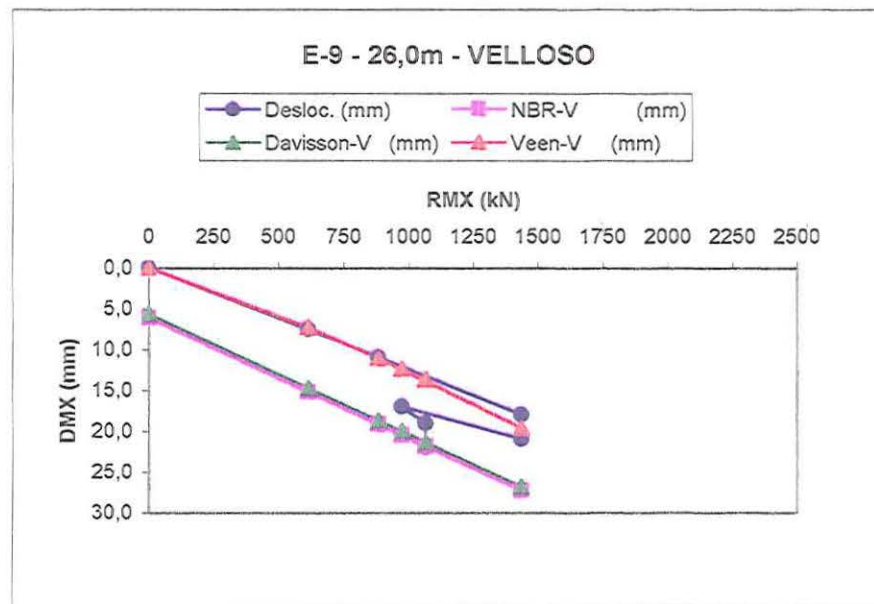
E-8 - 26,0m - UTO



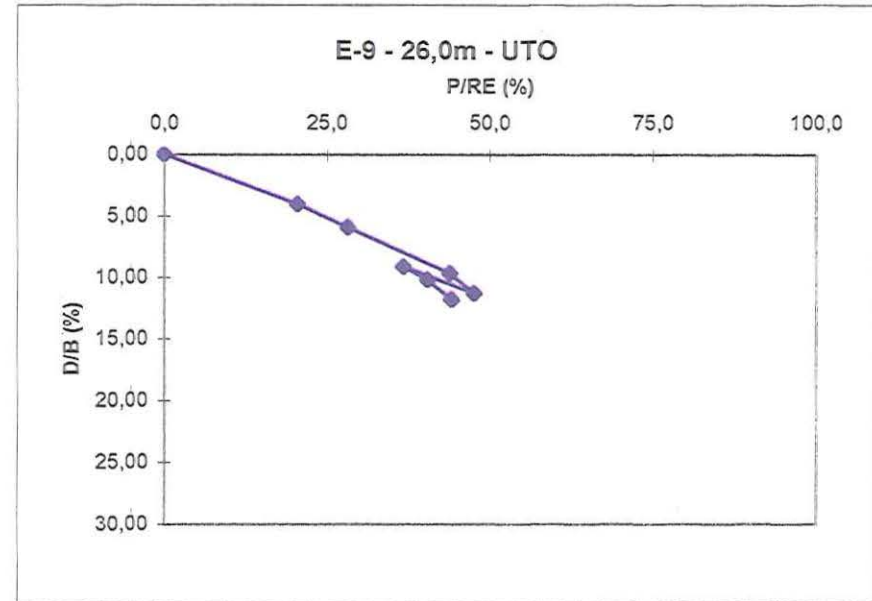
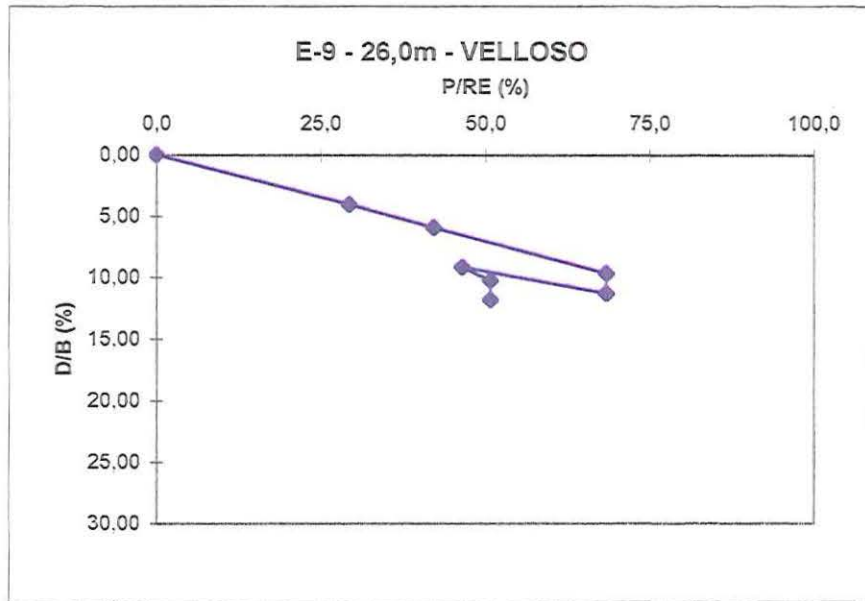
| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1657 | 0,0345 | 0,0131 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 7,5 | 24,9 | 18,7 | 3,23 | 0,54 | 3,77 |
| 11,8 | 37,9 | 27,1 | 4,85 | 1,08 | 5,92 |
| 12,9 | 35,8 | 29,0 | 4,58 | 2,42 | 7,00 |
| 15,1 | 37,9 | 32,7 | 4,85 | 3,50 | 8,35 |
| 17,5 | 42,1 | 36,3 | 5,39 | 4,04 | 9,42 |
| 23,4 | 46,4 | 44,2 | 5,92 | 6,46 | 12,39 |



| Identificação da estaca | | E-9 | | 26 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | | 4336 | 0,0203 | 0,0035 | 2100 | 185,7 |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 |
| 0,2 | 7,0 | 0,5 | 7,5 | 0,65 | 6,34 | 615 | 431 | 7,5 | 15,3 | 12,5 | 14,7 | 12,0 | 7,4 |
| 0,4 | 10,0 | 1,0 | 11,0 | 0,87 | 9,12 | 885 | 594 | 11,0 | 19,2 | 14,9 | 18,7 | 14,4 | 11,1 |
| 0,6 | 16,0 | 2,0 | 18,0 | 1,18 | 14,81 | 1436 | 922 | 18,0 | 27,4 | 19,8 | 26,8 | 19,3 | 19,6 |
| 0,8 | 16,0 | 5,0 | 21,0 | 1,18 | 14,81 | 1436 | 1000 | 21,0 | 27,4 | 20,9 | 26,8 | 20,4 | 19,6 |
| 1,0 | 11,0 | 6,0 | 17,0 | 0,94 | 10,05 | 975 | 773 | 17,0 | 20,6 | 17,6 | 20,0 | 17,1 | 12,4 |
| 1,2 | 12,0 | 7,0 | 19,0 | 1,00 | 10,99 | 1066 | 849 | 19,0 | 21,9 | 18,7 | 21,4 | 18,2 | 13,7 |
| 1,5 | 12,0 | 10,0 | 22,0 | 1,00 | 10,99 | 1066 | 927 | 22,0 | 21,9 | 19,9 | 21,4 | 19,3 | 13,7 |

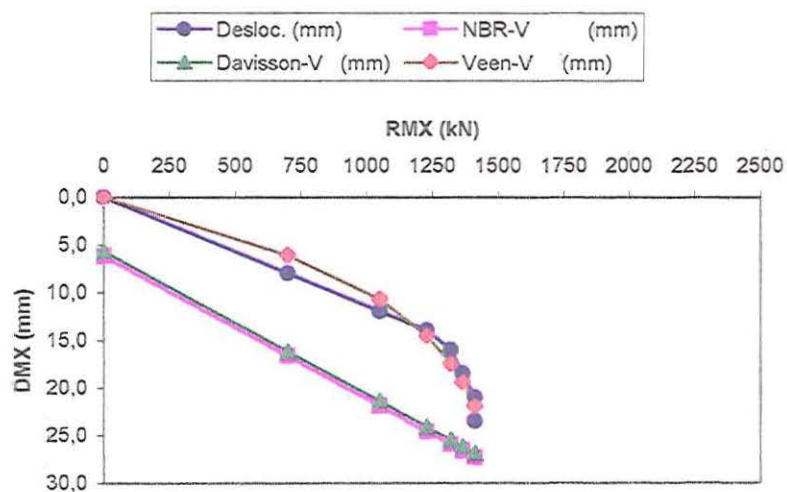


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1553 | 0,0548 | -0,0926 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 7,6 | 29,3 | 20,5 | 3,77 | 0,27 | 4,04 |
| 10,5 | 42,1 | 28,3 | 5,39 | 0,54 | 5,92 |
| 18,1 | 68,4 | 43,9 | 8,62 | 1,08 | 9,69 |
| 20,5 | 68,4 | 47,6 | 8,62 | 2,69 | 11,31 |
| 14,3 | 46,4 | 36,8 | 5,92 | 3,23 | 9,15 |
| 16,1 | 50,8 | 40,4 | 6,46 | 3,77 | 10,23 |
| 18,3 | 50,8 | 44,1 | 6,46 | 5,39 | 11,85 |

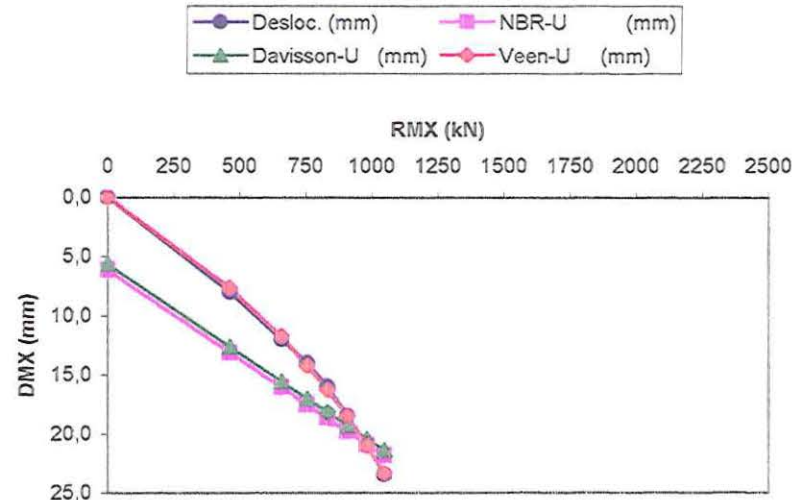


| Identificação da estaca | | | E-10 | | 26,5 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 23,5 | 1547 | 0,116 | -0,1044 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 8,0 | 0,0 | 8,0 | 0,63 | 7,36 | 701 | 464 | 8,0 | 16,7 | 13,2 | 16,2 | 12,6 | 6,1 | |
| 0,4 | 12,0 | 0,0 | 12,0 | 0,96 | 11,03 | 1050 | 659 | 12,0 | 22,0 | 16,1 | 21,4 | 15,6 | 10,7 | |
| 0,6 | 14,0 | 0,0 | 14,0 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 758 | 14,0 | 24,7 | 17,6 | 24,1 | 17,0 | 14,6 | |
| 0,8 | 15,0 | 1,0 | 16,0 | 1,11 | 13,88 | 1321 | 833 | 16,0 | 26,0 | 18,7 | 25,5 | 18,2 | 17,5 | |
| 1,0 | 15,5 | 3,0 | 18,5 | 1,13 | 14,36 | 1367 | 909 | 18,5 | 26,7 | 19,8 | 26,2 | 19,3 | 19,4 | |
| 1,2 | 16,0 | 5,0 | 21,0 | 1,15 | 14,84 | 1412 | 985 | 21,0 | 27,4 | 21,0 | 26,9 | 20,5 | 21,9 | |
| 1,5 | 16,0 | 7,5 | 23,5 | 1,15 | 14,84 | 1412 | 1048 | 23,5 | 27,4 | 21,9 | 26,9 | 21,4 | 21,9 | |

E-10 - 26,5m - VELLOSO

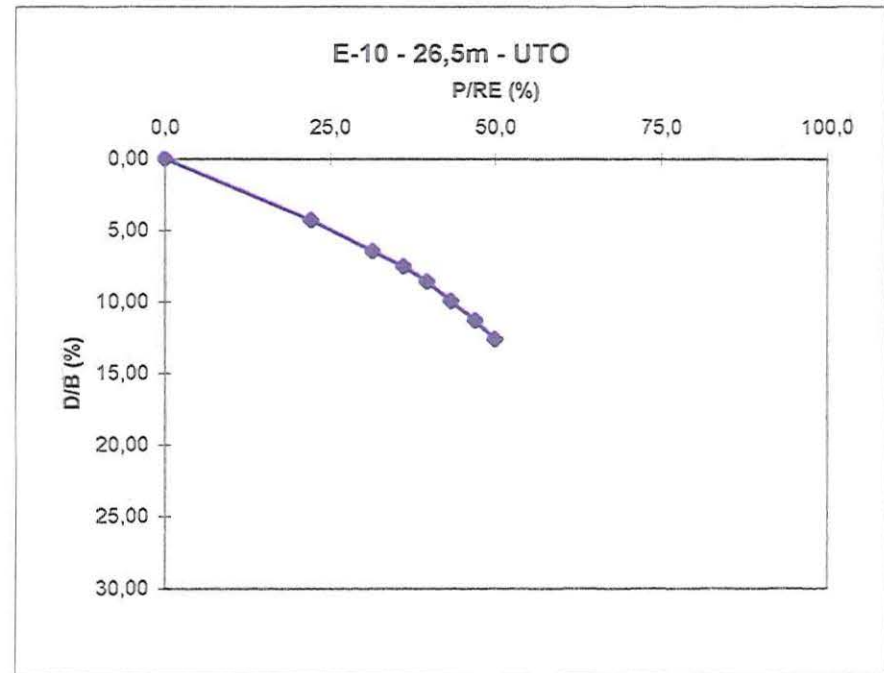
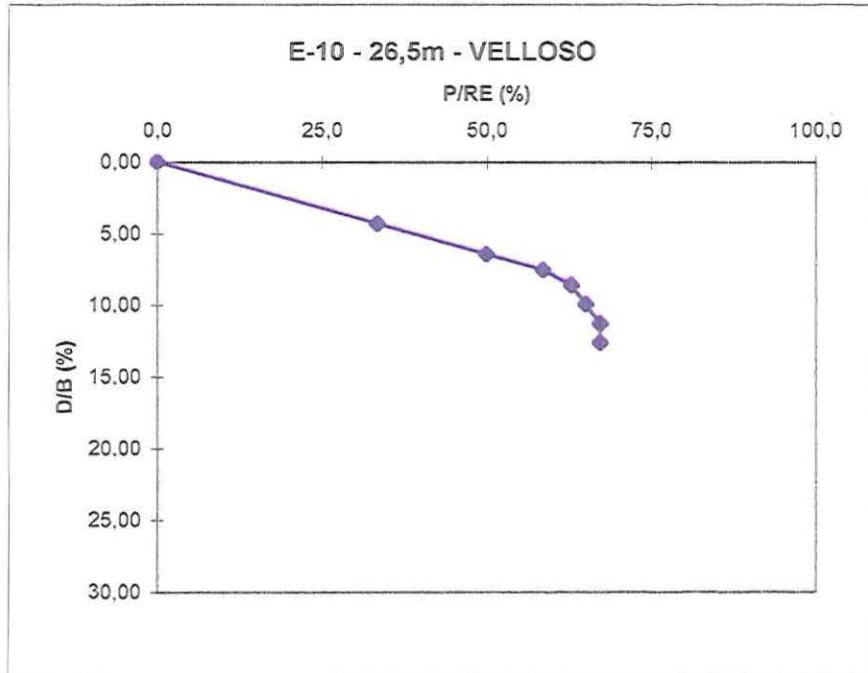


E-10 - 26,5m - UTO



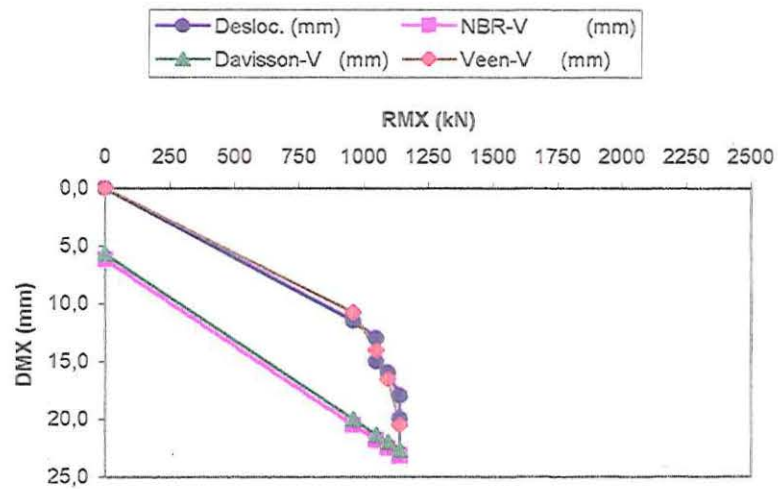
E-10

| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1622 | 0,0447 | -0,0062 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 7,7 | 33,4 | 22,1 | 4,31 | 0,00 | 4,31 |
| 11,8 | 50,0 | 31,4 | 6,46 | 0,00 | 6,46 |
| 14,2 | 58,6 | 36,1 | 7,54 | 0,00 | 7,54 |
| 16,3 | 62,9 | 39,7 | 8,08 | 0,54 | 8,62 |
| 18,5 | 65,1 | 43,3 | 8,35 | 1,62 | 9,96 |
| 21,0 | 67,2 | 46,9 | 8,62 | 2,69 | 11,31 |
| 23,4 | 67,2 | 49,9 | 8,62 | 4,04 | 12,65 |

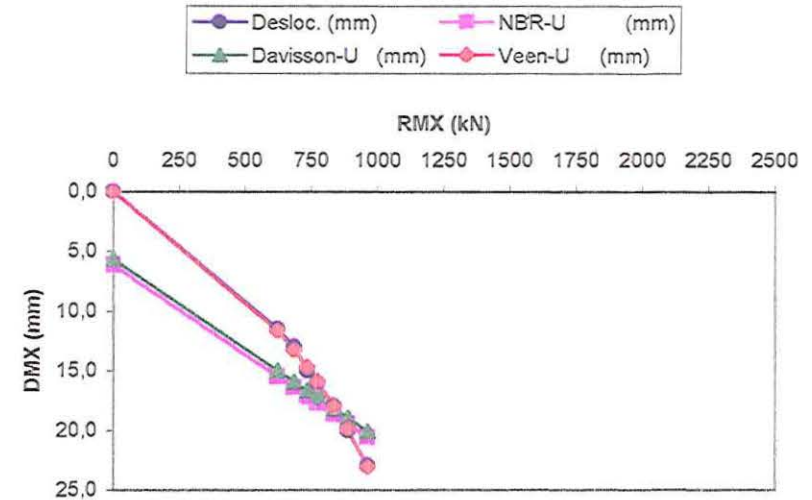


| Identificação da estaca | | | E-12 | | 26,4 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 25,0 | 1201,0 | 0,1421 | 0,0777 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 11,0 | 0,5 | 11,5 | 0,94 | 10,05 | 960 | 623 | 11,5 | 20,6 | 15,5 | 20,0 | 15,0 | 10,76 | |
| 0,4 | 12,0 | 1,0 | 13,0 | 1,00 | 10,99 | 1050 | 686 | 13,0 | 21,9 | 16,5 | 21,4 | 15,9 | 14,05 | |
| 0,6 | 12,0 | 3,0 | 15,0 | 1,00 | 10,99 | 1050 | 737 | 15,0 | 21,9 | 17,2 | 21,4 | 16,7 | 14,05 | |
| 0,8 | 12,5 | 3,5 | 16,0 | 1,03 | 11,46 | 1095 | 774 | 16,0 | 22,6 | 17,8 | 22,0 | 17,2 | 16,53 | |
| 1,0 | 13,0 | 5,0 | 18,0 | 1,05 | 11,94 | 1141 | 837 | 18,0 | 23,3 | 18,7 | 22,7 | 18,2 | 20,50 | |
| 1,2 | 13,0 | 7,0 | 20,0 | 1,05 | 11,94 | 1141 | 888 | 20,0 | 23,3 | 19,5 | 22,7 | 19,0 | 20,50 | |
| 1,5 | 13,0 | 10,0 | 23,0 | 1,05 | 11,94 | 1141 | 965 | 23,0 | 23,3 | 20,6 | 22,7 | 20,1 | 20,50 | |

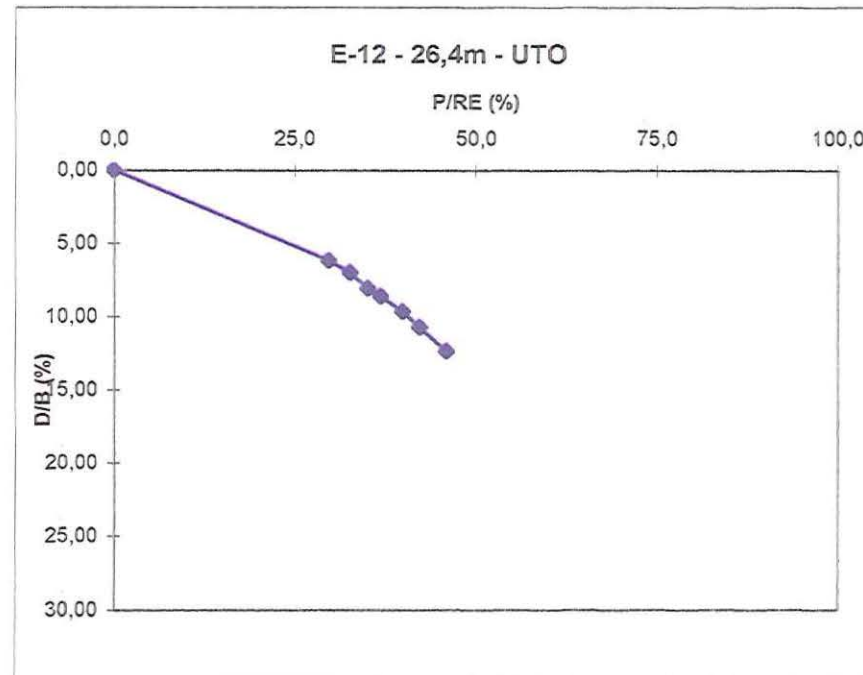
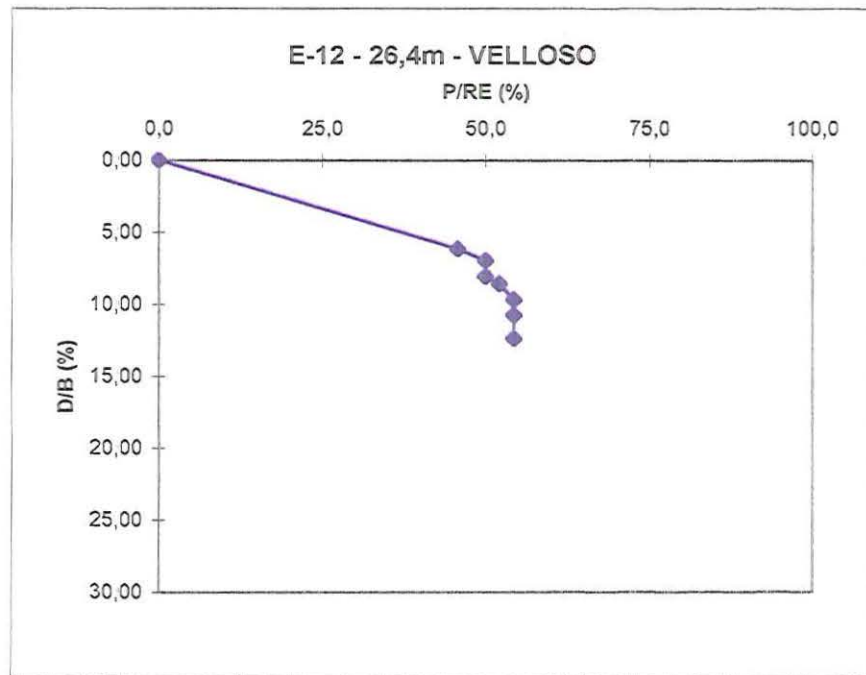
E-12 - 26,4m - VELLOSO



E-12 - 26,4m - UTO

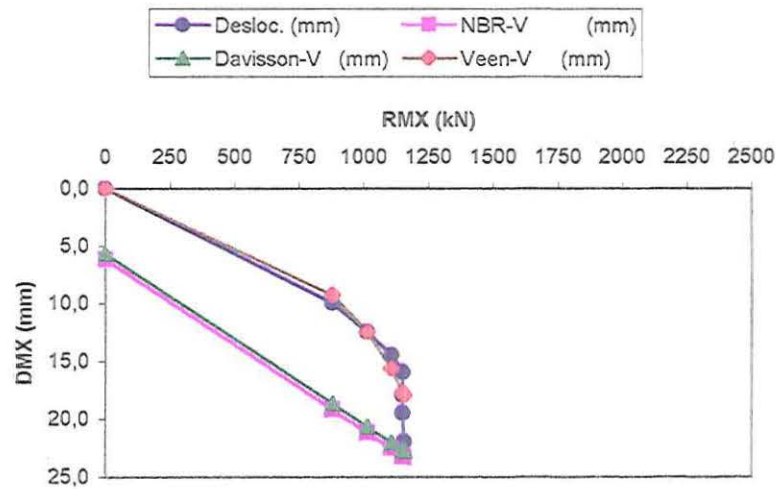


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1398 | 0,0506 | 0,0025 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 11,6 | 45,7 | 29,7 | 5,92 | 0,27 | 6,19 |
| 13,3 | 50,0 | 32,6 | 6,46 | 0,54 | 7,00 |
| 14,7 | 50,0 | 35,1 | 6,46 | 1,62 | 8,08 |
| 15,9 | 52,1 | 36,9 | 6,73 | 1,88 | 8,62 |
| 18,0 | 54,3 | 39,9 | 7,00 | 2,69 | 9,69 |
| 19,9 | 54,3 | 42,3 | 7,00 | 3,77 | 10,77 |
| 23,1 | 54,3 | 45,9 | 7,00 | 5,39 | 12,39 |

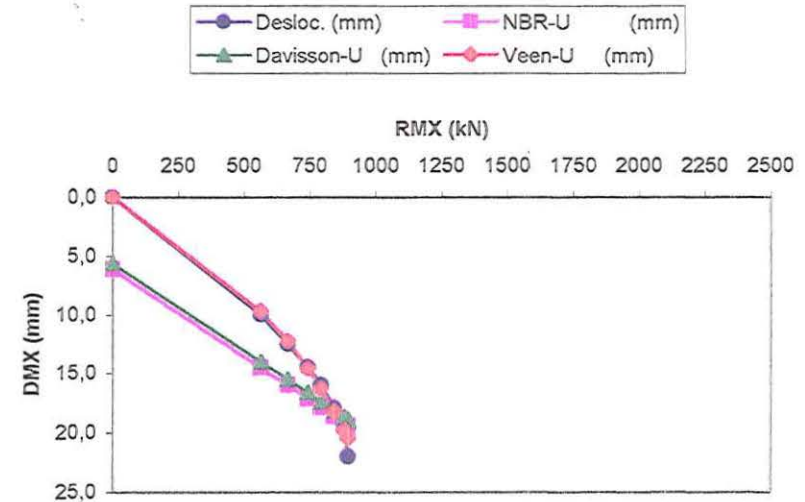


| Identificação da estaca | | E-13 26,15 | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|------------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 22 | 1317 | 0,1152 | 0,0301 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 10,0 | 0,0 | 10,0 | 0,87 | 9,12 | 880 | 565 | 10,0 | 19,2 | 14,6 | 18,7 | 14,0 | 9,3 | |
| 0,4 | 11,5 | 1,0 | 12,5 | 0,97 | 10,52 | 1015 | 666 | 12,5 | 21,2 | 16,1 | 20,7 | 15,5 | 12,5 | |
| 0,6 | 12,5 | 2,0 | 14,5 | 1,02 | 11,47 | 1106 | 742 | 14,5 | 22,6 | 17,2 | 22,1 | 16,7 | 15,6 | |
| 0,8 | 13,0 | 3,0 | 16,0 | 1,05 | 11,94 | 1152 | 792 | 16,0 | 23,3 | 17,9 | 22,7 | 17,4 | 17,7 | |
| 1,0 | 13,0 | 5,0 | 18,0 | 1,05 | 11,94 | 1152 | 844 | 18,0 | 23,3 | 18,7 | 22,7 | 18,2 | 17,7 | |
| 1,2 | 13,0 | 6,5 | 19,5 | 1,05 | 11,94 | 1152 | 883 | 19,5 | 23,3 | 19,3 | 22,7 | 18,7 | 17,7 | |
| 1,5 | 13,0 | 9,0 | 22,0 | 1,00 | 10,99 | 1156 | 897 | 22,0 | 23,3 | 19,5 | 22,8 | 19,0 | 18,0 | |

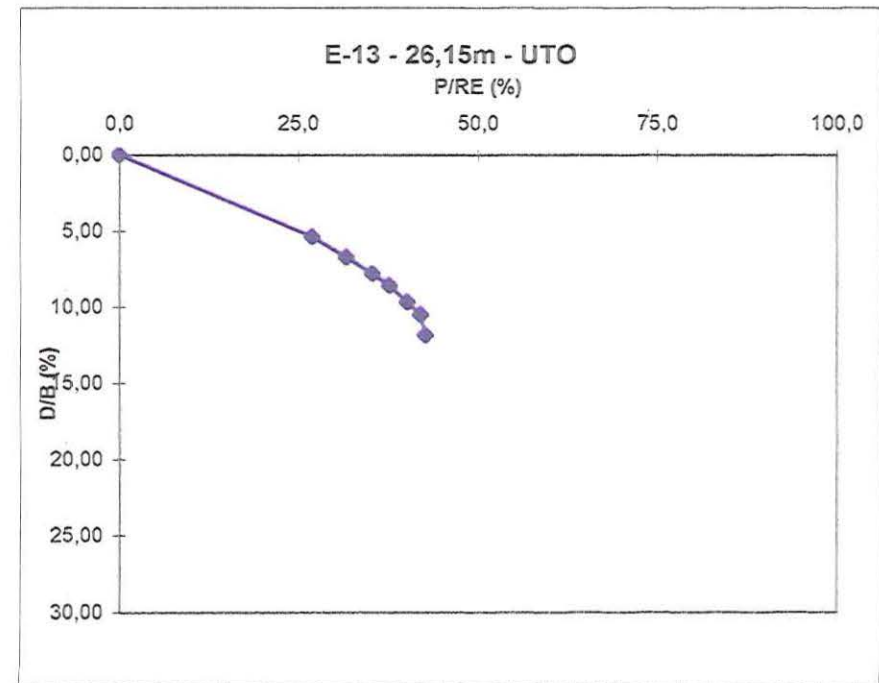
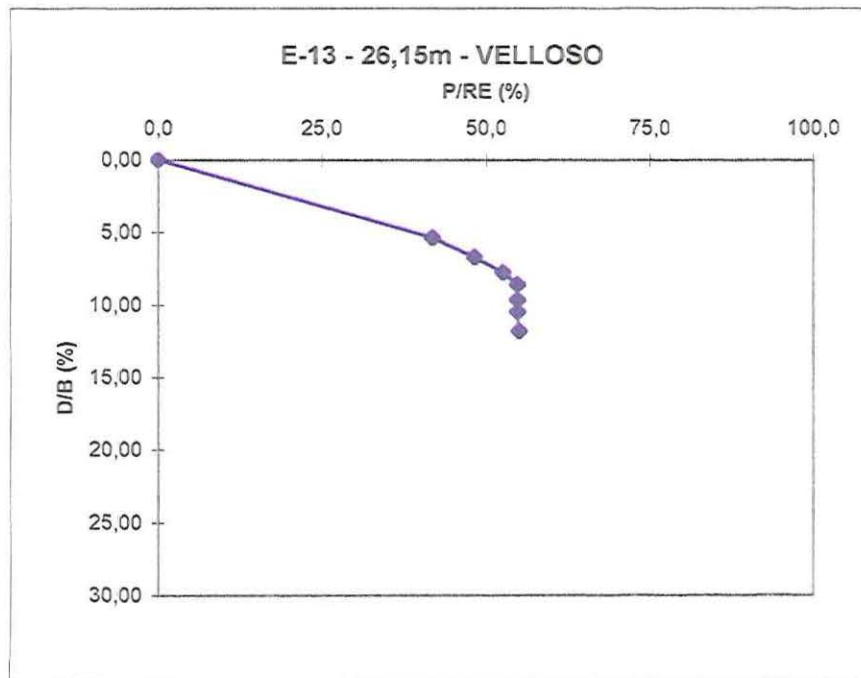
E-13 - 26,15m - VELLOSO



E-13 - 26,15m - UTO

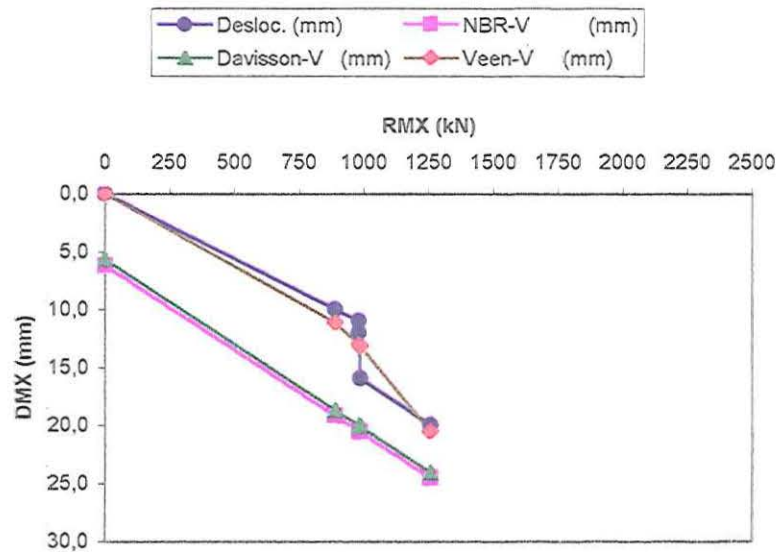


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1247 | 0,0624 | -0,0053 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 9,8 | 41,9 | 26,9 | 5,39 | 0,00 | 5,39 |
| 12,3 | 48,3 | 31,7 | 6,19 | 0,54 | 6,73 |
| 14,6 | 52,7 | 35,3 | 6,73 | 1,08 | 7,81 |
| 16,3 | 54,8 | 37,7 | 7,00 | 1,62 | 8,62 |
| 18,2 | 54,8 | 40,2 | 7,00 | 2,69 | 9,69 |
| 19,8 | 54,8 | 42,0 | 7,00 | 3,50 | 10,50 |
| 20,4 | 55,1 | 42,7 | 7,00 | 4,85 | 11,85 |

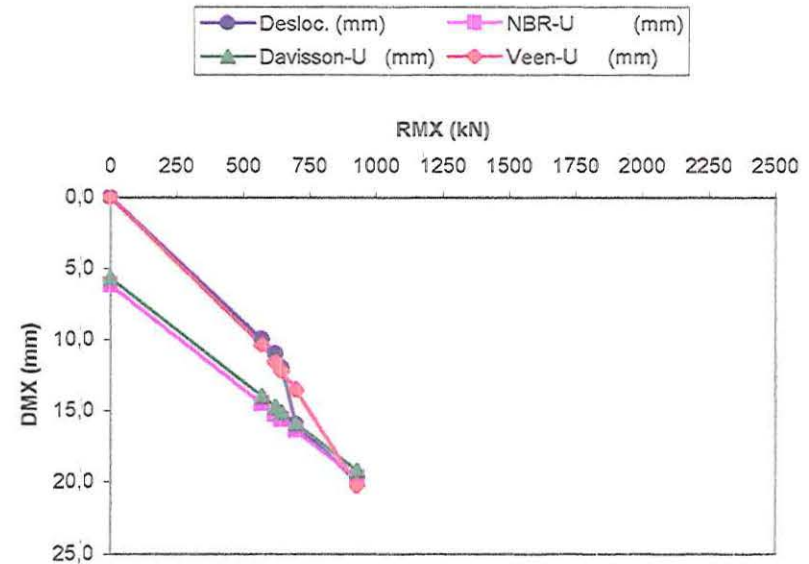


| Identificação da estaca | | | E-14 | | 25,85 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 25 | 1774 | 0,0575 | 0,055 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 10,0 | 0,0 | 10,0 | 0,87 | 9,12 | 890 | 570 | 10,0 | 19,2 | 14,5 | 18,7 | 14,0 | 11,2 | |
| 0,4 | 11,0 | 0,0 | 11,0 | 0,94 | 10,05 | 981 | 620 | 11,0 | 20,6 | 15,3 | 20,0 | 14,7 | 13,0 | |
| 0,6 | 11,0 | 1,0 | 12,0 | 0,94 | 10,05 | 981 | 647 | 12,0 | 20,6 | 15,7 | 20,0 | 15,1 | 13,0 | |
| 0,8 | 11,0 | 5,0 | 16,0 | 0,87 | 9,12 | 988 | 700 | 16,0 | 20,7 | 16,5 | 20,1 | 15,9 | 13,2 | |
| 1,2 | 14,0 | 6,0 | 20,0 | 1,09 | 12,90 | 1259 | 929 | 20,0 | 24,6 | 19,8 | 24,1 | 19,3 | 20,5 | |

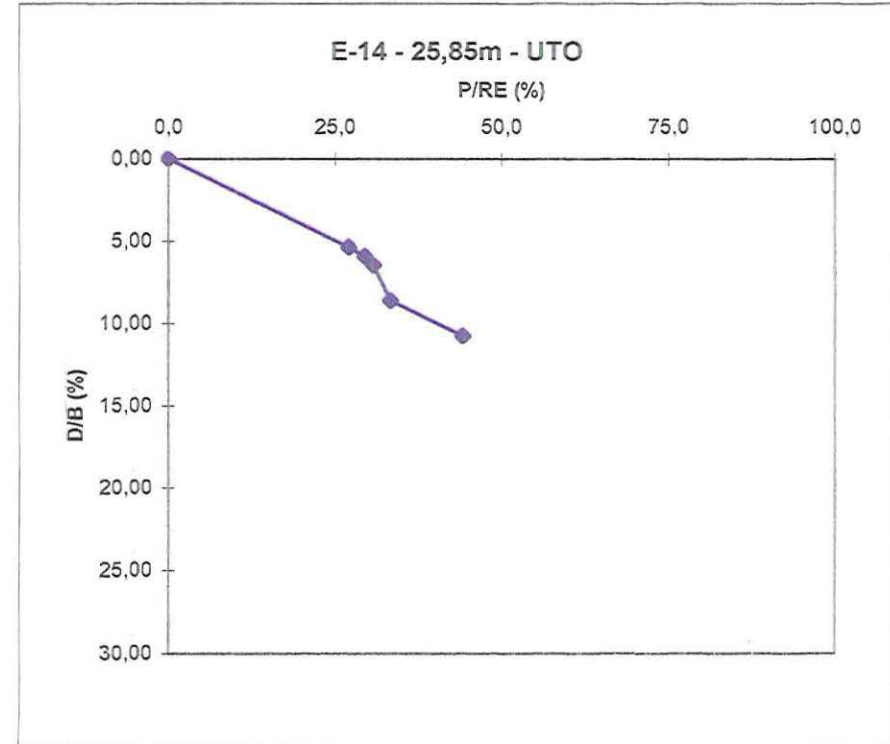
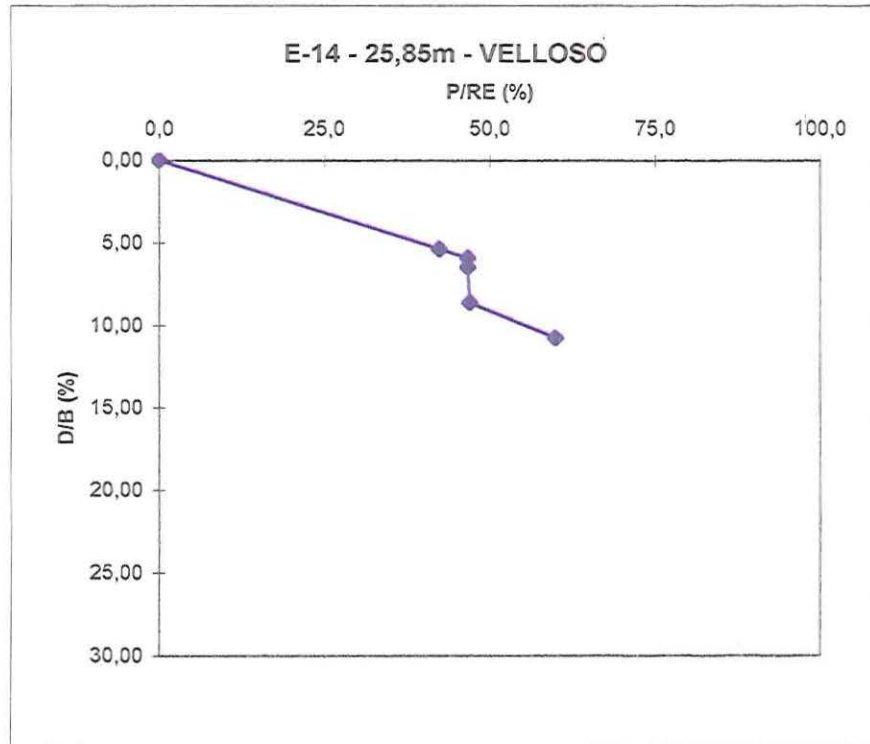
E-14 - 25,85m - VELLOSO



E-14 - 25,85m - UTO

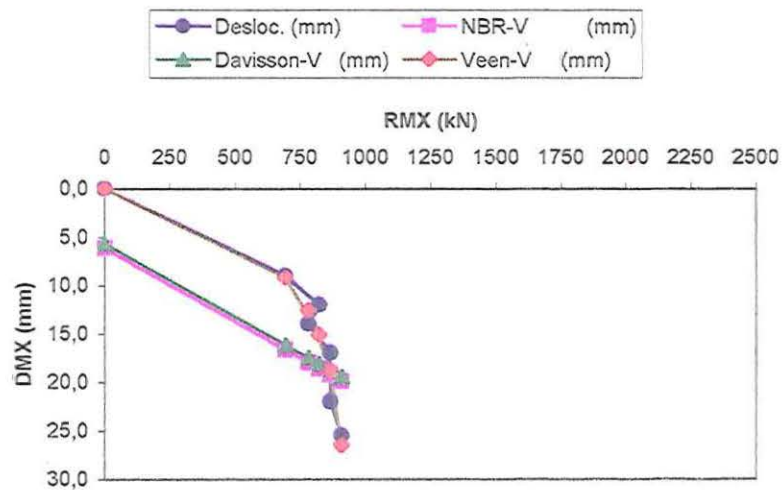


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1732 | 0,0374 | 0,0094 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10,4 | 42,4 | 27,2 | 5,39 | 0,00 | 5,39 |
| 11,6 | 46,7 | 29,5 | 5,92 | 0,00 | 5,92 |
| 12,2 | 46,7 | 30,8 | 5,92 | 0,54 | 6,46 |
| 13,6 | 47,0 | 33,4 | 5,92 | 2,69 | 8,62 |
| 20,3 | 59,9 | 44,2 | 7,54 | 3,23 | 10,77 |

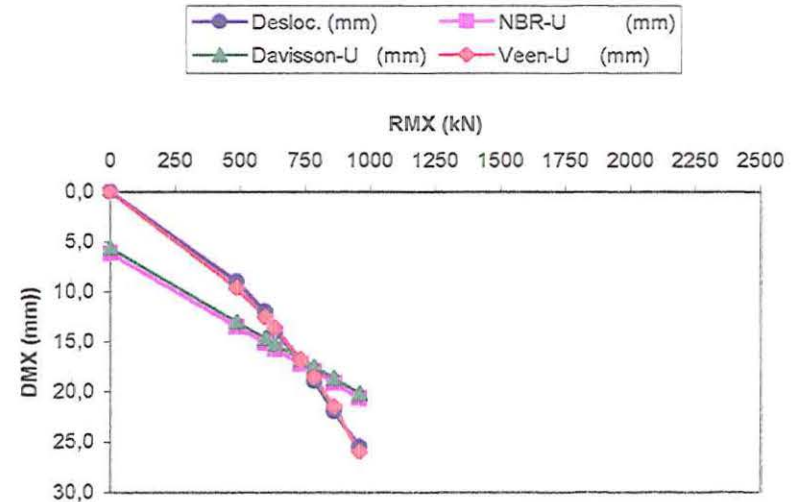


| Identificação da estaca | | | E-15 | | 26,7 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 40 | 935 | 0,1304 | 0,1598 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 8,0 | 1,0 | 9,0 | 0,64 | 7,35 | 695 | 487 | 9,0 | 16,7 | 13,6 | 16,2 | 13,0 | 9,2 | |
| 0,4 | 9,5 | 2,5 | 12,0 | 0,77 | 8,72 | 824 | 597 | 12,0 | 18,7 | 15,2 | 18,1 | 14,7 | 15,1 | |
| 0,6 | 9,0 | 5,0 | 14,0 | 0,72 | 8,27 | 781 | 636 | 14,0 | 18,0 | 15,8 | 17,5 | 15,3 | 12,6 | |
| 0,8 | 10,0 | 7,0 | 17,0 | 0,82 | 9,17 | 866 | 735 | 17,0 | 19,3 | 17,3 | 18,8 | 16,8 | 18,8 | |
| 1,0 | 10,0 | 9,0 | 19,0 | 0,82 | 9,17 | 866 | 785 | 19,0 | 19,3 | 18,1 | 18,8 | 17,5 | 18,8 | |
| 1,2 | 10,0 | 12,0 | 22,0 | 0,82 | 9,17 | 866 | 861 | 22,0 | 19,3 | 19,2 | 18,8 | 18,7 | 18,8 | |
| 1,5 | 10,5 | 15,0 | 25,5 | 0,86 | 9,63 | 910 | 961 | 25,5 | 20,0 | 20,7 | 19,4 | 20,2 | 26,5 | |

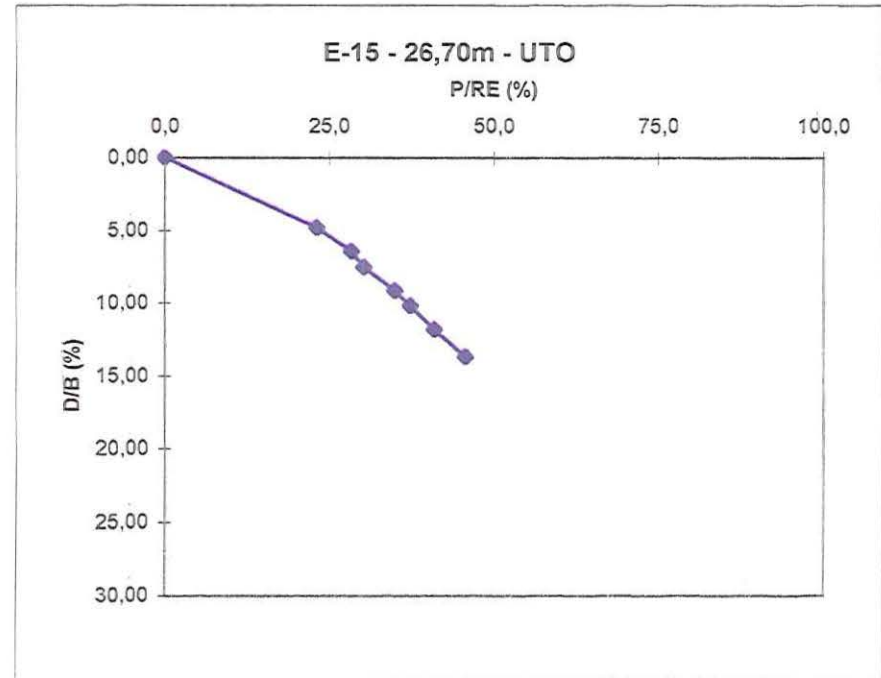
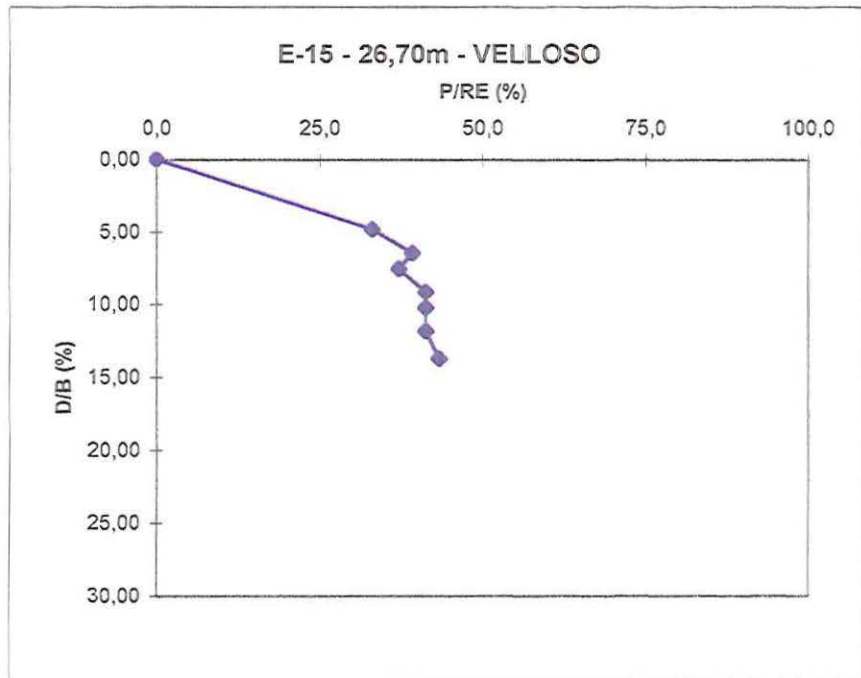
E-15 - 26,70m - VELLOSO



E-15 - 26,70 m - UTO

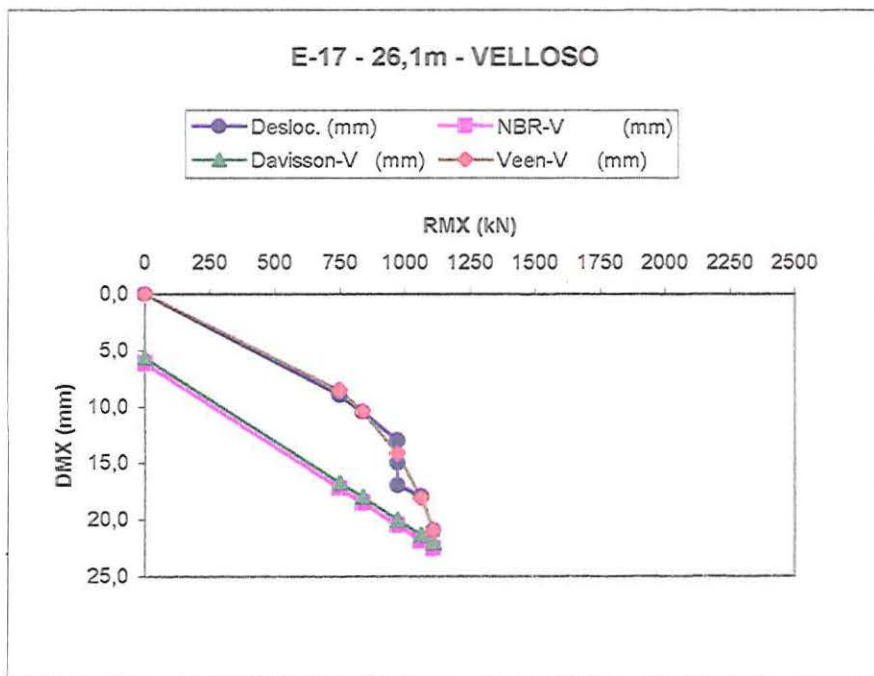


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1461 | 0,0407 | 0,0139 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 9,6 | 33,1 | 23,2 | 4,31 | 0,54 | 4,85 |
| 12,6 | 39,2 | 28,4 | 5,12 | 1,35 | 6,46 |
| 13,7 | 37,2 | 30,3 | 4,85 | 2,69 | 7,54 |
| 16,8 | 41,3 | 35,0 | 5,39 | 3,77 | 9,15 |
| 18,6 | 41,3 | 37,4 | 5,39 | 4,85 | 10,23 |
| 21,5 | 41,3 | 41,0 | 5,39 | 6,46 | 11,85 |
| 26,0 | 43,3 | 45,7 | 5,65 | 8,08 | 13,73 |

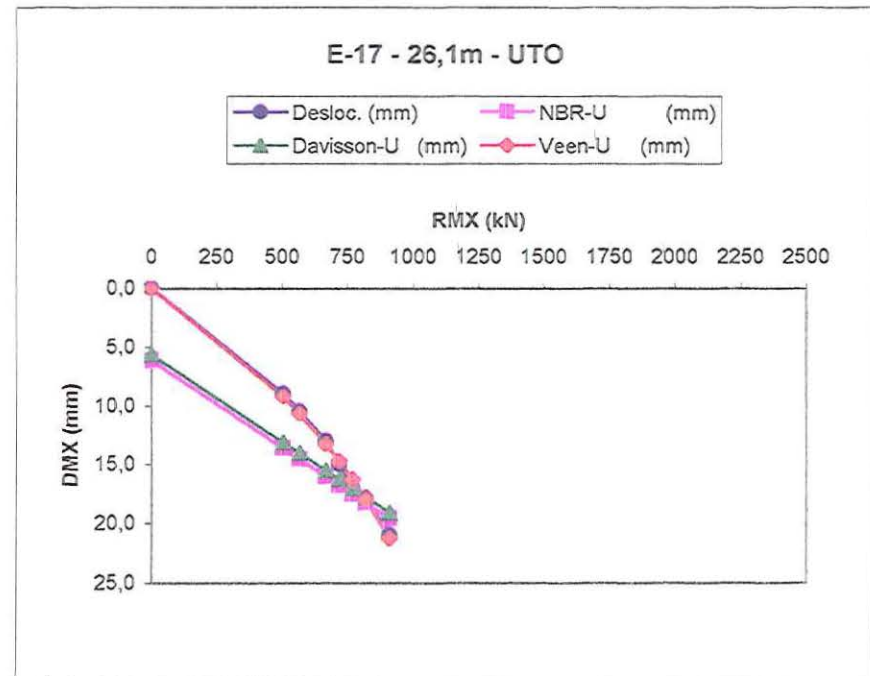


| Identificação da estaca | | | E-17 26,1 | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|-----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 15 | 1233 | 0,1094 | -0,0039 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 8,5 | 0,5 | 9,0 | 0,74 | 7,75 | 749 | 505 | 9,0 | 17,3 | 13,7 | 16,7 | 13,1 | 8,6 | |
| 0,4 | 9,5 | 1,0 | 10,5 | 0,83 | 8,66 | 837 | 567 | 10,5 | 18,6 | 14,6 | 18,0 | 14,0 | 10,4 | |
| 0,6 | 11,0 | 2,0 | 13,0 | 0,94 | 10,05 | 971 | 668 | 13,0 | 20,6 | 16,1 | 20,0 | 15,5 | 14,2 | |
| 0,8 | 11,0 | 4,0 | 15,0 | 0,94 | 10,05 | 971 | 719 | 15,0 | 20,6 | 16,8 | 20,0 | 16,3 | 14,2 | |
| 1,0 | 11,0 | 6,0 | 17,0 | 0,94 | 10,05 | 971 | 771 | 17,0 | 20,6 | 17,6 | 20,0 | 17,1 | 14,2 | |
| 1,2 | 12,0 | 6,0 | 18,0 | 1,00 | 10,99 | 1062 | 821 | 18,0 | 21,9 | 18,3 | 21,4 | 17,8 | 18,1 | |
| 1,5 | 12,5 | 8,5 | 21,0 | 1,02 | 11,47 | 1108 | 911 | 21,0 | 22,6 | 19,7 | 22,1 | 19,1 | 21,0 | |

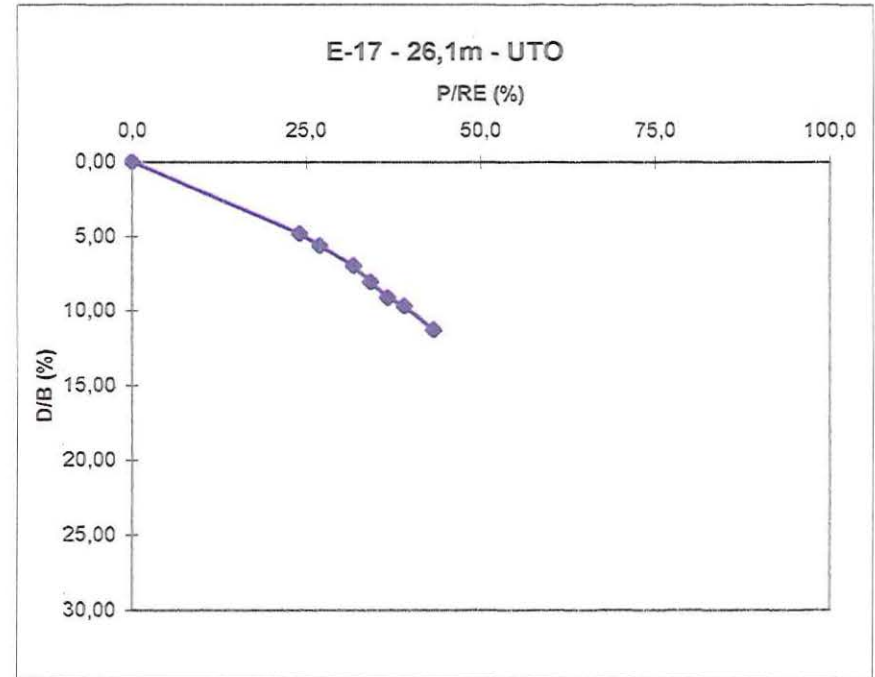
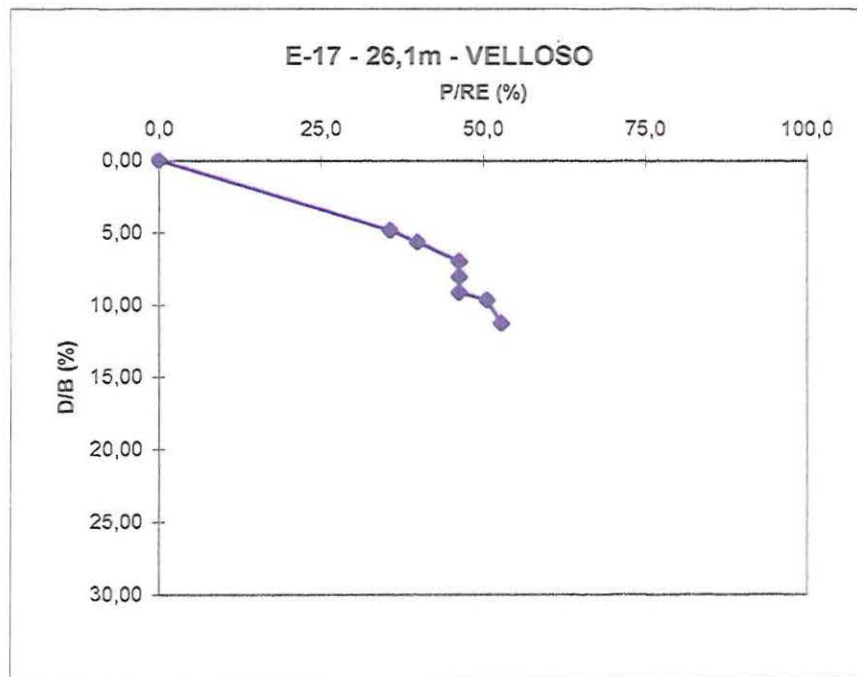
E-17 - 26,1m - VELLOSO



E-17 - 26,1m - UTO

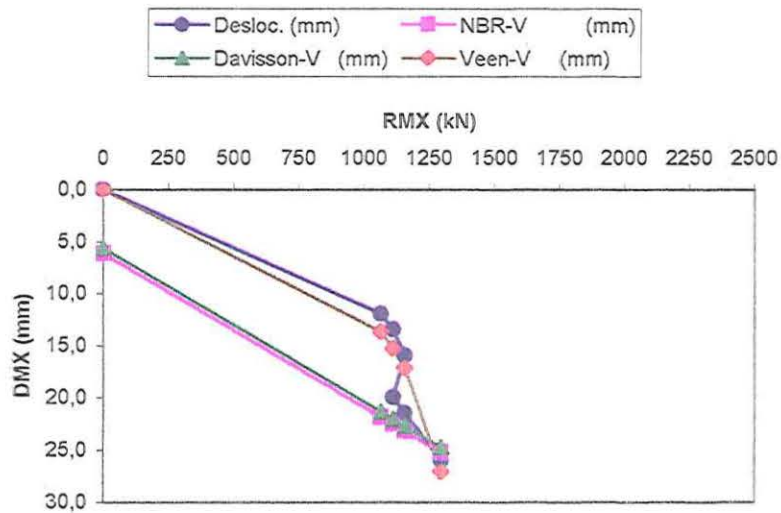


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1480 | 0,0446 | 0,0067 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 9,2 | 35,7 | 24,0 | 4,58 | 0,27 | 4,85 |
| 10,7 | 39,9 | 27,0 | 5,12 | 0,54 | 5,65 |
| 13,3 | 46,3 | 31,8 | 5,92 | 1,08 | 7,00 |
| 14,8 | 46,3 | 34,2 | 5,92 | 2,15 | 8,08 |
| 16,3 | 46,3 | 36,7 | 5,92 | 3,23 | 9,15 |
| 18,0 | 50,6 | 39,1 | 6,46 | 3,23 | 9,69 |
| 21,3 | 52,8 | 43,4 | 6,73 | 4,58 | 11,31 |

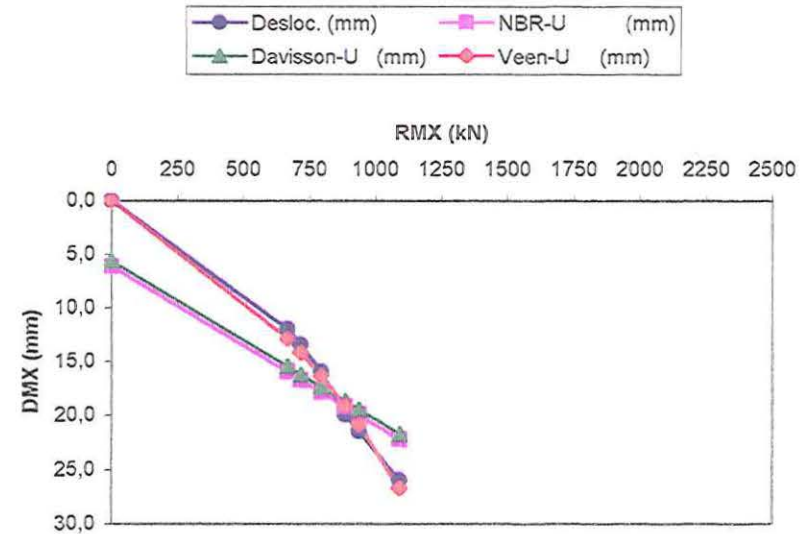


| Identificação da estaca | | | E-18 | 26 | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 35 | 1382 | 0,0975 | 0,1422 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 12,0 | 0,0 | 12,0 | 1,00 | 10,99 | 1066 | 668 | 12,0 | 21,9 | 16,0 | 21,4 | 15,5 | 13,7 | |
| 0,4 | 12,5 | 1,0 | 13,5 | 1,02 | 11,47 | 1113 | 719 | 13,5 | 22,6 | 16,8 | 22,1 | 16,3 | 15,3 | |
| 0,6 | 13,0 | 3,0 | 16,0 | 1,05 | 11,94 | 1158 | 796 | 16,0 | 23,3 | 17,9 | 22,7 | 17,4 | 17,2 | |
| 1,0 | 12,5 | 7,5 | 20,0 | 1,02 | 11,47 | 1113 | 888 | 20,0 | 22,6 | 19,3 | 22,1 | 18,7 | 15,3 | |
| 1,2 | 13,0 | 8,5 | 21,5 | 1,05 | 11,94 | 1158 | 939 | 21,5 | 23,3 | 20,0 | 22,7 | 19,5 | 17,2 | |
| 1,5 | 14,5 | 11,5 | 26,0 | 1,12 | 13,37 | 1297 | 1092 | 26,0 | 25,3 | 22,3 | 24,8 | 21,8 | 27,1 | |

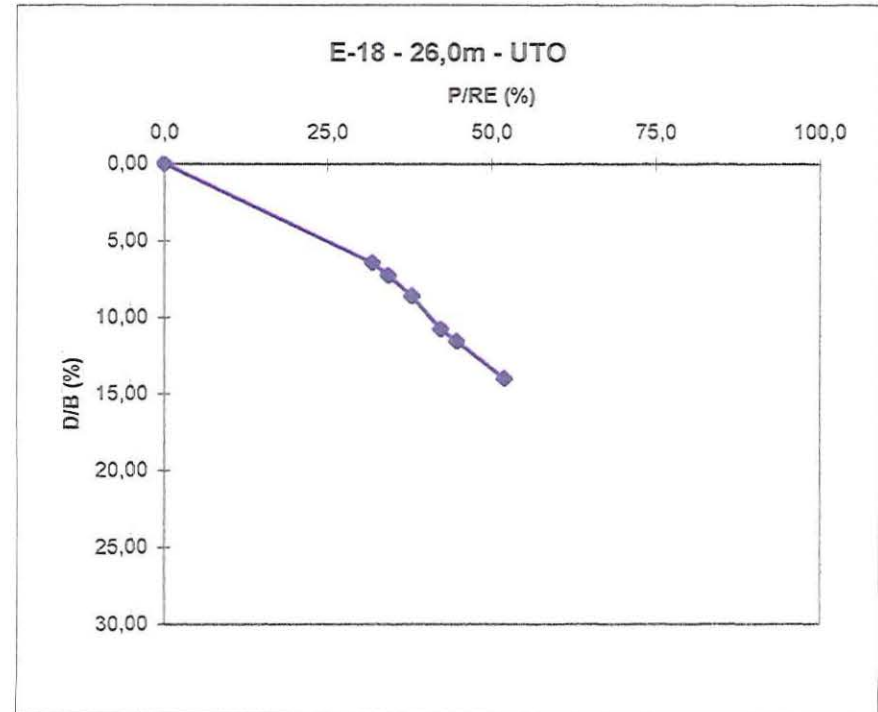
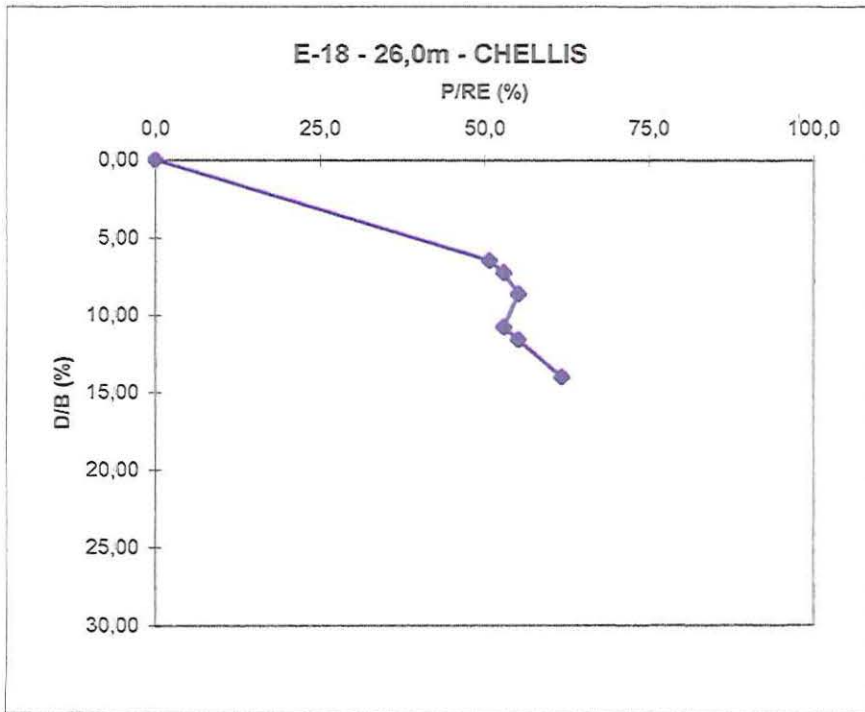
E-18 - 26,0m - VELLOSO



E-18 - 26,0 m - UTO

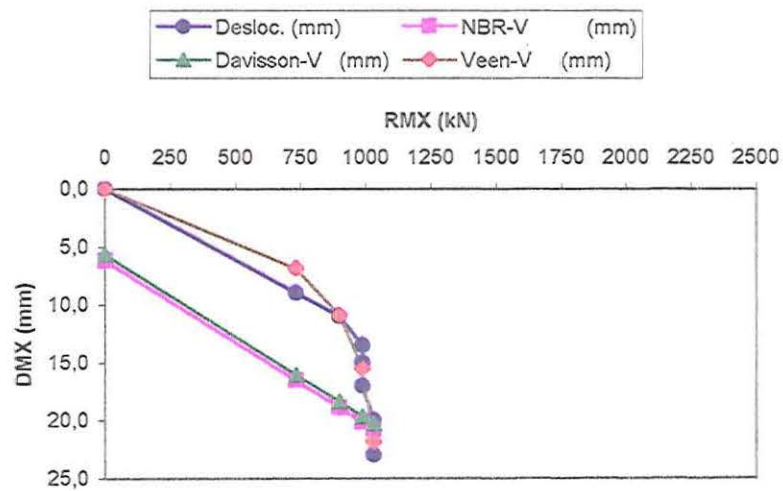


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1744 | 0,0363 | 0,0153 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 12,9 | 50,8 | 31,8 | 6,46 | 0,00 | 6,46 |
| 14,2 | 53,0 | 34,3 | 6,73 | 0,54 | 7,27 |
| 16,4 | 55,2 | 37,9 | 7,00 | 1,62 | 8,62 |
| 19,2 | 53,0 | 42,3 | 6,73 | 4,04 | 10,77 |
| 20,9 | 55,2 | 44,7 | 7,00 | 4,58 | 11,58 |
| 26,7 | 61,8 | 52,0 | 7,81 | 6,19 | 14,00 |

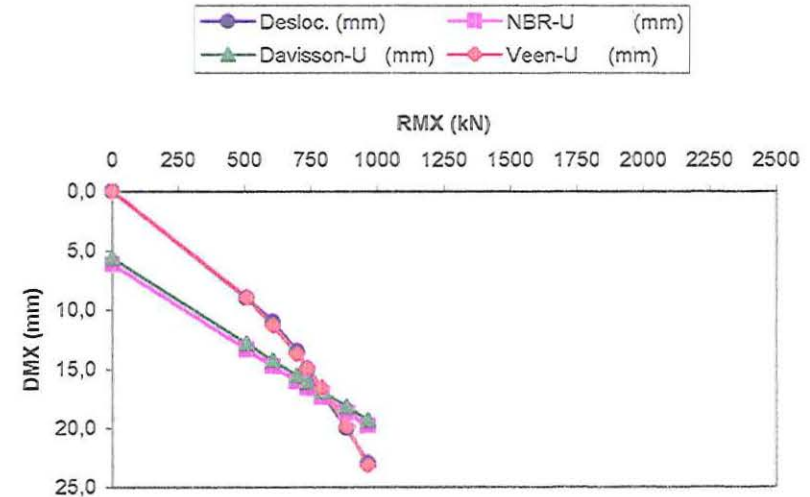


| Identificação da estaca | | | E-20 | | 25 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 35 | 1051 | 0,1854 | -0,0835 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 9,0 | 0,0 | 9,0 | 1,73 | 7,26 | 733 | 508 | 9,0 | 16,6 | 13,4 | 16,0 | 12,9 | 6,9 | |
| 0,4 | 11,0 | 0,0 | 11,0 | 2,08 | 8,92 | 899 | 607 | 11,0 | 18,9 | 14,8 | 18,4 | 14,3 | 10,9 | |
| 0,6 | 12,0 | 1,5 | 13,5 | 2,21 | 9,78 | 987 | 697 | 13,5 | 20,2 | 16,1 | 19,6 | 15,5 | 15,5 | |
| 0,8 | 12,0 | 3,0 | 15,0 | 2,21 | 9,78 | 987 | 737 | 15,0 | 20,2 | 16,6 | 19,6 | 16,1 | 15,5 | |
| 1,0 | 12,0 | 5,0 | 17,0 | 2,21 | 9,78 | 987 | 791 | 17,0 | 20,2 | 17,4 | 19,6 | 16,9 | 15,5 | |
| 1,2 | 12,5 | 7,5 | 20,0 | 2,27 | 10,22 | 1031 | 884 | 20,0 | 20,8 | 18,7 | 20,3 | 18,2 | 21,9 | |
| 1,5 | 12,5 | 10,5 | 23,0 | 2,27 | 10,22 | 1031 | 965 | 23,0 | 20,8 | 19,9 | 20,3 | 19,3 | 21,9 | |

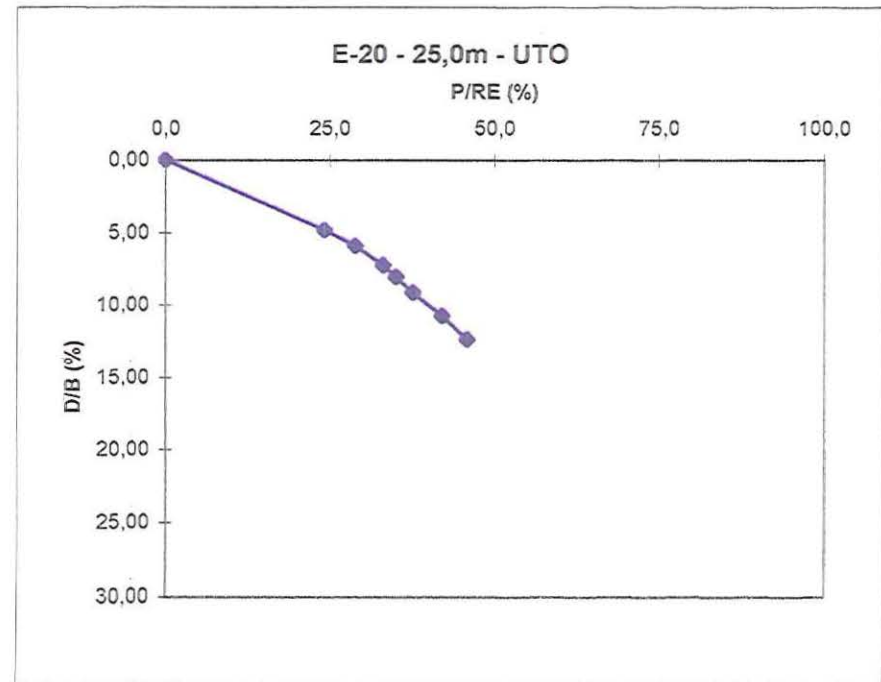
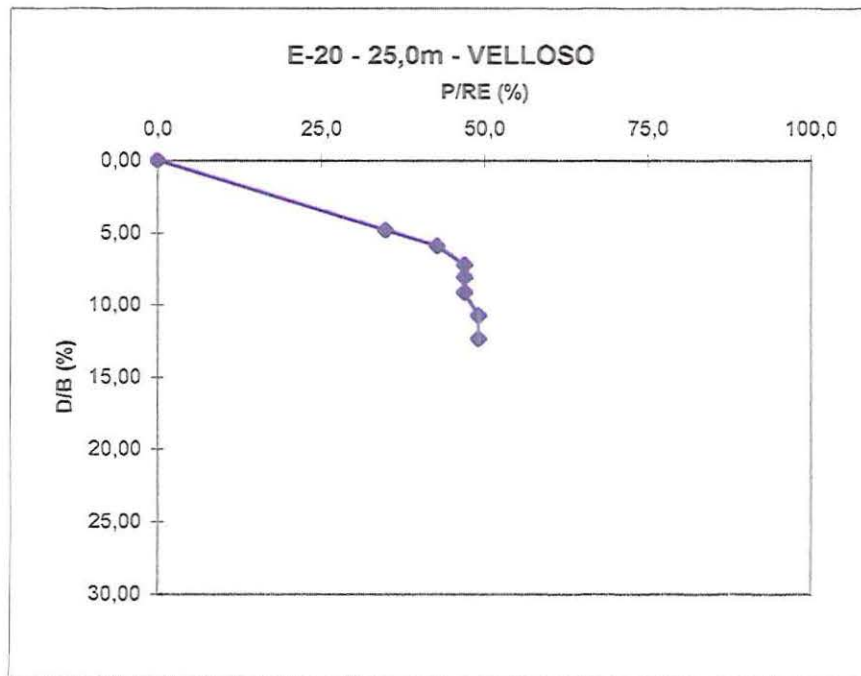
E-20 - 25,0m - VELLOSO



E-20 - 25,0m - UTO

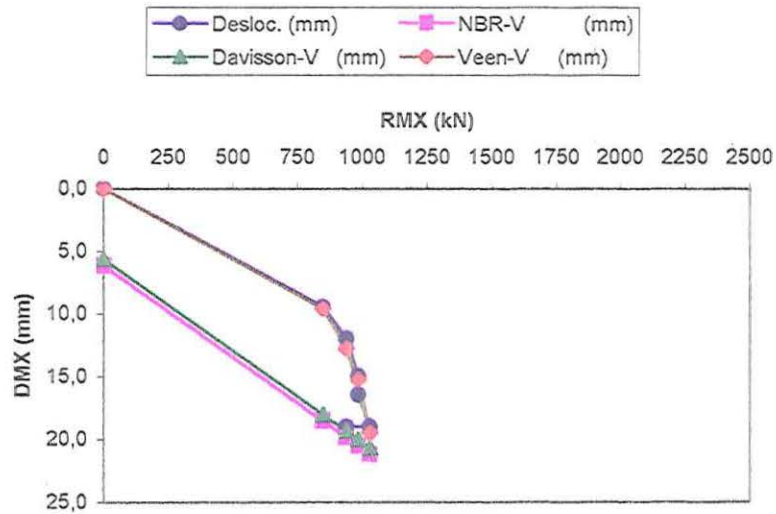


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1422 | 0,0487 | 0,0046 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 9,0 | 34,9 | 24,2 | 4,85 | 0,00 | 4,85 |
| 11,3 | 42,8 | 28,9 | 5,92 | 0,00 | 5,92 |
| 13,7 | 47,0 | 33,2 | 6,46 | 0,81 | 7,27 |
| 14,9 | 47,0 | 35,1 | 6,46 | 1,62 | 8,08 |
| 16,6 | 47,0 | 37,7 | 6,46 | 2,69 | 9,15 |
| 19,9 | 49,1 | 42,1 | 6,73 | 4,04 | 10,77 |
| 23,2 | 49,1 | 45,9 | 6,73 | 5,65 | 12,39 |

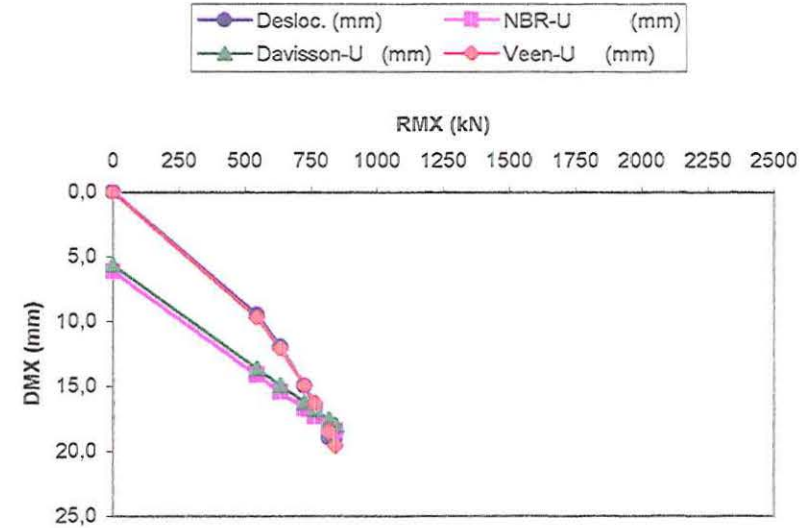


| Identificação da estaca | | E-21 | | 25,75 | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 4,5 | 1081 | 0,1568 | 0,0313 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 9,5 | 0,0 | 9,5 | 0,83 | 8,66 | 848 | 547 | 9,5 | 18,6 | 14,2 | 18,0 | 13,6 | 9,6 | |
| 0,4 | 10,5 | 1,5 | 12,0 | 0,90 | 9,59 | 939 | 636 | 12,0 | 19,9 | 15,5 | 19,4 | 14,9 | 12,8 | |
| 0,8 | 11,0 | 4,0 | 15,0 | 0,93 | 10,06 | 985 | 727 | 15,0 | 20,6 | 16,8 | 20,0 | 16,3 | 15,3 | |
| 1,0 | 11,0 | 5,5 | 16,5 | 0,93 | 10,06 | 985 | 766 | 16,5 | 20,6 | 17,4 | 20,0 | 16,8 | 15,3 | |
| 1,2 | 11,5 | 7,5 | 19,0 | 0,96 | 10,53 | 1031 | 844 | 19,0 | 21,2 | 18,5 | 20,7 | 18,0 | 19,5 | |
| 1,5 | 10,5 | 8,5 | 19,0 | 0,90 | 9,59 | 939 | 820 | 19,0 | 19,9 | 18,2 | 19,4 | 17,6 | 12,8 | |

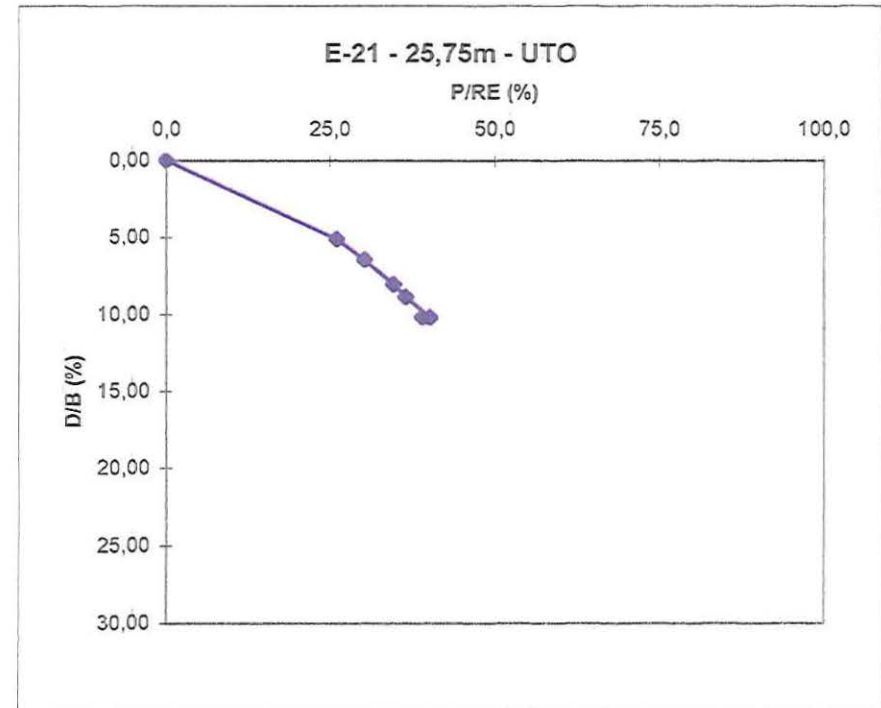
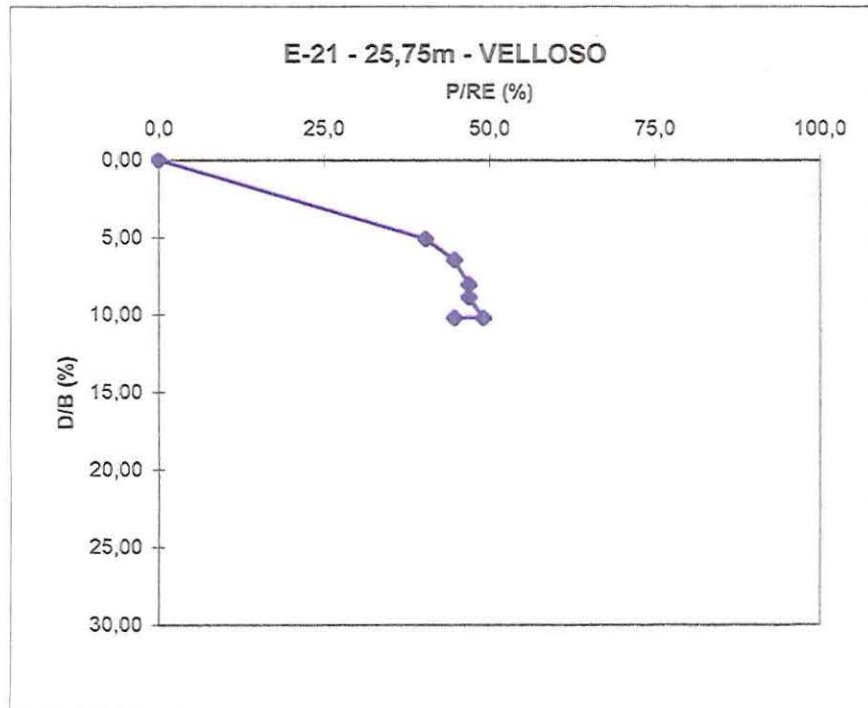
E-21 - 25,75m - VELLOSO



E-21 - 25,75m - UTO

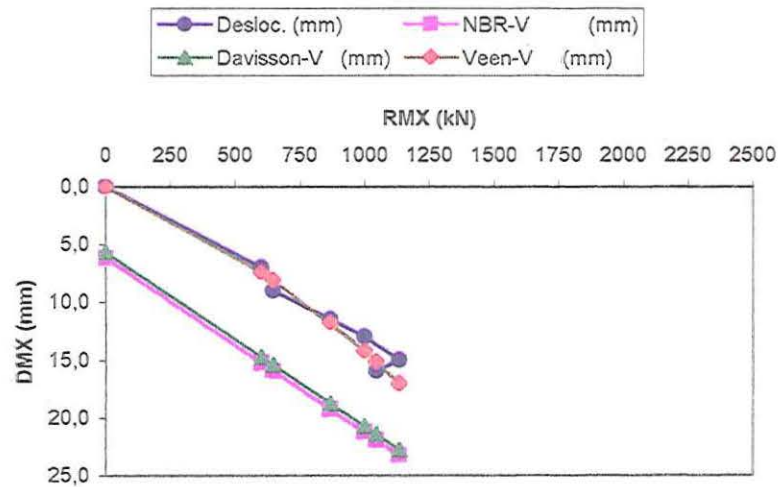


| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1193 | 0,0625 | 0,0061 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 9,7 | 40,4 | 26,0 | 5,12 | 0,00 | 5,12 |
| 12,1 | 44,7 | 30,3 | 5,65 | 0,81 | 6,46 |
| 15,0 | 46,9 | 34,6 | 5,92 | 2,15 | 8,08 |
| 16,4 | 46,9 | 36,5 | 5,92 | 2,96 | 8,89 |
| 19,6 | 49,1 | 40,2 | 6,19 | 4,04 | 10,23 |
| 18,5 | 44,7 | 39,0 | 5,65 | 4,58 | 10,23 |

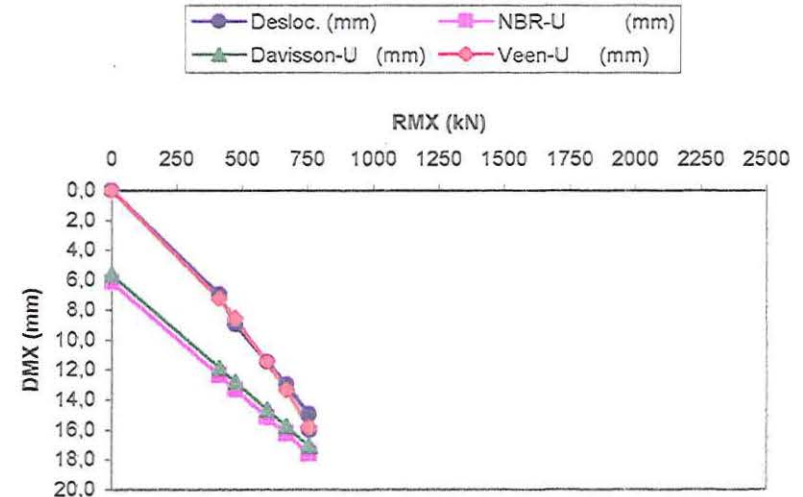


| Identificação da estaca | | | E-22 | 26,63 | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 10,0 | 2155,0 | 0,0434 | 0,0059 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 7,0 | 0,0 | 7,0 | 0,64 | 6,35 | 602 | 412 | 7,0 | 15,3 | 12,4 | 14,7 | 11,9 | 7,4 | |
| 0,4 | 7,5 | 1,5 | 9,0 | 0,66 | 6,83 | 647 | 475 | 9,0 | 16,0 | 13,4 | 15,4 | 12,8 | 8,1 | |
| 0,6 | 11,5 | 1,5 | 13,0 | 0,93 | 10,56 | 1000 | 670 | 13,0 | 21,3 | 16,3 | 20,8 | 15,8 | 14,2 | |
| 0,8 | 10,0 | 1,5 | 11,5 | 0,82 | 9,17 | 869 | 597 | 11,5 | 19,3 | 15,2 | 18,8 | 14,7 | 11,8 | |
| 1,0 | 11,5 | 1,5 | 13,0 | 0,93 | 10,56 | 1000 | 670 | 13,0 | 21,3 | 16,3 | 20,8 | 15,8 | 14,2 | |
| 1,2 | 13,0 | 2,0 | 15,0 | 1,01 | 11,98 | 1135 | 757 | 15,0 | 23,3 | 17,6 | 22,8 | 17,1 | 17,1 | |
| 1,5 | 12,0 | 4,0 | 16,0 | 0,96 | 11,03 | 1045 | 758 | 16,0 | 22,0 | 17,6 | 21,4 | 17,1 | 15,1 | |

E-22 - 26,63m - VELLOSO

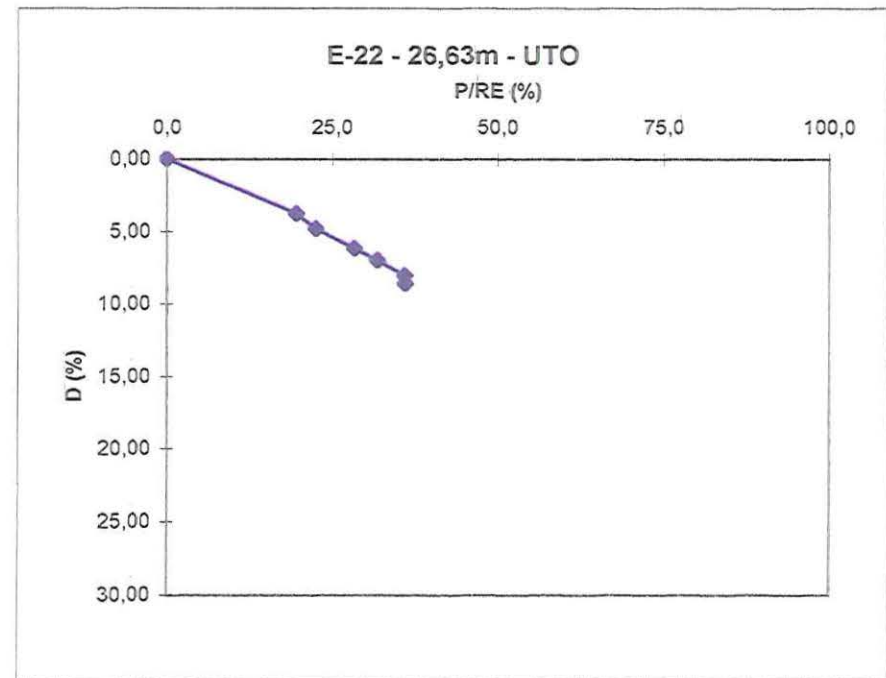
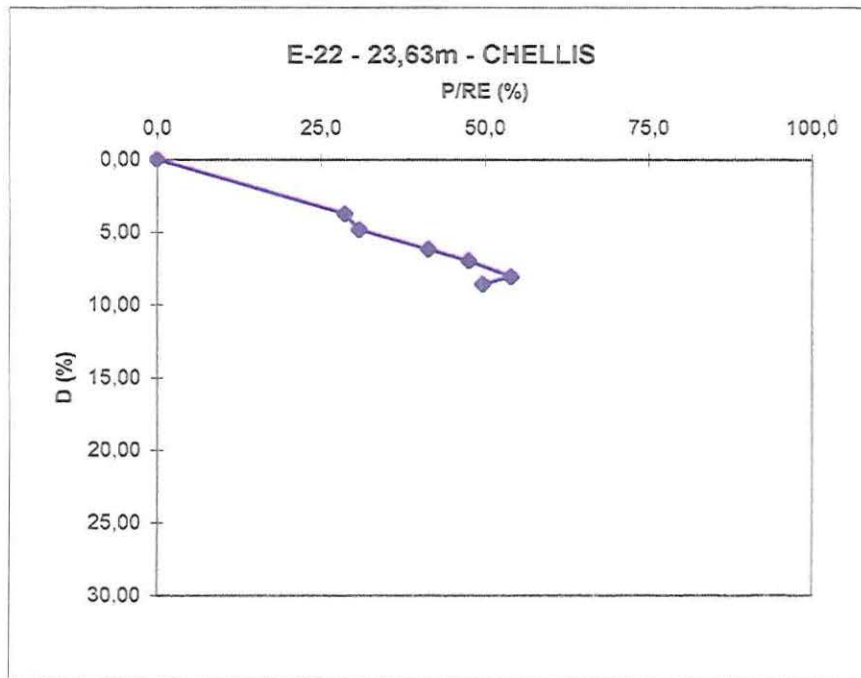


E-22 - 26,63m - UTO



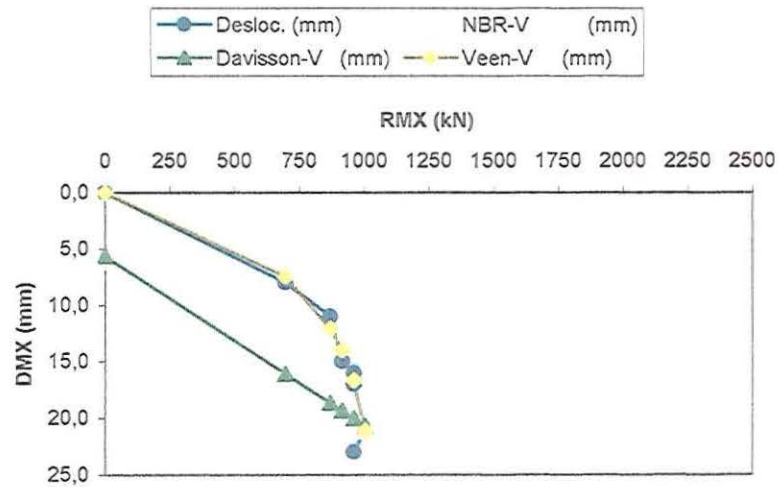
E-22

| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1514 | 0,0437 | 0,0007 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 7,3 | 28,7 | 19,6 | 3,77 | 0,00 | 3,77 |
| 8,6 | 30,8 | 22,6 | 4,04 | 0,81 | 4,85 |
| 13,4 | 47,6 | 31,9 | 6,19 | 0,81 | 7,00 |
| 11,5 | 41,4 | 28,4 | 5,39 | 0,81 | 6,19 |
| 13,4 | 47,6 | 31,9 | 6,19 | 0,81 | 7,00 |
| 15,8 | 54,0 | 36,0 | 7,00 | 1,08 | 8,08 |
| 15,9 | 49,7 | 36,1 | 6,46 | 2,15 | 8,62 |

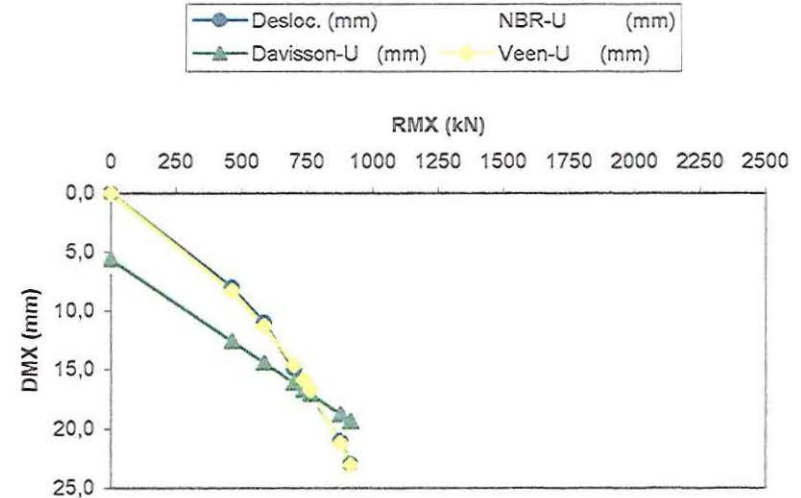


| Identificação da estaca | | | E-23 | 26,4 | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|--------|----------|---------|---------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | PR-V | a-V | b-V | RE (kN) | B (mm) | |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 20 | 17,80 | 27 | 1,310 | 43 | 1055 | 0,1444 | 0,0005 | 2100 | 185,7 | |
| H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Veloso (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) | NBR-V (mm) | NBR-U (mm) | Davisson-V (mm) | Davisson-U (mm) | Veen-V (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | 0,0 | |
| 0,2 | 8,0 | 0,0 | 8,0 | 0,70 | 7,29 | 697 | 464 | 8,0 | 16,6 | 13,1 | 16,1 | 12,6 | 7,5 | |
| 0,4 | 10,0 | 1,0 | 11,0 | 0,88 | 9,11 | 871 | 587 | 11,0 | 19,2 | 15,0 | 18,7 | 14,4 | 12,1 | |
| 0,6 | 10,5 | 4,5 | 15,0 | 0,91 | 9,58 | 915 | 701 | 15,0 | 19,9 | 16,7 | 19,4 | 16,1 | 14,0 | |
| 0,8 | 11,0 | 5,0 | 16,0 | 0,94 | 10,05 | 960 | 738 | 16,0 | 20,6 | 17,2 | 20,0 | 16,7 | 16,7 | |
| 1,0 | 11,0 | 6,0 | 17,0 | 0,94 | 10,05 | 960 | 764 | 17,0 | 20,6 | 17,6 | 20,0 | 17,1 | 16,7 | |
| 1,2 | 11,5 | 9,5 | 21,0 | 0,97 | 10,52 | 1005 | 878 | 21,0 | 21,2 | 19,3 | 20,7 | 18,8 | 21,1 | |
| 1,5 | 11,0 | 12,0 | 23,0 | 0,94 | 10,05 | 960 | 917 | 23,0 | 20,6 | 19,9 | 20,0 | 19,4 | 16,7 | |

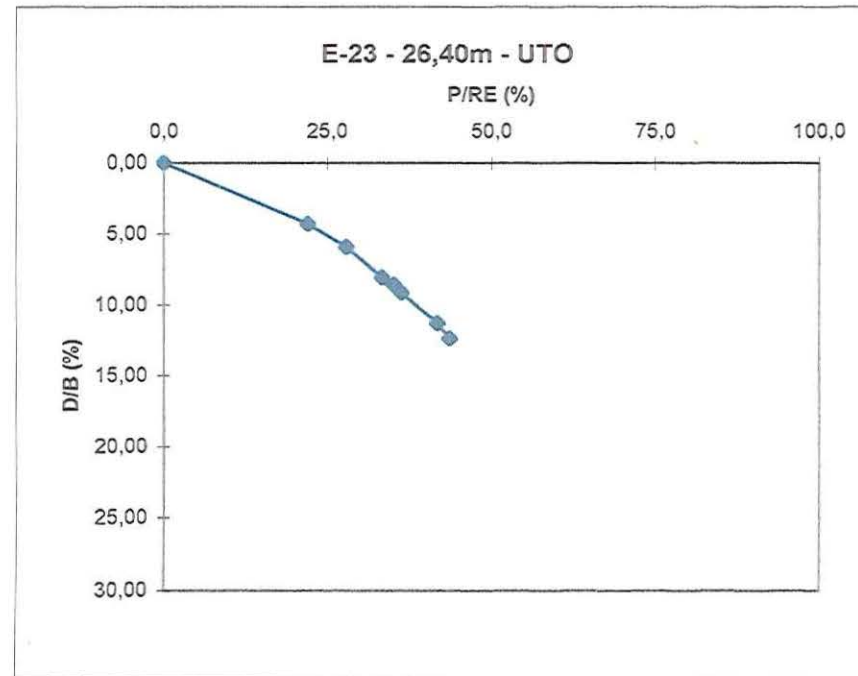
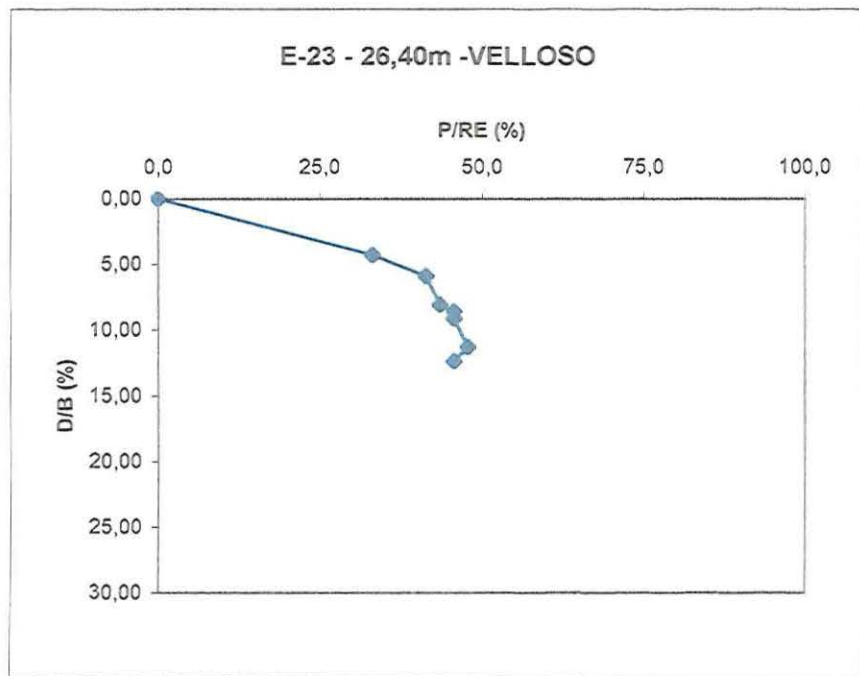
E-23 - 26,4m - VELLOSO



E-23 - 26,40m - UTO



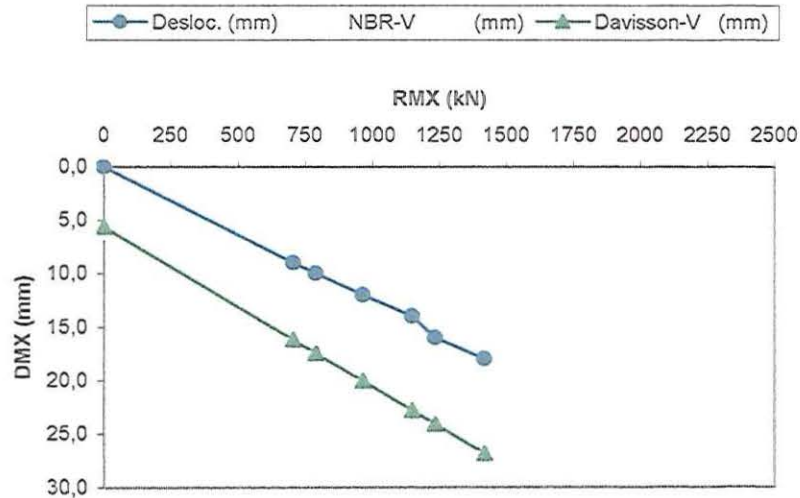
| PR-U | a-U | b-U | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|
| 1322 | 0,051 | 0,0086 | | | |
| Veen-U (mm) | Rd-C/RE (%) | Rd-U/RE (%) | K/D (%) | S/D (%) | DMX/D (%) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 8,3 | 33,2 | 22,1 | 4,31 | 0,00 | 4,31 |
| 11,3 | 41,5 | 27,9 | 5,39 | 0,54 | 5,92 |
| 14,6 | 43,6 | 33,4 | 5,65 | 2,42 | 8,08 |
| 15,9 | 45,7 | 35,2 | 5,92 | 2,69 | 8,62 |
| 16,7 | 45,7 | 36,4 | 5,92 | 3,23 | 9,15 |
| 21,2 | 47,9 | 41,8 | 6,19 | 5,12 | 11,31 |
| 23,0 | 45,7 | 43,7 | 5,92 | 6,46 | 12,39 |



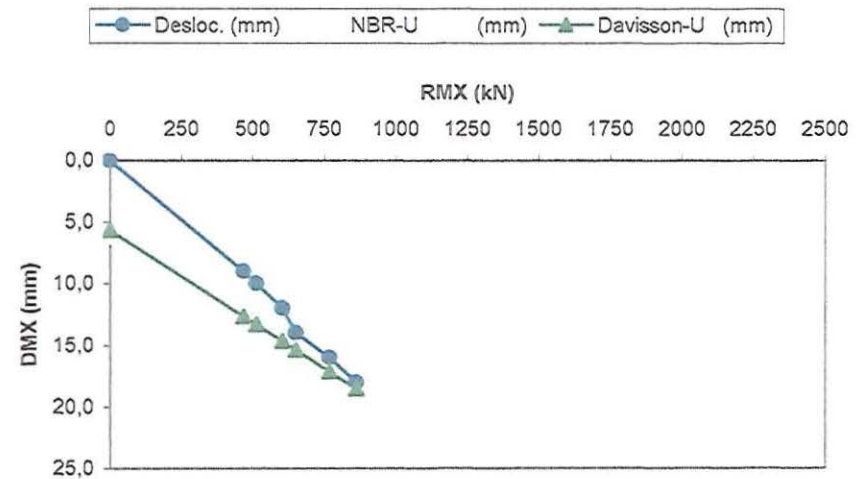
E23-rec

| Identificação da estaca | | E-23 | | 26,4 | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|------|------|--------|---------|----------------|----------------|---------|-------|-------|----------------|----------------|---------|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | | | | B (mm) | RE (kN) |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 24 | 17,80 | 27 | 1,392 | 43 | | | | 185,7 | 2100 |
| H | k | S | DMX | C3 | C2 | Rd- Velloso | Rd-UTO | Desloc. | NBR-V | NBR-U | Davisson- V | Davisson- U | |
| (m) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (kN) | (kN) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 | |
| 0,2 | 8,0 | 1,0 | 9,0 | 0,61 | 7,39 | 705 | 467 | 9,0 | 16,7 | 13,2 | 16,2 | 12,7 | |
| 0,4 | 9,0 | 1,0 | 10,0 | 0,73 | 8,26 | 789 | 512 | 10,0 | 18,0 | 13,9 | 17,5 | 13,3 | |
| 0,6 | 11,0 | 1,0 | 12,0 | 0,90 | 10,09 | 964 | 604 | 12,0 | 20,6 | 15,2 | 20,1 | 14,7 | |
| 0,8 | 13,0 | 1,0 | 14,0 | 0,96 | 11,03 | 1149 | 651 | 14,0 | 23,4 | 15,9 | 22,9 | 15,4 | |
| 1,0 | 14,0 | 2,0 | 16,0 | 1,07 | 12,92 | 1234 | 768 | 16,0 | 24,7 | 17,7 | 24,1 | 17,1 | |
| 1,2 | 16,0 | 2,0 | 18,0 | 1,15 | 14,84 | 1418 | 862 | 18,0 | 27,4 | 19,1 | 26,9 | 18,6 | |
| 1,5 | 16,0 | 2,0 | 18,0 | 1,15 | 14,84 | 1418 | 862 | 18,0 | 27,4 | 19,1 | 26,9 | 18,6 | |

E-23 - 26,40m - VELLOSO



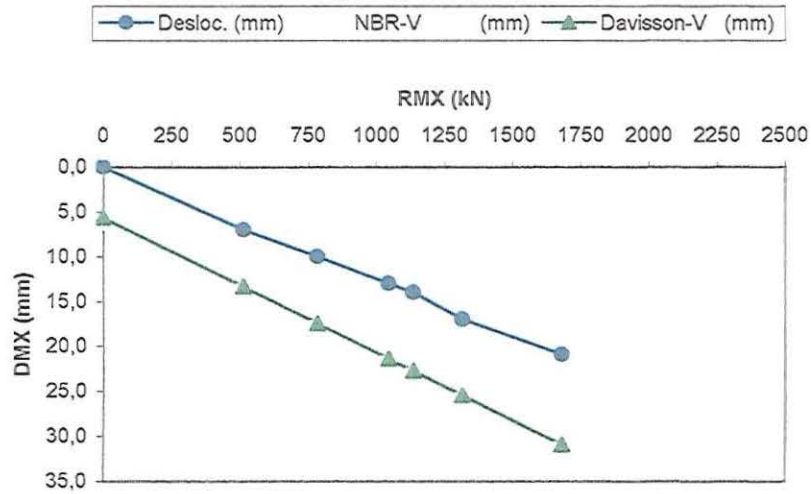
E-23 - 26,40m - UTO



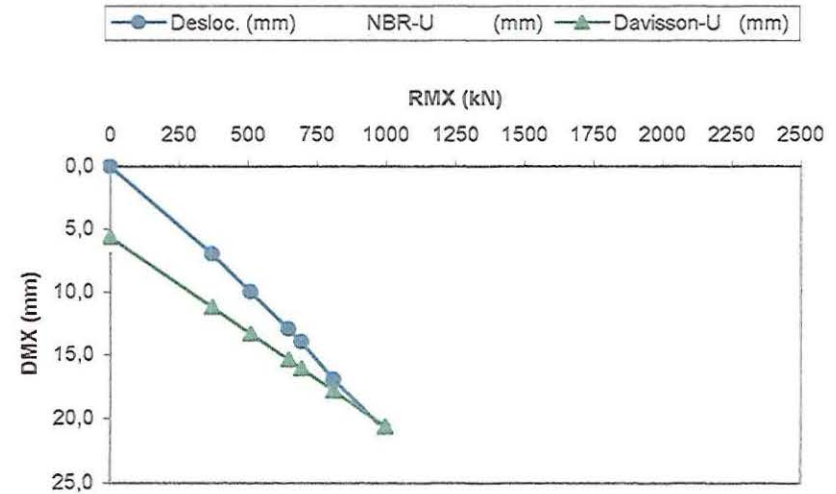
E10-rec

| Identificação da estaca | | | E-10 | | 26,6 | | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|------|------|--------|---------|----------------|----------------|---------|-------|-------|----------------|----------------|
| E (MPa) | A (cm ²) | U(m) | SPT | W (kN) | Wp (kN) | Comp (m) | e ₀ | s (mm) | | | B (mm) | RE (kN) |
| 210000 | 84 | 0,7 | 10 | 24 | 17,80 | 27 | 1,392 | 43 | | | 185,7 | 2100 |
| H | k | S | DMX | C3 | C2 | Rd- Velloso | Rd-UTO | Desloc. | NBR-V | NBR-U | Davisson- V | Davisson- U |
| (m) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (kN) | (kN) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,0 | 6,2 | 6,2 | 5,7 | 5,7 |
| 0,2 | 6,0 | 1,0 | 7,0 | 0,58 | 5,41 | 513 | 370 | 7,0 | 13,9 | 11,8 | 13,4 | 11,2 |
| 0,4 | 9,0 | 1,0 | 10,0 | 0,72 | 8,27 | 784 | 510 | 10,0 | 18,0 | 13,9 | 17,5 | 13,3 |
| 0,6 | 12,0 | 1,0 | 13,0 | 0,96 | 11,03 | 1046 | 647 | 13,0 | 22,0 | 15,9 | 21,4 | 15,4 |
| 0,8 | 13,0 | 1,0 | 14,0 | 1,01 | 11,98 | 1136 | 693 | 14,0 | 23,3 | 16,6 | 22,8 | 16,1 |
| 1,0 | 15,0 | 2,0 | 17,0 | 1,11 | 13,88 | 1316 | 810 | 17,0 | 26,0 | 18,4 | 25,5 | 17,9 |
| 1,2 | 15,0 | 2,0 | 17,0 | 1,11 | 13,88 | 1316 | 810 | 17,0 | 26,0 | 18,4 | 25,5 | 17,9 |
| 1,5 | 19,0 | 2,0 | 21,0 | 1,26 | 17,73 | 1681 | 997 | 21,0 | 31,5 | 21,2 | 31,0 | 20,7 |

E-10 - 26,6m - VELLOSO



E-10 - 26,6m - UTO



ANEXO 3

Anexo 3

| Estaca | H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Chellis (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) |
|-------------|----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|--------------------|----------------|-----------------|
| 4 | 0,2 | 10,0 | 0,0 | 10,0 | 0,82 | 9,17 | 984 | 574 | 10,0 |
| 5 | 0,2 | 4,0 | 2,0 | 6,0 | 0,45 | 3,54 | 338 | 316 | 6,0 |
| 7 | 0,2 | 8,5 | 0,0 | 8,5 | 0,67 | 7,82 | 745 | 489 | 8,5 |
| 8 | 0,2 | 6,0 | 1,0 | 7,0 | 0,60 | 5,39 | 523 | 393 | 7,0 |
| 9 | 0,2 | 7,0 | 0,5 | 7,5 | 0,65 | 6,34 | 615 | 431 | 7,5 |
| 10 | 0,2 | 8,0 | 0,0 | 8,0 | 0,63 | 7,36 | 701 | 464 | 8,0 |
| 12 | 0,2 | 11,0 | 0,5 | 11,5 | 0,94 | 10,05 | 960 | 623 | 11,5 |
| 13 | 0,2 | 10,0 | 0,0 | 10,0 | 0,87 | 9,12 | 880 | 565 | 10,0 |
| 14 | 0,2 | 10,0 | 0,0 | 10,0 | 0,87 | 9,12 | 890 | 570 | 10,0 |
| 15 | 0,2 | 8,0 | 1,0 | 9,0 | 0,64 | 7,35 | 695 | 487 | 9,0 |
| 16 | 0,2 | 7,5 | 0,5 | 8,0 | 0,66 | 6,83 | 646 | 449 | 8,0 |
| 17 | 0,2 | 8,5 | 0,5 | 9,0 | 0,74 | 7,75 | 749 | 505 | 9,0 |
| 18 | 0,2 | 12,0 | 0,0 | 12,0 | 1,00 | 10,99 | 1066 | 668 | 12,0 |
| 20 | 0,2 | 9,0 | 0,0 | 9,0 | 1,73 | 7,26 | 733 | 508 | 9,0 |
| 21 | 0,2 | 9,5 | 0,0 | 9,5 | 0,83 | 8,66 | 848 | 547 | 9,5 |
| 22 | 0,2 | 7,0 | 0,0 | 7,0 | 0,64 | 6,35 | 602 | 412 | 7,0 |
| 23 | 0,2 | 8,0 | 0,0 | 8,0 | 0,70 | 7,29 | 697 | 464 | 8,0 |
| Σ | | | | | 13,44 | 130,39 | 12672 | 8465 | 150,0 |
| Média | | | | | 0,79 | 7,67 | 745 | 498 | 8,8 |
| Desvio | | | | | 0,28 | 1,79 | 181,31 | 87,84 | 1,59 |
| Invariância | | | | | 35,3 | 23,3 | 24,3 | 17,6 | 18,0 |

Anexo 3

| Estaca | H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Chellis (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) |
|-------------|----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|--------------------|----------------|-----------------|
| 4 | 0,4 | 13,0 | 2,0 | 15,0 | 1,02 | 11,97 | 1285 | 789 | 15 |
| 5 | 0,4 | 3,5 | 4,0 | 7,5 | 0,40 | 3,09 | 295 | 343 | 7,5 |
| 7 | 0,4 | 9,0 | 1,5 | 10,5 | 0,73 | 8,26 | 786 | 551 | 10,5 |
| 8 | 0,4 | 9,0 | 2,0 | 11,0 | 0,79 | 8,20 | 796 | 570 | 11 |
| 9 | 0,4 | 10,0 | 1,0 | 11,0 | 0,87 | 9,12 | 885 | 594 | 11 |
| 10 | 0,4 | 12,0 | 0,0 | 12,0 | 0,96 | 11,03 | 1050 | 659 | 12 |
| 12 | 0,4 | 12,0 | 1,0 | 13,0 | 1,00 | 10,99 | 1050 | 686 | 13 |
| 13 | 0,4 | 11,5 | 1,0 | 12,5 | 0,97 | 10,52 | 1015 | 666 | 12,5 |
| 14 | 0,4 | 11,0 | 0,0 | 11,0 | 0,94 | 10,05 | 981 | 620 | 11 |
| 15 | 0,4 | 9,5 | 2,5 | 12,0 | 0,77 | 8,72 | 824 | 597 | 12 |
| 16 | 0,4 | 8,0 | 2,0 | 10,0 | 0,64 | 7,35 | 695 | 512 | 10 |
| 17 | 0,4 | 9,5 | 1,0 | 10,5 | 0,83 | 8,66 | 837 | 567 | 10,5 |
| 18 | 0,4 | 12,5 | 1,0 | 13,5 | 1,02 | 11,47 | 1113 | 719 | 13,5 |
| 20 | 0,4 | 11,0 | 0,0 | 11,0 | 2,08 | 8,92 | 899 | 607 | 11 |
| 21 | 0,4 | 10,5 | 1,5 | 12,0 | 0,90 | 9,59 | 939 | 636 | 12 |
| 22 | 0,4 | 7,5 | 1,5 | 9,0 | 0,66 | 6,83 | 647 | 475 | 9 |
| 23 | 0,4 | 10,0 | 1,0 | 11,0 | 0,88 | 9,11 | 871 | 587 | 11 |
| Σ | | | | | 15,46 | 153,88 | 14967 | 10177 | 192,50 |
| Média | | | | | 0,91 | 9,05 | 880 | 599 | 11,32 |
| Desvio | | | | | 0,34 | 2,10 | 218 | 100 | 1,72 |
| Invariância | | | | | 37,4 | 23,2 | 24,8 | 16,7 | 15,2 |

Anexo 3

| Estaca | H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Chellis (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) |
|-------------|----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|--------------------|----------------|-----------------|
| 4 | 0,6 | 15,0 | 2,0 | 17,0 | 1,11 | 13,88 | 1489 | 897 | 17 |
| 5 | 0,6 | 7,0 | 4,0 | 11,0 | 0,64 | 6,35 | 605 | 515 | 11 |
| 7 | 0,6 | 11,0 | 2,0 | 13,0 | 0,90 | 10,09 | 960 | 661 | 13 |
| 8 | 0,6 | 8,5 | 4,5 | 13,0 | 0,74 | 7,75 | 752 | 610 | 13 |
| 9 | 0,6 | 16,0 | 2,0 | 18,0 | 1,18 | 14,81 | 1436 | 922 | 18 |
| 10 | 0,6 | 14,0 | 0,0 | 14,0 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 758 | 14 |
| 12 | 0,6 | 12,0 | 3,0 | 15,0 | 1,00 | 10,99 | 1050 | 737 | 15 |
| 13 | 0,6 | 12,5 | 2,0 | 14,5 | 1,02 | 11,47 | 1106 | 742 | 14,5 |
| 14 | 0,6 | 11,0 | 1,0 | 12,0 | 0,94 | 10,05 | 981 | 647 | 12 |
| 15 | 0,6 | 9,0 | 5,0 | 14,0 | 0,72 | 8,27 | 781 | 636 | 14 |
| 16 | 0,6 | 10,0 | 3,5 | 13,5 | 0,82 | 9,17 | 866 | 646 | 13,5 |
| 17 | 0,6 | 11,0 | 2,0 | 13,0 | 0,94 | 10,05 | 971 | 668 | 13 |
| 18 | 0,6 | 13,0 | 3,0 | 16,0 | 1,05 | 11,94 | 1158 | 796 | 16 |
| 20 | 0,6 | 12,0 | 1,5 | 13,5 | 2,21 | 9,78 | 987 | 697 | 13,5 |
| 21 | 0,6 | 8,0 | 2,0 | 10,0 | 0,68 | 7,31 | 716 | 525 | 10 |
| 22 | 0,6 | 11,5 | 1,5 | 13,0 | 0,93 | 10,56 | 1000 | 670 | 13 |
| 23 | 0,6 | 10,5 | 4,5 | 15,0 | 0,91 | 9,58 | 915 | 701 | 15 |
| Σ | | | | | 16,86 | 174,97 | 17006 | 11826 | 235,50 |
| Média | | | | | 0,99 | 10,29 | 1000 | 696 | 14,03 |
| Desvio | | | | | 0,35 | 2,26 | 237 | 109 | 2,39 |
| Invariância | | | | | 35,4 | 22,0 | 23,7 | 15,7 | 17,1 |

Anexo 3

| Estaca | H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Chellis (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) |
|-------------|----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|--------------------|----------------|-----------------|
| 4 | 0,8 | 14,0 | 3,0 | 17,0 | 1,07 | 12,92 | 1387 | 870 | 17 |
| 5 | 0,8 | 9,0 | 2,0 | 11,0 | 0,73 | 8,26 | 786 | 563 | 11 |
| 7 | 0,8 | 12,0 | 3,0 | 15,0 | 0,96 | 11,03 | 1050 | 735 | 15 |
| 8 | 0,8 | 9,0 | 6,5 | 15,5 | 0,79 | 8,20 | 796 | 686 | 15,5 |
| 9 | 0,8 | 16,0 | 5,0 | 21,0 | 1,18 | 14,81 | 1436 | 1000 | 21 |
| 10 | 0,8 | 15,0 | 1,0 | 16,0 | 1,11 | 13,88 | 1321 | 833 | 16 |
| 12 | 0,8 | 12,5 | 3,5 | 16,0 | 1,03 | 11,46 | 1095 | 774 | 16 |
| 13 | 0,8 | 13,0 | 3,0 | 16,0 | 1,05 | 11,94 | 1152 | 792 | 16 |
| 14 | 0,8 | 10,0 | 5,0 | 15,0 | 0,87 | 9,12 | 890 | 700 | 15 |
| 15 | 0,8 | 10,0 | 7,0 | 17,0 | 0,82 | 9,17 | 866 | 735 | 17 |
| 16 | 0,8 | 13,0 | 4,0 | 17,0 | 1,01 | 11,98 | 1132 | 805 | 17 |
| 17 | 0,8 | 11,0 | 4,0 | 15,0 | 0,94 | 10,05 | 971 | 719 | 15 |
| 18 | 0,8 | 12,0 | 6,0 | 18,0 | 1,00 | 10,99 | 1066 | 823 | 18 |
| 20 | 0,8 | 12,0 | 3,0 | 15,0 | 2,21 | 9,78 | 987 | 737 | 15 |
| 21 | 0,8 | 11,0 | 4,0 | 15,0 | 0,93 | 10,06 | 985 | 727 | 15 |
| 22 | 0,8 | 10,0 | 1,5 | 11,5 | 0,82 | 9,17 | 869 | 597 | 11,5 |
| 23 | 0,8 | 11,0 | 5,0 | 16,0 | 0,94 | 10,05 | 960 | 738 | 16 |
| Σ | | | | | 17,46 | 182,87 | 17749 | 12838 | 267,00 |
| Média | | | | | 1,03 | 10,76 | 1044 | 755 | 15,76 |
| Desvio | | | | | 0,33 | 1,89 | 194 | 100 | 2,30 |
| Invariância | | | | | 32,0 | 17,6 | 18,6 | 13,2 | 14,6 |

Anexo 3

| Estaca | H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Chellis (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) |
|-------------|----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|--------------------|----------------|-----------------|
| 4 | 1 | 16,0 | 5,0 | 21,0 | 1,15 | 14,84 | 1592 | 1033 | 21 |
| 5 | 1 | 9,0 | 5,0 | 14,0 | 0,73 | 8,26 | 786 | 640 | 14 |
| 7 | 1 | 14,0 | 4,0 | 18,0 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 860 | 18 |
| 8 | 1 | 9,0 | 8,5 | 17,5 | 0,79 | 8,20 | 796 | 738 | 17,5 |
| 9 | 1 | 11,0 | 6,0 | 17,0 | 0,94 | 10,05 | 975 | 773 | 17 |
| 10 | 1 | 15,5 | 3,0 | 18,5 | 1,13 | 14,36 | 1367 | 909 | 18,5 |
| 12 | 1 | 13,0 | 5,0 | 18,0 | 1,05 | 11,94 | 1141 | 837 | 18 |
| 13 | 1 | 13,0 | 5,0 | 18,0 | 1,05 | 11,94 | 1152 | 844 | 18 |
| 14 | 1 | 8,5 | 3,5 | 12,0 | 0,74 | 7,75 | 756 | 587 | 12 |
| 15 | 1 | 10,0 | 9,0 | 19,0 | 0,82 | 9,17 | 866 | 785 | 19 |
| 16 | 1 | 13,0 | 5,0 | 18,0 | 1,01 | 11,98 | 1132 | 831 | 18 |
| 17 | 1 | 11,0 | 6,0 | 17,0 | 0,94 | 10,05 | 971 | 771 | 17 |
| 18 | 1 | 12,5 | 7,5 | 20,0 | 1,02 | 11,47 | 1113 | 888 | 20 |
| 20 | 1 | 12,0 | 5,0 | 17,0 | 2,21 | 9,78 | 987 | 791 | 17 |
| 21 | 1 | 11,0 | 5,5 | 16,5 | 0,93 | 10,06 | 985 | 766 | 16,5 |
| 22 | 1 | 11,5 | 1,5 | 13,0 | 0,93 | 10,56 | 1000 | 670 | 13 |
| 23 | 1 | 11,0 | 6,0 | 17,0 | 0,94 | 10,05 | 960 | 764 | 17 |
| Σ | | | | | 17,45 | 183,38 | 17809 | 13486 | 291,50 |
| Média | | | | | 1,03 | 10,79 | 1048 | 793 | 17,15 |
| Desvio | | | | | 0,33 | 2,04 | 215 | 105 | 2,31 |
| Invariância | | | | | 32,0 | 18,9 | 20,5 | 13,2 | 13,5 |

Anexo 3

| Estaca | H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Chellis (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) |
|-------------|----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|--------------------|----------------|-----------------|
| 4 | 1,2 | 19,0 | 4,0 | 23,0 | 1,26 | 17,73 | 1902 | 1168 | 23 |
| 5 | 1,2 | 9,0 | 5,0 | 14,0 | 0,73 | 8,26 | 786 | 640 | 14 |
| 7 | 1,2 | 14,0 | 5,0 | 19,0 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 885 | 19 |
| 8 | 1,2 | 10,0 | 7,5 | 17,5 | 0,87 | 9,12 | 885 | 762 | 17,5 |
| 9 | 1,2 | 12,0 | 7,0 | 19,0 | 1,00 | 10,99 | 1066 | 849 | 19 |
| 10 | 1,2 | 16,0 | 5,0 | 21,0 | 1,15 | 14,84 | 1412 | 985 | 21 |
| 12 | 1,2 | 13,0 | 7,0 | 20,0 | 1,05 | 11,94 | 1141 | 888 | 20 |
| 13 | 1,2 | 13,0 | 6,5 | 19,5 | 1,05 | 11,94 | 1152 | 883 | 19,5 |
| 14 | 1,2 | 14,0 | 6,0 | 20,0 | 1,09 | 12,90 | 1259 | 929 | 20 |
| 15 | 1,2 | 10,0 | 12,0 | 22,0 | 0,82 | 9,17 | 866 | 861 | 22 |
| 17 | 1,2 | 12,0 | 6,0 | 18,0 | 1,00 | 10,99 | 1062 | 821 | 18 |
| 18 | 1,2 | 13,0 | 8,5 | 21,5 | 1,05 | 11,94 | 1158 | 939 | 21,5 |
| 20 | 1,2 | 12,5 | 7,5 | 20,0 | 2,27 | 10,22 | 1031 | 884 | 20 |
| 21 | 1,2 | 11,5 | 7,5 | 19,0 | 0,96 | 10,53 | 1031 | 844 | 19 |
| 22 | 1,2 | 13,0 | 2,0 | 15,0 | 1,01 | 11,98 | 1135 | 757 | 15 |
| 23 | 1,2 | 11,5 | 9,5 | 21,0 | 0,97 | 10,52 | 1005 | 878 | 21 |
| Σ | | | | | 16,09 | 168,26 | 18122 | 13971 | 286,50 |
| Média | | | | | 1,08 | 11,62 | 1133 | 873 | 19,34 |
| Desvio | | | | | 0,34 | 2,31 | 258 | 113 | 2,38 |
| Invariância | | | | | 31,5 | 19,9 | 22,8 | 12,9 | 12,3 |

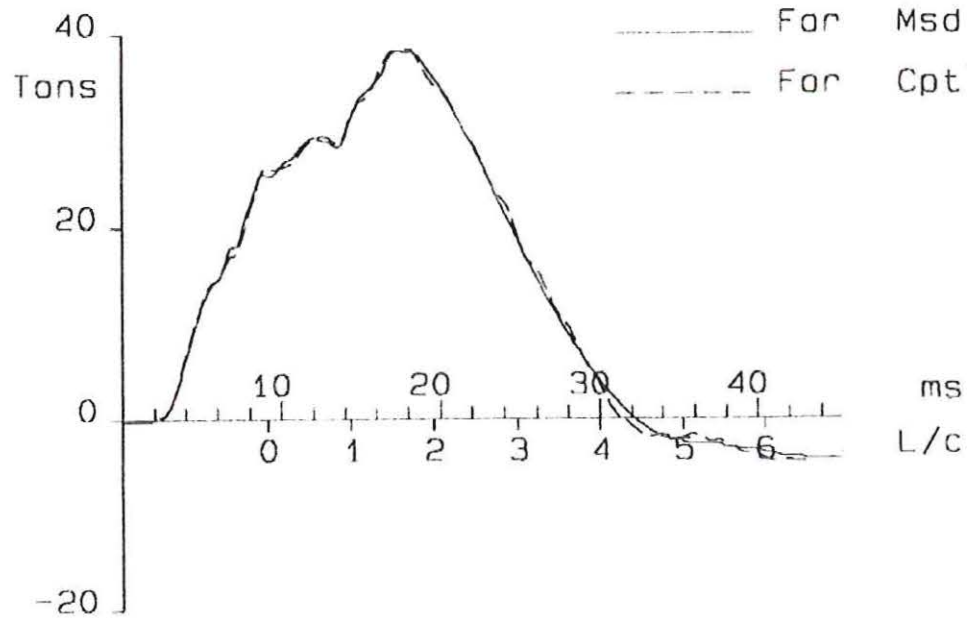
Anexo 3

| Estaca | H (m) | k (mm) | S (mm) | DMX (mm) | C3 (mm) | C2 (mm) | Rd-Chellis (kN) | Rd-UTO (kN) | Desloc. (mm) |
|------------|----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|--------------------|----------------|-----------------|
| 5 | 1,5 | 10,0 | 9,0 | 19,0 | 0,82 | 9,17 | 873 | 790 | 19 |
| 7 | 1,5 | 14,0 | 7,0 | 21,0 | 1,07 | 12,92 | 1230 | 936 | 21 |
| 8 | 1,5 | 11,0 | 12,0 | 23,0 | 0,94 | 10,05 | 975 | 929 | 23 |
| 9 | 1,5 | 12,0 | 10,0 | 22,0 | 1,00 | 10,99 | 1066 | 927 | 22 |
| 10 | 1,5 | 16,0 | 7,5 | 23,5 | 1,15 | 14,84 | 1412 | 1048 | 23,5 |
| 12 | 1,5 | 13,0 | 10,0 | 23,0 | 1,05 | 11,94 | 1141 | 965 | 23 |
| 13 | 1,5 | 12,0 | 10,0 | 22,0 | 1,00 | 10,99 | 1060 | 923 | 22 |
| 14 | 1,5 | 9,0 | 9,5 | 18,5 | 0,79 | 8,20 | 800 | 768 | 18,5 |
| 15 | 1,5 | 10,5 | 15,0 | 25,5 | 0,86 | 9,63 | 910 | 961 | 25,5 |
| 16 | 1,5 | 12,0 | 10,5 | 22,5 | 0,96 | 11,03 | 1042 | 920 | 22,5 |
| 17 | 1,5 | 12,5 | 8,5 | 21,0 | 1,02 | 11,47 | 1108 | 911 | 21 |
| 18 | 1,5 | 14,5 | 11,5 | 26,0 | 1,12 | 13,37 | 1297 | 1092 | 26 |
| 20 | 1,5 | 12,5 | 10,5 | 23,0 | 2,27 | 10,22 | 1031 | 965 | 23 |
| 21 | 1,5 | 10,5 | 8,5 | 19,0 | 0,90 | 9,59 | 939 | 820 | 19 |
| 22 | 1,5 | 12,0 | 4,0 | 16,0 | 0,96 | 11,03 | 1045 | 758 | 16 |
| 23 | 1,5 | 11,0 | 12,0 | 23,0 | 0,94 | 10,05 | 960 | 917 | 23 |
| Σ | | 192,5 | | | 16,85 | 175,49 | 16890 | 14627 | 348,00 |
| Média | | 12,03 | | | 1,05 | 10,97 | 1056 | 914 | 21,75 |
| Desvio | | 0,34 | | | 0,34 | 1,69 | 158 | 93 | 2,61 |
| Coef. Var. | | 2,82 | | | 32,4 | 15,4 | 15,0 | 10,2 | 12,0 |

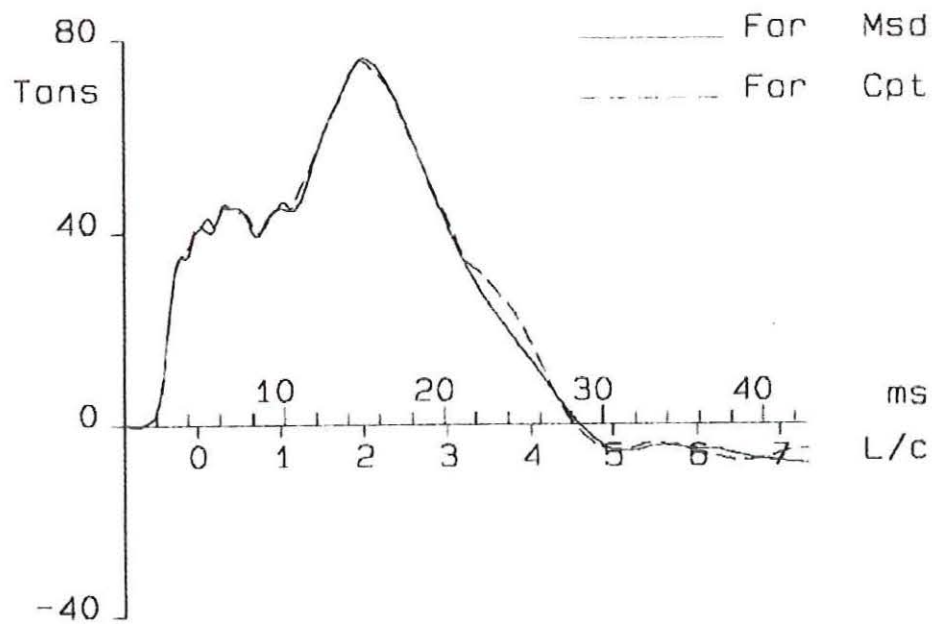
ANEXO 4

TR - 10: Curva da força medida e calculada da análise CAPWAP.

H = 0,20m

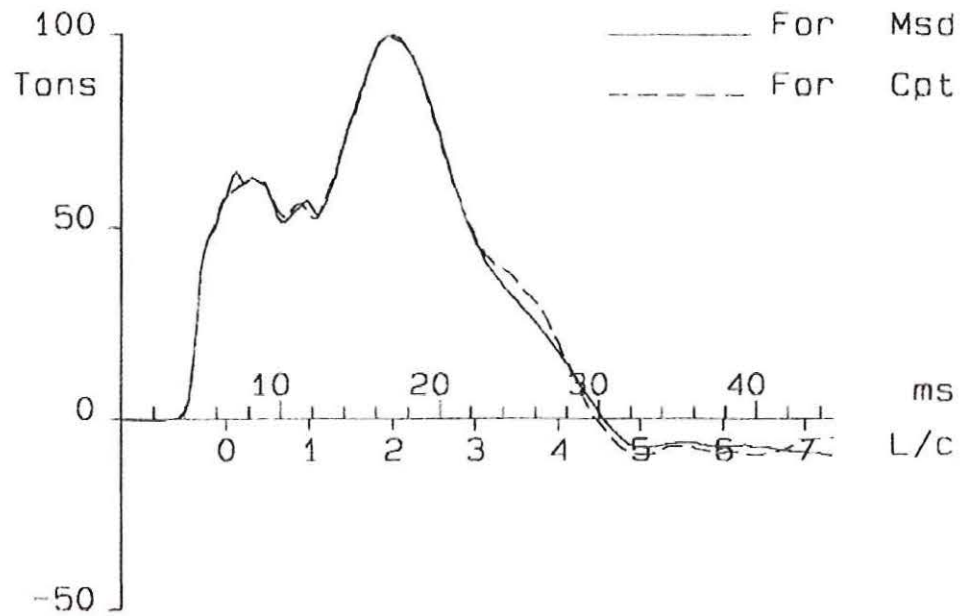


H = 0,60 m

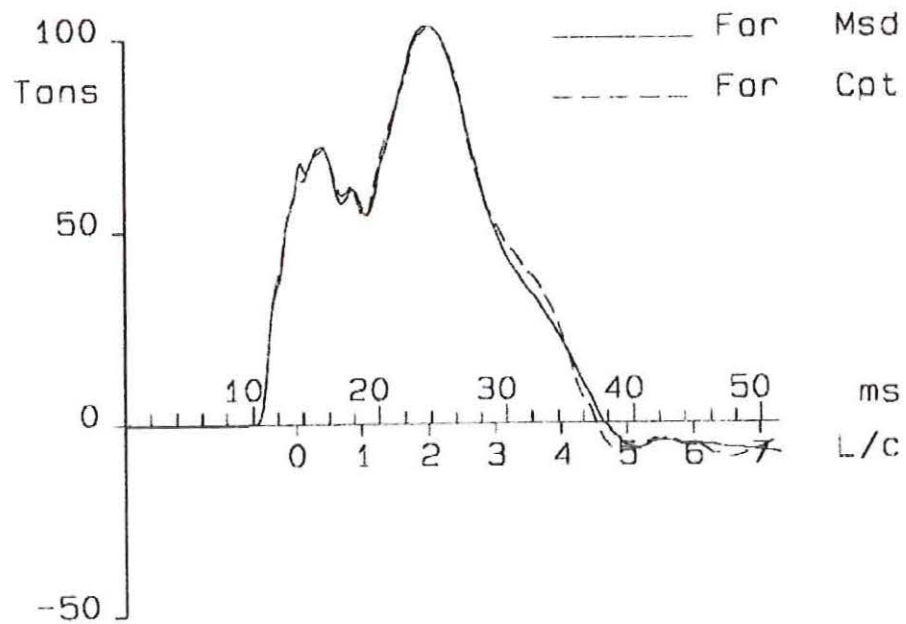


TR – 10: Curva da força medida e calculada da análise CAPWAP.

H = 0,80 m

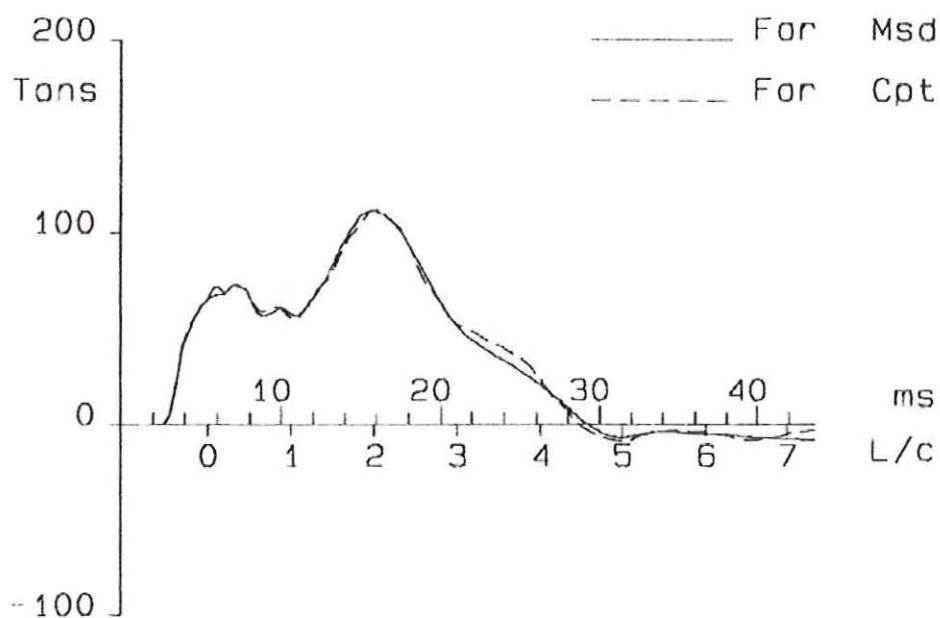


H = 1,0 m

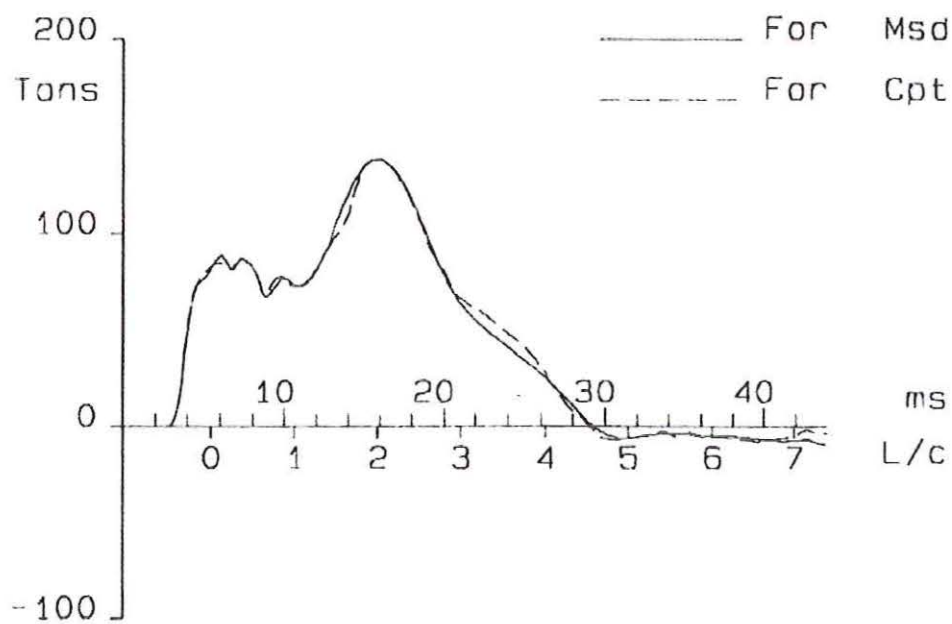


TR – 10: Curva da força medida e calculada da análise CAPWAP.

H = 1,20 m

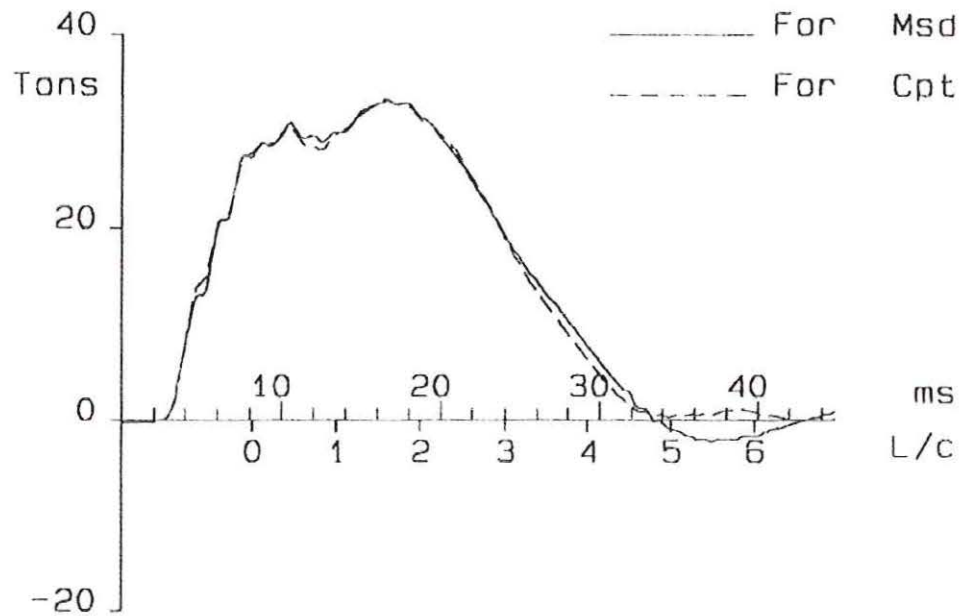


H = 1,50 m

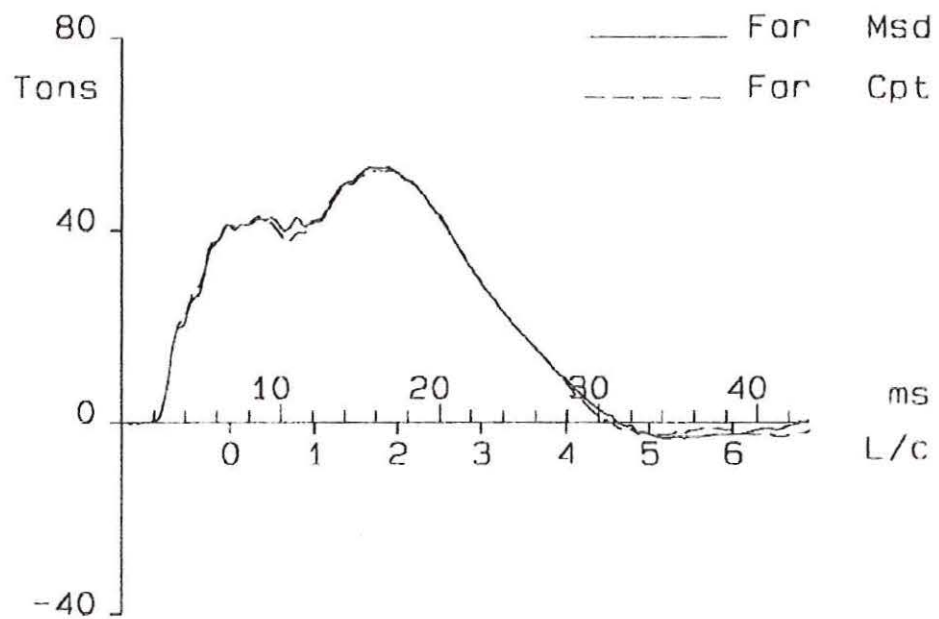


TR – 23: Curva da força medida e calculada da análise CAPWAP.

H = 0,20m

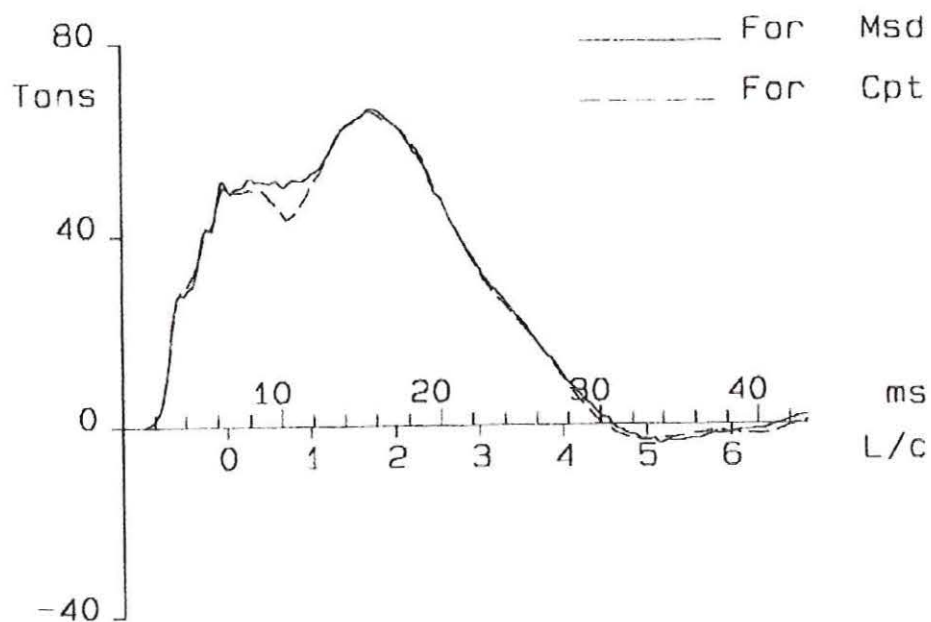


H = 0,40 m

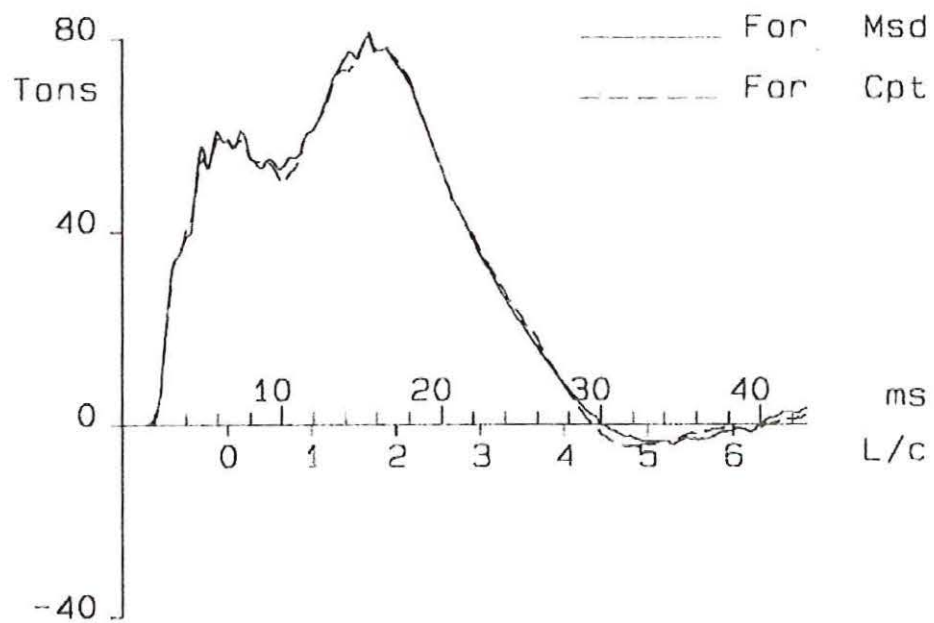


TR - 23: Curva da força medida e calculada da análise CAPWAP.

H = 0,60m

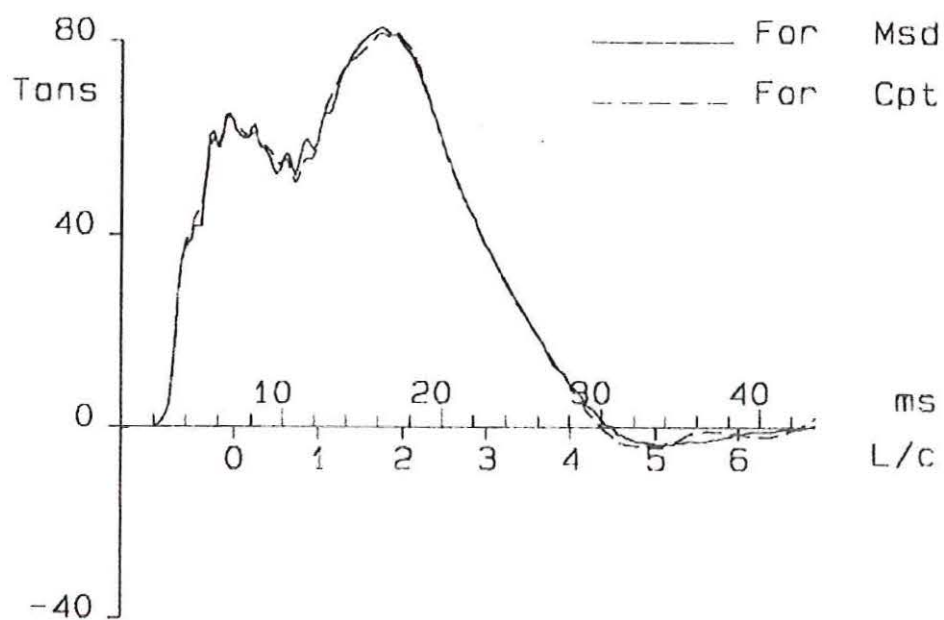


H = 0,80 m

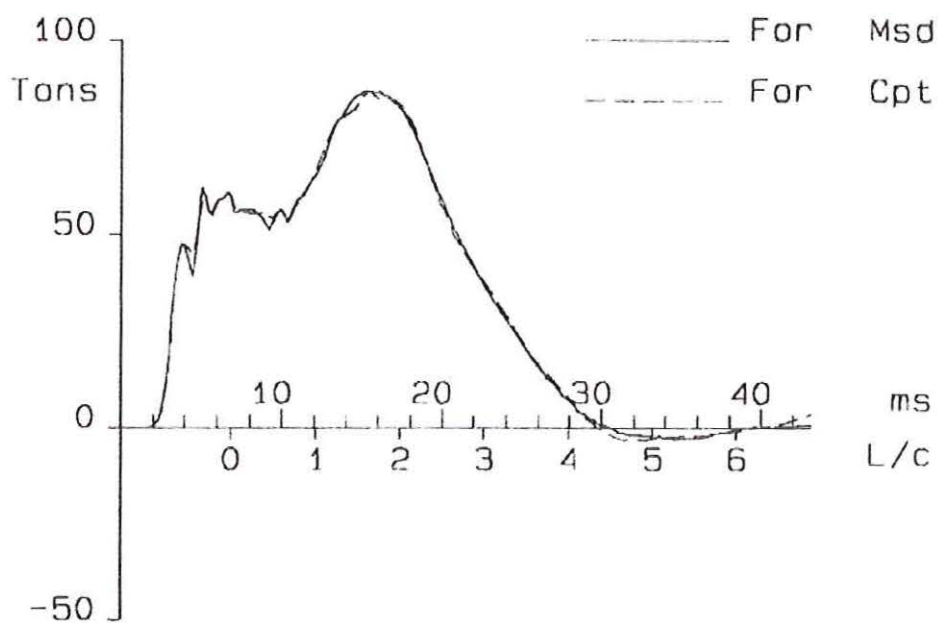


TR - 23: Curva da força medida e calculada da análise CAPWAP.

H = 1,00 m



H = 1,50m



ANEXO 5

Planta de Locação do Campo Experimental de Fundações

