ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ESTACAS DE FUNDAÇÃO EM UM TERRENO COM PRESENÇA DE SOLOS MOLES

Janaina Dias Avelino

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

Aprovada por:

Prof. Márcio de Sousa Soares de Almeida, Ph. D.

Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph. D.

Prof. Nelson Aoki, D. Sc.

Prof. Bernadete Ragoni Danziger, D. Sc.

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2006

AVELINO, JANAINA DIAS

Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles [Rio de Janeiro] 2006

XI, 119 p, 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2006)

Dissertação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Estacas Pré-moldadas

2. Provas de Carga

3. Repique Elástico

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

À Deus;

Aos meus Pais, Honório e Marluce.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus;

Aos meus pais Honório e Marluce que me deram a oportunidade e sempre me incentivaram a estudar, a buscar o melhor para mim, mesmo que fosse longe deles, e sempre se mantiveram presentes com seu carinho e amor;

À minha irmã Monaliza por todos os momentos que dividimos juntas;

Aos professores Márcio e Paulo por todo apoio e atenção no desenvolvimento deste trabalho;

Aos professores Aoki, Bernadete e Danziger pela participação como membros da banca examinadora;

Aos professores Olavo e Ada por terem me mostrado o caminho da pesquisa e dado os primeiros passos comigo;

À todos os professores que transmitiram de maneira tão empolgante os ensinamentos que levarei por toda a vida;

À Esther por mostrar tanto empenho em seu trabalho e por estar sempre disposta a tirar minhas dúvidas e a solucionar os problemas de todos que a procuravam;

À todos os funcionários do Laboratório de Geotecnia que sempre se mostraram presentes quando precisei;

À professora Anna Laura por demonstrar tanto amor à profissão, pela amizade e por me escutar sempre que a procurei;

À Marcelo pela amizade, companheirismo, amor e apoio durante essa nova fase de nossas vidas sempre me incentivando a não desistir e segurando minha mão nos momentos mais difíceis e pela ajuda na elaboração das figuras deste trabalho;

Aos amigos Raquel, Maria Clara, Silvia, Renilson, Silvio e Wagner por todos os momentos juntos durante as aulas e nos encontros para comemorar essa amizade;

À Maria Clara e Ana Júlia, em especial, pelo companheirismo na Sala 06;

À Patrícia por ter se mostrado tão prestativa sempre que precisei e pela sincera amizade;

Às Construtoras Metropolitana e Santa Bárbara pelo apoio nos ensaios utilizados neste trabalho;

À CNPq pelo apoio financeiro.

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

ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ESTACAS DE FUNDAÇÃO EM UM TERRENO COM PRESENÇA DE SOLOS MOLES

Janaina Dias Avelino

Março / 2006

Orientadores: Márcio de Sousa Soares de Almeida
Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho, é mostrado um estudo das fundações de um conjunto de prédios que farão parte da Escola de Ensino Médio do SESC, localizada na Barra da Tijuca – Rio de Janeiro. A obra é composta por aproximadamente doze mil estacas pré-moldadas, que compõem o aterro estruturado e as fundações dos prédios, e é situada num terreno com presença de solos moles em camadas que variam de 2m a 13m de espessura. Para o presente estudo foram realizados 85 Provas de Carga Dinâmica (sendo 41 com CAPWAP) e 8 Provas de Carga Estática (SML).

A análise do estaqueamento é realizada estimando-se a capacidade de carga através do método do repique e da relação entre as provas de carga dinâmica e estática.

É realizada uma análise probabilística do repique (K), da constante r e de G_b/ρ empregando o Método da Expansão em Série de Taylor gerando-se uma função da carga mobilizada (P_r) e a partir dessa função analisa-se a probabilidade de ruptura do estaqueamento. Uma análise da aplicabilidade desse método para o caso em estudo também é mostrada.

Posteriormente, é realizado o cálculo da probabilidade de ruptura da fundação do aterro estruturado pelo método do índice de confiabilidade através dos parâmetros estatísticos da carga do aterro e da carga mobilizada nas estacas.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.)

THE PERFORMANCE OF PILE FOUNDATION IN A GEOTECHNICAL PROFILE WITH PRESENCE OF SOFT SOILS

Janaina Dias Avelino

March / 2006

Adivisors: Márcio de Sousa Soares de Almeida
Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Department: Civil Engineering

This work presents a study of the piled foundations of a group of buildings that will be part of the Secundary School of SESC, in Barra da Tijuca - Rio de Janeiro. Approximately twelve thousand precaste concrete piles were driven for the structured embankment and the foundations of the buildings. The geotechnical profile presents layers of soft soils that vary from 2m to 13m in thickness. For the present study 85 Dynamic Load Tests were carried out (being 41 with CAPWAP) as well as 8 Static Load Tests (SML).

The analysis of the piling was accomplished considering the ultimate load capacity evaluated by the method of the elastic rebound and the relationship between the results of dynamic and static load tests.

A probability analysis of the mobilized load (P_r) was realized using the method of Expansion in Series of Taylor. An analysis of the applicability of that method for the case in study was also performed.

Finally, the assessment of the probability of failure of the foundation of the structured embankment was accomplished by the method of the reliability index through the statistical parameters of the load of the embankment and of the mobilized load on the piles.

ÍNDICE

LISTA DE SÍMBOLOS

e	eficiência do impacto
W	peso do martelo
h	altura de queda do martelo
R	resistência do solo
s	nega
C_1	encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim
C_2	encurtamento elástico da estaca
C_3 ou quake ou Q	encurtamento elástico do solo
q	perdas de energia = $C_1 + C_2 + C_3$
P	peso da estaca
μ	coeficiente de restituição de Redtenbacher (1859)
L	comprimento da estaca
A	área da seção transversal da estaca
E	módulo de elasticidade da estaca
L''	comprimento do capacete
A''	área do capacete
E''	módulo de elasticidade do capacete
K	repique
FS	fator de segurança
u	deslocamento longitudinal de um ponto qualquer da barra
x	distância do ponto considerado à extremidade da barra
c	velocidade de propagação da onda
t	tempo
e	coeficiente de restituição de Smith (1960)
R_{su}	resistência estática última
R_u	resistência estática
R_d	resistência dinâmica
J	fator de amortecimento do solo
v	velocidade de deslocamento de um ponto da estaca
J_p	fator de amortecimento do solo da ponta

J_m	fator de amortecimento do solo lateral
L’	comprimento virtual da estaca
α	relação entre o comprimento virtual e o real da estaca
R_{ub}	resistência última na base da estaca
R_{us}	resistência última na lateral da estaca
β	Ru_b/Ru
ψ	coeficiente que é função da forma de distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade
N(z)	força normal
P_r	carga mobilizada
r	uma constante
w_b	recalque da base da estaca
P_b	carga que atinge a base da estaca
r_b	raio da base da estaca
G_b	módulo de cisalhamento na profundidade da base da estaca
ν	coeficiente de Poisson
ρ	relação entre a carga aplicada no topo e a que atinge a ponta da estaca
J_c	fator de amortecimento dinâmico do solo
δ	deformação de uma dada seção da estaca
ε	deformação específica
F	força
Z	impedância
R_a	resistência lateral
R_p	resistência de ponta
v_p	velocidade da ponta da estaca
J_v	fator de amortecimento dinâmico viscoso do solo
R_{sum}	resistência estática última lateral
R_{sup}	resistência estática última de ponta
R_n	resistência de descarregamento
Q_n	quake de descarregamento
R_m	resistência total mobilizada lateral
U_n	relação entre a resistência última de descarregamento e a de carregamento
K_s	módulo de rigidez
K_n	módulo de rigidez no descarregamento

CS	relação entre o quake de carregamento e de descarregamento lateral
CT	relação entre o quake de carregamento e de descarregamento de ponta
Gap	abertura entre a ponta da estaca e o solo
Q_{ult}	carga última
w	recalque
DMX	deslocamento máximo da estaca durante o golpe

Para a parte Estatística:

X	variável aleatória
E[X] ou μ_X	média
n	número de resultados do espaço amostral
a	limite inferior da função de densidade de probabilidade
b	limite superior da função de densidade de probabilidade
x	valor da variável aleatória
p	probabilidade associada ao resultado
$f_x(x)$ ou fdp	função de densidade de probabilidade
V[X]	variância
σ[X]	desvio padrão
V_x	coeficiente de variação
$E[(X - a)^m]$	momento probabilístico de ordem m
$M_x(\theta)$	função geradora de momentos
θ	variável determinística auxiliar
$\beta(1)$	coeficiente de assimetria
$\beta(2)$	coeficiente de intensidade de pico ou coeficiente de curtose
cov[X, Y]	covariância
ρ	coeficiente de correlação

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 – Relevância e Objetivos

Ao estudar as fundações de uma determinada obra, pode-se recorrer à definição da norma NBR 6122/96 para carga admissível de uma fundação profunda e, assim, compreender quais são os aspectos de maior relevância nesse tipo de estudo. A NBR 6122/96 apresenta a seguinte definição: *"Carga admissível sobre uma estaca ou tubulão isolado: força aplicada sobre uma estaca ou 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"*. Assim, o projeto de uma fundação profunda precisa examinar a segurança em relação à ruptura e, dependendo das condições particulares da obra, avaliar os recalques sob as cargas de serviço. E os métodos de controle do estaqueamento precisam verificar a capacidade de carga das estacas já cravadas.

A tentativa de determinação da capacidade de carga de estacas pré-moldadas, utilizando-se as chamadas fórmulas dinâmicas de cravação, sempre envolveu uma série de incertezas, tanto em relação à validade das teorias empregadas no desenvolvimento das mesmas, quanto em relação à segurança dos resultados obtidos. Essas incertezas normalmente implicavam na utilização de elevados coeficientes de segurança para cada fórmula, visando, principalmente, a garantia da capacidade de carga diante de diversas situações de cravação e, consequentemente, deixando-se de lado os aspectos econômicos.

Com o surgimento das provas de carga dinâmica, o controle do estaqueamento de fundações desenvolveu-se significativamente nos últimos 20 anos devido à facilidade na execução desses ensaios e seu relativo baixo custo. Esse tipo de ensaio fundamenta-se na teoria da equação da onda, consistindo basicamente da aplicação de carregamentos dinâmicos com energias crescentes sobre o topo de uma estaca, seguido do registro dos sinais das ondas de tensão refletidas e interpretação dos mesmos através de algum método de cálculo específico (NBR 13208/94). No Brasil, há um predomínio praticamente absoluto dos métodos Case e CAPWAP, os quais são

regulamentados pela NBR 13208/94 – Ensaio de Carregamento Dinâmico, que trata da metodologia empregada para realização deste ensaio. Devido à sua rapidez e baixo custo relativo, aliados à necessidade de comprovação das cargas de projeto, o mesmo vem sendo realizado com bastante freqüência em obras de todos os portes.

Porém, a utilização desses ensaios para a estimativa de capacidade de carga é criticada por alguns autores (Velloso e Lopes, 2002, por exemplo), uma vez que a utilização da fundação se dará principalmente através de solicitações praticamente estáticas. As provas de carga estática podem aferir diretamente o valor da capacidade de carga estática, ou melhor, quase-estáticas, e são muito importantes para a correção dos parâmetros do solo utilizados nos ensaios dinâmicos. Por isso, são tão importantes e não devem ser integralmente substituídas pelas provas de carga dinâmica. A execução deste ensaio é normalizada pela NBR 12131/91 – Estacas – Prova de Carga Estática.

Outro método muito simples de controle de cravação de estacas é através da nega e repique, seguido da estimativa da resistência mobilizada no final da cravação por meio de alguma fórmula de cravação.

De fato, as fórmulas dinâmicas de cravação baseadas no repique elástico constituem ferramentas bastante eficazes no controle da capacidade de carga em estacas cravadas, segundo mostram diversos estudos sobre este assunto como: Uto et al. (1985), Aoki (1986), Souza Filho e Abreu (1990), Gomes e Lopes (1986), Danziger (1991), Aoki e Alonso (1993), Rosa (2000), etc. Através do repique pode-se, ainda, detectar possíveis existências de danos na estaca ou mesmo verificar a ocorrência de tração durante a cravação.

1.2 – Descrição da Dissertação e Capítulos

Neste trabalho, é mostrado um estudo das fundações de um conjunto de prédios que farão parte da Escola de Ensino Médio do SESC, localizada na Barra da Tijuca – Rio de Janeiro.

A obra é composta por aproximadamente doze mil estacas pré-moldadas de três fabricantes, que compõem o aterro estruturado e as fundações dos prédios, com seções quadradas de lado 20cm e 23,5cm e circulares de diâmetros 23cm, 26cm, 33cm, 38cm, 42cm, 50cm, e 52cm e cargas de trabalho que variam de 400kN a 1800kN. É situada num terreno com presença de solos moles em camadas que variam de 2m a 13m de espessura.

Com o controle de qualidade do estaqueamento foram realizados 85 Provas de Carga Dinâmica (sendo 41 com CAPWAP) e 8 Provas de Carga Estática (SML).

O controle de qualidade do estaqueamento através da estimativa da capacidade de carga obtida a partir dos valores de repique medidos durante a cravação é uma metodologia bastante adequada, já que o repique apresenta menores dispersões do que a nega (Santa Maria e Siqueira, 2002). Para essa estimativa foram utilizados os valores dos repiques elásticos medidos, seguindo a metodologia proposta por Santa Maria e Siqueira (2002). Com os resultados dos ensaios dinâmicos podem-se aferir os valores de G_b/ρ (G_b = Módulo de Cisalhamento do Solo e ρ = relação entre a carga que atinge a ponta da estaca e a carga aplicada em seu topo) através da relação funcional entre essa variável, a carga mobilizada (P_r), o repique elástico (K) e do deslocamento elástico da ponta da estaca (C_3).

Foi realizada uma análise probabilística do repique (K), da constante r ($r = P_r/C_2$) e de G_b/ρ empregando o método da Expansão em Série de Taylor para gerar-se uma função da carga mobilizada e a partir dessa função analisar-se a probabilidade de ruptura do estaqueamento.

Posteriormente, é realizado o cálculo da probabilidade de ruptura da fundação do aterro estruturado pelo método do índice de confiabilidade através dos parâmetros estatísticos da carga do aterro e da carga mobilizada nas estacas.

Além disso, foi feita uma comparação entre os resultados das provas de carga dinâmica e estática.

No Capítulo 2 do presente trabalho é apresentada uma revisão dos aspectos relevantes para o mesmo referentes às estacas pré-moldadas e à análise do seu desempenho. O Capítulo 3 apresenta a descrição da obra, do estaqueamento executado e dos ensaios realizados. No Capítulo 4 é feita a análise do estaqueamento através do estudo da carga de ruptura das estacas. Por fim, o Capítulo 5 apresenta as considerações finais, conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Introdução

Neste capítulo será feita uma abordagem sobre os aspectos relevantes para este trabalho referentes às estacas pré-moldadas e à análise do seu desempenho. Primeiramente, faz-se uma explanação sobre os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas, a formulação utilizada por esses métodos e os ensaios realizados para verificação e acompanhamento do desempenho de estacas. Posteriormente, alguns conceitos probabilísticos são mostrados e descrevem-se os métodos de análise probabilística do desempenho de estacas que serão utilizados no presente trabalho.

2.2 – Métodos de Controle de Estacas

Os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas cravadas que se baseiam na observação da sua resposta durante o processo de cravação são chamados de “métodos dinâmicos” (Velloso e Lopes, 2002).

Os métodos dinâmicos se dividem de duas formas:

a) As Fórmulas Dinâmicas, que são expressões que relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto solo-estaca e utilizam o princípio da conservação de energia, a teoria do choque de Newton e a lei de Hooke para corpos perfeitamente elásticos.

b) As soluções da Equação da Onda, que utilizam as equações da propagação unidimensional de onda de tensões, estudando a estaca como uma barra ao longo da qual uma onda gerada pelo golpe se propaga e esta onda está sujeita a atenuação por ação do solo que envolve a estaca.

No uso das Fórmulas Dinâmicas, deve-se considerar que a resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca não é a capacidade de carga estática da estaca, já que a cravação de uma estaca é um fenômeno dinâmico e, portanto, mobiliza resistências inercial e viscosa, além da resistência estática. Nas fórmulas estáticas, que fornecem a capacidade de carga estática, a carga de trabalho é obtida dividindo-se esta carga por um coeficiente de segurança. Já nas fórmulas dinâmicas, a carga de trabalho pode ser obtida dividindo-se a resistência à cravação por um coeficiente que fará o devido desconto da resistência dinâmica. Este coeficiente de correção tem uma variabilidade muito grande porque depende da fórmula utilizada, já que estas são baseadas em hipóteses diferentes. Portanto, as fórmulas dinâmicas são melhor empregadas no controle do estaqueamento e recomenda-se o seguinte procedimento (Velloso e Lopes, 2002):

- Cravar uma estaca, próximo a uma sondagem, até a profundidade prevista por método estático para esta sondagem, observando a nega e/ou o repique;
- Executar uma prova de carga (quanto mais provas de carga, melhor) para obter o coeficiente de correção para a fórmula escolhida;
- Empregar a fórmula escolhida em todo o estaqueamento, com o coeficiente de correção obtido.

Existem várias maneiras de se observar a resposta à cravação de uma estaca. A nega, que representa o deslocamento permanente da estaca para uma determinada energia de cravação, é a maneira mais simples de se fazer essa observação. Ela é obtida riscando-se uma linha horizontal na estaca com o auxílio de uma régua apoiada em dois pontos da torre do bate-estacas, aplicando dez golpes com martelo, riscando novamente, medindo a distância entre as duas linhas e dividindo esta distância por dez para se obter a penetração média por golpe (nega), Figura 2.1a. Outra maneira consiste em se prender uma folha de papel no fuste da estaca, riscar uma linha horizontal com uma régua apoiada em pontos fora da estaca e manter o lápis apoiado na régua durante o golpe. O lápis então deixará marcado no papel o movimento da estaca ao receber o golpe, indicando a nega e o repique da estaca, Figura 2.1b.

A monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos é uma maneira mais sofisticada. São feitos registros de acelerações e forças no topo da estaca ao longo do tempo através de dois tipos de instrumentos: acelerômetros, para se ter o registro de velocidades e deslocamentos depois da integração das acelerações no tempo e extensômetros ou defômetros, para medição das deformações a partir das quais se terá o registro das tensões ou forças, os quais devem ser instalados em pares e diametralmente opostos, Figura 2.1c.

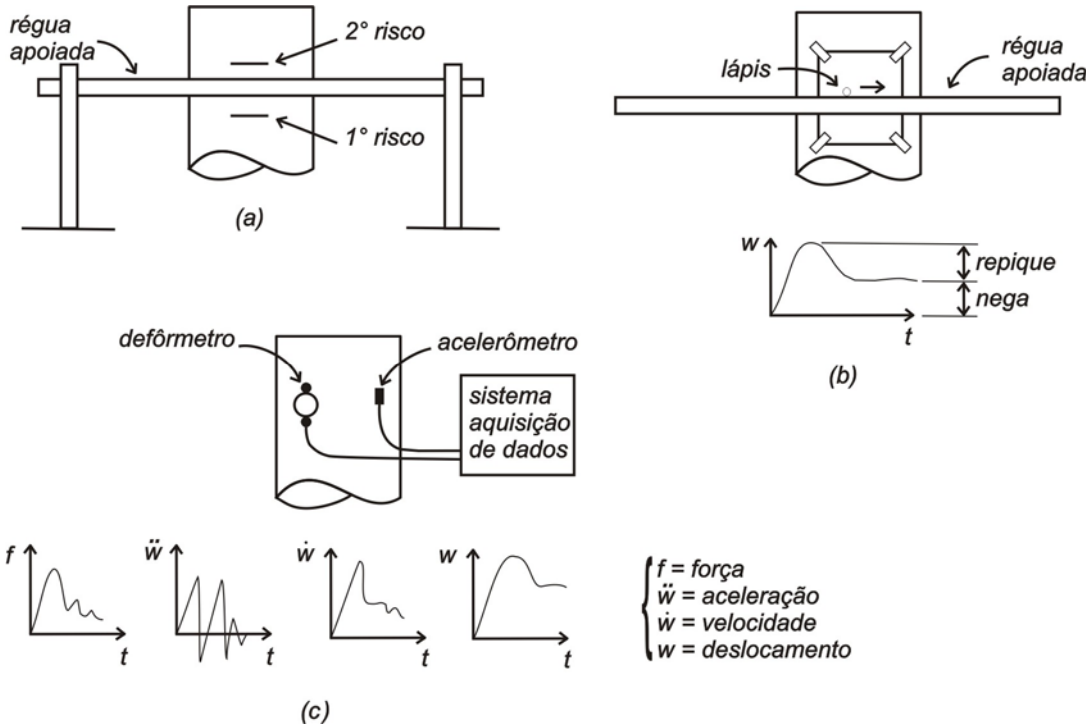

Figura 2.1 – Observação da resposta à cravação de uma estaca: a) medida simples da nega, b) medida da nega e repique e c) monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos (Velloso e Lopes, 2002)

2.3 – Fórmulas Dinâmicas de Cravação

As fórmulas dinâmicas são derivadas da Teoria do Choque de Newton e da lei de Hooke, ou seja, igualam a energia aplicada pelo pilão ao trabalho realizado para romper o solo, acrescido das perdas de energia ocorridas (Rosa, 2000):

$$e\,W\,h = R\,s + q \qquad (2.1)$$

Onde: e = eficiência do impacto;

W = peso do martelo;

h = altura de queda do martelo;

R = resistência oposta pelo solo à penetração, admitida igual à resistência estática última;

s = penetração da estaca por golpe (nega);

q = perdas de energia (encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim (C_1) e da estaca (C_2) e encurtamento elástico do solo (quake ou C_3)).

A diferença entre as fórmulas que se fundamentam nas leis anteriormente citadas está basicamente no termo referente à perda de energia.

Redtenbacher em 1859 (Rosa, 2000) propôs uma das fórmulas mais antigas, denominada racional ou completa, na qual são consideradas todas as perdas de energia supostamente ocorridas durante a cravação.

$$\underbrace{e\,W\,h}_{1} = \underbrace{R\,s}_{2} + \underbrace{\frac{e\,W\,h\,P\left(1-\mu^2\right)}{\left(W+P\right)}}_{3} + \underbrace{\frac{R^2\,L}{2\,E\,A}}_{4} + \underbrace{\frac{R^2\,L''}{2\,E''\,A''}}_{5} + \underbrace{Es}_{6} \qquad (2.2)$$

Onde: 1 = energia total transmitida pelo golpe do martelo;

2 = trabalho realizado para deslocar a estaca;

3 = termo de eficiência do impacto de Newton;

4 = energia dissipada na compressão elástica da estaca;

5 = energia dissipada na compressão elástica dos acessórios de cravação;

6 = energia dissipada na compressão elástica do solo (Es);

P = peso da estaca;

μ = coeficiente de restituição;

L = comprimento total da estaca;

A = área da estaca;

E = módulo de elasticidade da estaca;

L'', A'' e E'' = valores de L, A e E referentes ao capacete.

Embora aparentemente correta, esta expressão e, conseqüentemente, todas as suas derivações, baseiam-se na teoria do choque de Newton, a qual não é aplicável à cravação de estacas. No entanto, de acordo com Costa Nunes (1958), até os estudos de Cummings (1940) considerava-se aceitável o fundamento teórico adotado.

Segundo Cummings (1940), a aplicação da lei de Hooke no cálculo da energia gasta em deformações elásticas é possível apenas para solicitações estáticas, não sendo, portanto, correta para cargas dinâmicas. Cummings (1940) adverte ainda que, por definição, o coeficiente de restituição considerado na teoria do impacto de Newton já inclui todas as perdas de energia decorrentes do golpe do pilão. Desta forma, as perdas devido às deformações elásticas estariam sendo duplamente consideradas, descartando-se qualquer possibilidade da aplicação desta teoria à cravação de estacas, visto que esta se restringe a corpos livres (suspensos).

Segundo Rosa (2000), embora as afirmações de Cummings (1940) sejam corretas, atualmente tem-se obtido bons resultados com a aplicação da lei de Hooke em carregamentos dinâmicos.

A partir da expressão (2.2) é possível deduzir inúmeras outras, desde que admitidas determinadas simplificações, normalmente referentes à dissipação de energia.

Sanders, em 1851 (Rosa, 2000), por exemplo, desprezou todas as perdas de energia, resultando:

$$W\ h = R\ s \tag{2.3}$$

Em virtude do excesso de simplificações desta expressão, o coeficiente de segurança (FS) sugerido é bastante alto (FS = 8).

Supondo que a única perda seja devida à compressão elástica da estaca, deduz-se a equação proposta por Weisbach em 1850 (Rosa, 2000), a qual considera também que toda a reação oposta esteja concentrada na ponta da estaca, o que conduz a:

$$W\ h = R\ s + \frac{R^2\ L}{2\ E\ A} \tag{2.4}$$

Janbu, em 1957 (Rosa, 2000), modificou a expressão (2.4) introduzindo empiricamente o termo (1,5 + 0,3 P/W e a eficiência ‘e’), que tem por finalidade compensar as perdas de energia devidas ao impacto, ignoradas pela fórmula de Weisbach. Além disso, são desprezadas as dissipações referentes ao deslocamento do solo e do encurtamento do capacete, resultando em:

$$\frac{e\ W\ h}{\left(1{,}5 + 0{,}3\ P/W\right)} = R\ s + \frac{R^2\ L}{2\ E\ A} \tag{2.5}$$

A Fórmula dos Holandeses, proposta em 1812 (Rosa, 2000), desconsidera todas as perdas devidas às deformações elásticas, além de assumir o impacto como sendo totalmente inelástico (μ = 0), obtendo-se:

$$R = \frac{e\ W^2\ h}{s\left(W + P\right)} \tag{2.6}$$

Para o uso desta fórmula recomenda-se FS = 10 para martelos de queda livre e FS = 6 para martelos a vapor, segundo Rosa (2000).

Em 1820, Eytelwein propôs uma expressão que, para martelos de queda livre, é idêntica à (2.6), porém com FS = 6.

A fórmula Engineering New Records (ENR), proposta por Wellington em 1888, se baseia no fato de que a energia potencial (W h) corresponde à área definida no gráfico resistência versus deslocamento (OABD) da Figura 2.2 e a energia perdida compreende à área BCD:

$$W\ h = OABD$$

$$W\ h = OABC + BDC$$

$$W\ h = R(s + K/2)$$

Ou seja:

$$R = \frac{W\ h}{s + K/2} \tag{2.7}$$

Onde: s = deformação plástica do solo (nega)

K = deformação elástica do solo e da estaca (repique)

Wellington sugeriu empiricamente adotar K/2 = 1” (1 polegada) para martelos de queda livre e K/2 = 0,1” para martelos a vapor.

Para o uso desta fórmula recomenda-se FS = 6.

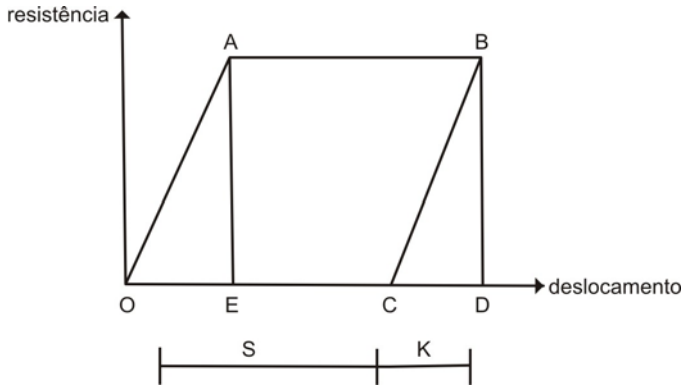

Figura 2.2 – Gráfico resistência versus deslocamento do topo da estaca para um golpe (Whitaker, 1976).

A energia (Ee) correspondente à deformação específica de uma estaca é dada por:

$$Ee = \frac{R^2\ L}{2\ E\ A} = \frac{R\ C_2}{2}$$

Substituindo-se as equações referentes ao deslocamento elástico do solo e ao encurtamento elástico do capacete, etc. na equação (2.2), deduz-se a expressão sugerida por Hiley, em 1925:

$$R = \frac{e\,W\ h}{s + \frac{1}{2}\left(C_1 + C_2 + C_3\right)} \frac{\left(W + \mu^2 P\right)}{\left(W + P\right)} \tag{2.8}$$

Onde: C_1 = encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim;

C_2 = encurtamento elástico da estaca;

C_3 = encurtamento elástico do solo sob a ponta da estaca.

Os valores da nega (s) e repique (C_2 + C_3) podem ser medidos em campo como foi mostrado na Figura 2.1. Chellis (1961) sugere obter o deslocamento elástico total (C_1 + C_2 + C_3) para martelos de queda livre através do gráfico altura de queda versus penetração, Figura 2.3, onde h' é a maior altura de queda cujo valor da nega é igual a zero.

Segundo Rosa (2000), as fórmulas dinâmicas pressupõem que a resistência medida na cravação é igual à resistência da estaca sujeita a cargas estáticas. Embora muitos autores restrinjam essa hipótese aos solos granulares, entende-se que isso representa uma simplificação excessiva do problema e que, analogamente aos 'ensaios de carregamento dinâmico', é possível aplicar as fórmulas de cravação aos diversos tipos de solos, desde que se disponha de meios para se determinar a parcela de resistência dinâmica gerada devido à aplicação de um carregamento rápido.

Poulos e Davis (1980) reuniram os resultados de diversos estudos comparativos entre resultados de provas de carga e valores calculados por meio de fórmulas dinâmicas de cravação, conforme mostrado na Tabela 2.1.

Nesta tabela, o coeficiente de segurança (FS) aplicável em cada fórmula tem por objetivo garantir que, em 98% dos casos, o valor calculado seja inferior ao que se mediria em uma prova de carga.

Pode-se observar nessa tabela que tanto Agerschou quanto Flaate obtiveram os valores do FS_{max} e do desvio padrão da fórmula de ENR bastante elevados refletindo, assim, a pouca confiabilidade desta expressão, enquanto em relação às fórmulas de Janbu e dos Dinamarqueses, observa-se que os resultados são significativamente melhores.

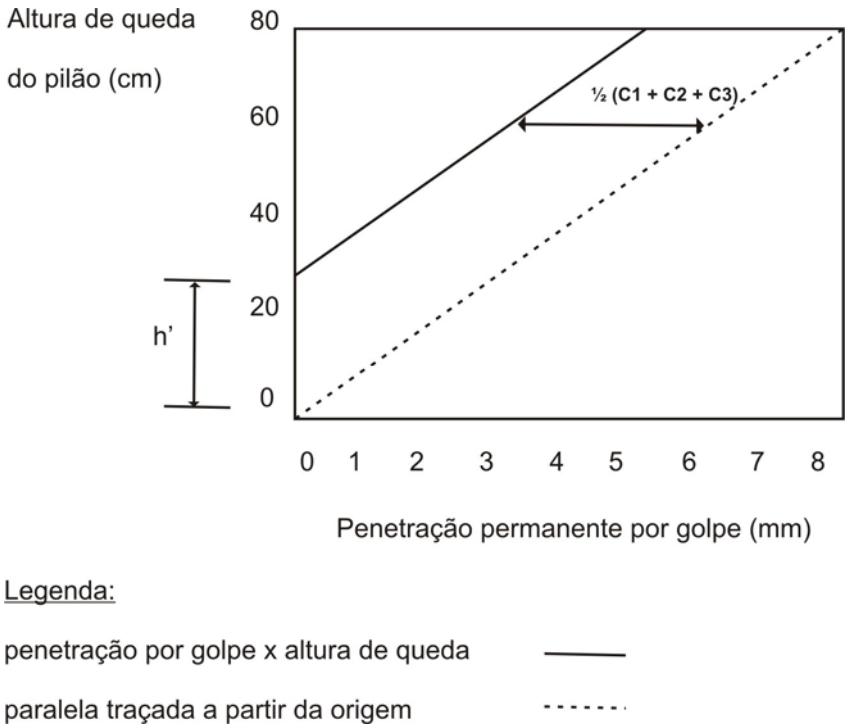

Figura 2.3 – Gráfico altura de queda versus deslocamento (Chellis, 1961).

FÓRMULA	AUTOR	DESVIO PADRÃO	LIMITE SUPERIOR DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA (FS_{max})	COEFICIENTE DE SEGURANÇA (FS)	NÚMERO DE PROVAS DE CARGA
Engineering News Records (ENR)	A	0,78	26,00	0,86	171
	F	0,70	17,50	5,80	116
Hiley	S e H	0,27	3,80	1,40	50
	F	0,37	10,10	2,40	116
Janbu	S e H	0,25	3,60	2,30	78
	F	0,22	3,20	2,00	116
dos Dinamarqueses	S e H	0,26	3,80	2,00	78
	O e F	0,28	4,10	3,00	55
	A	0,30	4,20	2,30	123
Eytelwein	S e H	0,57	17,00	7,10	78
Weisbach	A	0,36	6,00	2,60	123
Gates	O e F	0,35	5,10	2,30	55

Tabela 2.1 – Sumário das Análises Estatísticas (Poulos e Davis, 1980)

Legenda:

S e H – Sorensen e Hansen, 1957 (apud Poulos e Davis, 1980)

A – Agerschou, 1962 (apud Poulos e Davis, 1980)

F – Flaate, 1964 (apud Poulos e Davis, 1980)

O e F – Olsen e Flaate, 1967 (apud Poulos e Davis, 1980) (estacas metálicas em areia)

2.4 – Equação da Onda – Modelo de Smith

A aplicação de um carregamento dinâmico sobre o topo de uma estaca provoca uma onda de compressão que se propaga axialmente através da mesma, mobilizando-a progressivamente. A resistência oferecida pelo solo ao longo da profundidade causa reflexões parciais ou totais da onda inicialmente gerada, podendo originar tanto ondas de compressão, como de tração. Desta forma, o esforço atuante em uma determinada seção transversal da estaca durante a cravação dependerá da resultante da superposição das ondas atuantes na seção, no intervalo de tempo considerado (Rosa, 2000).

O mecanismo de transmissão de esforços em uma estaca durante a cravação pode ser sintetizado pelo comportamento acima descrito que envolve a aplicação da teoria do impacto longitudinal, no qual se fundamentam os modelos matemáticos desenvolvidos sobre o assunto.

A equação da propagação da onda foi desenvolvida por Boussinesq em 1855 e por St. Venant em 1865 e descreve o deslocamento da onda de tensão em uma barra prismática, livre, sujeita a um choque em uma das extremidades:

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

Onde: u = deslocamento longitudinal de um ponto qualquer da barra;

x = distância do ponto considerado à extremidade da barra (origem);

c = velocidade de propagação da onda;

t = tempo.

Segundo Forehand e Reese (1964), ao considerar-se a força correspondente à resistência do solo, R, a equação anterior torna-se:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial u^2}{\partial x^2} \pm R \qquad (2.9)$$

A aplicação desta teoria em estacas teve início na Austrália com D. V. Isaacs, em 1931, o qual desenvolveu um modelo matemático baseado na análise da transmissão e reflexão de ondas em barras, mas que se limitava à determinação das tensões e deslocamentos provocados em estacas durante a cravação, por meio de fórmulas e gráficos.

Glanville et al. (1938) apresentaram uma solução da equação da onda através de fórmulas para determinação das tensões e esforços gerados em estacas de concreto pré-moldadas durante a cravação. Para tanto, foram instrumentadas estacas com 'strain-gauges' piezelétricos localizados no topo, no centro e na base, cujos sinais foram registrados por um osciloscópio.

Smith (1960) apresentou uma solução da equação da onda através do método das diferenças finitas que permite avaliar, além da resistência última, as tensões, velocidades, acelerações e deslocamentos nas diversas seções da estaca, em cada intervalo de tempo considerado. O método foi desenvolvido considerando um dispositivo no qual a estaca e o sistema de cravação são representados por um conjunto de massas e molas capaz de simular o deslocamento de uma onda de tensão longitudinal causada pelo impacto do martelo e a reação oposta pelo solo, por um conjunto de molas e amortecedores, conforme ilustrado na Figura 2.4. Além disso, em relação ao sistema de cravação, algumas considerações adicionais são feitas:

- Como normalmente o pilão e o capacete são objetos curtos, pesados e rígidos, eles podem ser, para efeito de análise, simulados por pesos individuais sem elasticidade.
- O cepo e o coxim são representados por molas sem peso, podendo ter ou não um comportamento elástico.

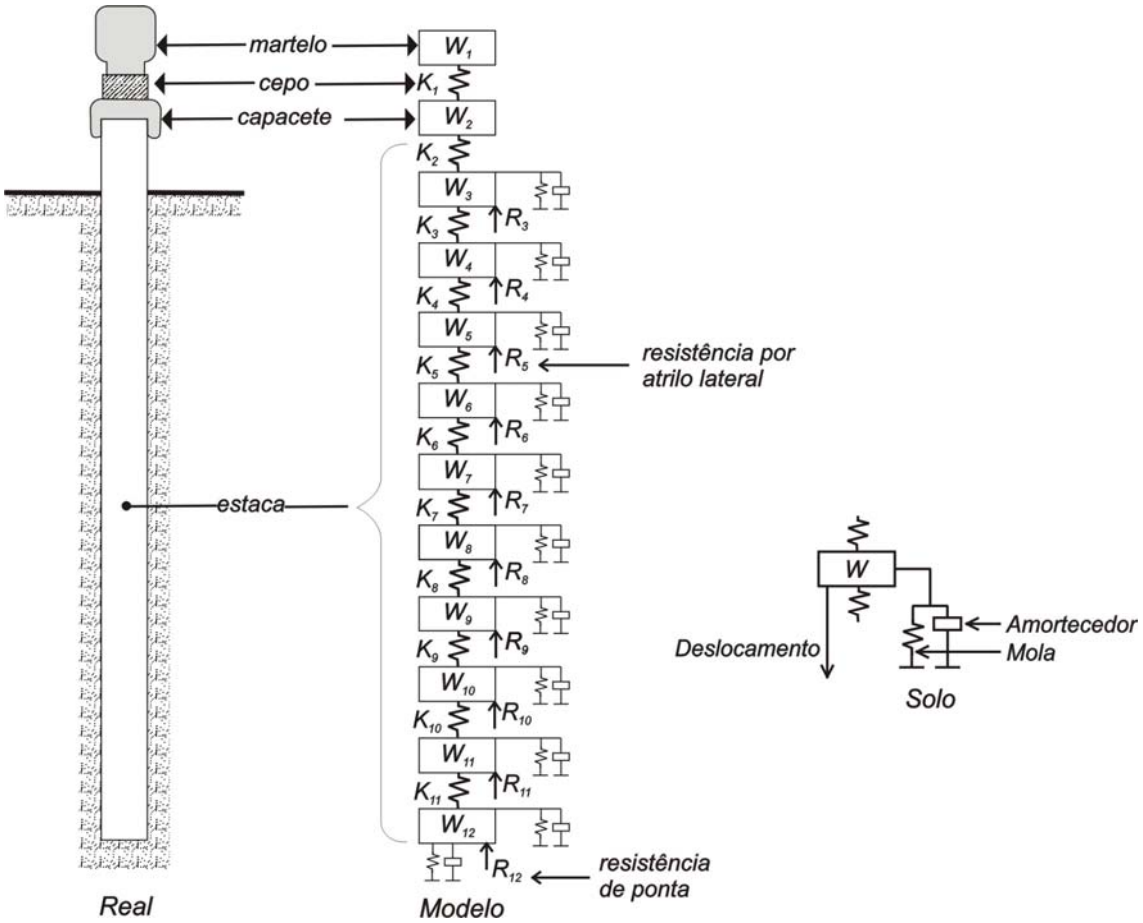

Figura 2.4 – Modelo do conjunto solo-estaca (Niyama et al., 1982 - Modificado).

No caso de o cepo e o coxim apresentarem comportamento inelástico, o diagrama admitido é aquele apresentado na Figura 2.5 e o coeficiente de restituição (*e*) é caracterizado, segundo Smith (1960), como:

$$e^2 = \frac{\text{área } BCD}{\text{área } ABC} = \frac{\text{energia que retorna do sistema}}{\text{energia fornecida ao sistema}}$$

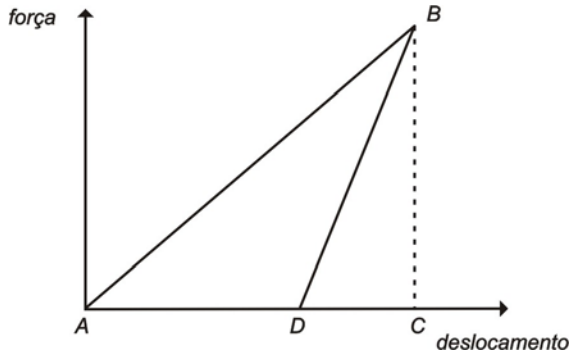

Figura 2.5 – Diagrama força versus deslocamento para cepo e coxim (Smith, 1960).

A análise fornece a denominada curva de cravabilidade, onde são apresentados valores de resistências últimas versus o inverso da penetração permanente, conforme exemplo ilustrativo na Figura 2.6.

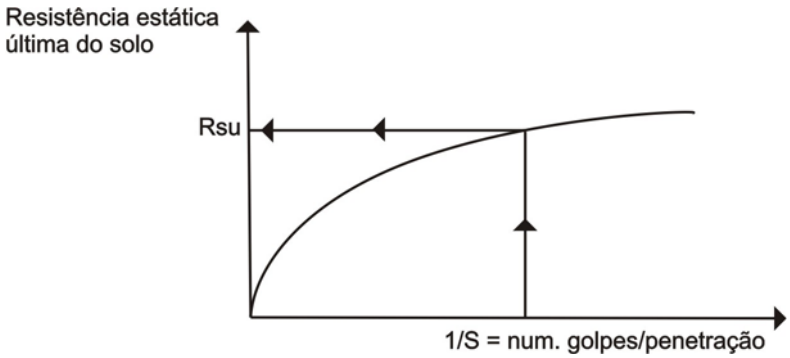

Figura 2.6 – Curva de cravabilidade típica (Rosa, 2000)

Smith (1960) adotou o modelo elasto-plástico, o qual considera que o solo comprime-se elasticamente até um valor máximo ('quake' – Q), a partir do qual o solo rompe-se plasticamente com resistência constante, como mostrado na Figura 2.7. O valor de 'Q' sugerido por Smith é de 0,1 polegada, obtido experimentalmente através da comparação dos resultados de provas de carga levadas à ruptura com os valores fornecidos pela análise da equação da onda. Forehand e Reese (1964) propuseram valores que variam de 0,1 a 0,2 polegadas.

O valor da resistência estática última (R_{su}) do solo adotado na análise de cravabilidade é um parâmetro fornecido com base em investigações geotécnicas. Para simplificar, pode-se supor que a distribuição de resistência é retangular ou triangular ao longo da profundidade tomando-se o cuidado de escolher a que melhor se ajuste à realidade. Apesar da distribuição das parcelas de resistência de ponta e lateral afetar significativamente os resultados da análise, essas podem ser tomadas como percentuais da resistência última, conforme demonstrado por Forehand e Reese (1964) através da análise da curva de cravabilidade supondo a distribuição de resistência de ponta e lateral variando de 0% para carga de ponta (A) até 100% (E), em intervalos de 25%, como ilustrado na Figura 2.8.

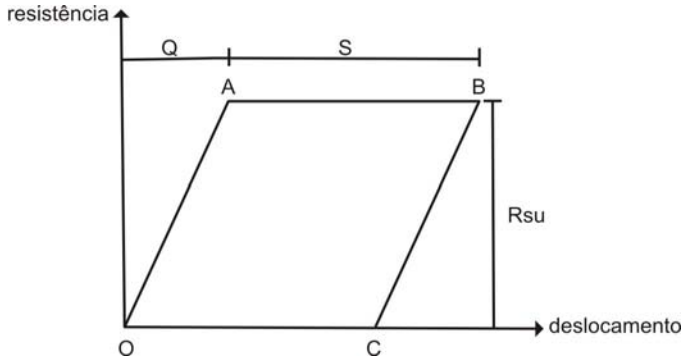

Figura 2.7 – Diagrama da resistência estática versus deslocamento do solo na ponta da estaca (Chellis, 1961).

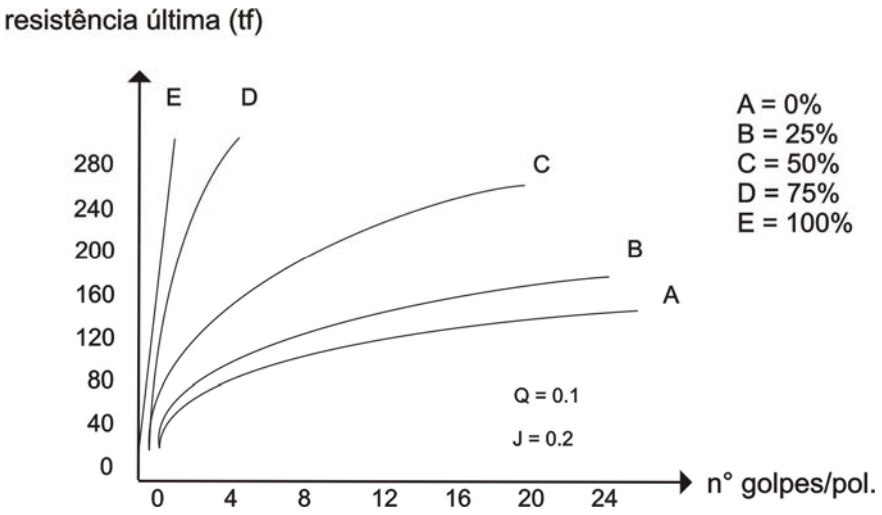

Figura 2.8 – Curva de cravabilidade para diversas distribuições de resistência (Forehand e Reese, 1964).

Smith (1960) admite que a resistência total (R) oposta pelo solo é composta por uma parcela estática (Ru) e por uma parcela dinâmica (Rd), a qual obviamente não contribui para a capacidade de carga da estaca.

$$R = Ru + Rd \tag{2.10}$$

O cálculo numérico da equação procura retratar o comportamento da estaca durante a cravação, consequentemente, o valor de resistência atribuído a cada divisão do solo refere-se à resistência última durante a cravação, independente da ocorrência dos fenômenos de “relaxação” ou “recuperação” (cicatrização). Esses fatores podem ser analisados através do acompanhamento da variação da resistência das estacas ao longo do tempo utilizando-se ensaios de campo, por exemplo, provas de carga.

Smith (1960) considerou o valor da resistência dinâmica como sendo função da resistência estática, do fator de amortecimento do solo (J) e da velocidade (v):

$$Rd = Ru \times J \times v \tag{2.11}$$

Onde: v = velocidade de deslocamento do ponto da estaca considerado.

O fator de amortecimento (J) é um parâmetro que relaciona a resistência dinâmica com a resistência estática do solo. Smith (1960) estabeleceu experimentalmente o valor de amortecimento para o solo da ponta (Jp) igual a 0,15s/ft, independente do tipo de solo e propôs um fator de amortecimento para o solo lateral (Jm), seguindo a seguinte expressão:

$$Jm = Jp/3 \tag{2.12}$$

Substituindo-se a expressão (2.11) em (2.10), obtém-se:

$$R = Ru\left(1 + J\ v\right) \tag{2.13}$$

O modelo proposto por Smith (1960) foi gradualmente aprimorado, originando programas sofisticados como o WEAP – Wave Equation Analysis of Pile Driving (Goble et al., 1992).

2.5 – O Repique Elástico

O repique elástico, visto sob o prisma da teoria da equação da onda, é o deslocamento temporário de um determinado ponto da estaca em função do tempo em que a onda de tensão provocada por uma solicitação dinâmica propaga-se axialmente através da estaca. Desta forma, os deslocamentos máximos em quaisquer pontos ocorrerão em instantes de tempo diversos, em função da resultante da superposição das ondas atuantes ao longo da estaca, durante o tempo de propagação. Por outro lado, admitindo a simultaneidade dos deslocamentos máximos em todos os pontos do eixo da estaca, o repique representa o deslocamento elástico máximo no topo da estaca, independente do fator tempo, conforme ilustrado na Figura 2.9.

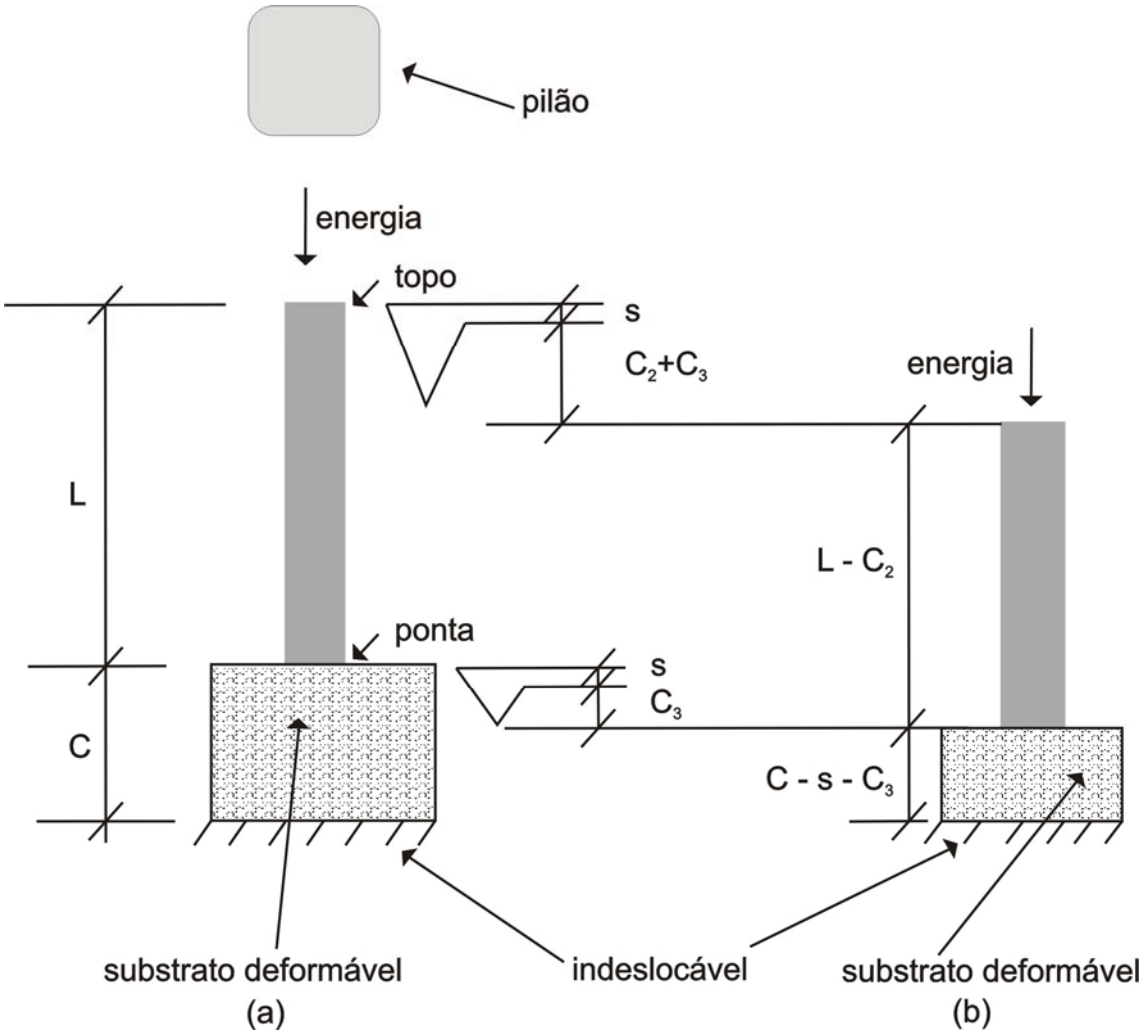

Figura 2.9 – (a) Posição do topo e da base da estaca antes do golpe e (b) os deslocamentos máximos após o golpe (Aoki, 1991).

❖ **Determinação de C_2**

Seguindo este conceito, Chellis (1961) propôs a aplicação da lei de Hooke no cálculo da deformação elástica da estaca (C_2), sugerindo que a mesma possa ser considerada como uma mola, deformando-se proporcionalmente à carga aplicada, e calculada pela seguinte expressão:

$$C_2 = \frac{R\,L'}{E\,A} \tag{2.14}$$

Onde: L' = comprimento virtual ou comprimento efetivo (Aoki, 1986).

Velloso (1987) sugeriu o cálculo do comprimento virtual idealizando uma estaca com comprimento igual ou inferior ao real, com resistência concentrada apenas na

ponta e que sofra o mesmo valor de deslocamento do topo, como mostrado na Figura 2.10. Para isso, utiliza o coeficiente α como fator de relação entre o comprimento real e o virtual.

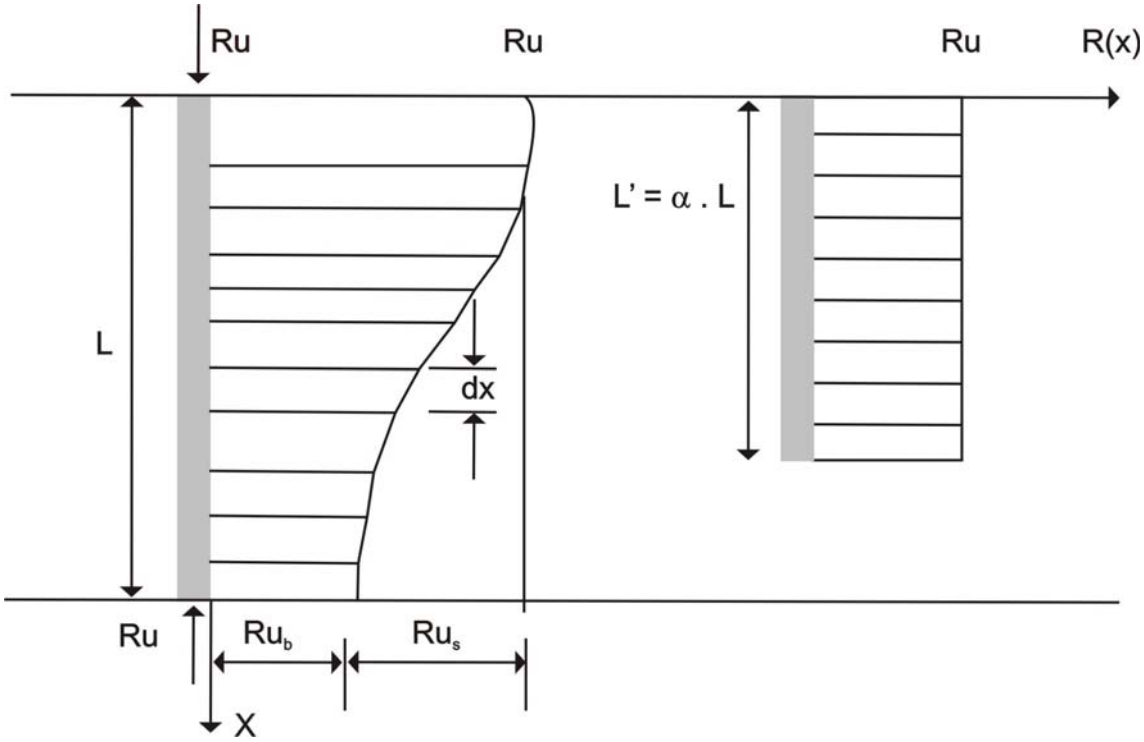

Figura 2.10 – Diagrama de transferência de carga (Velloso, 1987).

Onde: Ru_b = resistência última na base da estaca;

Ru_s = resistência última de atrito lateral da estaca.

O valor sugerido por Velloso (1987) para o coeficiente α segue a seguinte expressão:

$$\alpha \cong \beta + \psi\,(1-\beta) \tag{2.15}$$

Onde: $\beta = Ru_b/Ru$ e usualmente $\beta = 0{,}25$;

ψ = coeficiente que é função da forma de distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade ($0{,}5 < \psi < 0{,}7$).

- **Determinação de C_3 ('quake')**

Pela Teoria da Elasticidade (Siqueira e Santa Maria, 2001), o valor de C_3 pode ser estimado da seguinte forma:

- Sabe-se que:

$$K = C_2 + C_3 \tag{2.16}$$

Onde: K = repique medido no topo da estaca;

C_2 = encurtamento elástico do elemento de estaca;

C_3 = deslocamento elástico da ponta da estaca.

- Pode-se escrever que:

$$C_2 = \int_0^L \frac{N(z)}{EA} dz \tag{2.17}$$

Onde: E = módulo de elasticidade do material da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

L = comprimento da estaca;

N(z) = força normal.

- Sabe-se também que a relação entre a carga mobilizada e o encurtamento elástico do elemento da estaca é uma constante, ou seja:

$$\left(\frac{P_r}{C_2}\right)_1 = \left(\frac{P_r}{C_2}\right)_2 = \ldots = \left(\frac{P_r}{C_2}\right)_n = r \tag{2.18}$$

Onde: P_r = carga mobilizada;

r = uma constante.

Ignorando o fuste da estaca e o solo circunvizinho, a ruptura que ocorre na ponta da estaca pode ser tratada como uma punção rígida atuando na superfície do solo. Com isso, o recalque pode ser obtido a partir de uma solução clássica (Timoshenko e Goodier, 1970, citado em Fleming et al., 1985):

$$w_b = \frac{P_b}{r_b\ G_b} \times \frac{1-\nu}{4} \tag{2.19}$$

Onde: w_b = recalque da base da estaca;

P_b = carga que atinge a base da estaca;

r_b = raio da base da estaca;

G_b = módulo de cisalhamento na profundidade da base;

ν = coeficiente de Poisson.

O valor da relação entre a carga que atinge a ponta da estaca (P_b) e a carga aplicada no seu topo (P_r), ρ, pode ser estimado a partir da aplicação de um método de cálculo que quantifique a distribuição de força normal de compressão ao longo de seu eixo (Método Aoki-Velloso, 1975, por exemplo). Desta forma, tem-se que:

$$P_b = \rho \, P_r \tag{2.20}$$

Admitindo-se $C_3 = w_b$ e substituindo (2.20) em (2.19), tem-se:

$$C_3 = \frac{\rho \, P_r}{r_b \, G_b} \times \frac{1-\nu}{4} \tag{2.21}$$

Com o auxílio das equações (2.16) e (2.18), pode-se escrever:

$$K = \frac{P_r}{r} + \frac{\rho \, P_r}{r_b \, G_b} \times \frac{1-\nu}{4} \tag{2.22}$$

Desenvolvendo a equação (2.22), chega-se a:

$$P_r = K \times \frac{4 \, r_b \, r}{4 \, r_b + \dfrac{r \, (1-\nu)}{G_b / \rho}} \tag{2.23}$$

$$C_3 = \frac{P_r}{r_b \, \dfrac{G_b}{\rho}} \times \frac{1-\nu}{4} \tag{2.24}$$

As expressões (2.23) e (2.24) podem ser empregadas para aferir os valores de $\frac{G_b}{\rho}$ e ν a partir dos resultados de provas de carga dinâmica.

Chellis (1961) sugeriu valores do ‘quake’ (C_3) de acordo com a dificuldade de cravação, sendo C_3 entre 0,0 e 0,1 polegadas para cravações fáceis e nos demais casos, C_3 = 0,1 polegadas, independente do tipo de solo.

Forehand e Reese (1964) sugeriram valores obtidos através de programa para resolução da equação da onda apresentados na tabela seguinte:

Tipo de Solo	Quake (cm)
Areia Grossa	0,25
Areia Grossa Misturada	0,25
Areia Fina	0,38
Camada de Areia e Camada de Argila, mas com pelo menos 50% da estaca em contato com a camada de areia	0,51
Solo Resistente	0,51
Areia e Cascalho	0,38

Tabela 2.2 – Valores de 'Quake' segundo Forehand e Reese (1964).

.

Souza Filho e Abreu (1990) apresentaram valores de 'quake' a partir do estudo de diversos casos de cravação de estacas de concreto centrifugado sobre as quais foram aplicadas energias de cravação suficientes para atingir estágios precedentes ao limite de ruptura do solo, Tabela 2.3.

Tipo de Solo	Quake (mm)
Areias	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

Tabela 2.3 – Valores de 'Quake' segundo Souza Filho e Abreu (1990).

2.6 – Prova de Carga Dinâmica

As primeiras medidas dinâmicas em cravação de estacas foram realizadas por Glanville et al. (1938), entretanto, o mais complexo e extenso estudo foi iniciado em 1964 no "Case Institute of Technology" (hoje "Case Western Reserve University") e que se prolongou por 12 anos (Goble et al., 1980). Técnicas e equipamentos de medidas foram desenvolvidos e estudos teóricos realizados proporcionando uma extensa literatura sobre o assunto.

Muitos estudos dedicados à aplicação da teoria da equação da onda à cravação de estacas antecederam o atual ensaio de carregamento dinâmico. Estes estudos formaram a base teórica do ensaio de carregamento dinâmico, o qual vem colaborando para o significativo aumento da prática da instrumentação das fundações por estacas, em função do seu baixo custo e facilidade de execução em relação aos ensaios estáticos.

No Brasil, a NBR 13208/94 – Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico normaliza a execução do ensaio em estacas verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução ou de instalação no terreno, desde que

exista a possibilidade de determinar as características geométricas e de submetê-las a uma força de impacto; sua análise é fundamentada na teoria da equação da onda.

Segundo a norma, este ensaio visa verificar o comportamento da interação estaca-solo durante a aplicação de uma força de impacto no seu topo através da obtenção de dados de força, aceleração e/ou deslocamento da estaca próximo do seu topo. Com esses dados, avalia-se a capacidade de carga, a eficiência do sistema de cravação, as tensões máximas ao longo da estaca, a integridade estrutural, além das características dinâmicas do solo.

Para a aplicação da força de impacto, a NBR 13208/94 indica qualquer martelo convencional de cravação de estacas ou dispositivo similar que seja capaz de provocar um deslocamento permanente, ou para mobilizar a resistência das camadas do solo atravessadas pela estaca. O dispositivo deve ser posicionado de tal forma que o impacto seja aplicado centrado e axialmente ao topo da estaca.

Para obtenção das respostas dinâmicas, podem ser utilizados transdutores ou dispositivos que forneçam valores de deformação, de aceleração ou de deslocamento, em função do tempo e numa seção transversal específica da estaca.

A aparelhagem utilizada no ensaio consiste basicamente do dispositivo de impacto para provocar a onda de tensão (Figura 2.11a), dispositivo para obtenção das respostas dinâmicas (sensores de deformação e aceleração – Figura 2.11b) e equipamento para aquisição, registro e tratamento dos dados (Figura 2.11c). No Brasil, normalmente utiliza-se o Pile Driving Analyzer (PDA), o qual consiste em um circuito eletrônico especial onde um microcomputador processa uma série de cálculos ‘on line’ durante cada golpe do martelo.

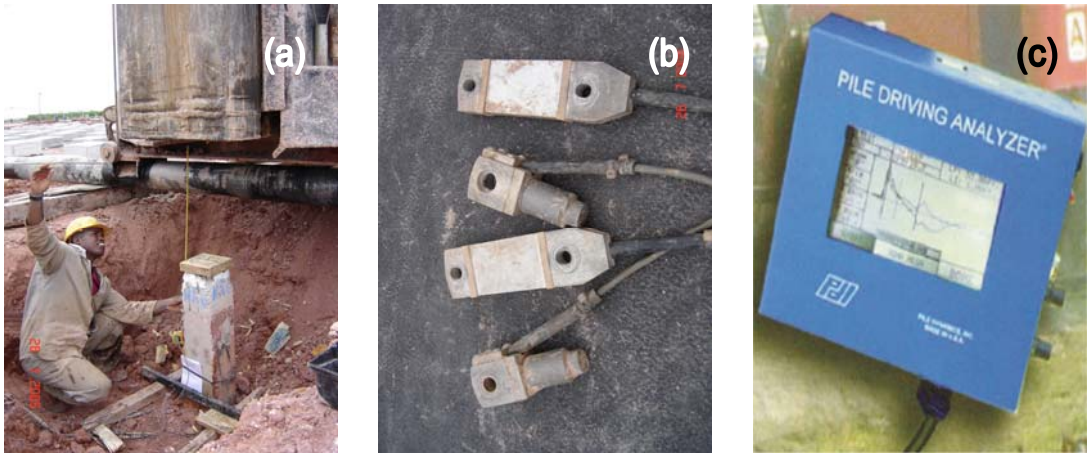

Figura 2.11 – Aparelhagem para realização do ensaio de carregamento dinâmico com o uso do Pile Driving Analyzer (PDA).

O ensaio é realizado aplicando-se impactos sobre o topo da estaca e registrando-se os sinais de força e aceleração na seção instrumentada em função do tempo. Utiliza-se para isso um par de sensores de deformação específica e de aceleração, colocados em posição diametralmente oposta sobre a superfície lateral da estaca, de forma a compensar eventuais excentricidades do golpe (Figura 2.12). Estes sinais são armazenados e interpretados por métodos de cálculo ou programas específicos. A NBR 13208/94 recomenda que para o processamento destes dados sejam utilizados métodos consagrados nacional e/ou internacionalmente. No Brasil há um domínio praticamente absoluto dos métodos Case (simplificado) e CAPWAP (numérico), como é indicado na NBR 13208/94.

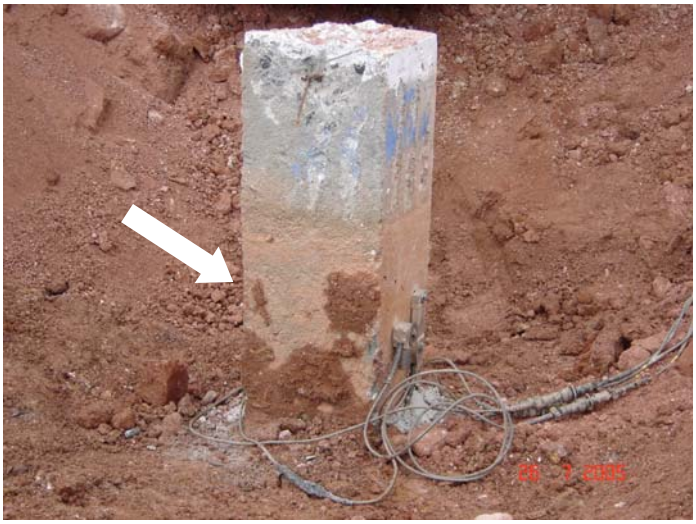

Figura 2.12 – Posição dos sensores de deformação e aceleração.

A NBR 6122/96 - Projeto e execução de fundações recomenda que sejam realizados ensaios de carregamento dinâmico em 3% do conjunto de estacas de mesmas características de uma obra, respeitando-se o mínimo de 3 estacas ensaiadas.

2.6.1 – PDA – Método CASE

O Método Case tem como objetivo determinar a resistência estática mobilizada pelo golpe de um pilão sobre o topo de uma estaca. Trata-se de uma solução fechada da equação da onda, na qual são utilizados os sinais de força e velocidade registrados em uma determinada seção da estaca, nos instantes de tempo t_1 (instante em que o golpe atinge maior intensidade na seção dos sensores) e t_2 (instante em que a onda

refletida na ponta da estaca retorna à seção instrumentada). Mais especificamente o método utiliza o mecanismo de reflexão e superposição das ondas de tensão. O método utiliza, ainda, fator de amortecimento dinâmico do solo (J_c) e dos parâmetros da estaca, como o módulo de elasticidade (E), a área da seção transversal (A) e a velocidade de propagação da onda de tensão (c).

Segundo Goble et al. (1992) são assumidas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- A estaca é considerada idealmente elástica, não oferecendo resistência à propagação da onda de tensão;
- O solo é admitido idealmente plástico;
- Os movimentos do solo em relação à estaca são desprezados.

Dentro dessas hipóteses, é suposto que todas as reflexões de ondas são devidas unicamente à resistência do solo à penetração.

A aplicação de um carregamento dinâmico em uma estaca origina uma onda de tensão que se propaga ao longo do eixo da estaca mobilizando-a progressivamente. Desta forma, somente após a onda percorrer todo o comprimento da estaca é que esta terá sido integralmente solicitada. A onda de tensão provocada por um golpe do pilão terá percorrido uma distância ΔL em um espaço de tempo Δt e provocado um deslocamento δ em uma dada seção da estaca (Figura 2.13).

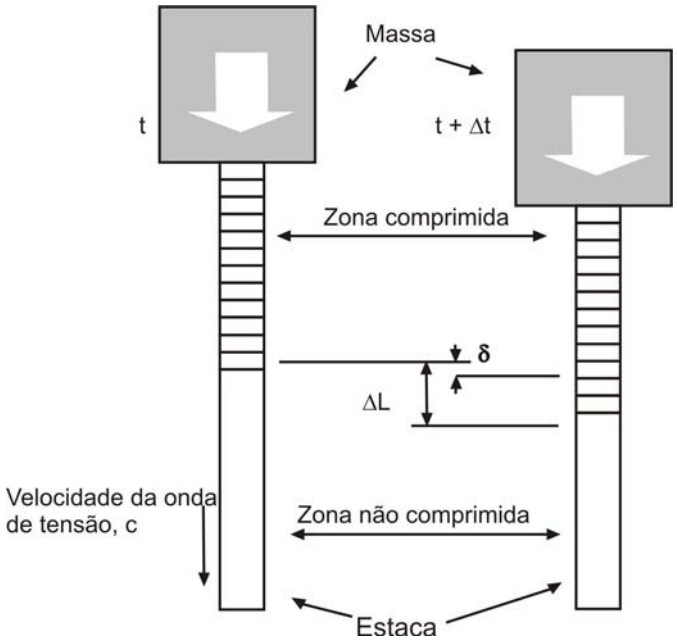

Figura 2.13 – Propagação da onda de tensão em uma estaca (Goble et. al., 1996).

A deformação específica (ε) em um segmento de estaca é dada pela seguinte equação:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{\Delta L} \tag{2.25}$$

A velocidade de propagação (c) é dada por:

$$c = \frac{\Delta L}{\Delta t} \tag{2.26}$$

A velocidade de deslocamento (v) de um determinado ponto da extremidade superior do elemento considerado pode ser escrita como:

$$v = \frac{\delta}{\Delta t} \tag{2.27}$$

Substituindo-se as equações (2.26) e (2.27) em (2.25), tem-se:

$$\varepsilon = \frac{v}{c} \tag{2.28}$$

De acordo com a lei de Hooke, a força (F) é dada por:

$$F = \varepsilon \; E \; A \tag{2.29}$$

Onde: E = módulo de elasticidade do material da estaca;

A = área da seção transversal da estaca.

Substituindo-se a equação (2.29) em (2.28), obtém-se:

$$F = \frac{v \; E \; A}{c} \tag{2.30}$$

Para uma estaca homogênea e com seção transversal uniforme, os parâmetros E, A e c são constantes.

Denominando-se o fator $\frac{E \; A}{c}$ de impedância (Z), resulta:

$$F = Z\ v \tag{2.31}$$

Convencionalmente, tanto a força de compressão quanto a velocidade descendente são consideradas positivas; consequentemente, a força de tração e a velocidade ascendente são negativas.

Supondo-se, agora, duas ondas propagando-se em uma estaca: uma descendente e uma ascendente, a força no ponto de encontro das ondas será a resultante da superposição das forças descendente ($F\downarrow$) e ascendente ($F\uparrow$) no ponto considerado, ou seja:

$$F = F\downarrow + F\uparrow \tag{2.32}$$

Analogamente, tem-se que a velocidade da partícula no ponto considerado é:

$$v = v\downarrow + v\uparrow \tag{2.33}$$

Pela equação (2.31) tem-se que a força descendente e a ascendente, respectivamente, em um ponto qualquer da estaca é dada por:

$$F\downarrow = Z \times v\downarrow \tag{2.34}$$

$$F\uparrow = -Z \times v\uparrow \tag{2.35}$$

Substituindo-se as equações (2.34) e (2.35) na equação (2.33), resulta:

$$Z \times v = F\downarrow - F\uparrow \tag{2.36}$$

A equação (2.36) juntamente com a (2.32) fornece:

$$F\downarrow = \left(F + Z \times v\right)/2 \tag{2.37}$$

$$F\uparrow = \left(F - Z \times v\right)/2 \tag{2.38}$$

Considere-se uma estaca na qual se desloca uma onda compressiva gerada a partir de um carregamento dinâmico, conforme Figura 2.14.

Durante o deslocamento, a onda sofre reflexões causadas pela reação do solo, conforme ilustrado pela Figura 2.15, as quais representam a resistência lateral (Figura

2.15a) e de ponta (Figura 2.15b), respectivamente. As forças indicadas à esquerda representam aquelas existentes antes do contato com a descontinuidade (resistência do solo, variação de área da estaca, etc.) e à direita são aquelas após o contato.

A onda compressiva descendente, ao encontrar resistência lateral local do solo (R_a), reflete-se dando origem a uma onda ascendente de compressão de magnitude $R_a/2$ e a uma onda descendente de tração de magnitude $R_a/2$ (Figura 2.15a).

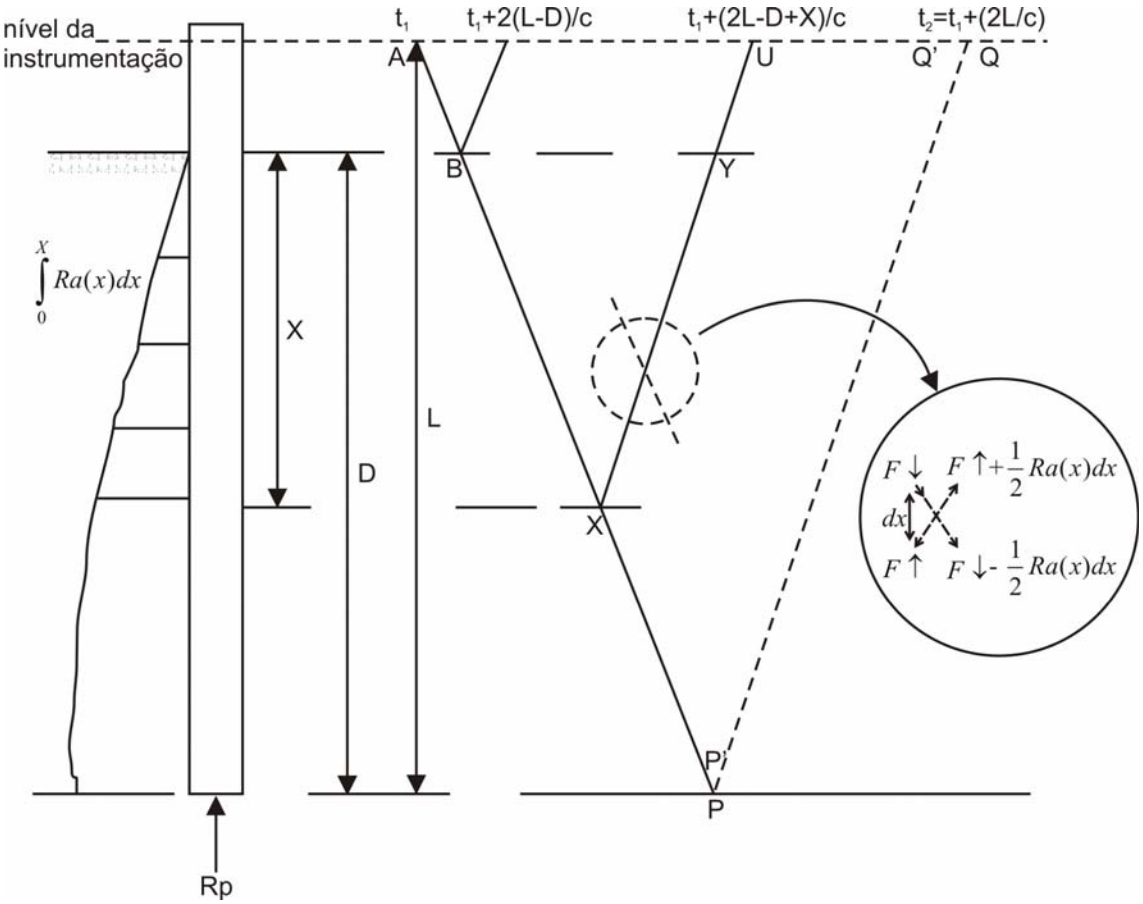

Figura 2.14 – Diagrama da trajetória de ondas (Jansz et al., 1976 e Niyama, 1991).

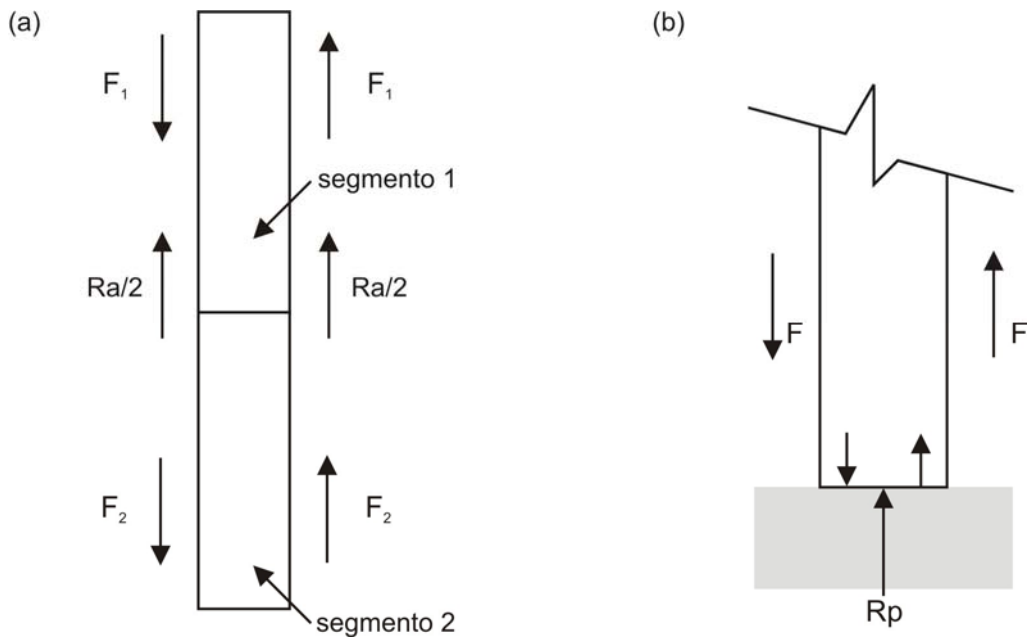

Figura 2.15 – Reflexão das ondas devido (a) à resistência lateral e (b) à resistência de ponta (Beringen et al., 1980 e Niyama, 1991).

Considerando-se o equilíbrio na seção pontilhada da Figura 2.15a, tem-se:

$$F_1 \downarrow + F_1 \uparrow = F_2 \downarrow + F_2 \uparrow + R_a \tag{2.39}$$

$$v_1 \downarrow + v_1 \uparrow = v_2 \downarrow + v_2 \uparrow \tag{2.40}$$

Substituindo-se as equações (2.34) e (2.35) na equação (2.40), tem-se:

$$\frac{F_1 \downarrow}{Z_1} - \frac{F_1 \uparrow}{Z_1} = \frac{F_2 \downarrow}{Z_1} - \frac{F_2 \uparrow}{Z_1} \tag{2.41}$$

Para estacas uniformes, com seção transversal constante, a impedância também é constante, portanto:

$$F_1 \downarrow - F_2 \downarrow = F_1 \uparrow - F_2 \uparrow \tag{2.42}$$

Reescrevendo-se a equação (2.39) e igualando-se a equação (2.42), obtém-se:

$$F_1 \downarrow - F_2 \downarrow = R_a / 2 \tag{2.43}$$

Segundo Jansz et al (1976), a onda descendente, percorrendo uma distância *dx*, tem sua amplitude reduzida de $1/2\ R_a(x)dx$, enquanto a onda ascendente tem um incremento de mesmo valor, sendo $R_a(x)$ o atrito lateral unitário atuando no segmento *dx* da estaca, conforme Figura 2.14. Assim, a força de compressão inicialmente gerada pelo golpe passa pela seção instrumentada 'A' e chega à ponta da estaca 'P' deduzida da metade do valor da resistência lateral oposta pelo solo ao longo da profundidade, ou seja:

$$F_P \downarrow = F_A \downarrow -1/2 \sum R_a \tag{2.44}$$

Sendo

$$\sum R_a = \int_0^D R_a(x)dx$$

Observa-se na Figura 2.14 que a influência do solo só começa a se manifestar no instante $2(L-D)/c$, com a chegada das primeiras reflexões.

A amplitude da onda ascendente na trajetória XY é aumentada de $F_X \uparrow$ para:

$$F_Y \uparrow = F_X \uparrow + \frac{1}{2}\int_0^X R_a(x)dx \tag{2.45}$$

Sendo o ponto X atingido pela primeira onda descendente, tem-se $F_X \uparrow = 0$, e:

$$F_Y \uparrow = \frac{1}{2}\int_0^X R_a(x)dx \tag{2.46}$$

Desta forma, para a trajetória P'Q' (P' sendo uma posição imediatamente acima da ponta) no caso da primeira onda descendente, tem-se:

$$F_{Q'} \uparrow = 1/2 \sum R_a \tag{2.47}$$

No instante seguinte, a onda se reflete na ponta (Figura 2.15b) e tem-se:

$$F_P \uparrow = R_P - F_P \downarrow \tag{2.48}$$

Substituindo-se a equação (2.44) em (2.48), obtém-se:

$$F_P \uparrow = R_P - F_A \downarrow + 1/2 \sum R_a \tag{2.49}$$

Como na trajetória PQ (Figura 2.14) há um acréscimo de $1/2 \sum R_a$ devido ao atrito lateral ao longo da profundidade, tem-se:

$$F_Q \uparrow = F_P \uparrow + 1/2 \sum R_a = R_P + \sum R_a - F_A \downarrow$$

ou (2.50)

$$F_A \downarrow + F_Q \uparrow = R_P + \sum R_a$$

A expressão (2.50) pode ser escrita na forma geral, lembrando as expressões (2.37) e (2.38), e que o trem de ondas incidentes atinge o ponto A, nível da instrumentação, no instante t_1, enquanto a onda refletida em Q é registrada no nível da instrumentação em $t_2 = t_1 + 2L/c$, da seguinte forma:

$$R = R_P + \sum R_a = \frac{1}{2}\left\{\left(F_{t1} + F_{t2}\right) + Z\left(v_{t1} - v_{t2}\right)\right\} \tag{2.51}$$

Onde: R = resistência total (estática + dinâmica);

F_{t1} = força na seção instrumentada no tempo t_1;

F_{t2} = força na seção instrumentada no tempo t_2;

v_{t1} = velocidade na seção instrumentada no tempo t_1;

v_{t2} = velocidade na seção instrumentada no tempo t_2.

A equação acima é a expressão básica do método Case, mostrando que a resistência total da estaca (R) pode ser determinada através dos registros de força e velocidade medidos na cabeça da estaca, durante a passagem da onda de tensão. Estes registros são usualmente apresentados juntos (a velocidade multiplicada pela impedância), tomando-se como referência inicial da escala de tempo o instante em que a onda descendente passa pelo nível da instrumentação. As curvas de força e velocidade mantêm a proporcionalidade através da impedância até que comecem a chegar os primeiros sinais de ondas refletidas geradas pelo atrito lateral. Estas ondas de compressão aumentam a força na cabeça da estaca e diminuem a velocidade. A partir deste instante as curvas começam a se afastar e a distância entre elas, medida na vertical, equivale ao somatório dos atritos laterais até uma determinada posição X. Assim, no instante de tempo imediatamente anterior a t_2, a diferença entre as curvas corresponde ao total do atrito lateral ao longo da estaca (Figura 2.16a). A Figura 2.16b mostra que a ocorrência de uma resistência *A* à profundidade *x* causa um acréscimo

de *A/2* na amplitude da força ascendente, que será sentida pela instrumentação no tempo *2x/c*, enquanto a redução de *A/2* na amplitude da força descendente será sentida posteriormente, Velloso e Lopes, 2002, citando Jansz et al (1976).

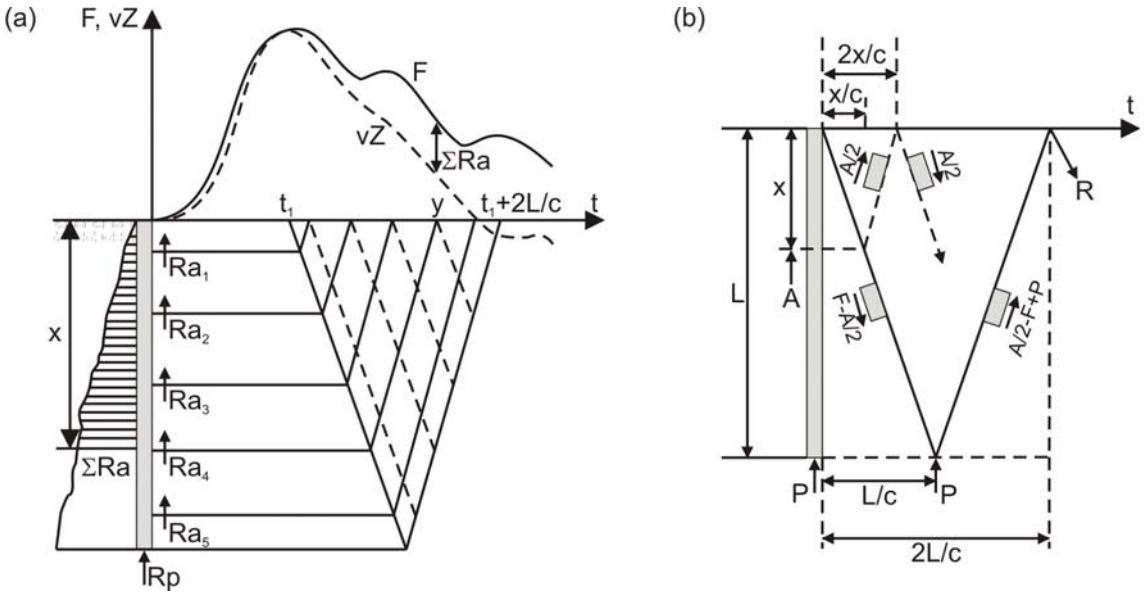

Figura 2.16 – (a) Efeito da resistência do solo na velocidade no topo da estaca e (b) Registro de força e velocidade x tempo e sua relação com o comprimento da estaca e resistências encontradas (Velloso e Lopes, 2002).

A parcela dinâmica da resistência total da equação (2.51) é considerada, de forma simplificada, proporcional à velocidade da ponta da estaca (v_p) da seguinte forma:

$$R_d = J_c \frac{E\ A}{c} v_P \tag{2.52}$$

O valor de v_P pode ser explicitado, considerando-se que a força descendente (medida em t_1) chega à ponta da estaca reduzida na sua magnitude de metade do atrito lateral, e lembrando-se das expressões (2.37) e da condição de contorno da ponta $v_P = \left(2F \downarrow - R_P\right)/Z$, Danziger, 1991 e Velloso e Lopes, 2002, citando Jansz et al (1976), chega-se a:

$$v_P = \left\{ 2\left[\frac{F_{t1} + Z\ v_{t1}}{2} - \frac{1}{2}\sum R_a \right] - R_P \right\} \frac{1}{Z}$$

$$v_P = \{[F_{t1} + Z\ v_{t1}] - \sum R_a - R_P\}\frac{1}{Z}$$

$$v_P = \{[F_{t1} + Z\ v_{t1}] - R\}\frac{1}{Z}$$

Se no instante t_1 não há ondas ascendentes provenientes de reflexões, existe a proporcionalidade entre força e velocidade de partícula (F = Z v), podendo-se escrever:

$$v_P = 2v_{t1} - \frac{R}{Z} = 2v_{t1} - \frac{c}{E\ A}R \tag{2.53}$$

Substituindo-se a expressão (2.53) em (2.52), tem-se:

$$R_d = J_c\left(2\frac{E\ A}{c}v_{t1} - R\right)$$

ou

$$R_d = J_c(2F_{t1} - R) \tag{2.54}$$

A resistência estática é, então, calculada pela diferença entre a resistência total e a dinâmica, ou seja:

$$R_u = R - J_c(2F_{t1} - R) \tag{2.55}$$

A constante de amortecimento, J_c, depende do tipo de solo. De acordo com Rausche et al. (1985), um grande número de análises de distribuição de resistências pelo método CAPWAP (item 2.1.5.2) mostrou que o amortecimento pode ser admitido concentrado na ponta da estaca.

A partir da análise de um grande número de estacas monitoradas na cravação e depois testadas através de provas de carga estática, valores de J_c foram obtidos, subtraindo-se a resistência estática na ruptura, medida na prova estática, da resistência total obtida pelo método Case e daí explicitando o valor de J_c. Desta forma, Rausche et al. (1985) propuseram os valores de J_c apresentados na Tabela 2.4.

Tipo de Solo	Faixa de Valores de J_c	Valor sugerido de J_c
Areia	0,05 - 0,20	0,05
Areia Siltosa ou Silte Arenoso	0,15 - 0,30	0,15
Silte	0,20 - 0,45	0,30
Argila Siltosa e Silte Argiloso	0,40 - 0,70	0,55
Argila	0,60 - 1,10	1,10

Tabela 2.4 – Valores de J_c sugeridos por Rausche et al. (1985)

Rausche et al. (1985) ressaltam que, nos casos em que a velocidade da ponta é muito pequena, o valor da resistência estática R_u é aproximadamente igual ao da resistência total R e é praticamente independente da escolha do valor de J_c. Ao contrário, no caso de cravações muito fáceis, a velocidade da ponta da estaca é muito alta e, portanto, o valor calculado da capacidade de carga estática torna-se muito sensível ao valor escolhido de J_c.

Já Goble et al. (1996) sugerem os valores do coeficiente de amortecimento, J_c, da Tabela 2.5, a seguir:

Classificação do Solo	J_c
Areia	0,10 a 0,15
Areia Siltosa ou Silte Arenoso	0,15 a 0,25
Silte	0,25 a 0,40
Argila Siltosa ou Silte Argiloso	0,40 a 0,70
Argila	0,70 a 1,00

Tabela 2.5 – Valores de J_c sugeridos por Goble et al. (1996)

Rausche et al. (1985) ressaltam que a expressão (2.51) fornece a resistência total da estaca, obtida com base nas premissas de que a seção transversal é constante, o comportamento da estaca é elástico linear, apenas tensões axiais são impostas à estaca e a resistência do solo é do tipo rígido-plástico, sendo mobilizada simultaneamente ao longo de toda estaca.

2.6.2 – PDA – Método CAPWAP

O método CAPWAP – Case Pile Wave Analysis Progam, semelhante ao método Case, foi desenvolvido na Case Western Reserve University e teve como objetivo a determinação da distribuição das forças de resistência do solo ao longo da estaca e as magnitudes das parcelas estática e dinâmica da resistência.

Segundo Danziger (1991), o primeiro trabalho encontrado na bibliografia, que faz referência à aplicação dos registros de força e aceleração no cálculo da distribuição da resistência do solo ao longo da estaca, é o de Rausche et al. (1972) que descreve a rotina do primeiro programa de computador realizado para esse fim.

Rausche et al. (1972) ressaltam que a análise por eles apresentada difere da análise usual de problemas da dinâmica já que estas utilizam uma das condições de contorno do tipo força ou aceleração como fornecida e a outra é calculada, e na análise deles ambos os registros são fornecidos. Assim, um dos dois registros pode

ser imaginado como sendo uma informação redundante e o segundo é utilizado para fornecer informações sobre os efeitos da resistência do solo.

Goble (1986) chama a atenção para o fato de que esta primeira versão utilizava um sistema totalmente automatizado, não requerendo qualquer interação com o usuário. Com o advento dos mini e micro computadores, as novas versões elaboradas possibilitaram a interação do operador com a máquina, aumentado de forma bastante acentuada a eficiência do programa.

Na análise CAPWAP usual, o modelo matemático que simula a estaca e o solo é o mesmo utilizado no modelo de Smith (1960). A estaca é dividida em certo número de massas concentradas e molas e a reação do solo por componentes elasto-plásticos e visco-lineares.

A interpretação dos sinais de cravação consiste em, primeiro, prever a velocidade no ponto onde foram instalados os instrumentos, com solução da Equação da Onda – e com parâmetros pré-escolhidos – tendo como ponto de partida a força medida. Comparando-se esta previsão com os registros de velocidade feitos na monitoração, pode-se verificar se os parâmetros adotados estão corretos e, eventualmente, ajustá-los (Figura 2.17). Pode-se utilizar tanto o registro de força como o de velocidade como função imposta, ficando, para a verificação de parâmetros, a outra grandeza medida (velocidade ou força).

Uma análise teórica feita por Rausche et al. (1985) mostrou que a distribuição da resistência obtida é única quando o modelo de resistência do solo é do tipo rígido-plástico.

Rausche et al. (1972), bem como Goble (1986), ressaltam que o principal problema dessa análise é o fato do modelo de solo utilizado nem sempre representar o comportamento da fundação de maneira satisfatória, por isso, as versões mais recentes dos programas computacionais contêm diversos aprimoramentos principalmente quanto ao modelo de solo adotado.

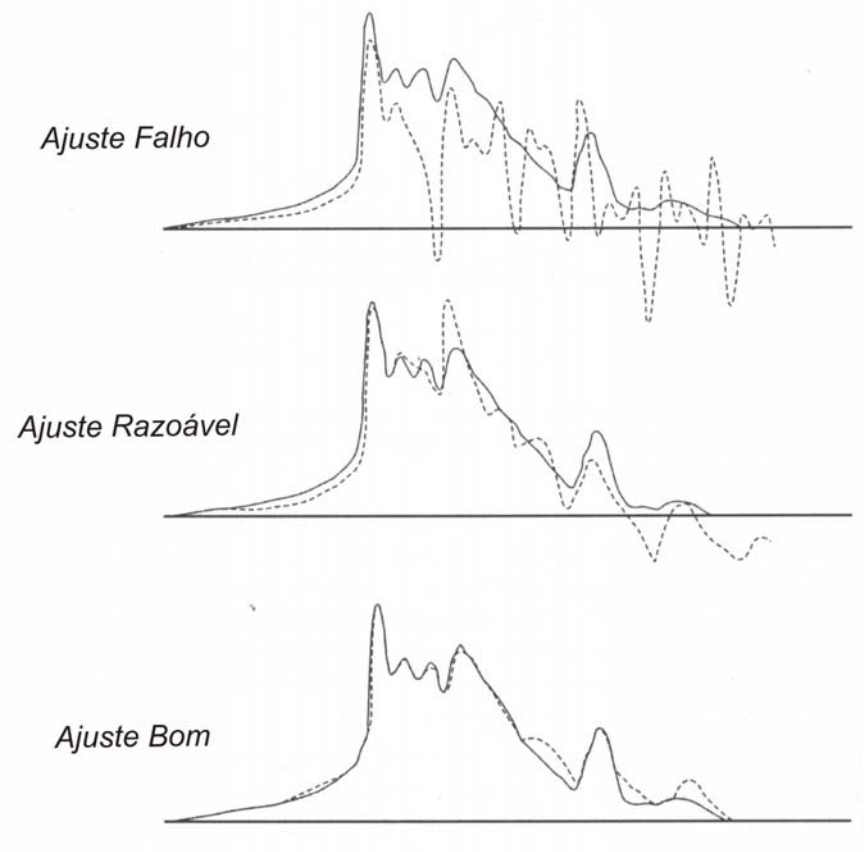

Figura 2.17 – Três tentativas de ajuste mostrando, respectivamente, um ajuste falho, razoável e bom entre a força medida (linha cheia) e a força calculada (linha tracejada) no topo da estaca (Goble, 1986).

O programa fornece também uma simulação de um ensaio estático a partir de um único golpe. A análise estática é feita por incrementos de carregamento estático no topo da estaca e então calculados os respectivos deslocamentos dos elementos associados, através da resolução da Equação da Onda. A simulação pode ser feita também para cargas de tração.

2.7 – Prova de Carga Estática

Segundo Polla et al. (1998) e Alonso (1991), o emprego de provas de carga estática no Brasil data provavelmente de 1928, quando foi realizado o estudo das fundações do Edifício Martinelli em São Paulo. Porém, Vargas (1990) cita os ensaios históricos realizados pelo IPT de São Paulo em duas obras: em 1936, na Estação da Estrada de Ferro Noroeste em Bauru e, em 1942, no Instituto de Resseguros do Brasil, no Rio de Janeiro. Assim, ele associa a história desse ensaio no Brasil ao IPT, à

empresa Estacas Franki e ao professor Antônio José da Costa Nunes (Niyama et al., 1996).

Segundo Souza (2001), uma grande vantagem da prova de carga estática reside no fato de se tratar de um ensaio "*in situ*", que retrata o comportamento do conjunto solo-fundação. A dificuldade natural de se conhecer as propriedades do solo onde as fundações serão construídas, bem como a alteração das condições iniciais do terreno devido à execução das estacas e a difícil modelagem numérica ou analítica do conjunto estaca-solo, justifica a necessidade da utilização destes ensaios.

No Brasil, a NBR 12131/91 – Estacas – Prova de Carga Estática normaliza a execução do ensaio em estacas verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução ou de instalação no terreno, inclusive a tubulões, que a elas se assemelham.

Segundo a norma, este ensaio visa fornecer elementos para avaliar o comportamento carga x deslocamento e estimar as características de capacidade de carga das estacas através da aplicação de esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou compressão, ou transversais.

Para a aplicação da carga, a NBR 12131/91 diz que o dispositivo deve ser constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais, atuando contra um sistema de reação estável. A estaca deve ser carregada até a ruptura, ou, no mínimo, até duas vezes a carga de trabalho prevista. No caso de provas de carga de compressão, esse sistema pode ser (Figura 2.18):

- Plataforma carregada, chamada de *cargueira* (Figura 2.18a);
- Vigas presas a estacas vizinhas à da prova de carga ou a tirantes, que serão tracionados (Figura 2.18b);
- Vigas ou capacete ancorado no terreno (Figura 2.18c).

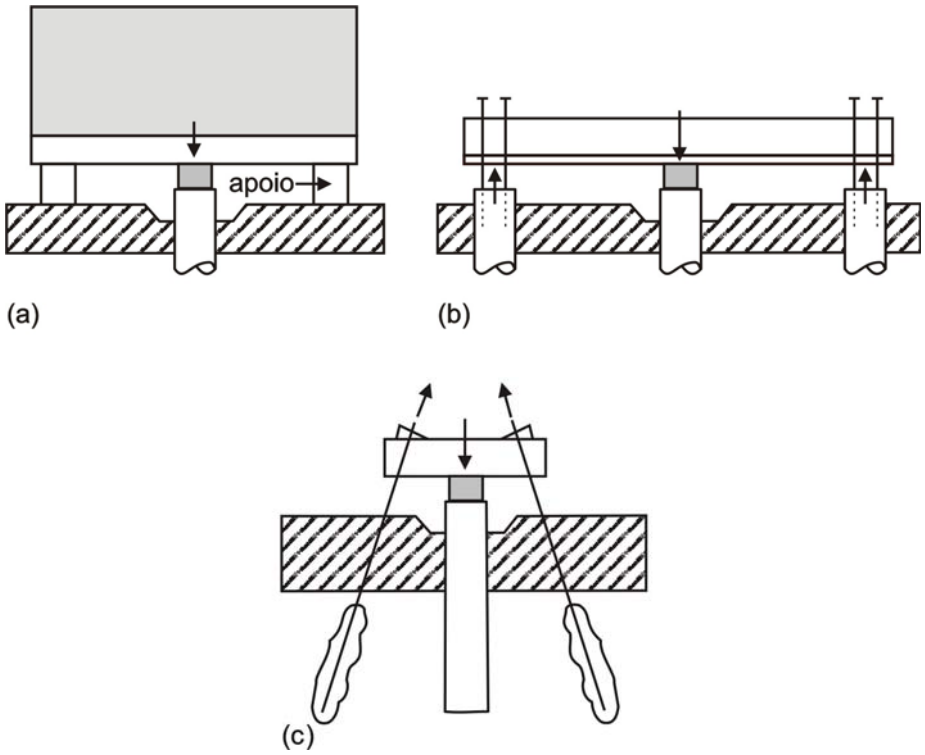

Figura 2.18 – Sistemas de reação para provas de carga de compressão (Velloso e Lopes, 2002)

Já para os dispositivos de medidas, a norma diz que a instrumentação mínima (para prova de carga de compressão e tração) deve ser constituída por 4 extensômetros (Figura 2.19a), com sensibilidade de 0,01mm (Figura 2.19b), instalados em dois eixos ortogonais a fim de medir recalques e também verificar se está ocorrendo rotação do topo da estaca indicando o mau alinhamento do conjunto estaca/macaco/sistema de reação. Além desses dispositivos, deve conter um macaco hidráulico e um manômetro (com leitura máxima que não ultrapasse 25% da máxima carga prevista para o ensaio) aferidos e com certificado de calibração recente por um órgão credenciado (Figura 2.19c e Figura 2.19d, respectivamente).

Velloso e Lopes (2002) recomendam o uso de uma célula de carga, geralmente colocada entre o macaco e o sistema de reação, para eliminar dúvidas quanto à calibração do sistema macaco-bomba-manômetro.

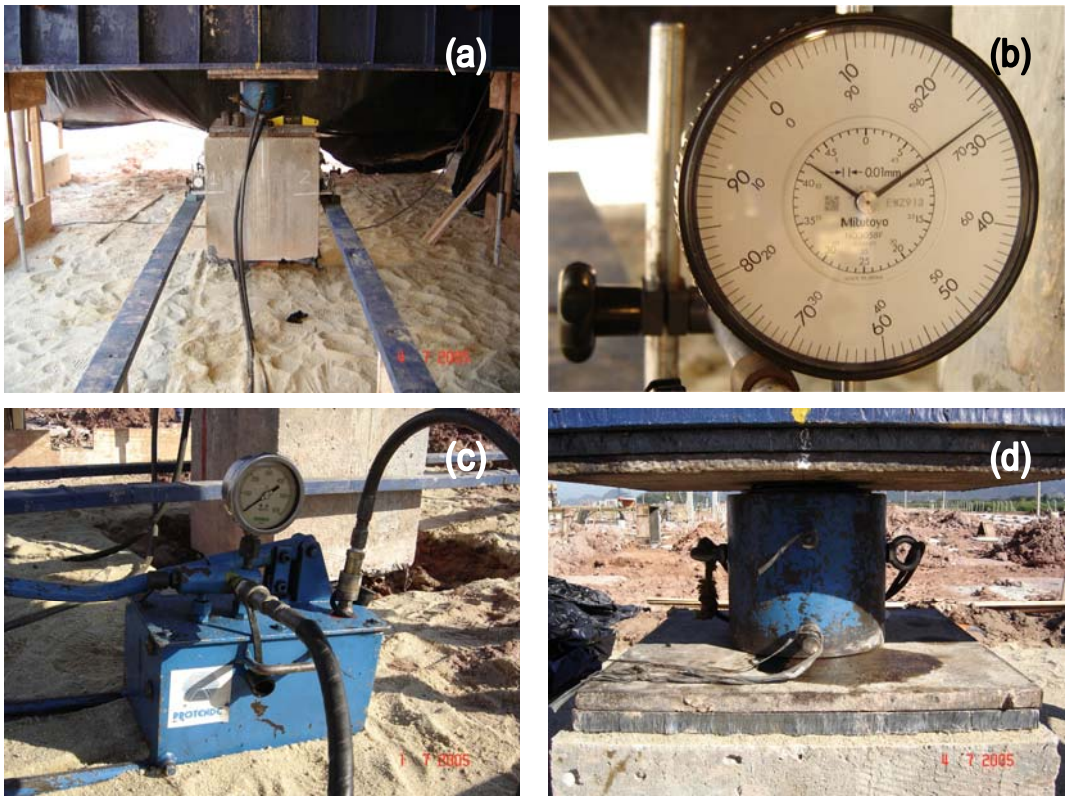

Figura 2.19 – Dispositivos de medidas

Em termos de modo de aplicação de carga tem-se basicamente 3 categorias:

- Carga controlada: carga incremental lenta (Figura 2.20a);
  carga incremental rápida (Figura 2.20b);
  carga cíclica;
- Deformação (deslocamento) controlada (Figura 2.20c);
- Método “do equilíbrio” (Figura 2.20d).

Neste trabalho será dada ênfase aos ensaios de carga incremental lenta (SML – Slow Maintained Load) e de carga incremental rápida (QML – Quick Maintained Load).

A NBR 6122/96 - Projeto e execução de fundações recomenda que sejam realizados ensaios de carregamento estático em 1% do conjunto de estacas de mesmas características de uma obra, respeitando-se o mínimo de 1 estaca ensaiada. Velloso e Lopes (2002) lembram que se deve ter em mente que as provas de carga dinâmica não substituem as provas estáticas.

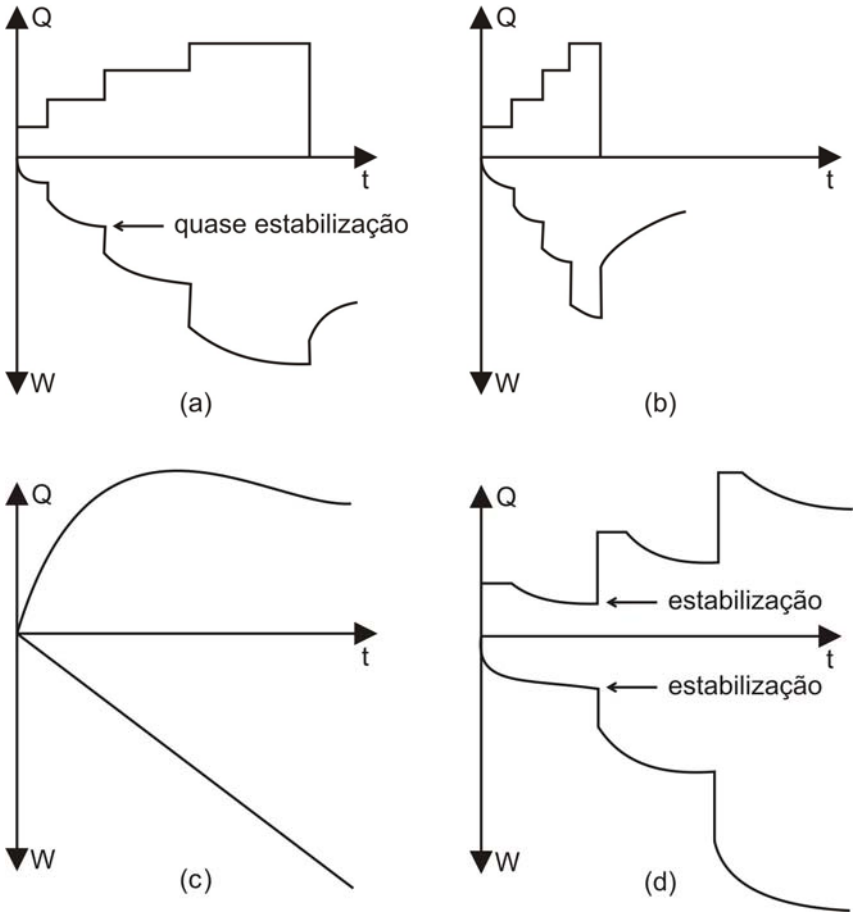

Figura 2.20 – Curvas carga-tempo e recalque-tempo de diferentes procedimentos de carregamento em prova de carga (Velloso e Lopes, 2002).

2.7.1 – Provas de Carga Lenta (SML)

A prova de carga lenta é a que melhor se aproxima do carregamento que a estaca estará submetida na maioria dos casos, como os de edifícios, silos, tanques, pontes, etc. Como uma estabilização completa só seria atingida a tempos muito grandes, a NBR 12131/91 permite que se considere o recalque estabilizado quando em duas leituras sucessivas o recalque não ultrapasse 5% do recalque total observado no mesmo estágio de carregamento, sendo esses estágios não superiores a 20% da carga máxima prevista e com um mínimo de 30 minutos cada um. Os intervalos de tempo entre as leituras seguem aproximadamente uma progressão geométrica de razão igual a dois, com a leitura inicial na aplicação da carga e a segunda um minuto após.

O carregamento máximo deve ser mantido por no mínimo 12 horas, caso não haja ruptura, e o descarregamento deve ser feito pelo menos em quatro estágios

atendendo aos mesmos critérios de estabilização do carregamento, mas com duração mínima de 15 minutos. Após o descarregamento total, as leituras devem continuar até a sua estabilização.

As deformações que a estaca sofre com o tempo nos estágios de carga são devidas principalmente à fluência (deformações viscosas) e não a adensamento (Lopes, 1979 e 1985). Sabe-se que a viscosidade do solo faz com que, ao ser cisalhado mais rapidamente, o solo apresente maior resistência. Com isso, provas de carga com estágios mais prolongados de carga (velocidade de carregamento menor) conduzem, via de regra, a recalques maiores e a capacidade de carga menores.

Quando a prova de carga não é levada à ruptura ou a um nível de recalque que caracterize a ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva carga-recalque. Esta extrapolação é baseada numa equação matemática que é ajustada ao trecho que se dispõe da curva carga-recalque (Velloso e Lopes, 2002). As principais funções utilizadas são:

- Função exponencial, proposta por van der Veen (1953);
- Função parabólica, proposta por Hansen (1963);
- Função hiperbólica, proposta por Chin (1970);
- Função polinomial, proposta por Massad (1986).

Estas quatro funções apresentam uma assíntota que corresponde à carga de ruptura (Figura 2.21a).

A função que tem sido mais utilizada no Brasil é a de van der Veen (1953) que tem a seguinte expressão:

$$Q = Q_{ult}\left(1 - e^{-\alpha\, w}\right) \tag{2.56}$$

A carga de ruptura é obtida experimentando-se diferentes valores para esta carga até que se obtenha uma reta no gráfico $-\ln\left(1 - Q/Q_{ult}\right)$ x *w* (Figura 2.21b).

Aoki (1976) observou que a reta obtida na aplicação desse método não passava pela origem do gráfico, então, propôs a inclusão de um intercepto chamado de β, ficando a expressão:

$$Q = Q_{ult}\left(1 - e^{\beta - \alpha\, w}\right) \tag{2.57}$$

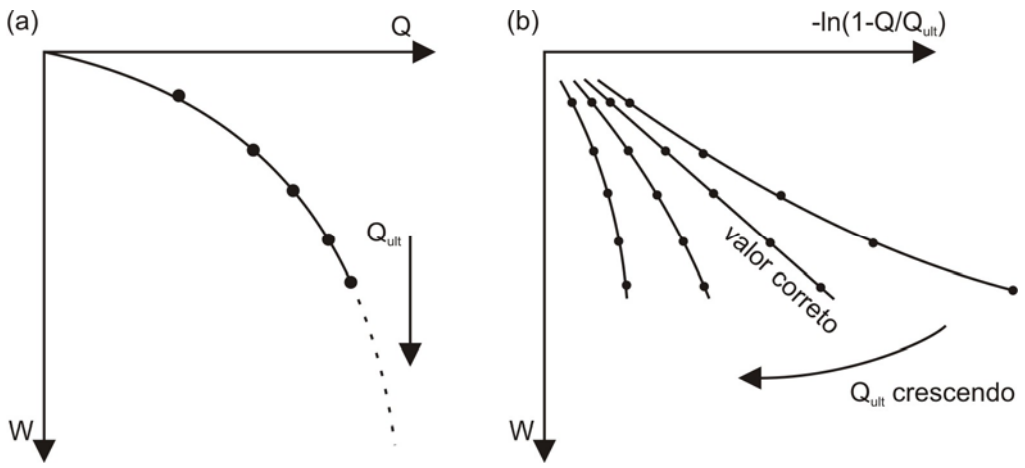

Figura 2.21 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo van der Veen ,1953 (Velloso e Lopes, 2002)

Segundo Velloso e Lopes (2002), mesmo com essa alteração, a curva carga-recalque não se inicia na origem. Entretanto, ao se reconhecer que o solo é um material viscoso e ao se lembrar que a prova de carga estática na realidade é quasi-estática, haveria um salto viscoso na prova de carga assim como ocorre em ensaios de laboratório. Esse salto viscoso foi reconhecido por Martins (1992) em ensaios de laboratório e incluído em seu modelo reológico para os solos. O modelo de Martins (1992), programado para o Método dos Elementos Finitos por Guimarães (1996), previu um salto viscoso em provas de carga (embora a aplicação fosse em placas) que é tão maior quanto maior for a velocidade de carregamento. Pode-se concluir, então, que o intercepto no gráfico $-\ln(1-Q/Q_{ult})$ x *w* não é nenhum absurdo.

Algumas extrapolações de curvas carga-recalque que ficaram apenas no trecho inicial, quasi-elástico, conduzem a valores de carga de ruptura exagerados, por isso, há uma grande discussão quanto à confiabilidade da extrapolação dessas curvas. Velloso e Lopes (2002), de acordo com a experiência de ambos na extrapolação de curvas carga-recalque pelo método de van der Veen, indicam que se pode obter uma extrapolação confiável se o recalque máximo atingido na prova de carga for de pelo menos 1% do diâmetro da estaca.

A curva carga-recalque precisa ser interpretada para se definir a carga admissível da estaca. Um elemento a ser interpretado é a carga de ruptura ou capacidade de carga da estaca. Uma análise visual da curva pode ser equivocada já que mesmo nos casos em que a curva tende a uma assíntota vertical, a escala em que a curva é apresentada pode conduzir a várias interpretações (van der Veen, 1953).

A norma brasileira usa o critério que caracteriza a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem do diâmetro da base (Figura 2.22).

Esse critério pode ser aplicado mesmo que a curva apresente uma assíntota vertical bem definida, conduzindo a uma carga de ruptura menor, ou seja, a favor da segurança.

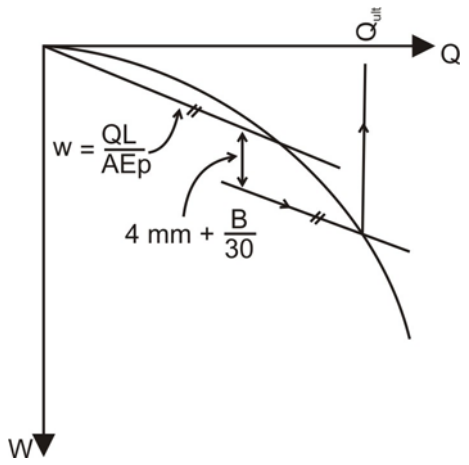

Figura 2.22 – Interpretação da curva carga-recalque (Velloso e Lopes, 2002)

A interpretação de provas de carga é uma questão ainda controversa, com diversas visões do processo de ruptura (Aoki, 1997). Neste ponto vale lembrar as palavras de Davisson (1970): “Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados a interpretar”.

2.7.2 – Provas de Carga Rápida (QML)

Foi proposta inicialmente por Fellenius (1975), diferindo da prova de carga lenta basicamente por manter estágios de carga e descarga por tempos determinados, independentemente da estabilização.

A NBR 12131/91 diz que os recalques devem ser lidos no início e no final de cada estágio sendo esses com carregamento máximo de 10% da carga de trabalho prevista para a estaca e com duração de 5 minutos. Ao atingir a carga máxima do ensaio, o descarregamento deve ser realizado em quatro estágios com duração de 5 minutos cada e leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 minutos do descarregamento total, uma leitura final deve ser realizada.

Alguns autores consideram que, além da redução de custo e de prazo (o ensaio dura pouco mais de 2 horas), este procedimento proporciona uma melhor definição da curva carga-recalque e da carga de ruptura devido à maior quantidade de pontos para seu traçado (Godoy, 1983). Porém, a discussão quanto à influência da

velocidade de carregamento nos resultados de uma prova de carga persistem (Milititsky, 1991 e Massad e Winz, 2000).

2.8 – Análise Probabilística do Desempenho

A análise do desempenho de um experimento pode ser realizada através da observação do seu evento (entendendo-se por evento como a coleção dos resultados desse experimento) sob uma ótica determinística ou probabilística.

O resultado determinístico se concentra em um único valor. Assim, se torna muito difícil que o resultado encontrado deterministicamente seja igual ou próximo do resultado real. As análises determinísticas se justificam nos casos onde as variáveis aleatórias (variável definida no âmbito do espaço amostral – evento – de tal forma que uma certa probabilidade de ocorrência pode ser atribuída a qualquer resultado) possuam pequena dispersão.

Quando a variabilidade intrínseca ao fenômeno em estudo for significativa, a análise determinística passa a não apresentar utilidade prática, devendo-se então realizar uma análise probabilística. Para isso, é importante conhecer ou inferir as distribuições probabilísticas (funções densidade de probabilidade) das variáveis aleatórias envolvidas. Quando as dispersões das distribuições probabilísticas tendem a valores nulos, a análise probabilística se aproxima da determinística.

Um dos problemas com os quais o engenheiro projetista precisa saber lidar é, conhecendo as funções de distribuição de probabilidades das variáveis independentes, inferir a função de distribuição da variável resposta. No presente trabalho, esse problema é resolvido empregando o Método da Expansão em Série de Taylor, muito útil quando se conhece a relação funcional entre as variáveis. Admite-se, neste estudo, que as variáveis aleatórias envolvidas possuam distribuição log-normal em virtude de se tratar de distribuição unilateral, isto é, somente assume valores positivos, tornando-se conveniente para representar as variáveis analisadas neste trabalho.

Em seguida, são mostradas algumas definições e, posteriormente, a apresentação das distribuições normal e log-normal e do método da Expansão em Série de Taylor.

2.8.1 – Algumas Definições

- **Média ou valor esperado de uma função de probabilidade**

Define-se média ou valor esperado de uma variável aleatória X, possuindo uma determinada distribuição probabilística como:

$$E[X] = \sum_{1}^{n} x_i \, p_x(x_i) \qquad \text{para distribuições discretas} \qquad (2.58)$$

$$E[X] = \int_a^b x f_x(x) dx \qquad \text{para distribuições contínuas} \qquad (2.59)$$

Onde: n = número de resultados do espaço amostral discreto;

a, b = limites inferior e superior da função de densidade de probabilidade contínua;

x = valor da variável aleatória;

p = probabilidade associada ao resultado;

$f_x(x)$ = função de densidade de probabilidade (fdp).

Geraldo (1995) observa que o valor esperado está intimamente relacionado à média aritmética de uma coleção de números. Porém, a média aritmética é a medida da tendência central de uma coleção amostral de observações, com cada amostra possuindo igual probabilidade de ocorrência e o valor esperado é obtido de uma função de distribuição de probabilidades de uma variável aleatória onde os resultados podem ter diferentes probabilidades de ocorrerem.

- **Variância**

Pode-se também definir a variância desta variável aleatória X da seguinte forma:

$$V[X] = \sum_{1}^{n} \left(x_i - \overline{X}\right)^2 p_x(x_i) \qquad \text{para distribuições discretas} \qquad (2.60)$$

$$V[X] = \int_a^b \left(x - \overline{X}\right)^2 f_x(x) dx \qquad \text{para distribuições contínuas} \qquad (2.61)$$

Onde: $\overline{X} = E[X]$

- **Desvio Padrão**

O desvio padrão da variável aleatória X é definido como:

$$\sigma[X] = \sqrt{V[X]} \tag{2.62}$$

Pode-se demonstrar que:

$$V[X] = E\left[X^2\right] - E^2[X] \tag{2.63}$$

- **Coeficiente de Variação**

O coeficiente de variação é definido da seguinte forma:

$$V_x = \frac{\sigma[X]}{\overline{X}} \tag{2.64}$$

- **Momento Probabilístico de ordem m**

Define-se momento probabilístico de ordem *m* de uma função de distribuição probabilística em relação ao valor *a* de X como:

$$E\left[(X-a)^m\right] \tag{2.65}$$

Se a = 0, tem-se o momento de ordem *m* em relação à origem, ou seja:

$$E\left[(X)^m\right] \tag{2.66}$$

Já se a = $\overline{X}$, tem-se o momento central de ordem *m*, ou seja:

$$E\left[\left(X-\overline{X}\right)^m\right] \tag{2.67}$$

Pode-se observar que o valor esperado é o primeiro momento (ordem 1) em relação à origem e a variância é o segundo momento (ordem 2) central.

❖ **Função Geradora de Momentos**

A função geradora de momentos é aquela que gera todos os momentos probabilísticos de uma variável aleatória. Com isso, a distribuição probabilística dessa variável aleatória será totalmente descrita.

Seja a seguinte função geradora de momentos:

$$M_X(\theta) = E\left[e^{\theta X}\right] \tag{2.68}$$

Onde: θ = variável determinística auxiliar.

Expandindo $e^{\theta X}$ em série de McLaurin (em torno de θ = 0):

$$e^{\theta X} = 1 + \frac{\theta x}{1} + \frac{\theta^2 x^2}{2!} + \ldots = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\theta^m x^m}{m!} \tag{2.69}$$

Então:

$$M_X(\theta) = E\left[e^{\theta X}\right] = 1 + \theta E[X] + \frac{\theta^2}{2!} E\left[X^2\right] + \ldots \tag{2.70}$$

O coeficiente do termo $\frac{\theta^m}{m!}$ é o momento de ordem *m* em relação à origem e derivando a função geradora de momentos em relação à θ até a ordem *m*, obtém-se:

$$\frac{d^m}{d\theta^m}\left[M_X(\theta)\right] = \frac{d^m}{d\theta^m} E\left[e^{\theta X}\right]_{\theta=0} = E\left[\frac{d^m}{d\theta^m} e^{\theta X}\right]_{\theta=0} = E\left[X^m e^{\theta X}\right]_{\theta=0} = E\left[X^m\right] \tag{2.71}$$

Então, o momento de ordem *m* é calculado derivando-se a função geradora de momentos em relação à θ até a ordem *m*.

❖ **Momentos Centrais**

Os momentos centrais de ordem superior (*m* > 2) revelam determinadas características de uma distribuição probabilística.

Os momentos centrais de ordem impar (*m* = 3, 5, 7, ...) quantificam a simetria da distribuição ("skeweness"). Normalmente, utiliza-se *m* = 3. Se a assimetria for à direita ("skewed right") (Figura 2.23a), então os momentos ímpares serão positivos. Analogamente, se a assimetria for à esquerda ("skewed left") (Figura 2.23b), os momentos ímpares serão negativos. Caso não haja assimetria (Figura 2.23c) os momentos ímpares serão nulos.

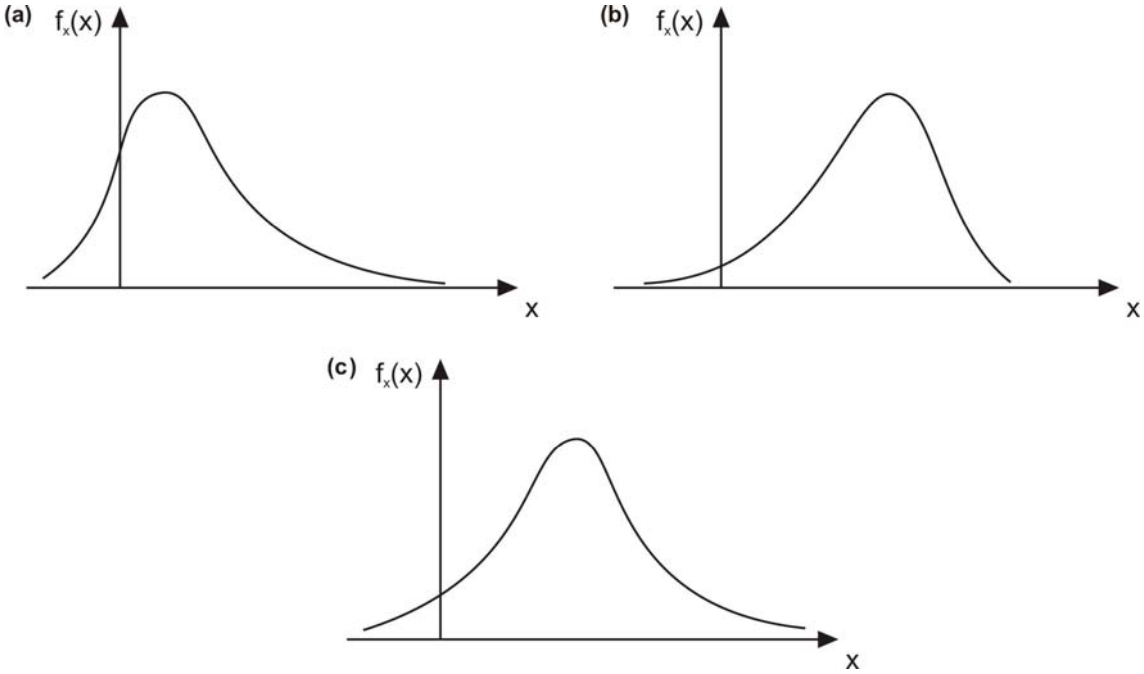

Figura 2.23 – Simetria da distribuição probabilística (Geraldo, 1995).

O coeficiente de assimetria ("coefficient of skeweness") é definido, então, pela seguinte expressão:

$$\beta(1) = \frac{E\left[\left(X - \bar{X}\right)^3\right]}{\sigma^3\left[X\right]} \tag{2.72}$$

É claro que $\beta(1) = 0$ para distribuições simétricas.

Os momentos centrais de ordem par (*m* = 2, 4, 6, ...) quantificam a intensidade de pico da distribuição ou curtose ("kurtosis") (Figura 2.24a e b). Geralmente, utiliza-se *m* = 4.

O coeficiente de intensidade de pico ("coefficient of kurtosis") é definido a partir da seguinte expressão:

$$\beta(2) = \frac{E\left[\left(X - \bar{X}\right)^4\right]}{\sigma^4\left[X\right]} \tag{2.73}$$

Deve-se observar que $\beta(2)$ é sempre positivo.

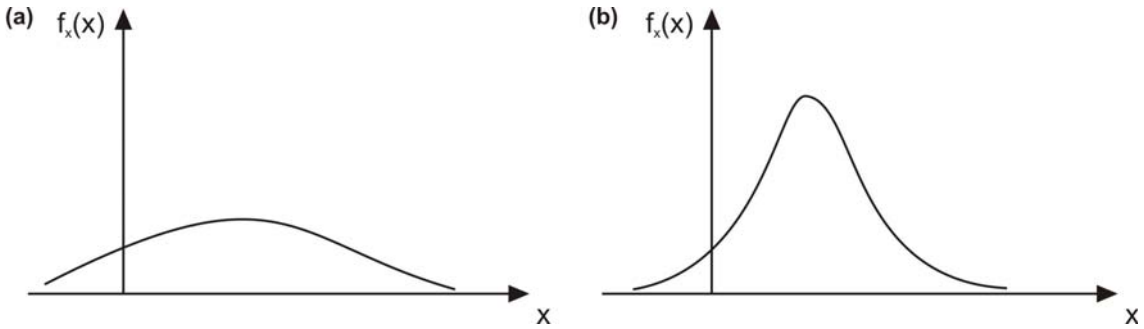

Figura 2.24 – Intensidade de pico da distribuição probabilística (Geraldo, 1995)

Em resumo, tem-se:

- O 1° momento em relação à origem, $E[X]$, fornece a média ou valor esperado;
- O 2° momento em relação à origem, $E\left[X^2\right]$, fornece $V[X]$, já que $V[X] = E\left[X^2\right] - E^2[X]$;
- O 2° momento central, $E\left[\left(X - \bar{X}\right)^2\right]$, também fornece $V[X]$;
- O 3° momento central, $E\left[\left(X - \bar{X}\right)^3\right]$, fornece o coeficiente de assimetria $\beta(1)$;
- O 4° momento central, $E\left[\left(X - \bar{X}\right)^4\right]$, fornece o coeficiente de intensidade de pico $\beta(2)$.

❖ **Covariância**

Conceitualmente, a covariância é uma medida de tendência de duas variáveis variarem juntas. Seu valor pode ser nulo, negativo ou positivo para os casos em que as variáveis são não-correlacionadas, negativamente ou positivamente correlacionadas, respectivamente.

Por definição, a covariância é o primeiro momento central conjunto de duas variáveis aleatórias X e Y, dado pela seguinte expressão:

$$\operatorname{cov}[X,Y] = E\left[\left(X - \bar{X}\right)\left(Y - \bar{Y}\right)\right] \tag{2.74}$$

Expandindo-se a equação (2.74), chega-se a:

$$\operatorname{cov}[X,Y] = E[XY] - E[X]E[Y] \tag{2.75}$$

❖ **Coeficiente de Correlação**

O coeficiente de correlação é uma relação funcional entre duas variáveis aleatórias X e Y associadas a um mesmo evento e pode ser obtido através de uma análise de regressão.

Considere-se um conjunto de *n* pontos (x_1, y_1), (x_2, y_2), (x_3, y_3), etc., para os quais se postula uma relação linear do tipo:

$$Y = A + BX$$

Onde: A e B = constantes.

Para a obtenção dessas constantes, geralmente, utiliza-se o Método dos Mínimos Quadrados cujo fundamento é a minimização da soma dos quadrados das distâncias entre os pontos dados e aqueles correspondentes situados sobre a reta (Figura 2.25).

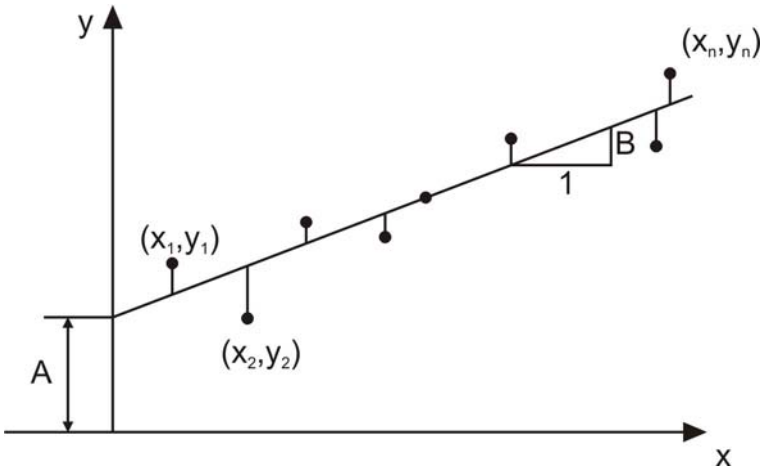

Figura 2.25 – Relação linear utilizada no Método dos Mínimos Quadrados.

Dessa forma, as constantes A e B são escolhidas de forma que:

$$\sum_{1}^{n}\left(y_i - A - Bx_i\right)^2 = mínimo$$

O parâmetro que quantifica o grau de qualidade do ajuste é o coeficiente de correlação que é definido como:

$$\rho = \frac{\operatorname{cov}\left[X,Y\right]}{\sigma\left[X\right]\sigma\left[Y\right]} \tag{2.76}$$

O coeficiente de correlação deve satisfazer à seguinte condição (Figura 2.26):

$$-1 \leq \rho \leq +1$$

Sendo que para $\rho = \pm 1$, existe uma perfeita correlação entre X e Y (Figura 2.26a) e para $\rho = 0$, não existe correlação alguma entre X e Y (Figura 2.26b).

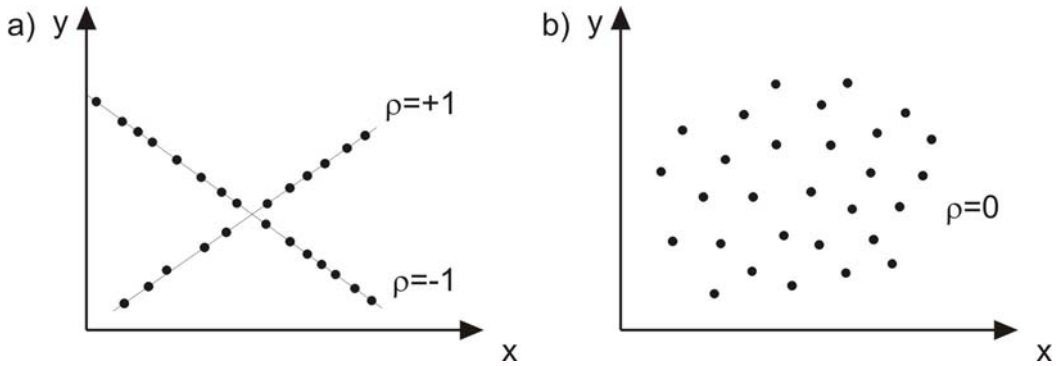

Figura 2.26 – Exemplos de correlação entre as variáveis X e Y.

A partir da expressão (2.76) e (2.75), obtém-se:

$$E\left[XY\right] = E\left[X\right]E\left[Y\right] + \rho\sigma\left[X\right]\sigma\left[Y\right] \tag{2.77}$$

Deve-se observar que o valor esperado de um produto de variáveis aleatórias somente será igual ao produto de seus respectivos valores esperados se estas não forem correlacionadas ($\rho = 0$).

2.8.2 – Distribuição Normal

A distribuição normal ou Gaussiana é a distribuição de probabilidade mais importante, tanto teoricamente como nas aplicações. Uma variável aleatória é normal, ou Gaussiana, se sua densidade probabilística (fdp) $f_X(x)$ tem a forma:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_X}} \exp\left[\frac{-(x-\mu_X)}{2\sigma_X^2}\right] \qquad -\infty < X < \infty \tag{2.78}$$

Onde: μ_X e σ_X são dois parâmetros com $\sigma_X > 0$.

A função de distribuição de probabilidade (FDP) correspondente é:

$$F_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_X}} \int_{-\infty}^{x} \exp\left[\frac{-(x-\mu_X)^2}{2\sigma_X^2}\right] dx \qquad -\infty < X < \infty \tag{2.79}$$

A FDP não pode ser expressa analiticamente em termos finitos, mas pode ser calculada numericamente para qualquer x.

A Figura 2.27 ilustra a fdp e a FDP expressas pelas equações (2.78) e (2.79) com $\mu_X = 0$ e $\sigma_X = 1$. O gráfico de $f_X(x)$ neste caso particular é a bem conhecida curva em forma de sino, simétrica em relação ao eixo das ordenadas.

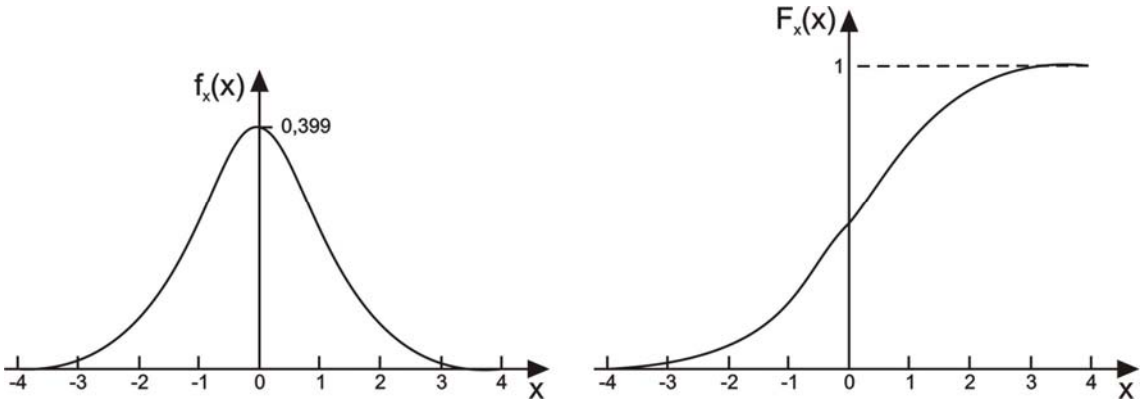

Figura 2.27 – fdp e FDP de X com $\mu_X = 0$ e $\sigma_X = 1$

Por definição:

$$E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x)\,dx = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_X}} \int_{-\infty}^{+\infty} x \exp\left[\frac{-(x-\mu_X)^2}{2\sigma_X^2}\right] dx \tag{2.80}$$

O que dá:

$$\mu_X = E[X] = \overline{X}$$

Analogamente demonstra-se que $\sigma_X = \sqrt{V[X]} = \sigma[X]$.

Tem-se, então, que os dois parâmetros μ_X e σ_X na distribuição são, respectivamente, a média e o desvio padrão de X. Esta observação evidencia uma importante propriedade da distribuição normal, que é o fato de que a média e a variância a caracterizam completamente.

A determinação da variância é feita empregando-se a expressão (2.78):

$$V[X] = E[X^2] - E^2[X] \tag{2.81}$$

Onde: $E[X] = \overline{X}$.

2.8.3 – Distribuição Log-normal

As distribuições normais decorrem de somas de várias ações aleatórias independentes. Considere-se um fenômeno resultante de vários efeitos aleatórios multiplicativos, por exemplo, a fadiga de materiais onde o dano material interno, em determinado estágio de carga, é uma proporção aleatória do dano no estágio anterior (Geraldo, 1995).

Seja:

$$Y = X_1 X_2 \ldots X_n \tag{2.82}$$

Suponha-se que $X_1, \ldots X_n$ sejam variáveis aleatórias independentes e identicamente distribuídas. Pode-se estudar, então, o caso da distribuição de *Y* quando *n* cresce, e quando as variáveis aleatórias X_j, j = 1, 2, ..., n só assumam valores positivos.

Aplicando logaritmo em ambos os lados da expressão (2.82), tem-se:

$$\ln Y = \ln X_1 + \ln X_2 + \ldots + \ln X_n$$

Vê-se que a variável aleatória *Y* é uma soma de variáveis aleatórias independentes e identicamente distribuídas $\ln X_1$, $\ln X_2$, ..., $\ln X_n$. Pelo Teorema Central do Limite, lnY tende para uma distribuição normal quando $n \to \infty$. A distribuição de probabilidade de *Y* é determinada a partir da expressão:

$$Y = e^{X} \tag{2.83}$$

Onde: *X* = variável aleatória normal de média $\overline{X}$ e desvio padrão $\sigma[X]$.

Diz-se que a variável aleatória *Y*, definida pela expressão (2.83), tem distribuição log-normal.

A expressão (2.83) dá *Y* como função monotônica de *X*, então:

$$f_Y(y) = \frac{1}{y\sigma[X]\sqrt{2\pi}} \exp\left[\frac{-1}{2\sigma^2[X]}\left(\ln y - \overline{X}\right)^2\right] \qquad Y \geq 0 \tag{2.84}$$

A expressão (2.84) mostra que *Y* tem distribuição unilateral, isto é, assume somente valores positivos. Além disso, $f_Y(y)$ assume diversas formas diferentes para valores distintos de $\overline{X}$ e $\sigma[X]$ (>0). A função densidade de probabilidade (fdp) de *Y* é assimétrica à direita, tornando-se a assimetria mais evidente na medida em que $\sigma[X]$ aumenta, conforme Figura 2.28.

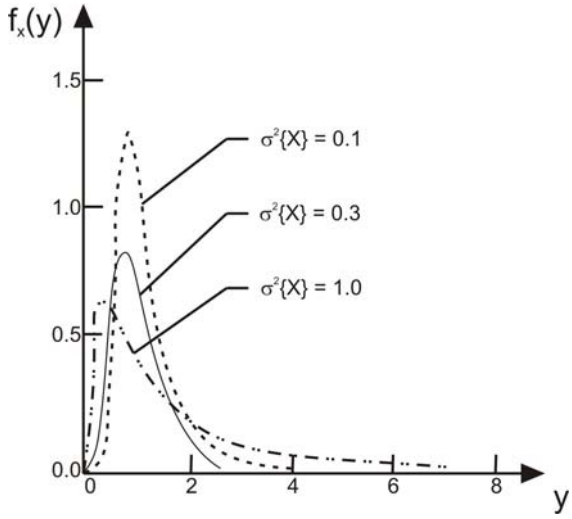

Figura 2.28 – Distribuição log-normal com $\overline{X} = 0$ e vários valores de $\sigma^2[X]$ (Geraldo, 1995).

Os parâmetros $\overline{X}$ e $\sigma[X]$ que aparecem na fdp de *Y* são a média e o desvio padrão de *X*, ou de lnY, mas não de *Y*. Para se obter um par mais natural de parâmetros para $f_Y(y)$, denotando-se por θ_X e θ_Y as medianas de *X* e *Y*, respectivamente, procede-se da seguinte forma:

$$0{,}5 = P(y \le \theta_Y) = P(x \le \theta_Y) = P(x \le \theta_X)$$

ou

$$\ln\theta_Y = \ln\theta_X$$

Pela simetria da distribuição normal, tem-se $\theta_X = \overline{X}$ e pode-se escrever:

$$\overline{X} = \ln\theta_Y \tag{2.85}$$

Como $\sigma[X] = \sigma[\ln Y]$, a fdp de *Y* pode ser escrita da seguinte forma:

$$f_Y(y) = \frac{1}{y\sigma[\ln Y]\sqrt{2\pi}}\exp\left[\frac{-1}{2\sigma^2[\ln Y]}\ln^2\left(\frac{y}{\theta_Y}\right)\right] \qquad Y \ge 0$$
$$f_Y(y) = 0 \qquad Y < 0 \tag{2.86}$$

A média e o desvio padrão de *Y* podem ser obtidos por integração direta de $f_Y(y)$ ou utilizando a relação dada pela expressão (2.83) juntamente com $f_X(x)$. Em termos de θ_Y e $\sigma[\ln Y]$, tem-se:

$$\overline{Y} = \theta_Y \exp\left(\frac{\sigma^2[\ln Y]}{2}\right)$$
$$\sigma^2[Y] = \overline{Y}^2\left[\exp\left(\sigma^2[\ln Y]\right) - 1\right]$$

Seja *X* uma variável aleatória e *Y* seja ela mesma, porém log-normal. Para transformá-la, pode-se utilizar as seguintes fórmulas:

$$\overline{X} = \ln\frac{\overline{Y}}{\sqrt{1+V_Y{}^2}}$$

$$V[X] = \ln\left(1 + V_Y{}^2\right)$$

2.8.4 – Expansão em Série de Taylor (FOSM – First Order Second Moment)

O problema a se resolver é obter a distribuição de T sabendo-se que $T = f(X, Y, Z, \ldots)$ e conhecendo-se as distribuições de X, Y, Z, ...

O primeiro caso a ser estudado é de $Y = f(X)$, onde se conhece a distribuição de *X* e se deseja determinar a de *Y*.

Expandindo-se a função $f(X)$ em série de Taylor em torno do ponto $\overline{X}$, obtém-se:

$$f(X) = f(\overline{X}) + f'(X)(X - \overline{X}) + \frac{f''(X)}{2}(X - \overline{X})^2 + \ldots$$

Truncando-se a série após o termo quadrático e tomando o valor esperado de ambos os lados, tem-se:

$$E[f(X)] = E\left[f(\overline{X}) + f'(\overline{X})(X - \overline{X}) + \frac{f''(\overline{X})}{2}(X - \overline{X})^2 \right]$$

Considerando-se que:

$$\begin{aligned}
&E[cte] = cte \\
&E[(X - \overline{X})] = E[X] - E[\overline{X}] = \overline{X} - \overline{X} = 0 \\
&E\left[(X - \overline{X})^2\right] = V[X]
\end{aligned}$$

Chega-se a:

$$E[f(X)] = f(\overline{X}) + \frac{f''(\overline{X})}{2} V[X] \qquad (2.87)$$

De maneira análoga, chega-se a:

$$V\left[f(X)\right]=\left[f'(\bar{X})\right]^2 V[X]+\frac{1}{4}\left[f''(\bar{X})\right]^2 V^2[X]\left(\beta(2)-1\right)+\beta(1)\sigma^3[X]\,f'(\bar{X})\,f''(\bar{X}) \quad (2.88)$$

A expressão (2.88) pode ser simplificada se a distribuição de $f(X)$ for assimilada a uma distribuição normal ($\beta(1) = 0$ e $\beta(2) = 3$):

$$V[f(X)]=\left[f'(\bar{X})\right]^2 V[X]+\frac{1}{2}\left[f''(\bar{X})\right]^2 V^2[X] \quad (2.89)$$

Se apenas os termos lineares permanecerem, as expressões (2.87) e a (2.89) se transformam em:

$$\bar{Y}=E[f(X)]=f(\bar{X}) \quad (2.90)$$

$$V[Y]=V[f(X)]=\left[f'(\bar{X})\right]^2 V[X] \quad (2.91)$$

Para o caso de uma função de duas variáveis, $Z=F(X,Y)$, a expansão em Série de Taylor em torno do ponto $(\bar{X},\bar{Y})$, mantendo apenas os termos de 1° grau, fica:

$$F(X,Y)=F(\bar{X},\bar{Y})+\frac{\partial F}{\partial X}(X-\bar{X})+\frac{\partial F}{\partial Y}(Y-\bar{Y}) \quad (2.92)$$

Onde as derivadas são tomadas em $X=\bar{X}$ e $Y=\bar{Y}$.

Tomando-se $\bar{X}$ e $\bar{Y}$ como os valores esperados das variáveis e tendo em vista a expressão (2.75), chega-se a:

$$\bar{Z}=E[F(X,Y)]=F(\bar{X},\bar{Y}) \quad (2.93)$$

$$V[Z]=V[F(X,Y)]=\left(\frac{\partial F}{\partial X}\right)^2_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}} V[X]+\left(\frac{\partial F}{\partial Y}\right)^2_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}} V[Y]+2\left(\frac{\partial F}{\partial X}\right)_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}}\left(\frac{\partial F}{\partial Y}\right)_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}} \operatorname{cov}[X,Y] \quad (2.94)$$

Se tomarmos a mesma função $Z=F(X,Y)$, mas mantendo todos os termos, a expansão em Série de Taylor em torno do ponto $(\bar{X},\bar{Y})$, fica:

$$\bar{Z} = E\left[F\left(X,Y\right)\right] = F\left(\bar{X},\bar{Y}\right) + \frac{1}{2}V\left[X\right]\frac{\partial^2 F}{\partial X^2} + \frac{1}{2}V\left[Y\right]\frac{\partial^2 F}{\partial Y^2} + \operatorname{cov}\left[X,Y\right]\frac{\partial F}{\partial X \partial Y} \qquad (2.95)$$

$$V\left[Z\right] = V\left[F\left(X,Y\right)\right] = \left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\partial F}{\partial X}\right)^2_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}} V\left[X\right] + \left(\frac{\partial F}{\partial Y}\right)^2_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}} V\left[Y\right] + \\ 2\left(\frac{\partial F}{\partial X}\right)_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}}\left(\frac{\partial F}{\partial Y}\right)_{\substack{\bar{X}\\ \bar{Y}}} \operatorname{cov}\left[X,Y\right] \\ + \\ \beta_1\left(X\right)\sigma^3\left(X\right)\frac{\partial F}{\partial X}\frac{\partial^2 F}{\partial X^2} + \beta_1\left(Y\right)\sigma^3\left(Y\right)\frac{\partial F}{\partial Y}\frac{\partial^2 F}{\partial Y^2} \\ + \\ \frac{1}{4}V\left[X\right]^2\left(\frac{\partial^2 F}{\partial X^2}\right)^2\left(\beta_2\left(X\right)-1\right) \\ + \frac{1}{4}V\left[Y\right]^2\left(\frac{\partial^2 F}{\partial Y^2}\right)^2\left(\beta_2\left(Y\right)-1\right) \end{array}\right\} \qquad (2.96)$$

Capítulo 3

DADOS DE CAMPO: ESTAQUEAMENTO E ENSAIOS

A execução e o controle do estaqueamento da obra estudada no presente trabalho foram acompanhados pela autora através da participação como engenheira júnior na equipe da Fundação COPPETEC que ficou responsável pela fiscalização da obra. Além do estaqueamento, a autora acompanhou também a execução das provas de carga dinâmica e estática realizadas na obra e que fazem parte do escopo deste trabalho, realizando a análise e discutindo os resultados com a equipe para o acompanhamento do desempenho das estacas da obra.

3.1 – Descrição da Obra

A obra está localizada na Avenida das Ayrton Senna, 5555 – Barra da Tijuca – Rio de Janeiro (Figura 3.1) e se trata da Escola de Ensino Médio do SESC.

Figura 3.1 – Localização da obra

3.1.1 – Tipo do Terreno

A área destinada à implantação da obra apresenta camadas de argila mole de espessura bastante variável. Na parte frontal do terreno, em frente ao Arroio Fundo, observam-se espessuras de solo mole de até 13m. Caminhando para o fundo do terreno as espessuras de solo compressível vão diminuindo até cerca de 2m.

A execução do aterro foi dividida em duas etapas. A primeira etapa, referente ao aterro de conquista de 60cm de espessura, foi executada de fevereiro de 2004 a abril de 2004 em toda a área.

A segunda etapa foi a execução de um aterro até a cota de soleira variando de 2,3m a 3,5m. Em função da variabilidade das características geotécnicas do terreno, observadas nas cerca de 100 sondagens realizadas no local, foram adotadas duas soluções distintas: aterro convencional e aterro reforçado sobre capitéis e estacas (*aterro estruturado*). No fundo do terreno, onde as espessuras de solo compressível variam de 2m a 3m, foi executado o aterro convencional, e na parte frontal do terreno executou-se o aterro estruturado.

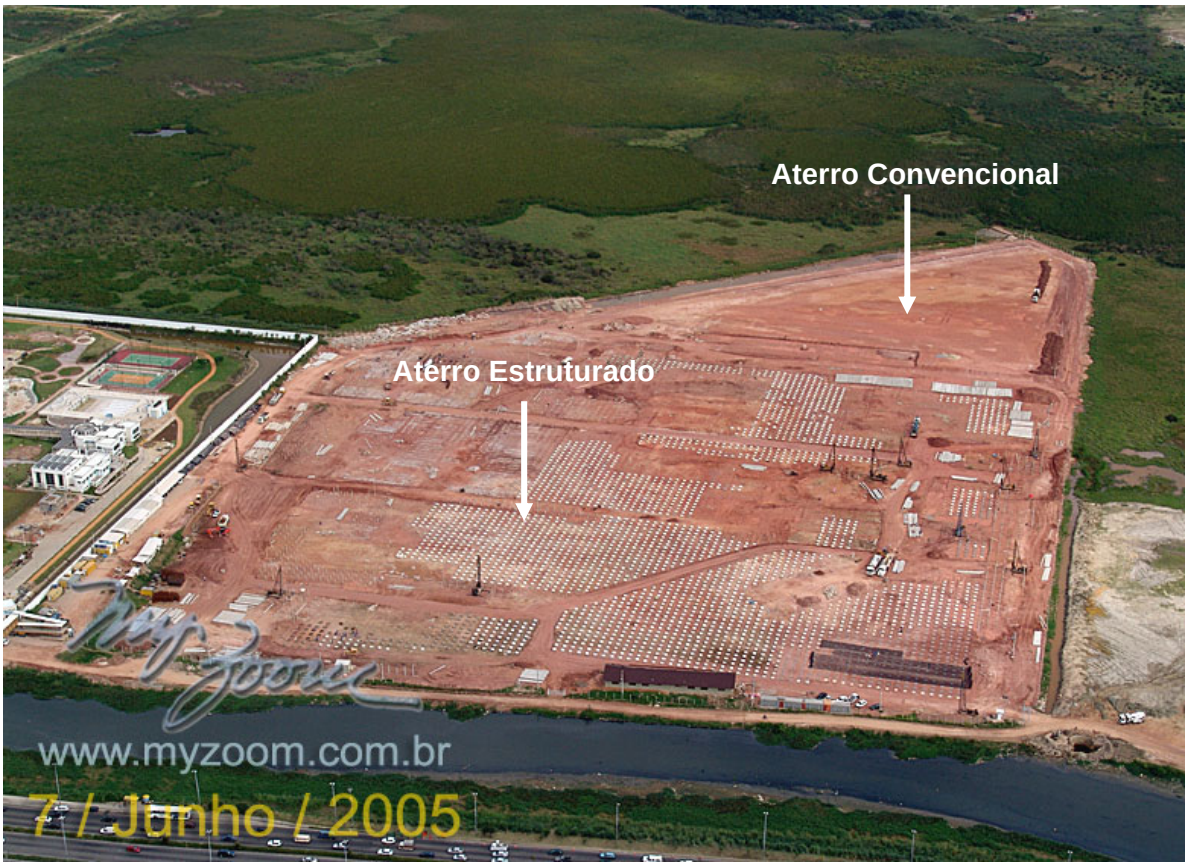

Figura 3.2 – Localização do aterro estruturado e do aterro convencional

Para distribuir as tensões verticais para as estacas e suportar a carga do aterro foram utilizadas geogrelhas (área de aproximadamente 90.000m^2) que apresentam alto módulo de resistência, permitindo assim um maior espaçamento entre as estacas, reduzindo o tempo de execução e os custos envolvidos na obra.

Um esquema geral da obra pode ser visto na Figura 3.3.

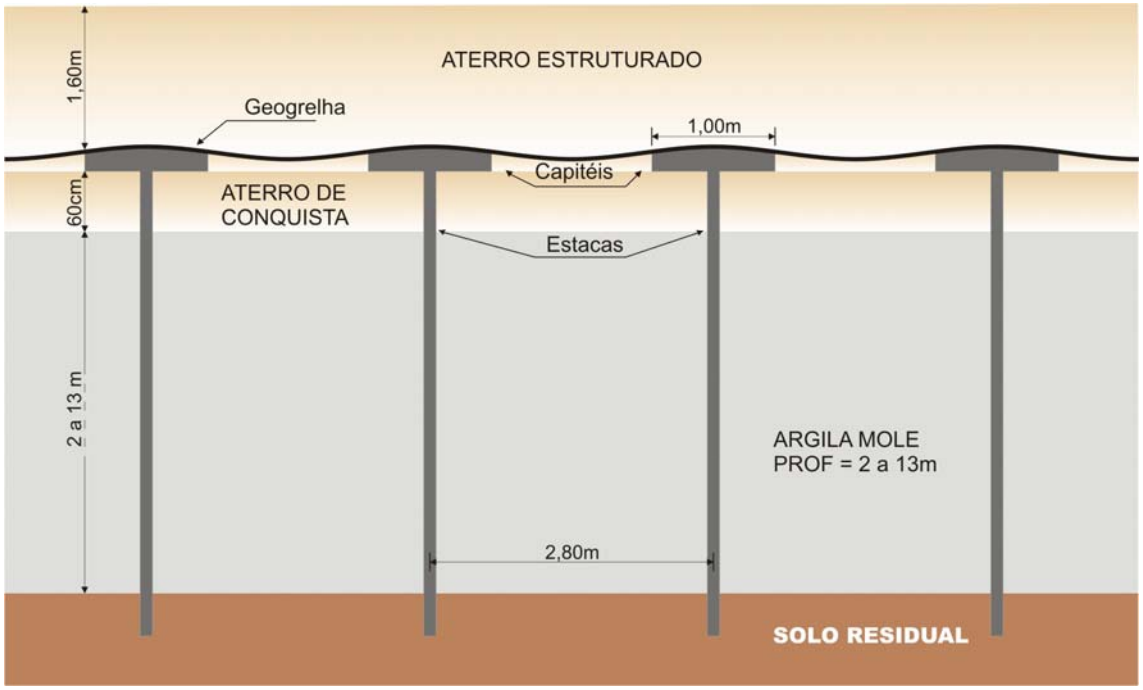

Figura 3.3 – Esquema geral da obra

3.1.2 – Tipo de Estaca

As estacas utilizadas na obra foram estacas pré-moldadas de concreto protendido (fabricação Benaton e Protendit) e extrudado (fabricação Cassol), sendo que no aterro estruturado foram utilizadas estacas de 20x20cm da Benaton e da Cassol e, na área dos prédios, estacas de ϕ23, ϕ26, ϕ33, ϕ38, ϕ42, ϕ50 e ϕ52cm da Benaton e 21,5x21,5, 23,5x23,5, ϕ36, ϕ42 e ϕ52cm da Protendit.

3.1.3 – Carga nas Estacas

As cargas de trabalho máximas, dadas pelo fabricante, utilizadas nas estacas são as apresentadas na Tabela 3.1.

Fabricante	Seção (cm)	Ac (cm²)	Carga de Trabalho (kN)
Benaton	20x20	400	450
Cassol	20x20	400	450
Protendit	21,5x21,5	462	450
Protendit	23,5x23,5	552	600
Benaton	ϕ23	415	400
Benaton	ϕ26	531	600
Benaton	ϕ33	607	700
Protendit	ϕ36	788	900
Benaton	ϕ38	810	900
Benaton	ϕ42	928	1100
Benaton	ϕ50	1209	1500
Protendit	ϕ52	1485	1900

Tabela 3.1 – Cargas de trabalho máximas nas estacas

3.2 – Execução do Estaqueamento

Para a execução das estacas da obra em referência foi utilizada como base a norma NBR 6122/96, ressaltando-se os seguintes pontos incluídos nas especificações:

- Os elementos de estaca devem ser emendados através de solda adequada, estas soldas devem ser aplicadas às cintas metálicas existentes nas extremidades das estacas;
- Os martelos dos bate-estacas devem ter um peso mínimo de 2500 kgf (ou no mínimo 0,8 do peso da estaca);
- O martelo deve ser o mais pesado possível, para reduzir a altura de queda visando reduzir as tensões no concreto;
- Como amortecedor entre a estaca e o capacete (coxim) devem ser usadas placas de compensado ou Madeirit, com 45mm de espessura (3 placas de 15mm). Algumas placas do coxim podem ser reaproveitadas, se estiverem em bom estado. Para a cravação do último elemento, que recebem um maior número de golpes, devem ser usadas placas novas;
- Os acessórios de cravação, capacetes, coxins, recravadores, devem possuir geometria adequada à seção da estaca e não apresentar folgas maiores do que aquelas necessárias ao encaixe das estacas;
- O primeiro elemento de cada estaca deve ser posicionado rigorosamente na vertical, utilizando-se para isso um prumo de face com comprimento de corda não inferior a 1,0m;

- Os elementos subseqüentes ao primeiro devem ser posicionados e emendados de tal forma que se possa garantir a perfeita coaxilidade de todos os elementos, e não mais a verticalidade;
- Estacas com desaprumos superiores a 3% devem ter sua cravação interrompida e devem ser arrancadas do terreno para recravação. Caso isto não seja possível, uma estaca deve ser cravada ao lado, o mais próximo possível da estaca abandonada;
- Em qualquer situação, não é permitida a tentativa de corrigir o desaprumo introduzindo deslocamentos no topo da estaca através da movimentação do equipamento de cravação;
- Em caso de quebra de estaca, a estaca deve ser abandonada. Ao seu lado deve ser executada uma nova estaca, o mais próximo possível da estaca abandonada.

Vale salientar que todos esses critérios foram seguidos durante toda a obra.

3.3 – Controle do Estaqueamento

Para garantir uma adequada uniformidade de cravação e reduzir o risco de mau desempenho das fundações, de acordo com a NBR 6122/96, as seguintes medidas de controle foram previstas:

- Medição de dois valores de nega (deslocamento permanente) para 10 golpes com altura de queda estabelecida, no final da cravação de cada estaca;
- Medição de 10 valores de repique nas estacas mais próximas dos furos de sondagem;
- Os dados de cravação de cada estaca (identificação da estaca, cota de cravação, comprimento dos elementos, comprimento total cravado, negas e repiques, dados do bate-estacas, operador, data de início e término, etc.) foram anotados em planilha própria;
- Deveria ser feito o diagrama de cravação em pelo menos 20% das estacas da obra (uma a cada cinco). Vale salientar que na obra em questão o diagrama de cravação foi feito em todas as estacas do aterro estruturado;
- Execução de provas de carga estática em número de 1% do conjunto de estacas de mesmas características na obra, ou ensaios de carregamento dinâmico em número de 3% de cada conjunto.

3.3.1 – Análise do Controle do Estaqueamento

A análise do controle de cravação das estacas foi feita através de gráficos com o número de golpes para cravação de 50cm versus a profundidade cravada comparados com os perfis geotécnicos obtidos a partir de sondagens (foram realizadas cerca de 100 sondagens) mais próximas a estas estacas. Da Figura 3.4 a Figura 3.10 são apresentados alguns resultados de controle de cravação das estacas localizadas nos quatro quadrantes circunvizinhos a algumas das sondagens realizadas. Estas figuras permitem avaliar se o controle de cravação de estacas está de acordo com os resultados obtidos nas sondagens à percussão próximas. Esta análise foi realizada na maioria das estacas cravadas.

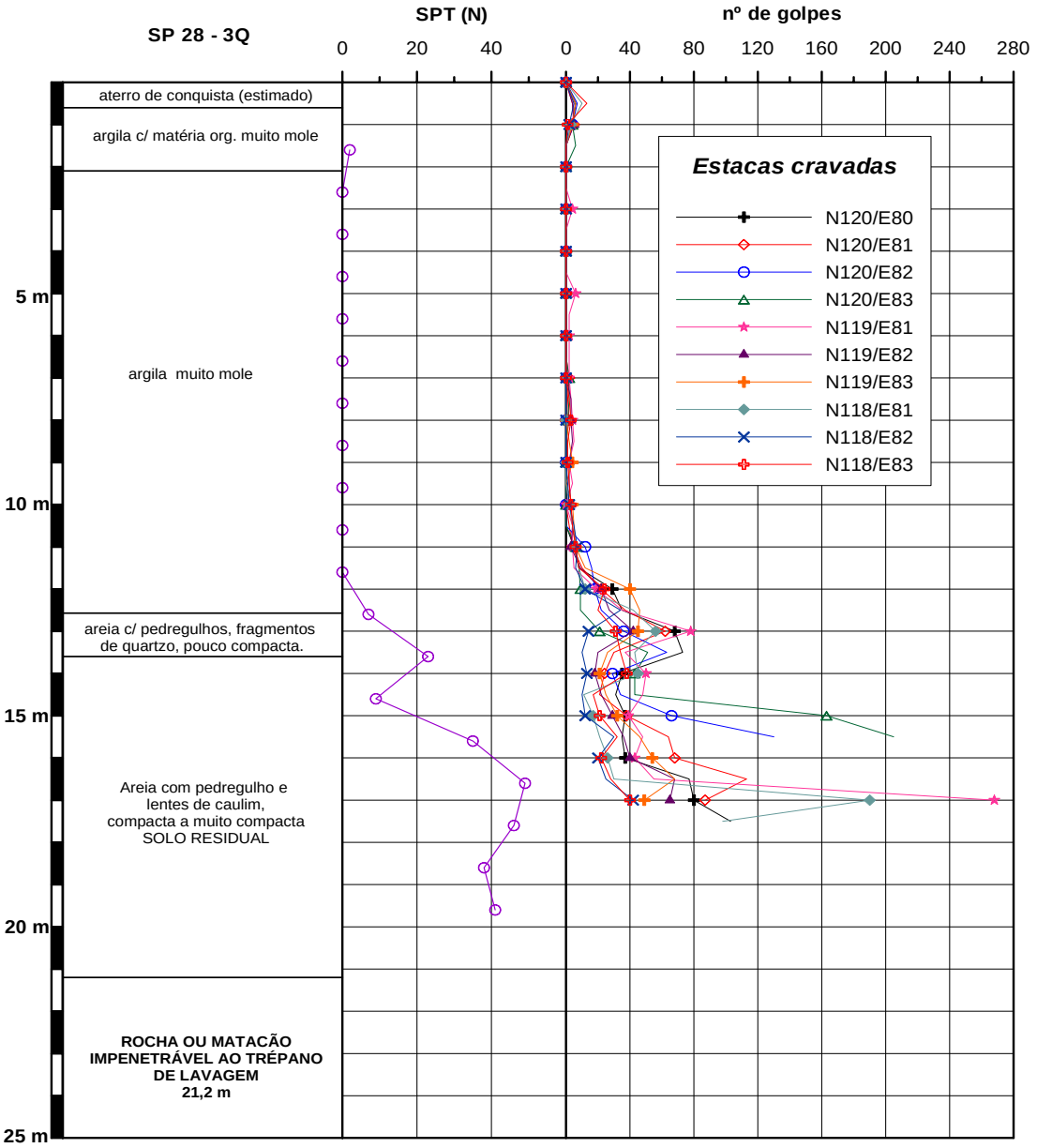

Figura 3.4 – Análise do controle de cravação das estacas – 01

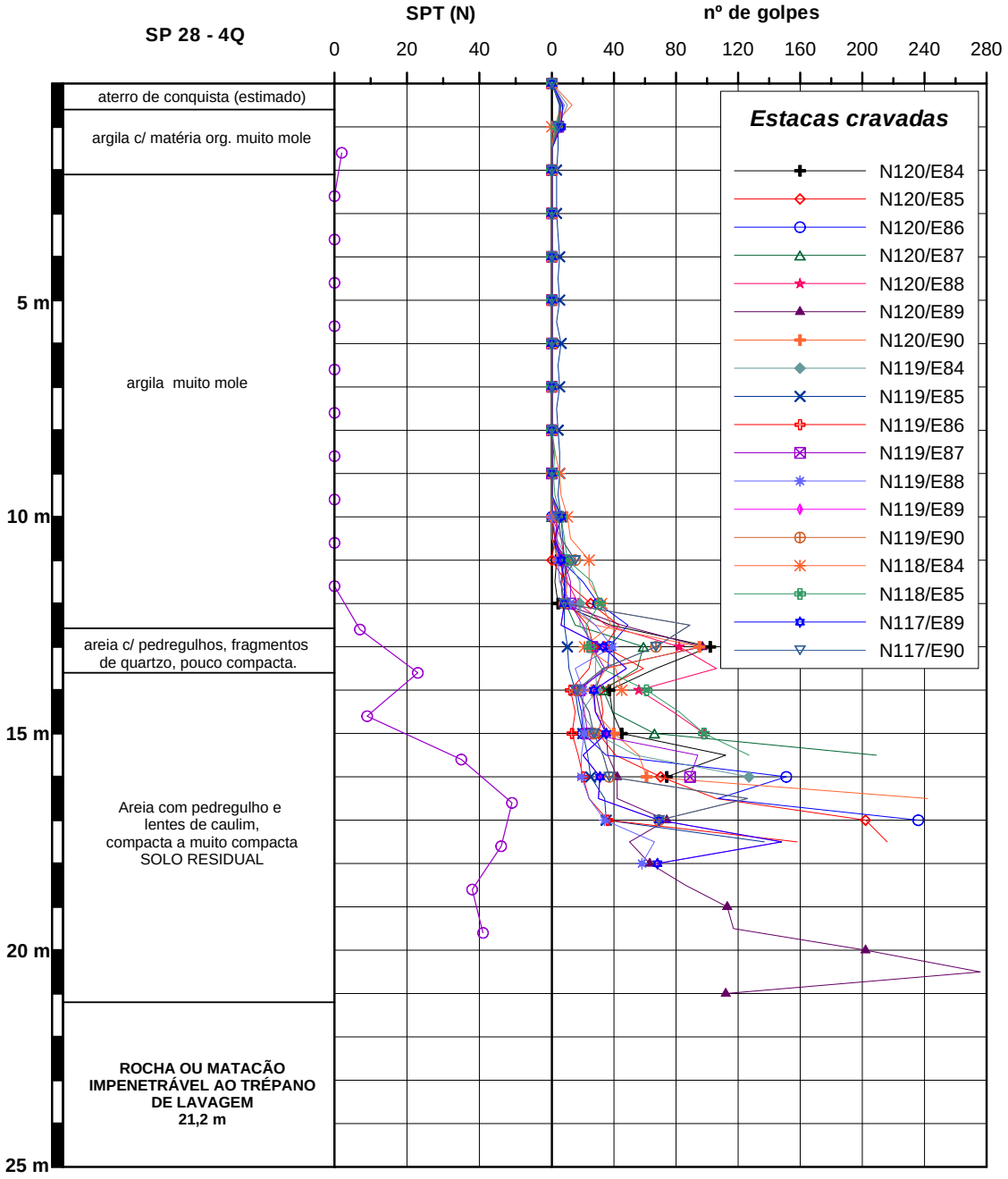

Figura 3.5 – Análise do controle de cravação das estacas – 02

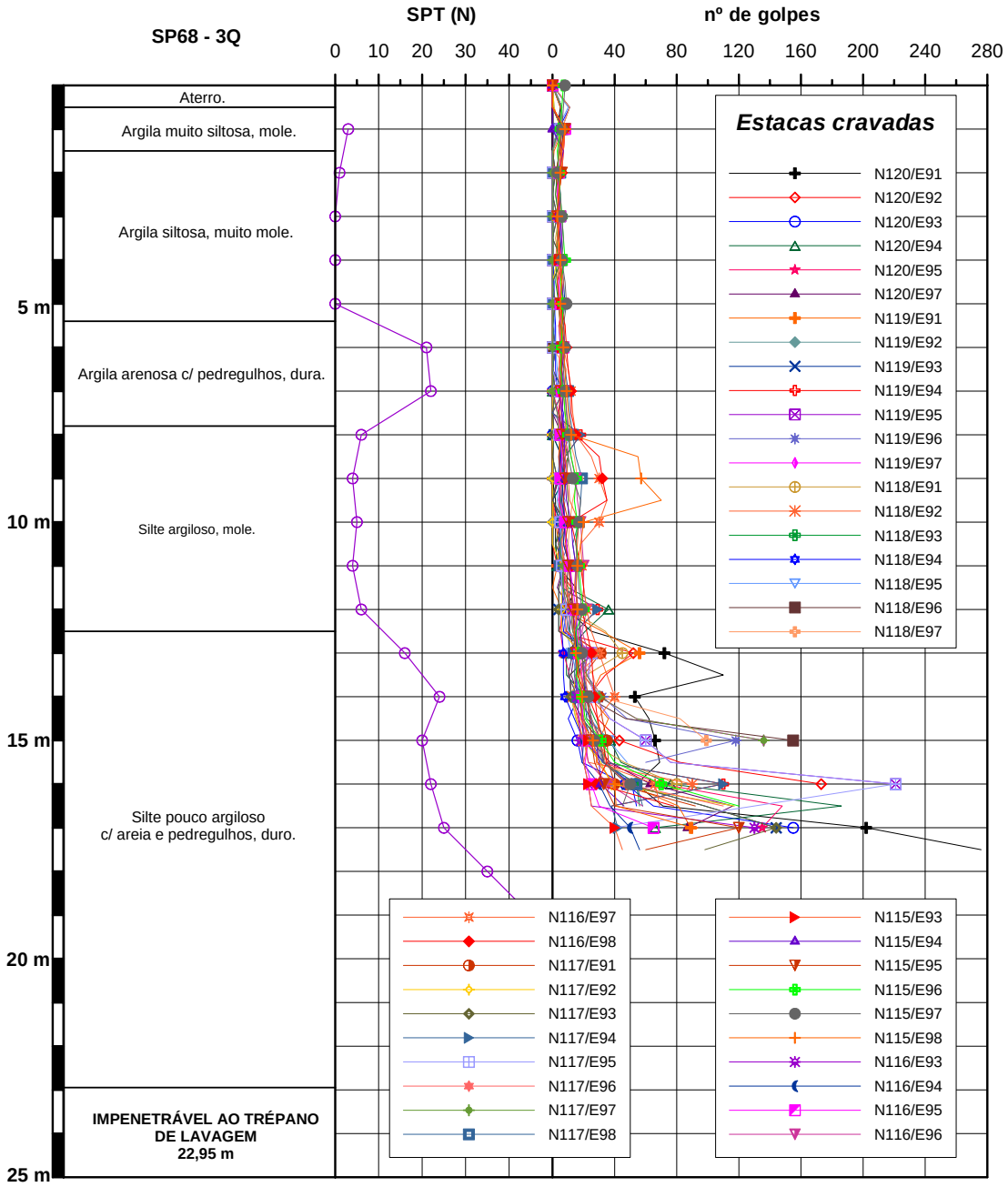

Figura 3.6 – Análise do controle de cravação das estacas – 03

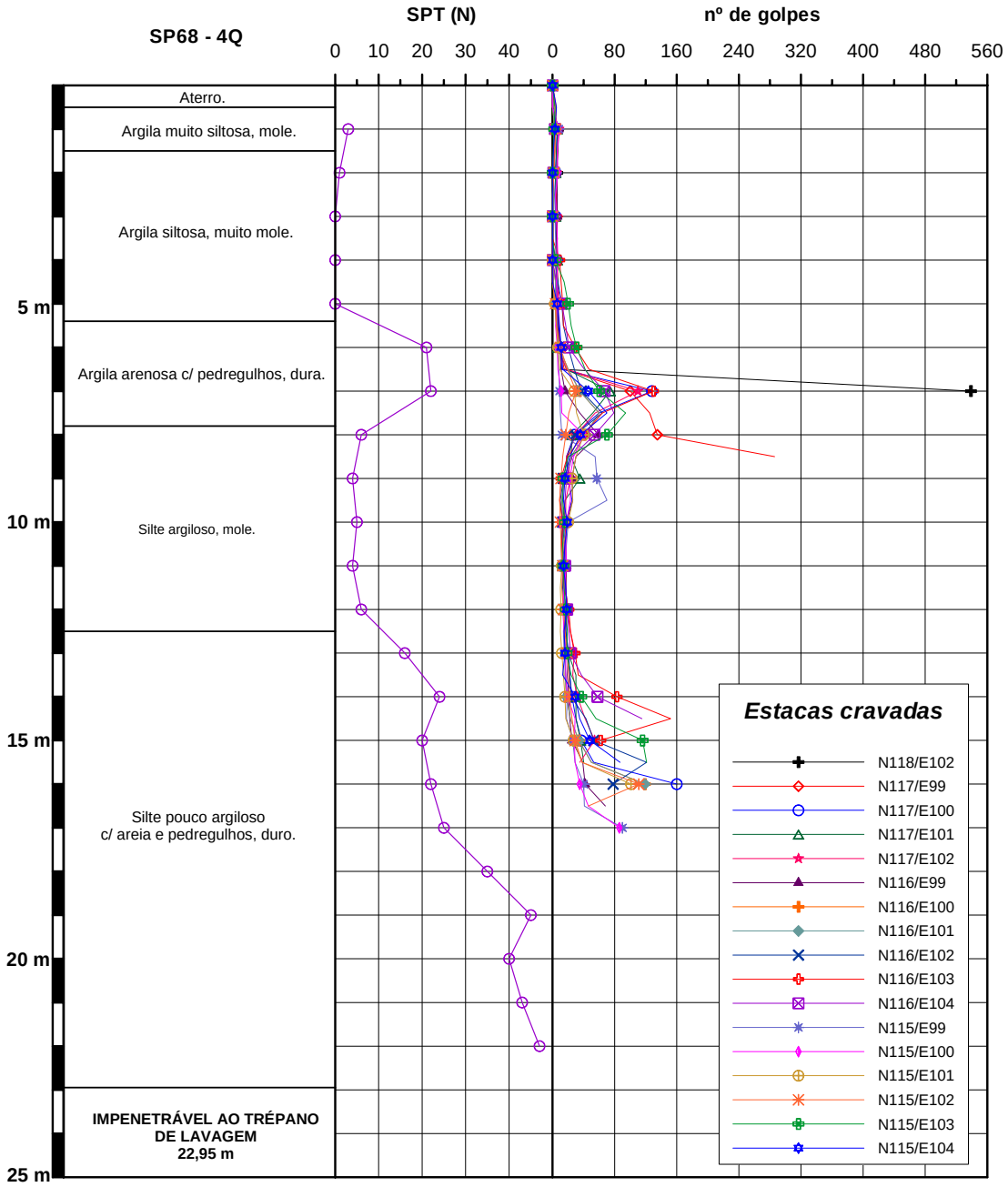

Figura 3.7 – Análise do controle de cravação das estacas – 04

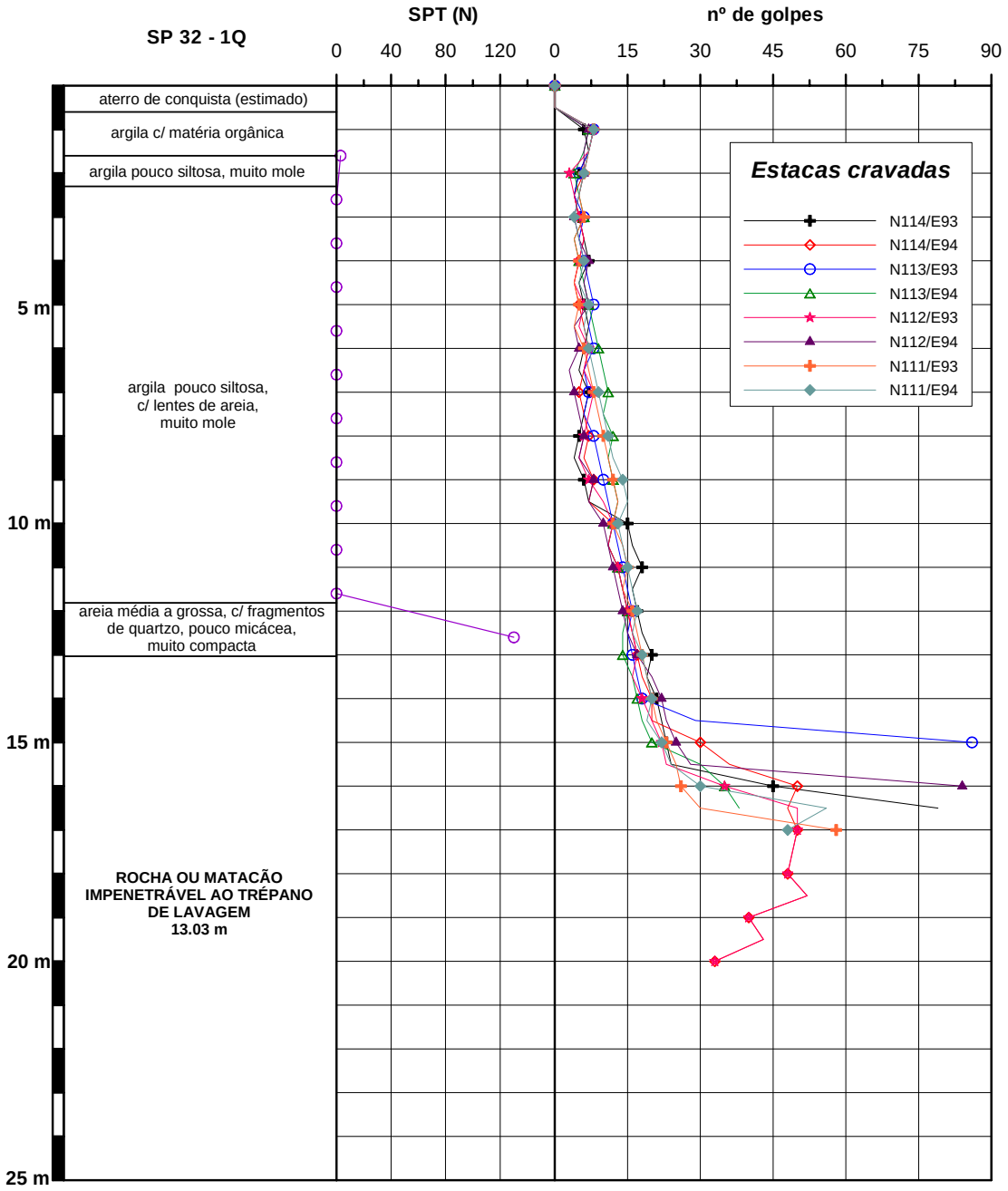

Figura 3.8 – Análise do controle de cravação das estacas – 05

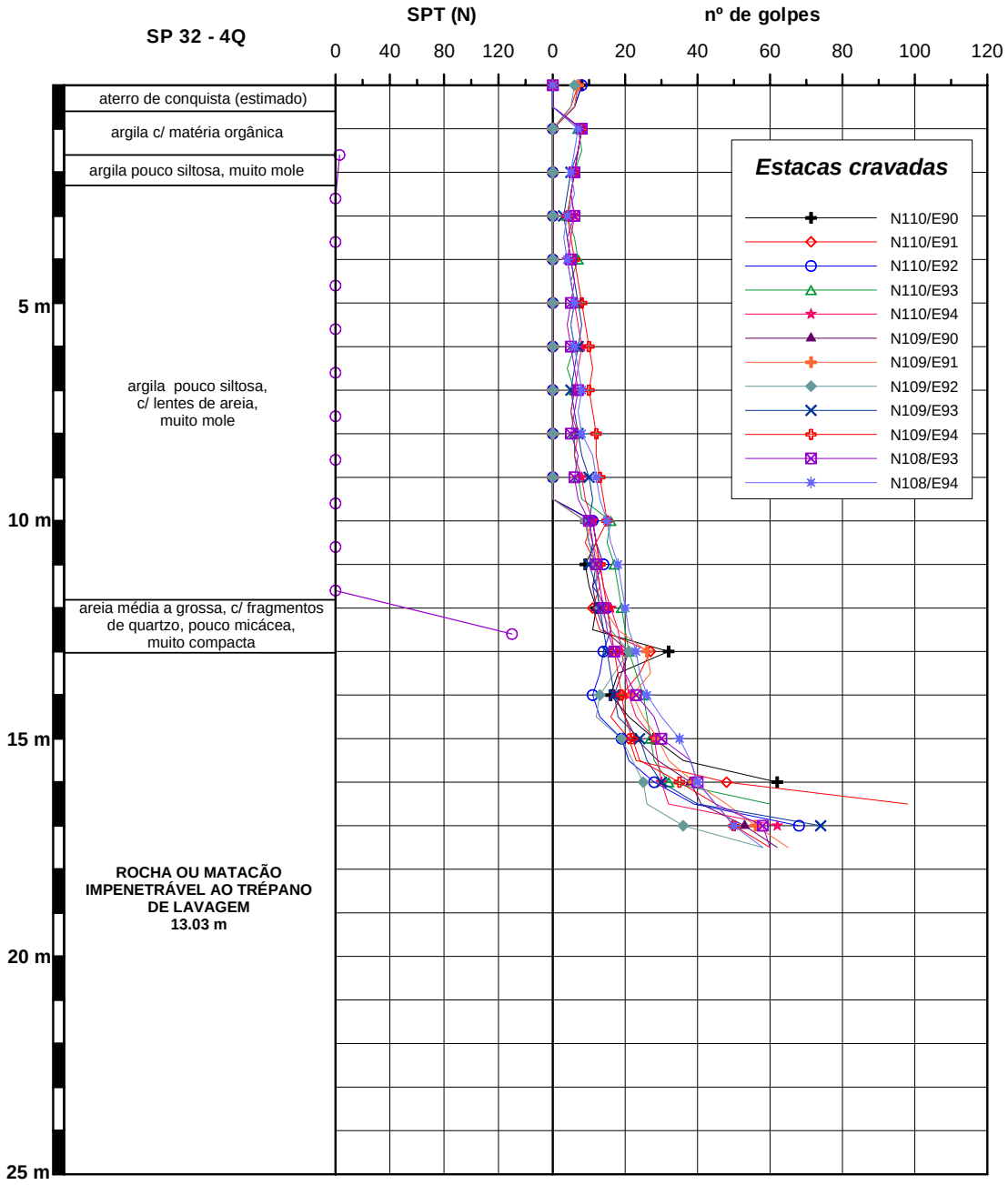

Figura 3.9 – Análise do controle de cravação das estacas – 06

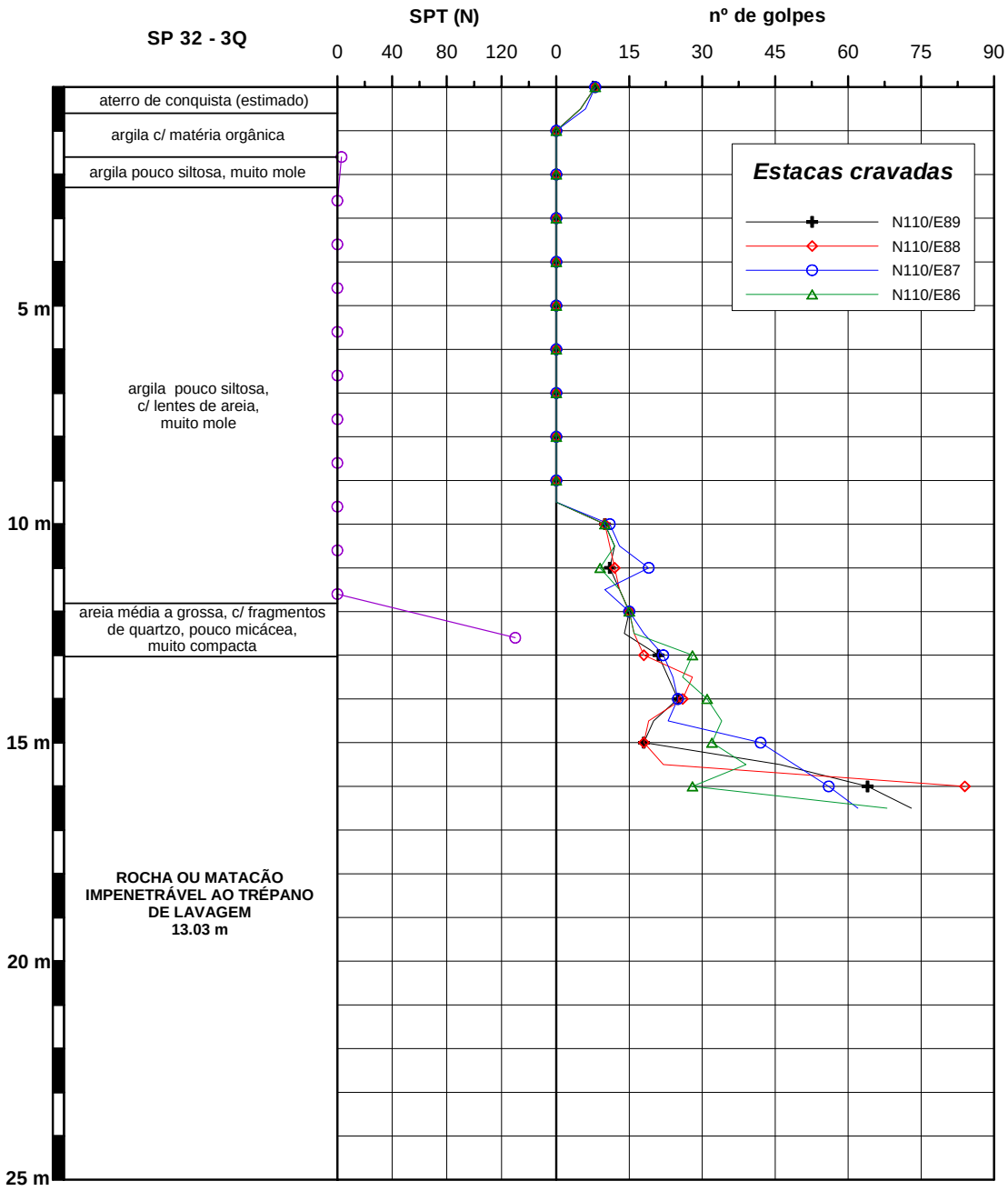

Figura 3.10 – Análise do controle de cravação das estacas – 07

3.4 – Ensaios Realizados

Segundo a NBR 6122/96, a verificação da capacidade de carga das estacas deve ser feita através de prova de carga ou instrumentação. Segundo a norma, devem ser executadas provas de carga estática em número de 1% do conjunto de estacas de mesmas características na obra ou ensaios de carregamento dinâmico em número de 3% do conjunto.

A área do aterro estruturado possui aproximadamente dez mil estacas e o conjunto de prédios mais duas mil, totalizando cerca de doze mil estacas. Pela norma, deveriam ser realizadas 120 provas de carga estática ou 360 ensaios de carregamento dinâmico, porém na obra foram realizadas somente 8 provas de carga estática, todas no aterro estruturado, e 85 ensaios de carregamento dinâmico.

3.4.1 – Provas de Carga Dinâmica

Como foi dito anteriormente, foram realizados 85 ensaios de carga dinâmica, sendo que 41 deles foram analisados pelo método CAPWAPC.

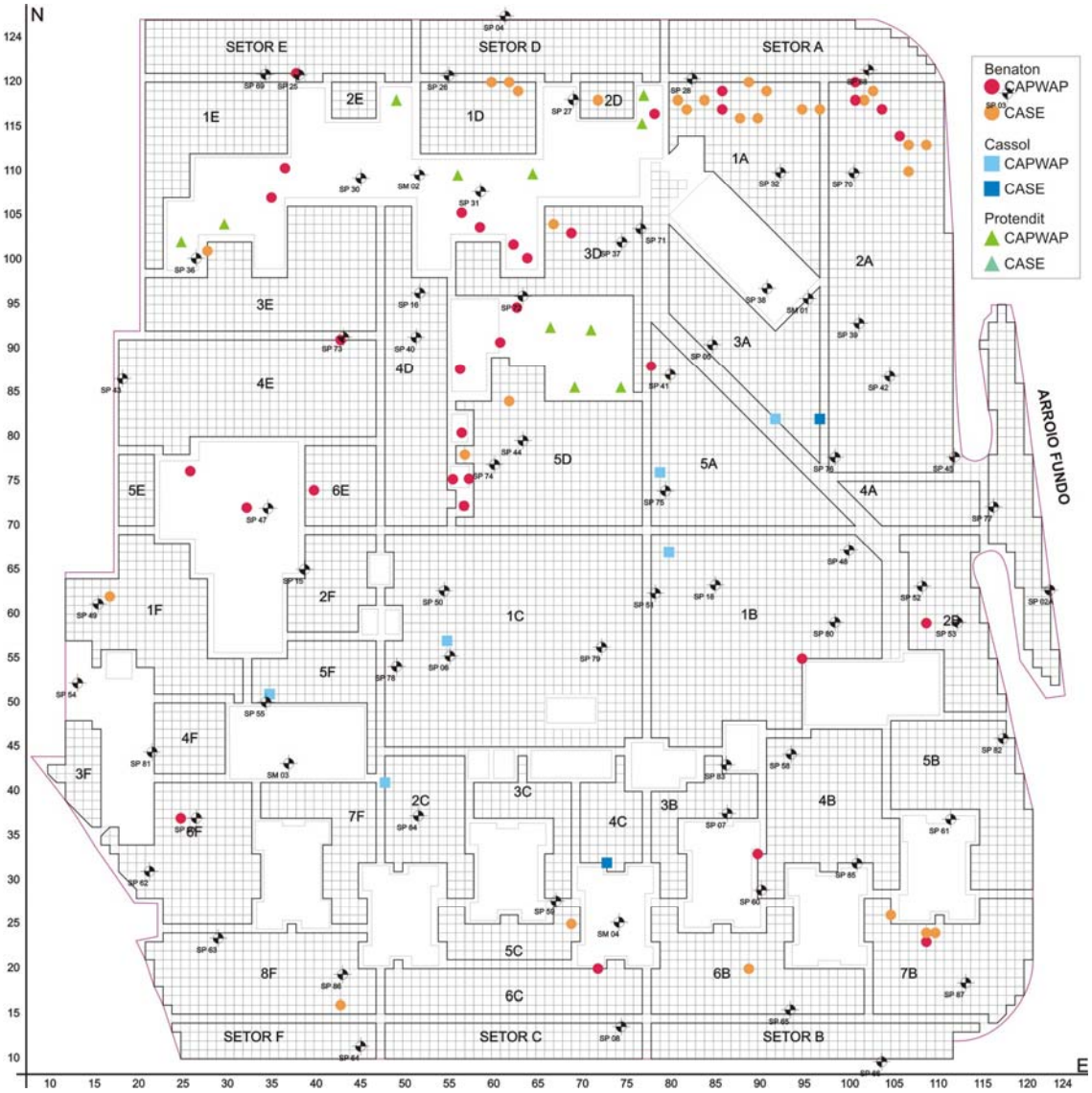

Figura 3.11 – Localização das estacas ensaiadas nas provas de carga dinâmica

A Figura 3.11 apresenta a localização das estacas ensaiadas, que foram selecionadas procurando contemplar os diagramas menos favoráveis de cada região escolhida pela fiscalização e próximas aos furos de sondagem. Como pode ser visto na figura, procurou-se distribuir os ensaios em toda a área da obra a fim de se obter resultados mais representativos.

A Tabela 3.2 apresenta os resultados obtidos nesses ensaios dinâmicos.

Nº	Estaca	Seção (cm)	Capacidade de Carga Mobilizada (kN)		Carga de Trabalho (kN)	Profund. (m)	FS
			CASE	CAPWAP			
1	E4 - S2A	20x20	--	1000,0	450	6,60	2,2
2	E10 - S1A	20x20	1120,0	--	450	20,60	2,5
3	E20 - S2A	20x20	1160,0	--	450	15,20	2,6
4	E25 - S1A	20x20	--	1000,0	450	17,50	2,2
5	E30 - S1A	20x20	1260,0	--	450	16,70	2,8
6	E32 - S2A	20x20	1290,0	--	450	14,90	2,9
7	E38 - S1A	20x20	1150,0	--	450	17,10	2,6
8	E41 - S1A	20x20	1140,0	--	450	15,90	2,5
9	E57 - S1A	20x20	1160,0	--	450	17,00	2,6
10	E61 - S1A	20x20	--	1150,0	450	18,60	2,6
11	E70 - S1A	20x20	1300,0	--	450	16,70	2,9
12	E72 - S1A	20x20	1050,0	--	450	16,30	2,3
13	E81 - S1A	20x20	1170,0	--	450	16,60	2,6
14	E83 - S1A	20x20	1130,0	--	450	17,30	2,5
15	E93 - S2A	20x20	--	940,0	450	13,80	2,1
16	E108 - S2A	20x20	1050,0	--	450	14,10	2,3
17	E110 - S2A	20x20	1080,0	--	450	14,50	2,4
18	E9 - S1D	20x20	1070,0	--	450	15,50	2,4
19	E11 - S1D	20x20	1230,0	--	450	15,90	2,7
20	E26 - S1D	20x20	1140,0	--	450	17,30	2,5
21	E33-R - S2A	20x20	1180,0	--	450	7,00	2,6
22	E49 - S2A	20x20	--	1090,0	450	6,90	2,4
23	E150 - S2A	20x20	1110,0	--	450	12,70	2,5
24	E208 - S3A	20x20	1280,0	--	450	16,00	2,8
25	E213 - S3A	20x20	--	1080,0	450	16,00	2,4
26	E16 - S5A	20x20	--	950,0	450	19,25	2,1
27	E17 - S2D	20x20	940,0	--	450	16,50	2,1
28	E26 - S4E	20x20	--	950,0	450	16,00	2,1
29	E30 - S3D	20x20	920,0	--	450	17,00	2,0
30	E44 - S3D	20x20	--	960,0	450	15,80	2,1
31	E52 - S1B	20x20	930,0	--	450	17,45	2,1
32	E57 - S3E	20x20	1000,0	--	450	17,11	2,2
33	E62 - S5D	20x20	1030,0	--	450	17,40	2,3
34	E155 - S5A	20x20	1010,0	--	450	17,00	2,2
35	E390 - S1B	20x20	--	960,0	450	6,60	2,1
36	E338 - S1C	20x20	930,0	--	450	20,60	2,1
37	E81 - S1F	20x20	1050,0	--	450	15,20	2,3
38	E90 - S2B	20x20	--	1100,0	450	17,50	2,4
39	E31 - S2C	20x20	620,0	--	450	16,70	1,4
40	E183 - S4B	20x20	--	1060,0	450	14,90	2,4

41	E80 - S4C	20x20	--	1110,0	450	17,10	2,5
42	E15 - S5C	20x20	830,0	--	450	15,90	1,8
43	E159 - S5D	20x20	820,0	--	450	17,00	1,8
44	E69 - S5F	20x20	950,0	--	450	18,60	2,1
45	E91 - S6B	20x20	920,0	--	450	16,70	2,0
46	E22 - S6C	20x20	--	810,0	450	16,30	1,8
47	E47 - S6E	20x20	--	770,0	450	16,60	1,7
48	E35 - S6F	20x20	--	900,0	450	17,30	2,0
49	E37 - S7B	20x20	--	580,0	450	13,80	1,3
50	E4 - S7B	20x20	540,0	--	450	14,10	1,2
51	E27 - S7B	20x20	1000,0	--	450	14,50	2,2
52	E28 - S7B	20x20	860,0	--	450	15,50	1,9
53	E180 - S7E	20x20	--	1040,0	450	15,90	2,3
54	E231 - S8F	20x20	880,0	--	450	17,30	2,0
55	BL4 - P55	ϕ 52	--	2484,0	1800	18,70	1,4
56	BL4 - P55	ϕ 52	--	2480,0	1800	18,70	1,4
57	BL4 - P55	ϕ 52	--	2484,0	1800	18,70	1,4
58	BL4 - E59	ϕ 52	--	2221,0	1800	16,90	1,2
59	BL4 - E59	ϕ 52	--	2150,0	1800	16,90	1,2
60	BL1 - P53	ϕ 42	--	3070,0	1100	16,90	2,8
61	BL2 - P55	ϕ 52	--	3750,0	1800	11,90	2,1
62	BL1 - P33	23,5x23,5	--	1550,0	600	17,50	2,6
63	GTO - 30	21,5x21,5	1320,0	--	450	16,90	2,9
64	GTO - 37	21,5x21,5	1420,0	--	450	17,80	3,2
65	P42	ϕ 36	2130,0	--	900	11,30	2,4
66	E43	23,5x23,5	1280,0	--	600	15,00	2,1
67	E59	ϕ 52	2370,0	--	1800	16,50	1,3
68	P55	ϕ 52	3720,0	--	1800	11,40	2,1
69	BL3 - P59	ϕ 50	--	3060,0	1500	14,40	2,0
70	GT44 - 35TL	ϕ 23	--	782,0	400	17,10	2,0
71	BL3 - P44	ϕ 26	920,0	--	600	14,50	1,5
72	GT58 - 35TL	ϕ 26	--	704,0	600	16,40	1,2
73	BL3 - P59	ϕ 50	1650,0	--	1500	14,50	1,1
74	GT - 61	ϕ 23	--	898,0	400	15,90	2,2
75	GT - 64	ϕ 23	--	960,0	400	16,20	2,4
76	GT - 4	ϕ 23	--	1189,0	400	14,50	3,0
77	GT - 14	ϕ 23	--	1192,0	400	19,10	3,0
78	AP5 - Rest	ϕ 38	--	1561,0	900	15,00	1,7
79	BL3 - P60	ϕ 42	--	1870,0	1100	16,90	1,7
80	P11 - Rest	ϕ 38	--	1529,0	900	16,20	1,7
81	BL3 - P27	ϕ 33	--	1375,0	700	12,90	2,0
82	P22	ϕ 38	--	1559,0	900	15,50	1,7
83	P32	ϕ 42	--	2025,0	1100	16,20	1,8
84	P26	ϕ 50	--	2741,0	1500	16,90	1,8
85	BL4 - P59	ϕ 52	--	2130,0	1800	16,80	1,2

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios dinâmicos

Das estacas ensaiadas, 24 apresentaram fator de segurança inferiores a 2, em relação à resistência mobilizada, e nenhuma apresentou dano estrutural. Nessas 24 estacas, já estão incluídas algumas recravações que obtiveram o mesmo resultado ou resultado parecido, como é o caso da estaca BL4-E59 e da BL4-P55.

A estaca BL3-P59 foi recravada e obteve fator de segurança 2, em relação à resistência mobilizada, após a recravação. Nas estacas dos Blocos 3 e 4 (BL3 e BL4), foi solicitada a realização de novos ensaios dinâmicos.

Nas estacas do Restaurante (AP5-Rest e P11-Rest) foi realizada a reavaliação das fundações empregando fator de segurança igual a 2 nos valores de carga de ruptura obtidos nos ensaios dinâmicos, ou seja, foram determinados novos valores de carga admissível.

Das 24 estacas com fatores de segurança menores que 2, 1/3 são do aterro estruturado (N = 450kN) e 2/3 das edificações, com maiores cargas, e que em geral apresentaram os menores fatores de segurança. Assim, nos trechos onde o estaqueamento não havia sido executado, as estacas com ϕ52cm e ϕ50cm foram substituídas por estacas de menor diâmetro, mas em um número maior de estacas.

O restante das estacas com fator de segurança inferior a 2 foram aceitas após análise das estacas vizinhas através dos gráficos de controle de estaqueamento (item 3.3.1) e tendo em vista os valores das cargas atuantes nas mesmas.

Com a análise desses resultados, passou-se a empregar para as estacas das edificações a relação mínima entre o peso do martelo e o peso da estaca igual a 1,2, houve uma fiscalização maior no respeito do valor máximo de nega fornecido pela consultoria da COPPETEC em todas as estacas cravadas e solicitou-se a realização de provas de carga estática em estacas a serem oportunamente definidas. Esse processo de análise dos ensaios dinâmicos está no fluxograma da Figura 3.12.

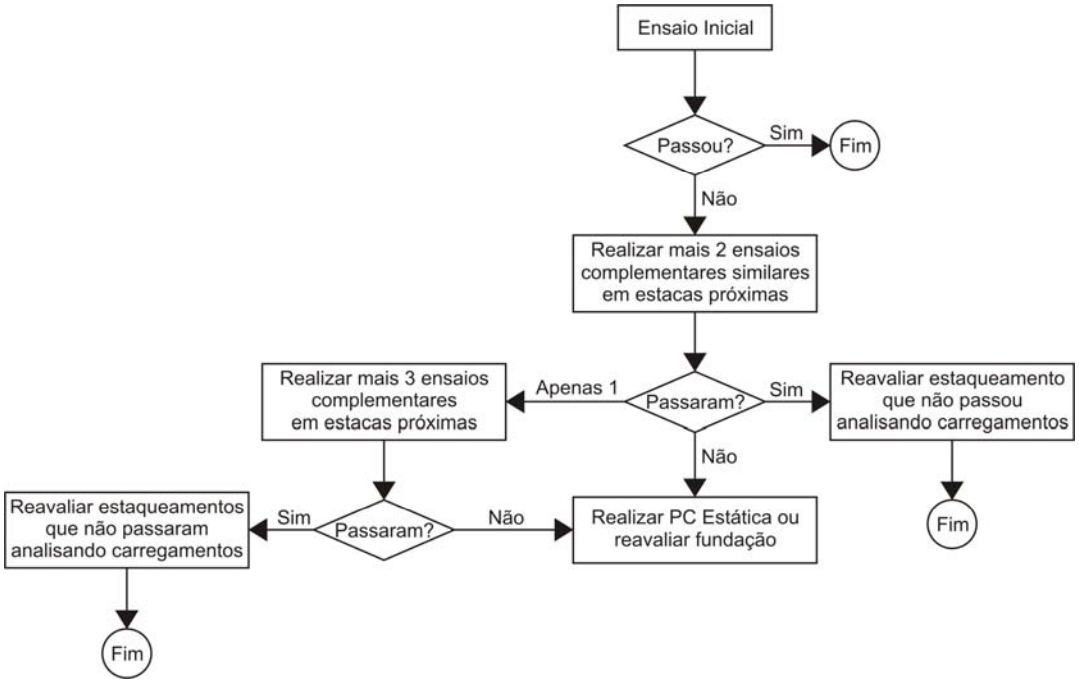

Figura 3.12 – Procedimentos para análise de ensaios dinâmicos das estacas das edificações

Corpos de prova, obtidos através de carotagem em estacas cravadas, permitiram a avaliação da resistência do concreto à compressão pós-cravação. Este procedimento foi realizado com o objetivo de verificar possíveis danos à integridade das estacas cravadas com elementos de pouca idade. Foi priorizada a análise de estacas cravadas com elementos de pouca idade, tendo sido escolhidas, dentre estas, 4 estacas de pouca idade que apresentassem o maior número de golpes. Para 2 corpos de prova obtidos em cada estaca, a resistência à compressão variou entre 30,7 e 35 MPa, ou seja, próximo ao valor nominal de resistência pré-cravação de 35 MPa. A Tabela 3.3 apresenta as estacas ensaiadas e seus respectivos resultados de ensaios de resistência à compressão. Na Figura 3.13 é ilustrada a carotagem em uma estaca.

Estaca	**Data de Cravação**	**Data de Concretagem do Último Elemento**	**Data de Rompimento do Corpo de Prova**	**Resistência dos Corpos de Prova (MPa)**		**N° de Golpes**
				Furo Baixo	Furo Cima	
E144-S1B	01/03/05	21/02/05	18/03/05	32,0	31,6	550
E108-S2A	13/01/05	06/01/05	18/03/05	30,7	33,1	505
E70-S1A	12/01/05	03/01/05	18/03/05	32,4	33,4	454
E145-S3E	04/03/05	22/02/05	18/03/05	35,0	34,5	651

Tabela 3.3 – Resultados da Carotagem

Figura 3.13 – Carotagem em uma estaca

3.4.2 – Provas de Carga Estática

Foram realizadas, pela empresa SEEL, 8 provas de carga estática de carregamento lento (SML) em estacas do aterro estruturado. A localização das estacas ensaiadas pode ser vista na Figura 3.14. Além de tentar distribuir os ensaios em toda a área da obra, realizaram-se as provas de carga em estacas que já haviam sido ensaiadas dinamicamente para uma interpretação melhor dos resultados. As provas de carga foram levadas até duas vezes a carga de trabalho da estaca (900 kN).

O sistema de reação utilizado para as provas de carga foi através de dois tirantes de aço ST-85 da Dywidag, com 32mm de diâmetro cada, distantes 1,60m do eixo da estaca (Figura 3.14) na qual foi moldado um bloco de concreto armado com dimensões 65cm x 65cm x 70cm, como pode ser visto na Figura 3.15.

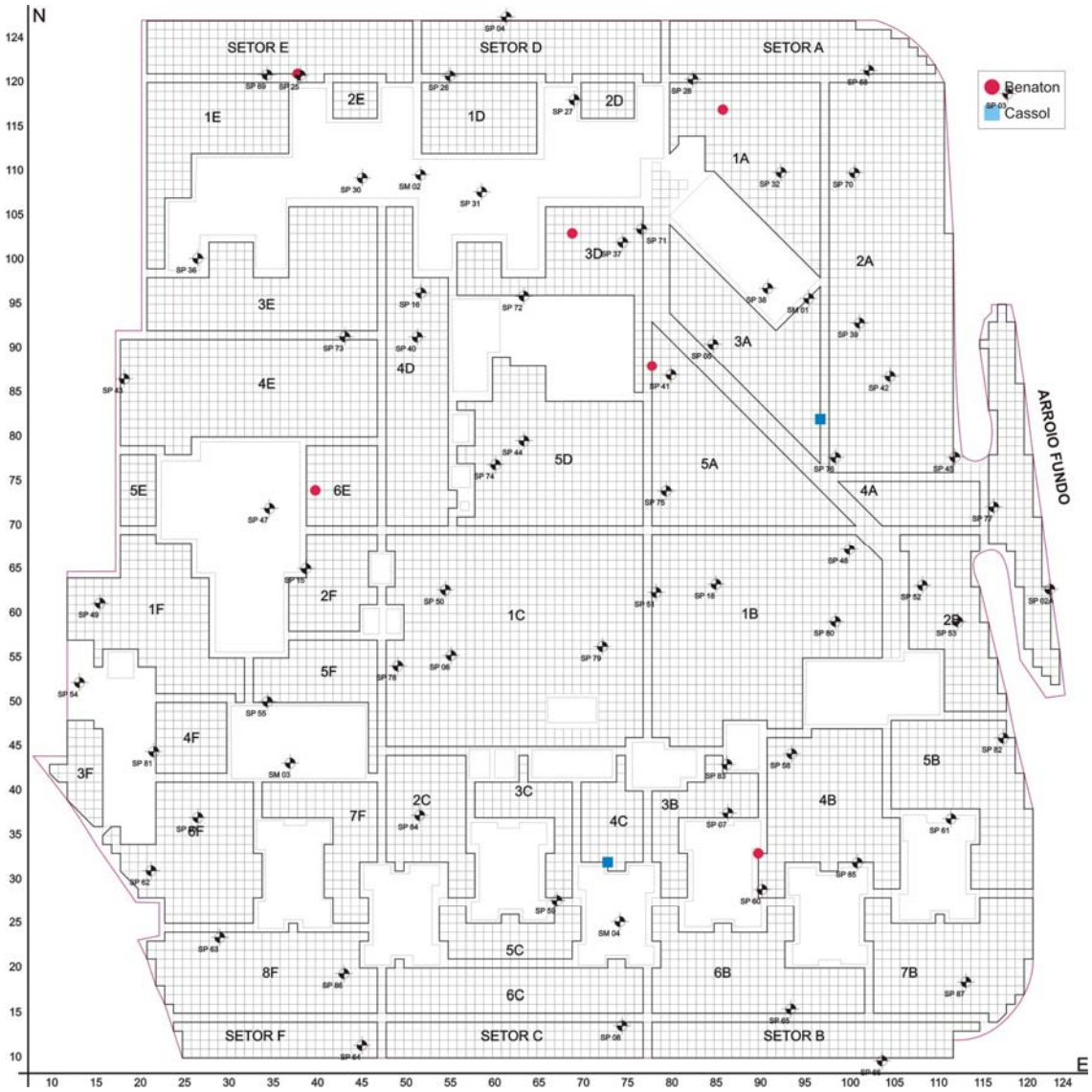

Figura 3.14 – Localização das estacas ensaiadas nas provas de carga estática

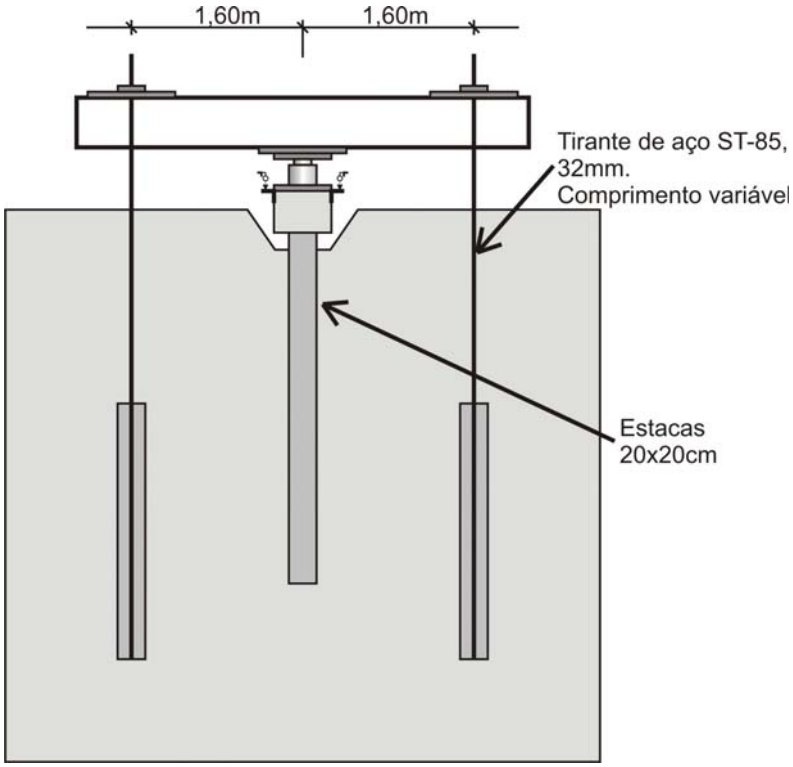

Figura 3.15 – Esquema do sistema de reação

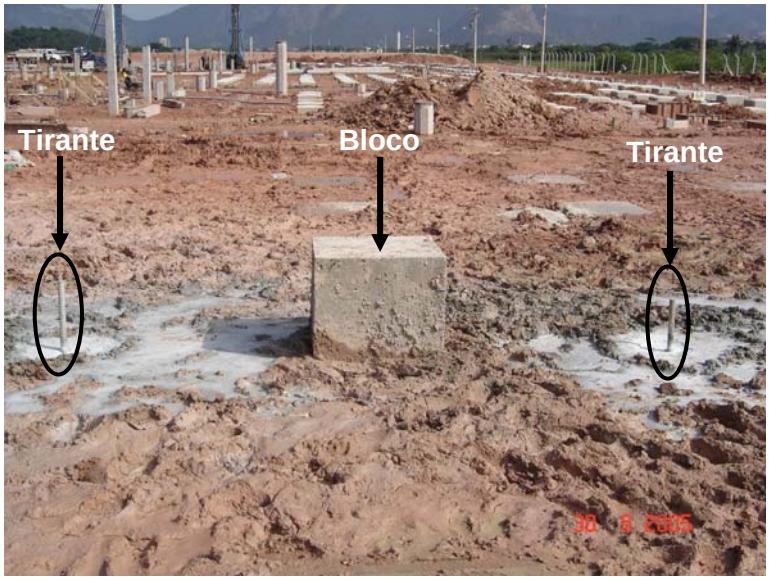

Figura 3.16 – Sistema de reação da prova de carga estática

As montagens foram idênticas em todos os ensaios, utilizando-se um macaco hidráulico com capacidade de 150tf (cujo relatório de calibração pode ser visto no Anexo A), apoiado sobre o bloco e protegido por placa metálica de 16mm de espessura, reagindo em viga metálica composta por 2 perfis "I" solidarizados, ancorada por tirantes verticais, conforme Figura 3.16.

Para medição dos recalques das estacas foram utilizados 4 extensômetros com sensibilidade de 0,01mm, instalados diametralmente opostos e fixados em vigas de referência isoladas das movimentações das estacas e dos tirantes, como pode ser visto também na Figura 3.17.

Após a montagem, foi colocada uma cobertura na área do ensaio para proteção da incidência solar e dos ventos. Além disso, a área foi isolada para evitar o trânsito de veículos nas proximidades do ensaio, podendo alterar o resultado.

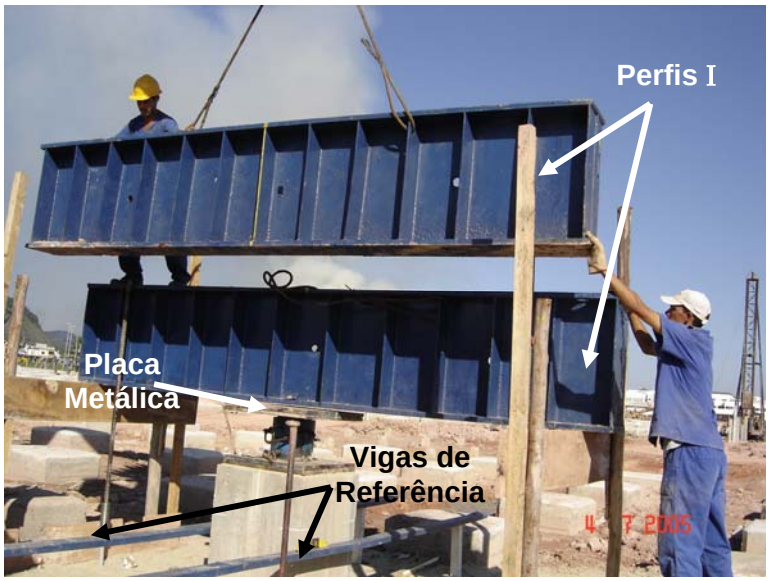

Figura 3.17 – Montagem do ensaio de prova de carga estática

A Tabela 3.4 apresenta um resumo dos dados das estacas ensaiadas estaticamente.

Ensaio	Estaca	Fabricante	Distância à Sondagem	Previsão Profund. (m)	Profund. Cravada (m)	Repique (m)	Carga Mob. no Ensaio Dinâmico (kN)
P1	E61 - S1A	Benaton	19,4m da SP-28	20,60	18,60	0,0097	1150
P2	E44- S3D	Benaton	17,2m da SP-71	23,40	15,80	0,0117	960
P3	E16 - S5A	Benaton	21,8m da SP-41	12,40	19,25	0,0153	950
P4	E213 - S3A	Cassol	8,9m da SP-76	18,70	16,00	0,0071	1080
P5	E80 - S4C	Cassol	20,8m da SP-59	12,90	21,45	0,0093	1110
P6	E183 - S4B	Benaton	6,4m da SP-60	11,90	17,60	0,0092	1060
P7	E47 - S6E	Benaton	15,0m da SP-47	15,00	15,40	0,0074	770
P8	E180 - S7E	Benaton	0,2m da SP-25	13,65	12,00	0,0097	1040

Tabela 3.4 – Resumo dos dados das estacas ensaiadas estaticamente

A avaliação da carga de ruptura foi realizada por dois métodos: o de van der Veen (1953) (Figura 2.27) e o da norma brasileira NBR 6122/96 (Figura 2.28) para

interpretação da curva carga-recalque. Esses dados podem ser observados através dos gráficos apresentados das Figura 3.18 a Figura 3.25.

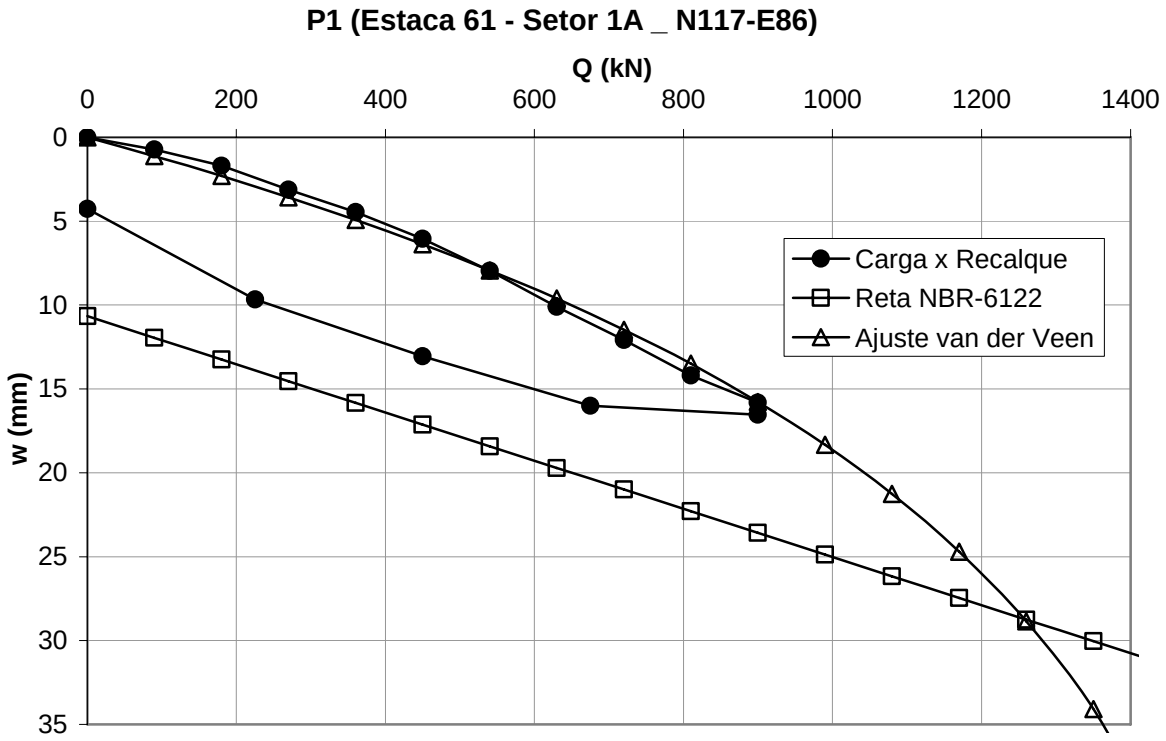

Figura 3.18 – Curvas para análise da prova de carga P1

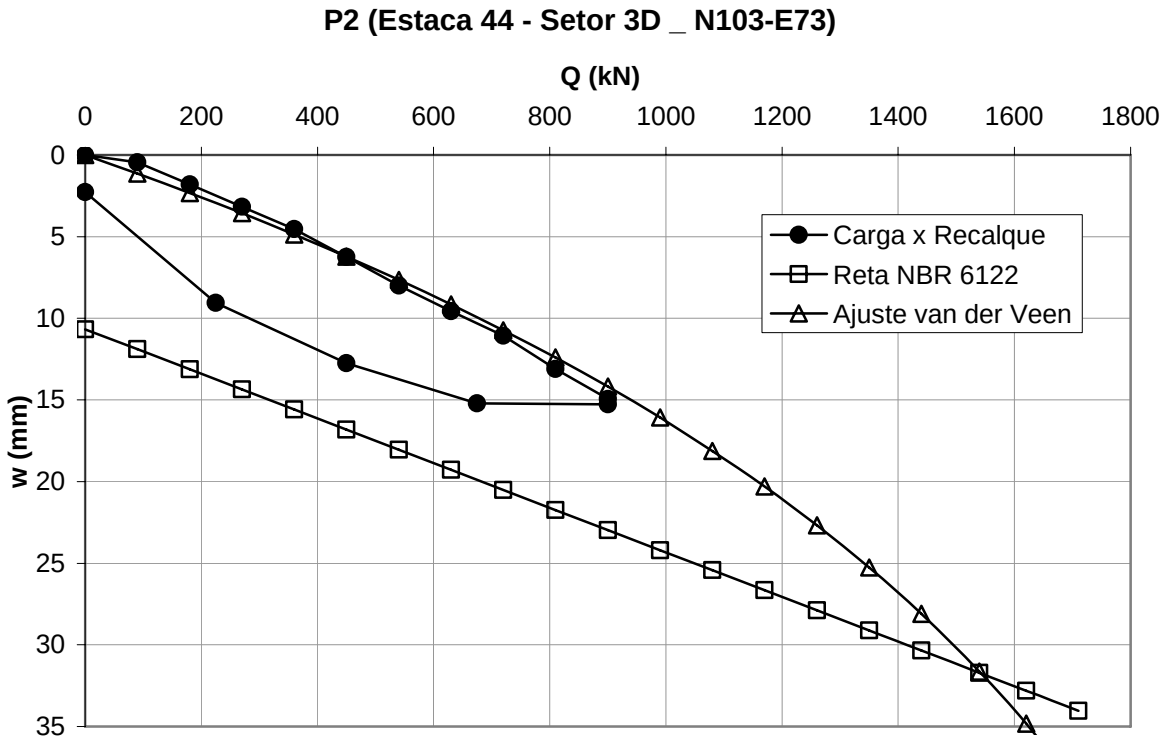

Figura 3.1 – Curvas para análise da prova de carga P2

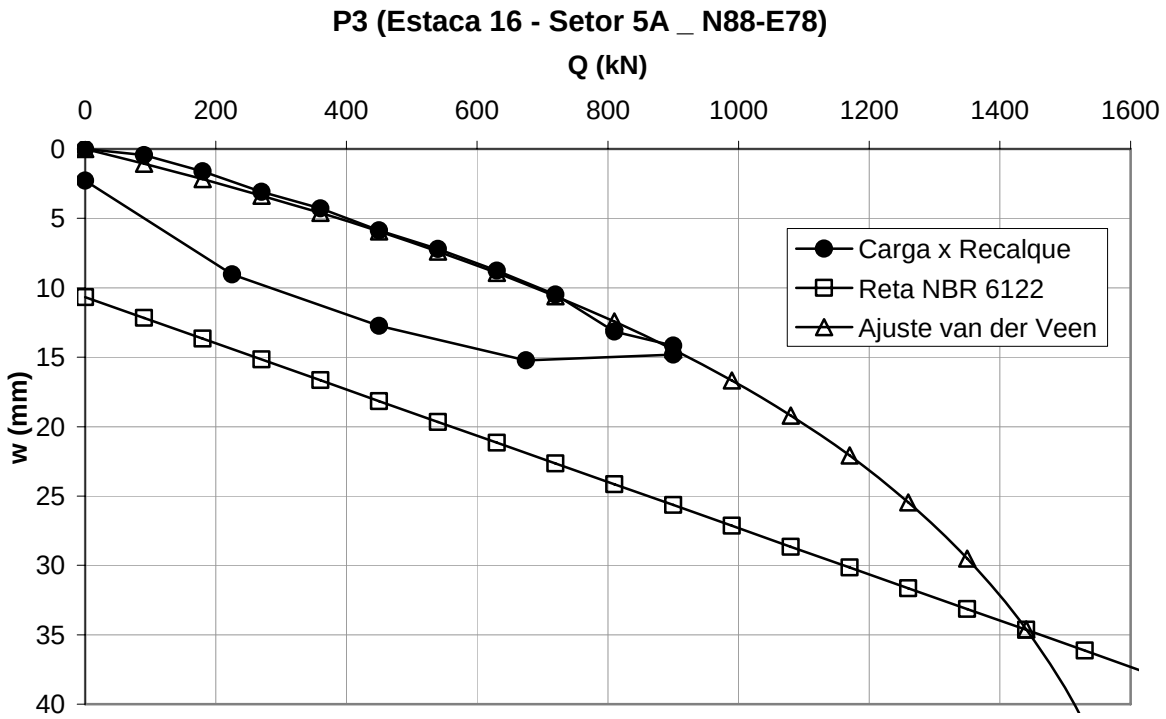

Figura 3.2 – Curvas para análise da prova de carga P3

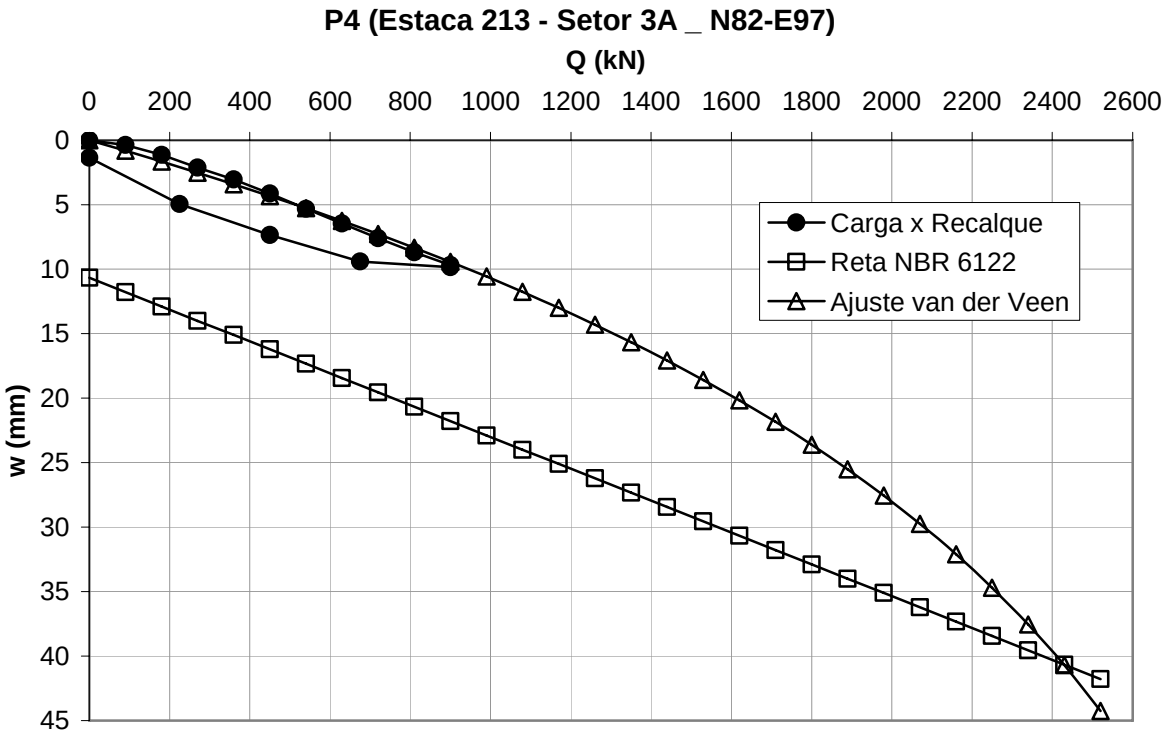

Figura 3.1 – Curvas para análise da prova de carga P4

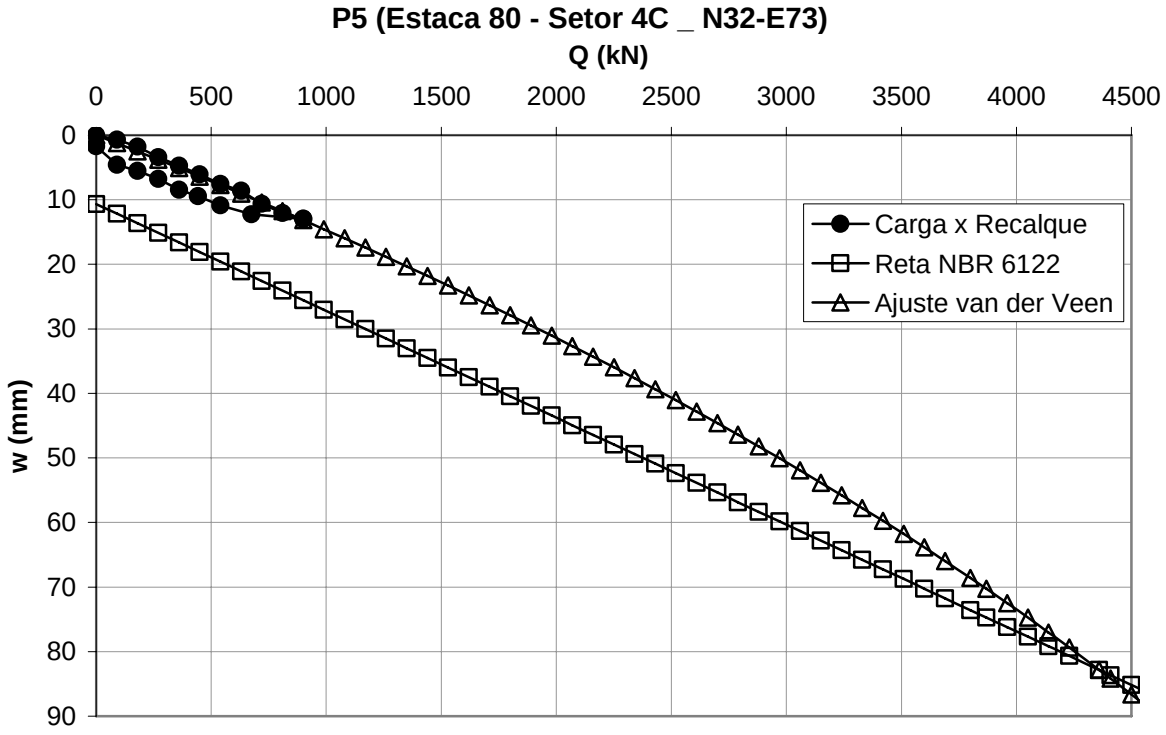

Figura 3.2 – Curvas para análise da prova de carga P5

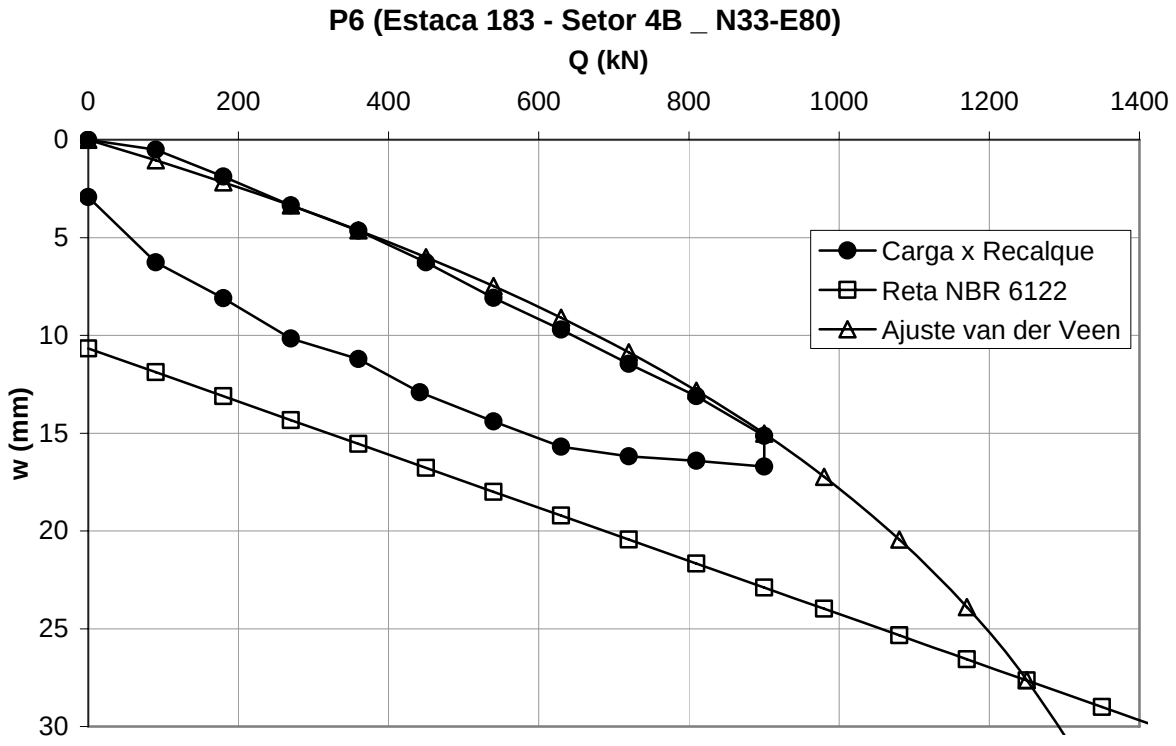

Figura 3.1 – Curvas para análise da prova de carga P6

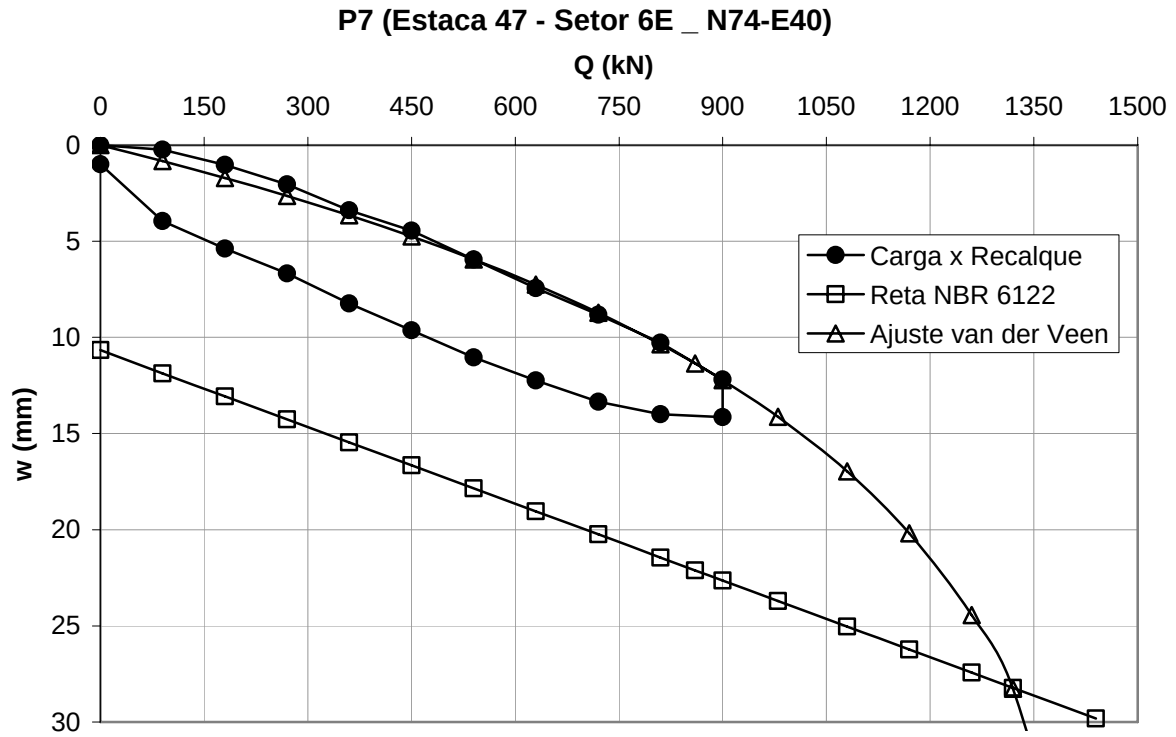

Figura 3.2 – Curvas para análise da prova de carga P7

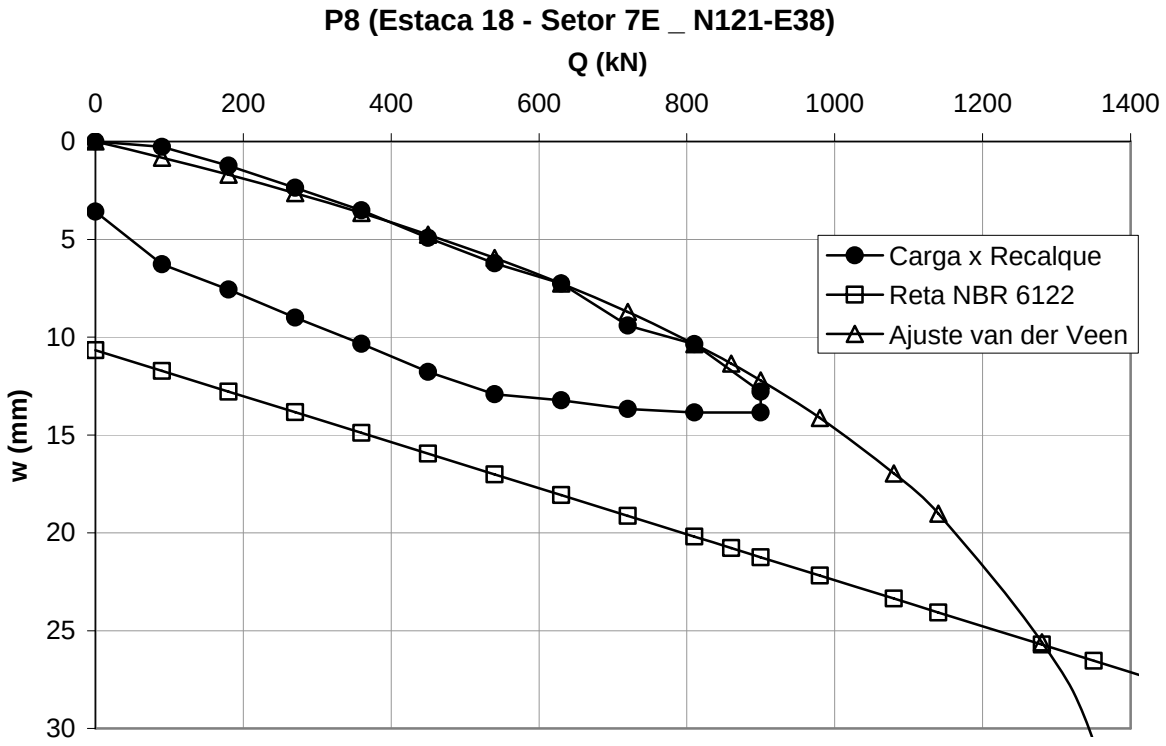

Figura 3.1 – Curvas para análise da prova de carga P8

A Tabela 3.5 apresenta um resumo dos resultados das provas de carga estática.

Ensaio	w_{total} (mm)	w_{perm} (mm)	Q_{rup} NBR 6122 (kN)	Q_{rup} van der Veen (kN)	Q_{trab} (kN)	FS
P1	16,53	4,27	1260	1650	450	2,8
P2	15,28	2,27	1540	2300	450	3,4
P3	14,81	2,27	1440	1750	450	3,2
P4	9,86	1,36	2430	3200	450	5,4
P5	12,99	1,73	4360	9000	450	9,7
P6	16,71	2,93	1250	1600	450	2,8
P7	14,14	0,99	1320	1500	450	2,9
P8	13,86	3,59	1280	1500	450	2,8

Tabela 3.1 – Resumo dos resultados das provas de carga estática

Todas as estacas ensaiadas apresentaram um bom desempenho, com fatores de segurança em relação a norma maiores que 2. A estaca analisada na prova de carga P5 apresentou um fator de segurança muito elevado, o que foi atribuído à estaca provavelmente estar assente em uma camada de solo bem resistente, com base em sondagens próximas, o que também foi observado durante a instalação dos tirantes.

Capítulo 4

ANÁLISE DO ESTAQUEAMENTO

Neste capítulo é abordada a análise do estaqueamento através do estudo da carga de ruptura das estacas a partir do repique elástico e da relação entre as provas de carga dinâmica e estática. É mostrada também uma análise da aplicabilidade do Método da Expansão em Série de Taylor para o caso em estudo. Esse método é empregado na inferência dos parâmetros estatísticos da variável aleatória P_r, carga mobilizada.

4.1 – Estudo da Carga de Ruptura do Estaqueamento

Conforme está apresentado na revisão bibliográfica, o valor da carga mobilizada (P_r) pode ser obtido através da expressão (2.23), que pode ser empregada para aferir os valores de $\frac{G_b}{\rho}$ através dos resultados de provas de carga dinâmica. Isolando o termo $\frac{G_b}{\rho}$ na expressão (2.23), obtém-se:

$$\frac{G_b}{\rho} = \frac{P_r \; r \left(1-\nu\right)}{4 \, r_b \; K \; r - 4 \, r_b \; P_r} \tag{4.1}$$

A constante r foi obtida dividindo-se a carga mobilizada (P_r) pelo encurtamento elástico da estaca (C_2). O valor de C_2 foi obtido nos ensaios de carregamento dinâmico analisados pelo CAPWAP já que essa análise apresenta o valor do 'quake' (C_3) e com ele pode-se encontrar C_2 através da subtração entre o deslocamento máximo da estaca durante o golpe (DMX), a nega (s) e C_3.

Com os dados de carga mobilizada, repique e da constante r das provas de carga dinâmica e considerando o coeficiente de Poisson igual a 0,5, devido à alta velocidade do carregamento provocar um comportamento não-drenado, obtiveram-se

os valores de $\frac{G_b}{\rho}$ das estacas ensaiadas fazendo-se o uso da expressão (4.1). Os valores obtidos para a constante r e para $\frac{G_b}{\rho}$ podem ser vistos na Tabela 4.1.

Nº	Estaca	Seção (cm)	r (kN/m)	G_b/ρ (MPa)
1	E4 - S2A	20x20	134409	6378
2	E25 - S1A	20x20	75930	7225
3	E61 - S1A	20x20	118925	3245
4	E93 - S2A	20x20	113253	5875
5	E49 - S2A	20x20	146309	5142
6	E213 - S3A	20x20	214712	2261
7	E16 - S5A	20x20	87076	5967
8	E26 - S4E	20x20	106003	4502
9	E44 - S3D	20x20	97561	2575
10	E390 - S1B	20x20	130612	5581
11	E90 - S2B	20x20	141388	2176
12	E183 - S4B	20x20	121839	4417
13	E80 - S4C	20x20	116230	3265
14	E22 - S6C	20x20	113287	3115
15	E47 - S6E	20x20	132302	1895
16	E35 - S6F	20x20	97614	2305
17	E37 - S7B	20x20	60797	1072
18	E180 - S7E	20x20	83267	5882
19	BL4 - P55	ϕ 52	190054	31050
20	BL4 - P55	ϕ 52	169283	29245
21	BL4 - P55	ϕ 52	190054	31050
22	BL4 - E59	ϕ 52	217319	10132
23	BL4 - E59	ϕ 52	207329	10376
24	BL1 - P53	ϕ 42	168311	12030
25	BL2 - P55	ϕ 52	206612	19370
26	BL1 - P33	23,5x23,5	99359	6774
27	BL3 - P59	ϕ 50	137590	14434
28	GT44 - 35TL	ϕ 23	142363	2273
29	GT58 - 35TL	ϕ 26	217217	4400
30	GT - 61	ϕ 23	69981	2923
31	GT - 64	ϕ 23	91289	1866
32	GT - 4	ϕ 23	79697	7321
33	GT - 14	ϕ 23	92018	3548
34	AP5 - Rest	ϕ 38	105644	7743
35	BL3 - P60	ϕ 42	166148	9821
36	P11 - Rest	ϕ 38	204795	2525
37	BL3 - P27	ϕ 33	97057	5338
38	P22	ϕ 38	119409	6348
39	P32	ϕ 42	118615	10290
40	P26	ϕ 50	174920	17131
41	BL4 - P59	ϕ 52	131938	6192

Tabela 4.1 – Valores de r e $\frac{G_b}{\rho}$

Em todas as estacas do aterro estruturado da obra (aproximadamente dez mil) foram feitas medições de nega e repique elástico. A autora considerou uma amostragem de três mil desses dados (30%) para utilização no presente estudo, além dos dados obtidos nos ensaios dinâmicos.

Com esses valores de r, K e $\frac{G_b}{\rho}$ e os valores da P_r dos ensaios dinâmicos, foram, então, obtidos a média, o desvio padrão, a variância, o coeficiente de assimetria e o coeficiente de intensidade de pico dessas variáveis, como pode ser visto na Tabela 4.2.

Observa-se que esta análise foi realizada empregando duas amostras:

(a) Amostra constituída pelos resultados dos ensaios dinâmicos a partir da qual foram inferidos os parâmetros estatísticos de r e $\frac{G_b}{\rho}$ (n = 41);

(b) Amostra constituída pelos valores dos repiques elásticos nas estacas, a partir da qual foram inferidos os parâmetros estatísticos de K (n = 3085).

	Desvio Padrão	**Média**	β_1	β_2	**Variância**
K (m)	0,002	0,010	0,41	4,40	5,13E-06
r (kN/m)	44919,10	133866,21	0,50	2,19	2017725474
G_b/ρ (MPa)	760,79	792,83	2,06	6,86	578801
P_r (kN)	767,63	1493,02	1,21	3,70	589254

Tabela 4.2 – Dados obtidos da distribuição log-normal para os parâmetros em estudo

Cumpre chamar atenção para o elevado valor médio de $\frac{G_b}{\rho}$, da ordem de 800MPa, bem superior à faixa esperada para o solo no qual as bases das estacas estão assentadas (solo residual arenoso ou silto-arenoso, em geral). Possivelmente uma das razões para este padrão é a dependência do módulo de cisalhamento com a tensão efetiva média p', que deve apresentar valores elevados (> 6 MPa) na região da ponta da estaca. Essa característica de comportamento também foi observada por Santa Maria e Siqueira (2002) em estacas pré-moldadas de concreto protendido, com comprimentos entre 15m e 23m, cravadas na região do km 1 da Rodovia Washington Luís, no Município de Duque de Caxias, RJ.

Através do Método da Expansão em Série de Taylor pode-se obter o valor da média e da variância da carga mobilizada da obra, utilizando para isso as expressões (2.94) e (2.95). Para o caso em estudo no qual consideram-se três variáveis, essas expressões são as seguintes:

$$E\left[f(x,y,z)\right]=\left[f(\overline{x},\overline{y},\overline{z})+\frac{1}{2}\times\left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}V\left[x\right]+\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}V\left[y\right]+\frac{\partial^2 f}{\partial z^2}V\left[z\right]\right)\right]_{\overline{x},\overline{y},\overline{z}} \tag{4.2}$$

$$V\left[f(x,y,z)\right]=\left\{\begin{array}{c}\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 V\left[x\right]+\frac{1}{4}\left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}\right)^2 V^2\left[x\right](\beta_2(x)-1)+\beta_1(x)\sigma^3\left[x\right]\left[\frac{\partial f}{\partial x}\times\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}\right] \\ + \\ \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 V\left[y\right]+\frac{1}{4}\left(\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}\right)^2 V^2\left[y\right](\beta_2(y)-1)+\beta_1(y)\sigma^3\left[y\right]\left[\frac{\partial f}{\partial y}\times\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}\right] \\ + \\ \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2 V\left[z\right]+\frac{1}{4}\left(\frac{\partial^2 f}{\partial z^2}\right)^2 V^2\left[z\right](\beta_2(z)-1)+\beta_1(z)\sigma^3\left[z\right]\left[\frac{\partial f}{\partial z}\times\frac{\partial^2 f}{\partial z^2}\right]\end{array}\right\} \tag{4.3}$$

A expressão da carga mobilizada e das suas derivadas parciais, que são utilizadas nas equações (4.2) e (4.3), são apresentadas a seguir.

$$\mathrm{P}_r=\frac{4\,r_b\,K\,r\,G_b/\rho}{4\,r_b\,G_b/\rho+r\,(1-\nu)}$$

$$\frac{\partial f}{\partial K}=\frac{4\,r_b\,r\,G_b/\rho}{4\,r_b\,G_b/\rho+r\,(1-\nu)}$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial K^2}=0$$

$$\frac{\partial f}{\partial r}=\frac{4\,r_b\,K}{4\,r_b+\frac{r\,(1-\nu)}{G_b/\rho}}-\frac{4\,r_b\,K\,r\,(1-\nu)}{\left(4\,r_b+\frac{r\,(1-\nu)}{G_b/\rho}\right)^2 G_b/\rho}$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial r^2}=-\frac{8\,r_b\,K\,(1-\nu)}{\left(4\,r_b+\frac{r\,(1-\nu)}{G_b/\rho}\right)^2 G_b/\rho}+\frac{8\,r_b\,K\,r\,(1-\nu)^2}{\left(4\,r_b+\frac{r\,(1-\nu)}{G_b/\rho}\right)^3 \left(G_b/\rho\right)^2}$$

$$\frac{\partial f}{\partial\, G_b/\rho}=\frac{4\,r_b\,K\,r^2\,(1-\nu)}{\left(4\,r_b+\frac{r\,(1-\nu)}{G_b/\rho}\right)^2 \left(G_b/\rho\right)^2}$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial\, G_b/\rho^2}=\frac{8\,r_b\,K\,r^3\,(1-\nu)^2}{\left(4\,r_b+\frac{r\,(1-\nu)}{G_b/\rho}\right)^3 \left(G_b/\rho\right)^4}-\frac{8\,r_b\,K\,r^2\,(1-\nu)}{\left(4\,r_b+\frac{r\,(1-\nu)}{G_b/\rho}\right)^2 \left(G_b/\rho\right)^3}$$

Utilizando essas expressões e os valores obtidos na distribuição, obteve-se o seguinte resultado para as expressões (4.2) e (4.3):

K = x, r = y, G_b/ρ = z	
$\partial f/\partial x$	11053,6581
$\partial f/\partial y$	0,0070
$\partial f/\partial z$	0,0003
$\partial^2 f/\partial x^2$	0
$\partial^2 f/\partial y^2$	-1,8E-07
$\partial^2 f/\partial z^2$	-5,2E-09
$f(x,y,z)_m$	1141,27
E[f(x,y,z)]	971,55
V[f(x,y,z)]	208669,91
σ[f(x,y,z)]	456,80
V_{Pr}	0,47

Tabela 4.3 – Valores de média, variância, desvio padrão e coeficiente de variação da carga mobilizada da obra

Observa-se que o valor encontrado para a média de Pr (971,55 kN) é inferior a média dos valores obtidos nos ensaios dinâmicos (1493,02 kN). Esse resultado é inteiramente consistente com os valores médios dos repiques obtidos em toda a obra e nos ensaios dinâmicos.

4.1.1 – Análise da Aplicabilidade do Método da Expansão em Série de Taylor para o Caso em Estudo

Para analisar a aplicabilidade do Método da Expansão em Série de Taylor para o caso em estudo, foi feita uma análise da expressão de P_r usando dados gerados randomicamente para K (média = 0,015m), r (média = 135000KN/m) e G_b/ρ (média = 800MPa). Esses dados foram gerados para as distribuições normal e log-normal, com 10000 valores e coeficiente de variação das variáveis independentes (Vc) entre 10% e 100%.

A média e o desvio padrão de P_r foram calculados de duas formas:

(a) usando os valores de P_r inferidos da fórmula (2.23) e

(b) empregando a expansão em série de Taylor.

Na aplicação da expansão em série de Taylor, foi utilizada a fórmula estendida e a fórmula simplificada, truncada nos termos de ordem superior a dois. Com isso, podem-se gerar também diagramas comparando os coeficientes de variação

normalizados, obtidos com as funções de Taylor estendida e simplificada, permitindo assim avaliar se vale a pena (ou não) usar a expressão estendida.

Da Tabela 4.4 até a Tabela 4.7 estão apresentados os resumos dos valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação encontrados para P_r na utilização das fórmulas estendida e simplificada para as distribuições normal e log-normal.

		Desvio Padrão	Média	Coef. Variação
Vc = 10%	Fórmula	21,80	166,65	13,1
	Taylor	21,63	166,90	13,0
	Razão T/F	0,99	1,00	0,99
Vc = 20%	Fórmula	43,09	165,34	26,1
	Taylor	42,72	166,27	25,7
	Razão T/F	0,99	1,01	0,99
Vc = 30%	Fórmula	64,82	162,57	39,9
	Taylor	64,06	164,60	38,9
	Razão T/F	0,99	1,01	0,98
Vc = 40%	Fórmula	84,22	158,84	53,0
	Taylor	83,29	162,08	51,4
	Razão T/F	0,99	1,02	0,97
Vc = 50%	Fórmula	104,66	155,84	67,2
	Taylor	101,64	160,34	63,4
	Razão T/F	0,97	1,03	0,94
Vc = 60%	Fórmula	123,32	151,14	81,6
	Taylor	119,80	157,86	75,9
	Razão T/F	0,97	1,04	0,93
Vc = 70%	Fórmula	137,59	148,06	92,9
	Taylor	139,07	156,97	88,6
	Razão T/F	1,01	1,06	0,95
Vc = 80%	Fórmula	157,89	141,65	111,5
	Taylor	153,45	149,51	102,6
	Razão T/F	0,97	1,06	0,92
Vc = 90%	Fórmula	172,93	139,38	124,1
	Taylor	172,02	147,63	116,5
	Razão T/F	0,99	1,06	0,94
Vc = 100%	Fórmula	195,29	136,35	143,2
	Taylor	208,24	143,53	145,1
	Razão T/F	1,07	1,05	1,01

Tabela 4.4 – Resumo do estudo paramétrico utilizando a fórmula estendida para a distribuição log-normal

		Desvio Padrão	Média	Coef. Variação
Vc = 10%	Fórmula	22,00	166,73	13,2
	Taylor	21,81	166,97	13,1
	Razão T/F	0,99	1,00	0,99
Vc = 20%	Fórmula	43,86	165,46	26,5
	Taylor	43,68	166,62	26,2
	Razão T/F	1,00	1,01	0,99
Vc = 30%	Fórmula	65,64	163,01	40,3
	Taylor	64,93	165,98	39,1
	Razão T/F	0,99	1,02	0,97
Vc = 40%	Fórmula	397,97	162,91	244,3
	Taylor	87,06	164,55	52,9
	Razão T/F	0,22	1,01	0,22
Vc = 50%	Fórmula	337,46	152,18	221,7
	Taylor	108,87	161,56	67,4
	Razão T/F	0,32	1,06	0,30
Vc = 60%	Fórmula	2171,61	147,44	1472,9
	Taylor	130,23	156,62	83,2
	Razão T/F	0,06	1,06	0,06
Vc = 70%	Fórmula	1764,92	182,08	969,3
	Taylor	153,34	154,09	99,5
	Razão T/F	0,09	0,85	0,10
Vc = 80%	Fórmula	918,56	142,22	645,9
	Taylor	173,48	149,35	116,2
	Razão T/F	0,19	1,05	0,18
Vc = 90%	Fórmula	2341,91	151,51	1545,7
	Taylor	197,08	147,92	133,2
	Razão T/F	0,08	0,98	0,09
Vc = 100%	Fórmula	6643,93	210,73	3152,9
	Taylor	218,74	141,63	154,4
	Razão T/F	0,03	0,67	0,05

Tabela 4.5 – Resumo do estudo paramétrico utilizando a fórmula estendida para a distribuição normal

		Desvio Padrão	Média	Coef. Variação
Vc = 10%	Fórmula	21,80	166,65	13,1
	Taylor	21,68	167,14	13,0
	Razão T/F	0,99	1,00	0,99
Vc = 20%	Fórmula	43,09	165,34	26,1
	Taylor	43,05	167,22	25,7
	Razão T/F	1,00	1,01	0,99
Vc = 30%	Fórmula	64,82	162,57	39,9
	Taylor	65,33	166,77	39,2
	Razão T/F	1,01	1,03	0,98
Vc = 40%	Fórmula	84,22	158,84	53,0
	Taylor	86,94	166,07	52,4
	Razão T/F	1,03	1,05	0,99
Vc = 50%	Fórmula	104,66	155,84	67,2
	Taylor	108,20	166,37	65,0
	Razão T/F	1,03	1,07	0,97
Vc = 60%	Fórmula	123,32	151,14	81,6
	Taylor	129,88	166,14	78,2
	Razão T/F	1,05	1,10	0,96
Vc = 70%	Fórmula	137,59	148,06	92,9
	Taylor	153,86	168,11	91,5
	Razão T/F	1,12	1,14	0,98
Vc = 80%	Fórmula	157,89	141,65	111,5
	Taylor	180,80	164,70	109,8
	Razão T/F	1,15	1,16	0,98
Vc = 90%	Fórmula	172,93	139,38	124,1
	Taylor	216,73	168,13	128,9
	Razão T/F	1,25	1,21	1,04
Vc = 100%	Fórmula	195,29	136,35	143,2
	Taylor	269,30	169,31	159,1
	Razão T/F	1,38	1,24	1,11

Tabela 4.6 – Resumo do estudo paramétrico utilizando a fórmula simplificada para a distribuição log-normal

		Desvio Padrão	Média	Coef. Variação
Vc = 10%	Fórmula	22,00	166,73	13,2
	Taylor	21,81	167,21	13,0
	Razão T/F	0,99	1,00	0,99
Vc = 20%	Fórmula	43,86	165,46	26,5
	Taylor	43,69	167,58	26,1
	Razão T/F	1,00	1,01	0,98
Vc = 30%	Fórmula	65,64	163,01	40,3
	Taylor	64,92	168,14	38,6
	Razão T/F	0,99	1,03	0,96
Vc = 40%	Fórmula	397,97	162,91	244,3
	Taylor	87,13	168,35	51,8
	Razão T/F	0,22	1,03	0,21
Vc = 50%	Fórmula	337,46	152,18	221,7
	Taylor	108,88	167,54	65,0
	Razão T/F	0,32	1,10	0,29
Vc = 60%	Fórmula	2171,61	147,44	1472,9
	Taylor	130,16	165,28	78,8
	Razão T/F	0,06	1,12	0,05
Vc = 70%	Fórmula	1764,92	182,08	969,3
	Taylor	153,25	166,01	92,3
	Razão T/F	0,09	0,91	0,10
Vc = 80%	Fórmula	918,56	142,22	645,9
	Taylor	173,84	164,54	105,7
	Razão T/F	0,19	1,16	0,16
Vc = 90%	Fórmula	2341,91	151,51	1545,7
	Taylor	196,80	167,62	117,4
	Razão T/F	0,08	1,11	0,08
Vc = 100%	Fórmula	6643,93	210,73	3152,9
	Taylor	218,27	165,76	131,7
	Razão T/F	0,03	0,79	0,04

Tabela 4.7 – Resumo do estudo paramétrico utilizando a fórmula simplificada para a distribuição normal

Da Figura 4.1 até a Figura 4.4 estão apresentados os diagramas comparando os desvios padrão, as médias e os coeficientes de variação de P_r inferidos a partir das funções de Taylor estendida e simplificada, normalizados em relação a esses mesmos parâmetros calculados através da fórmula (2.23).

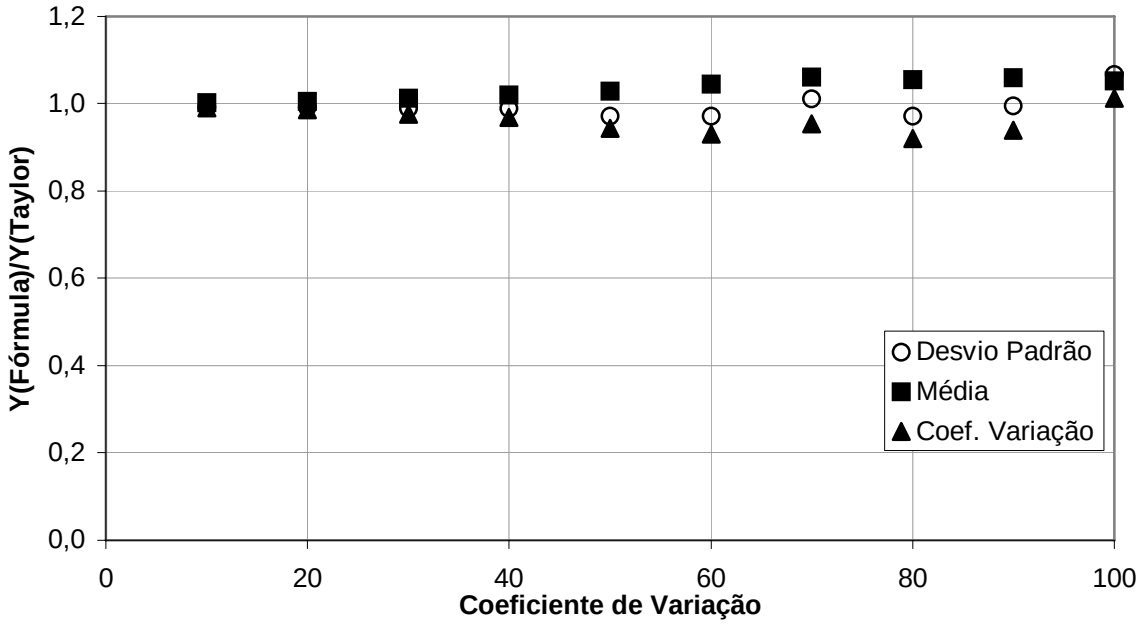

Figura 4.1 – Diagrama do desvio padrão, média e coeficiente de variação normalizado, empregando a fórmula estendida, para a distribuição log-normal

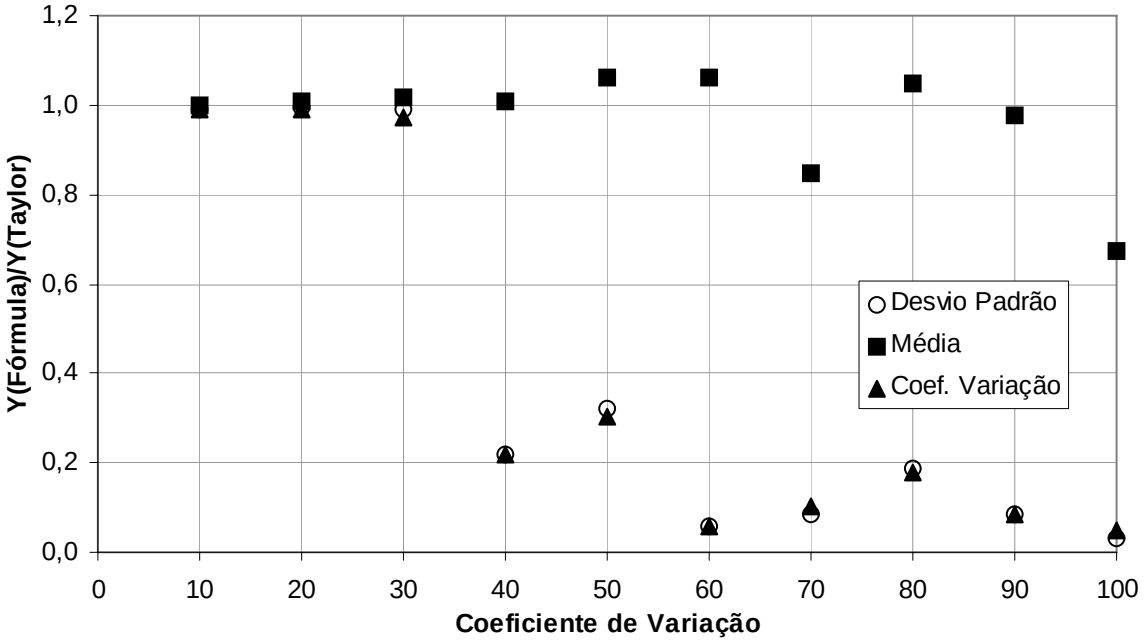

Figura 4.2 – Diagrama do desvio padrão, média e coeficiente de variação normalizado, empregando a fórmula estendida, para a distribuição normal

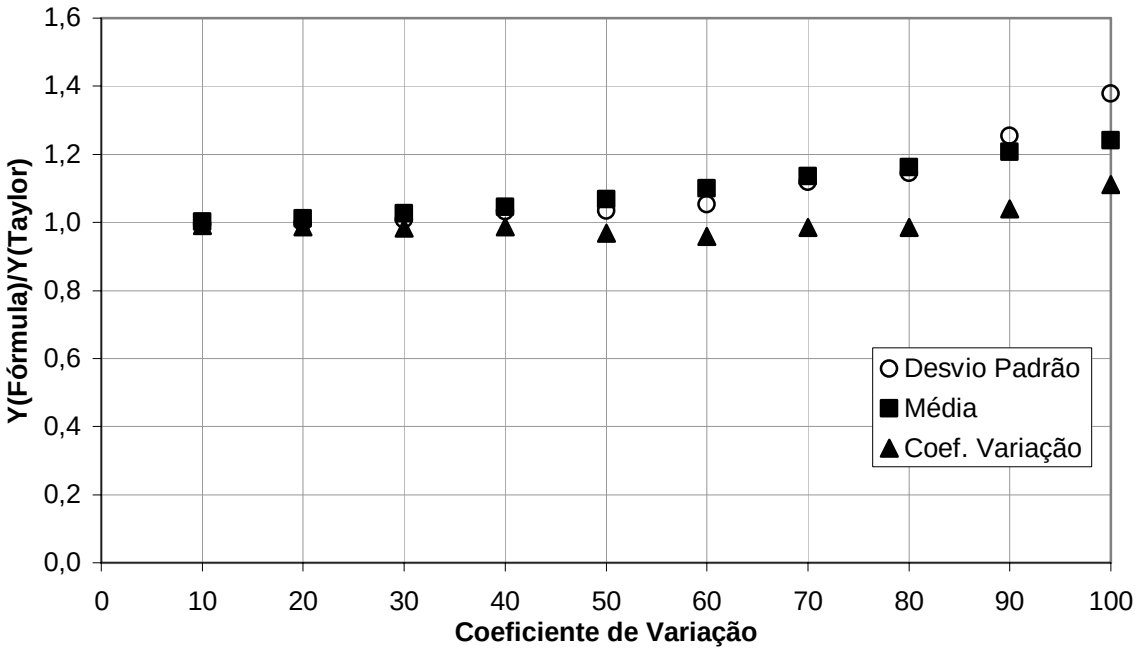

Figura 4.3 – Diagrama do desvio padrão, média e coeficiente de variação normalizado, empregando a fórmula simplificada para a distribuição log-normal

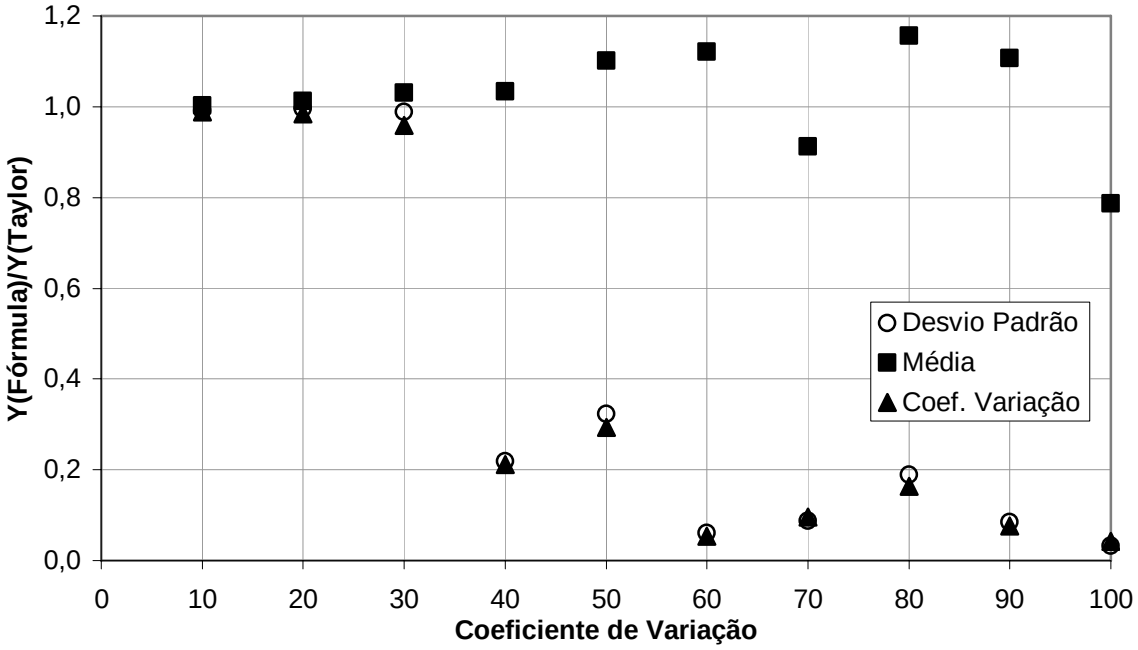

Figura 4.4 – Diagrama do desvio padrão, média e coeficiente de variação normalizado, empregando a fórmula simplificada para a distribuição normal

Observa-se que, para a distribuição normal, o uso da expressão tanto estendida (Figura 4.2) quanto simplificada (Figura 4.4) somente produz valores confiáveis do desvio padrão (e para o coeficiente de variação, por conseqüência) para

coeficientes de variação das variáveis independentes iguais ou inferiores a 30%. Não obstante, para a distribuição log-normal, o uso da expressão de Taylor estendida e simplificada apresenta bons resultados até o valor de 100% para o coeficiente de variação (Figura 4.1 e Figura 4.3).

Lembrando que a expansão em série de Taylor só reproduz bem a função no entorno do ponto considerado como centro da expansão, dever-se-ia esperar uma inferência pobre dos parâmetros estatísticos da variável resposta quando as variáveis aleatórias independentes tiverem elevados coeficientes de variação, ou seja, quando a dispersão em torno da média (centro da expansão) for elevada. Isso somente acontece para a distribuição normal.

Observa-se que, para a distribuição normal, os valores negativos de r ou de G_b/ρ (irreais, naturalmente) podem gerar valores de P_r excepcionalmente elevados, conduzindo a grande dispersão dessa variável. O método da expansão em série de Taylor não detecta esse crescimento na variabilidade de P_r. Essa característica numérica não existe naturalmente quando a distribuição é log-normal. Pode-se notar que, em particular, os valores inferidos da média, no caso da distribuição normal, situam-se em uma faixa aceitável de 85% a 106% dos valores calculados pela fórmula estendida (Figura 4.2) e de 91% a 116% pela fórmula simplificada (Figura 4.4), para coeficiente de variação das variáveis independentes até 90%.

Na Tabela 4.8 e Tabela 4.9 estão os valores de desvio padrão, média e coeficiente de variação da fórmula de Taylor estendida normalizados em relação a esses mesmos parâmetros da fórmula simplificada para as distribuições log-normal e normal (razão entre a Tabela 4.4 e a Tabela 4.6 e entre a Tabela 4.5 e a Tabela 4.7, respectivamente).

Vc (%)	Desvio Padrão	Média	Coef. Variação
10	1,00	1,00	1,00
20	0,99	0,99	1,00
30	0,98	0,99	0,99
40	0,96	0,98	0,98
50	0,94	0,96	0,97
60	0,92	0,95	0,97
70	0,90	0,93	0,97
80	0,85	0,91	0,93
90	0,79	0,88	0,90
100	0,77	0,85	0,91

Tabela 4.8 – Razão entre os valores de desvio padrão, média e coeficiente de variação obtidos pelas fórmulas estendida e simplificada, para a distribuição log-normal

Vc (%)	Desvio Padrão	Média	Coef. Variação
10	1,00	1,00	1,00
20	1,00	0,99	1,01
30	1,00	0,99	1,01
40	1,00	0,98	1,02
50	1,00	0,96	1,04
60	1,00	0,95	1,06
70	1,00	0,93	1,08
80	1,00	0,91	1,10
90	1,00	0,88	1,13
100	1,00	0,85	1,17

Tabela 4.9 – Razão entre os valores de desvio padrão, média e coeficiente de variação obtidos pelas fórmulas estendida e simplificada, para a distribuição normal

Na Figura 4.5 e Figura 4.6 estão os diagramas comparando os valores mostrados anteriormente.

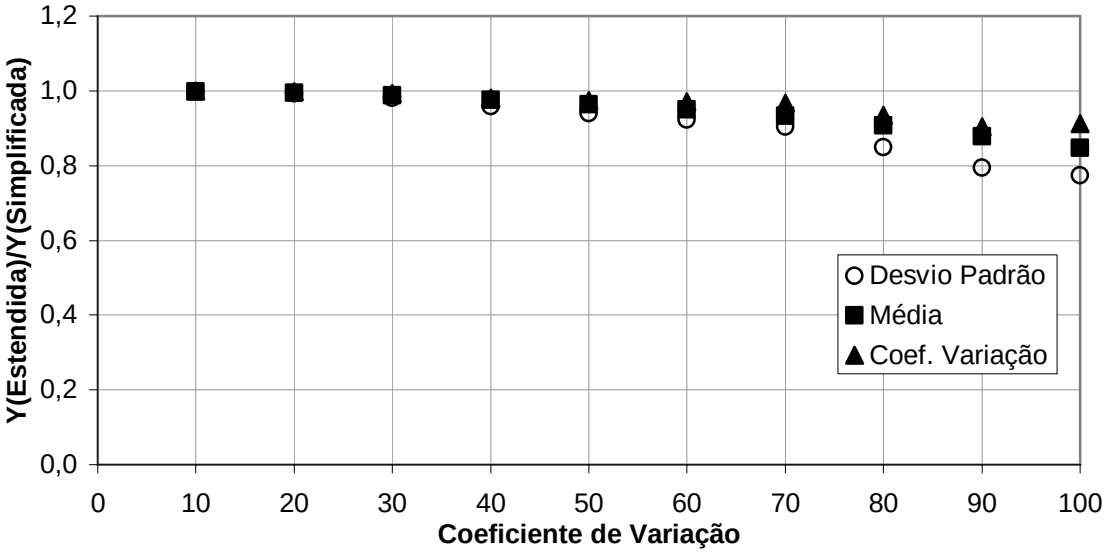

Figura 4.5 – Diagrama comparando a fórmula estendida e simplificada, para a distribuição log-normal

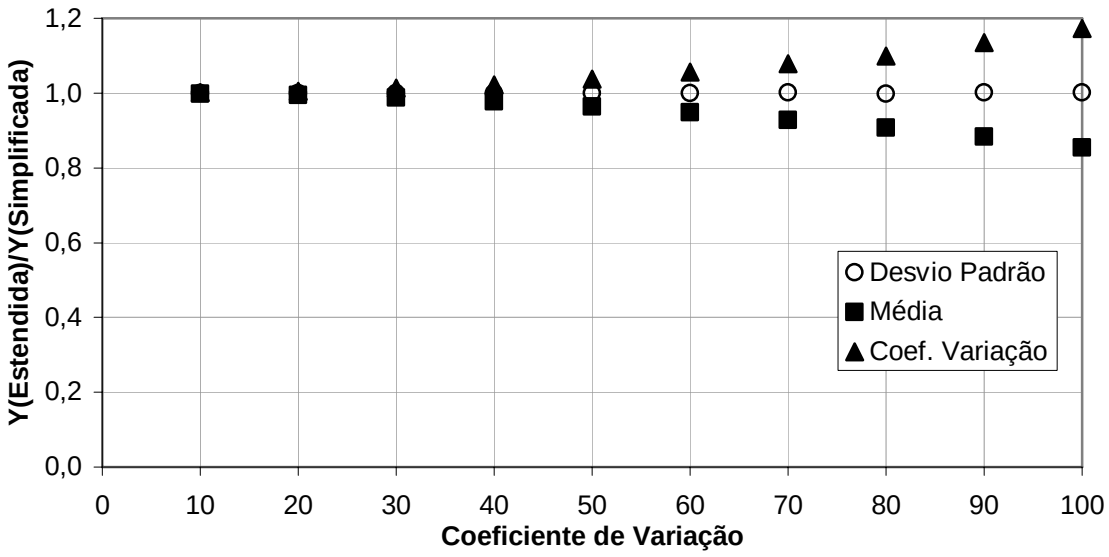

Figura 4.6 – Diagrama comparando a fórmula estendida e simplificada, para a distribuição normal

Observa-se que tanto para a distribuição log-normal quanto para a normal, a distribuição da média é exatamente a mesma (Tabela 4.8 e Tabela 4.9), ficando a razão entre a fórmula estendida e a simplificada na faixa de 85% a 100%. Porém, o desvio padrão da distribuição normal (Figura 4.6) permaneceu em 100% para toda a variação das variáveis independentes enquanto que na distribuição log-normal (Figura 4.5) ficou abaixo de 85% para variações maiores que 80%. Como conseqüência, o coeficiente de variação apresentou valores confiáveis para ambas as distribuições, sendo que na distribuição log-normal ficou na faixa entre 91% a 100%, enquanto na distribuição normal entre 100% e 117%.

Admitindo-se como aceitáveis os valores da razão em estudo iguais ou superiores a 95%, conclui-se então que, para coeficientes de variação das variáveis independentes até cerca de 50%, é indiferente a utilização da fórmula estendida ou simplificada tanto para a distribuição log-normal quanto para a normal.

4.2 – Cálculo da Probabilidade de Ruptura da Fundação do Aterro

Considera-se que a carga (Q), Figura 3.3, que vai para cada estaca é:

$$Q = A\left(\gamma \times h + q\right) \tag{4.4}$$

Onde: A = área de influência;

γ = peso específico do material do aterro;

h = altura do aterro;

q = carga acidental.

Pode-se aplicar o método da expansão em Série de Taylor para determinar média e desvio padrão de Q e calcular a probabilidade da carga na estaca atingir a resistência mobilizada através da comparação com a carga de mobilizada P_r calculada anteriormente (Tabela 4.3).

Para a área de influência, a altura do aterro e a carga acidental, considerou-se que suas distribuições eram uniformes (retangulares) com base no Princípio da Máxima Entropia (Harr, 1987; Geraldo, 1995). As expressões para o cálculo da média e desvio padrão de variáveis com distribuição retangular são mostradas em (4.5) e (4.6).

$$\bar{X} = \frac{1}{2}(a+b) \tag{4.5}$$

Onde: a = limite inferior da função de densidade de probabilidade;

b = limite superior da função de densidade de probabilidade.

$$V_X = \frac{1}{\sqrt{3}}\left(\frac{b-a}{a+b}\right) \tag{4.6}$$

Os limites de distribuição da área de influência foram considerados para um espaçamento de 2,80m e tolerância de 10% do diâmetro de área equivalente da estaca (20 x 20cm). Já para a altura do aterro, considerou-se uma altura de 1,60m com erro de 10%. Na carga acidental, adotou-se um valor mínimo de zero e um valor máximo de 3kN/m² de acordo com a NBR 6120/80 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações referente a terraços com acesso ao público ou anfiteatro e salas de aula de escolas.

Para o peso específico, utilizou-se um banco de dados com 216 ensaios de densidade *in situ* realizados na obra.

As Tabela 4.10 e Tabela 4.11 apresentam os limites de distribuição e os parâmetros dessas variáveis.

	a	b
h (m)	1,44	1,76
A (m²)	7,71	7,97
q (kN/m²)	0,00	3,00

Tabela 4.10 – Limites de distribuição das variáveis

	Desvio Padrão	Média	β_1	β_2	Variância
γ (kN/m³)	0,95	16,20	0,49	3,38	0,908
h (m)	0,15	1,60	0	1,80	0,022
A (m²)	0,07	7,84	0	1,80	0,005
q (kN/m²)	0,87	1,50	0	1,80	0,750

Tabela 4.11 – Parâmetros das variáveis

As expressões das derivadas parciais utilizadas nas equações (4.2) e (4.3) são mostradas a seguir.

$$\frac{\partial f}{\partial \gamma} = h\ A$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial \gamma^2} = 0$$

$$\frac{\partial f}{\partial h} = \gamma\ A$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial h^2} = 0$$

$$\frac{\partial f}{\partial A} = \gamma\ h + q$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial A^2} = 0$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} = A$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial q^2} = 0$$

Utilizando essas expressões e os valores obtidos na distribuição, obteve-se o seguinte resultado para as expressões (4.2) e (4.3):

γ = x, h = y, A = z, q =w	
∂f/∂x	12,54
∂f/∂y	127,05
∂f/∂z	27,43

$\partial f/\partial w$	7,84
$\partial^2 f/\partial x^2$	0
$\partial^2 f/\partial y^2$	0
$\partial^2 f/\partial z^2$	0
$\partial^2 f/\partial w^2$	0
$f\ (x,y,z,w)_m$	215,04
E[f(x,y,z,w)]	215,04
V[f(x,y,z,w)]	284,75
σ[f(x,y,z,w)]	16,87
V_Q	0,08

Tabela 4.12 – Parâmetros de média, variância, desvio padrão e coeficiente de variação da carga nas estacas

Com os parâmetros estatísticos de Q (demanda/ações) e P_r (capacidade/resistência) e admitindo que ambas as variáveis possuem distribuição log-normal (Figura 4.7), pode-se calcular a probabilidade de ruptura, que corresponde a $\phi(-\beta)$, onde ϕ representa a área da função normal padrão (Figura 4.8).

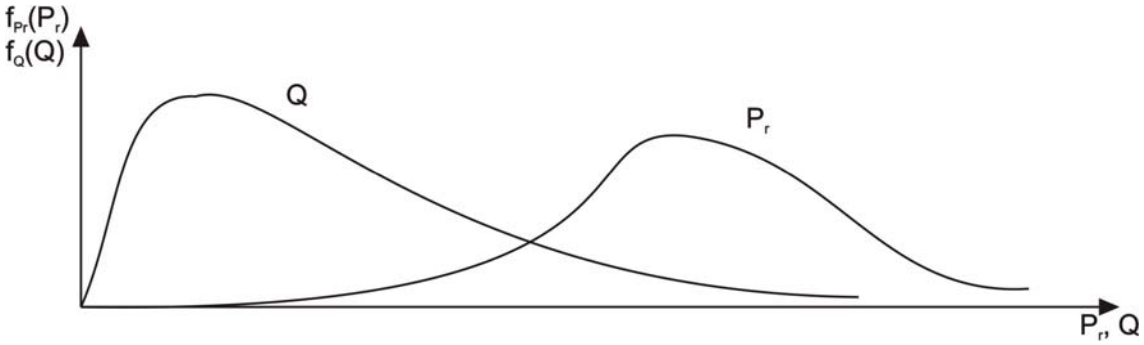

Figura 4.7 – Distribuições de Q e P_r – log-normais

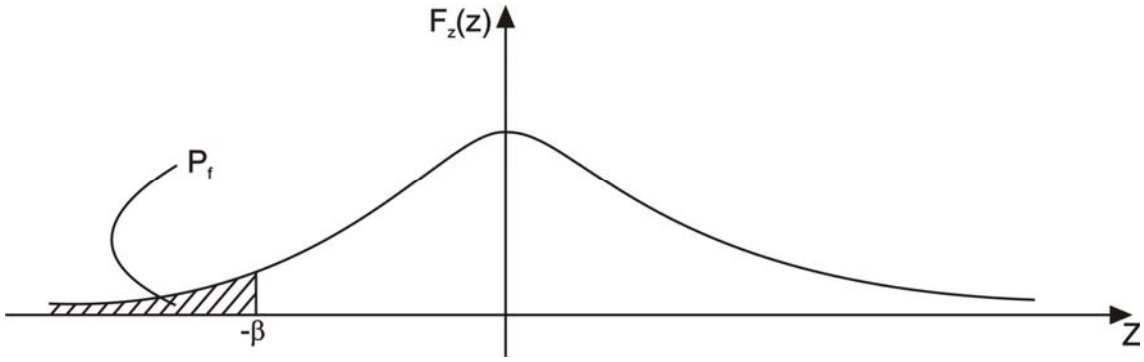

Figura 4.8 – Distribuição normal padrão onde P_f = probabilidade de ruptura

O índice de confiabilidade β da fundação é uma medida de segurança do sistema e é calculado da seguinte forma:

$$\beta = \frac{\ln\left[\frac{\overline{P}_r}{\overline{Q}}\sqrt{\frac{1+V_Q{}^2}{1+V_{P_r}{}^2}}\right]}{\sqrt{\ln\left[\left(1+V_{P_r}{}^2\right)\left(1+V_Q{}^2\right)\right]-2\rho\sqrt{\ln\left(1+V_{P_r}{}^2\right)\ln\left(1+V_Q{}^2\right)}}} \tag{4.7}$$

Admitiu-se que a resistência mobilizada (capacidade) e a solicitação (demanda) são variáveis independentes, ou seja, não são correlacionadas. Com isso, $\rho = 0$.

Aplicando-se a expressão (4.7), obtém-se $\beta = 3{,}11$. Com isso, encontrou-se $\phi(-\beta) = 0{,}001$, ou seja, uma probabilidade da carga atuante na estaca atingir a resistência mobilizada de 0,1%.

Na área de Engenharia de Fundações, os autores consideram aceitável o valor de $\beta = 3{,}09$, que conduz a $\phi(-\beta) = 1{,}0\text{x}10^{-3}$, ou seja, 1 ruína em 1000 eventos (Vieira, 2006). No caso em questão, essa probabilidade atingiu o valor aceitável.

4.3 – Relação entre Provas de Carga Dinâmica e Estática

Conforme Aoki (1997), a unicidade da capacidade de carga última depende, dentre outros fatores, do tipo de carregamento aplicado, da metodologia do ensaio e do tipo de ruptura (física, convencional ou outra condição). Atualmente, existem inúmeros métodos de aplicação do carregamento no ensaio estático, além de diversos critérios de determinação da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque, os quais podem conduzir a diferentes valores de capacidade de carga última. Segundo Niyama (1991), o simples fato de se variar o método de extrapolação da curva carga-recalque pode acarretar variações superiores a 20% em relação à média dos valores obtidos por cada método.

Paralelamente, deve-se considerar também a falta de padronização na execução do ensaio dinâmico em nível mundial, dificultando um estudo comparativo entre resultados de ensaios estático e dinâmico.

Niyama (1991) comenta alguns aspectos fundamentais à realização do ensaio dinâmico para se obter uma melhor uniformidade de procedimentos. Este autor enfatiza a necessidade de se caracterizar a ruptura durante a realização do ensaio e faz referência aos fenômenos da ‘relaxação’ e ‘cicatrização’, os quais devem ser considerados na avaliação da capacidade de carga e na comparação de resultados com outros métodos.

No Brasil, o ensaio dinâmico normalmente é realizado com a aplicação de energias crescentes, conforme sugerido por Aoki e Alonso (1993). Este procedimento permite obter uma melhor definição da ruptura na curva carga mobilizada em função do deslocamento.

Apesar destas variantes, um grande número de estudos comparativos entre os ensaios estático e dinâmico apresentou resultados satisfatórios: Niyama (1983), Holm et al. (1984), Denver e Skov (1988), Gomes e Lopes (1986), Silva et al. (1986) etc., embora alguns autores sejam contrários à idéia de se correlacionar tais ensaios, como Vijayvergiya (apud Niyama, 1991), ou de se prever o comportamento estático a partir de medições dinâmicas, como Brucy et al. (apud Niyama, 1991) e Corté et al. (apud Niyama, 1991).

No presente trabalho, fez-se um diagrama com os resultados das provas de carga dinâmica versus estática (pelo método de van der Veen). Em seguida, realizou-se uma análise de regressão linear com intercepto nulo (Figura 4.9). Para este estudo, foi retirado o resultado da prova de carga estática P5 por esta apresentar resultado fora do padrão observado nas demais provas de carga.

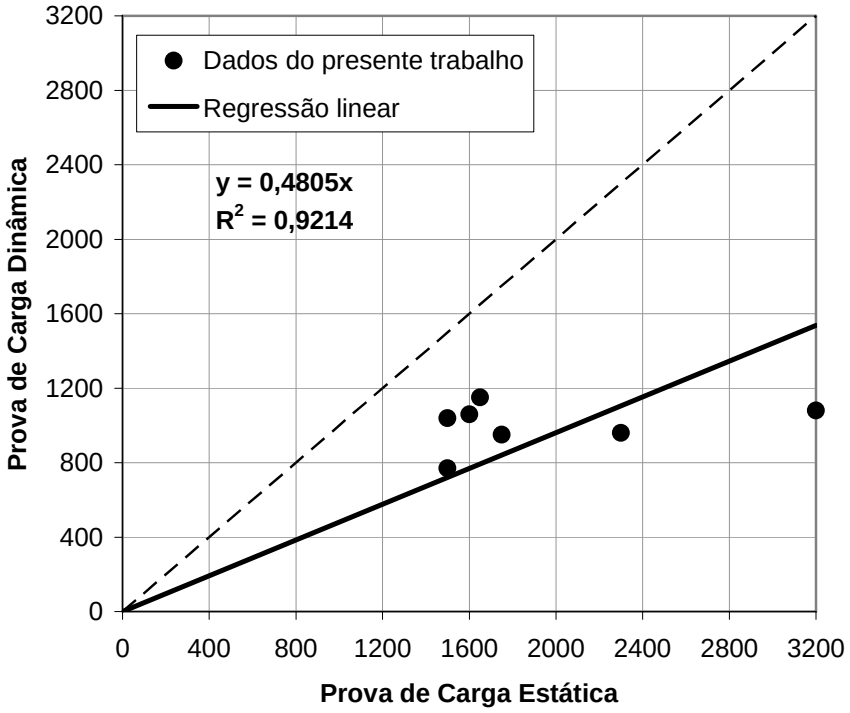

Figura 4.9 – Diagrama dos resultados das provas de carga dinâmica versus estática (presente trabalho)

O coeficiente angular da reta de regressão (a) é um indicativo da acurácia do ensaio dinâmico, admitindo-se por hipótese que o ensaio estático é capaz de fornecer o valor exato da carga de ruptura. Assim, o ensaio dinâmico pode ser dito acurado se

a = 1. Para a < 1, ele é não acurado a favor da segurança; para a > 1, ele é não acurado contra a segurança. Ressalta-se, entretanto, que o coeficiente angular ‘a’ não é uma boa variável para quantificar acurácia em virtude da não-linearidade da função tangente. De fato, se estivermos comparando duas retas de regressão igualmente inclinadas em relação à reta a 45°, sendo uma no quadrante a favor da segurança e outra no quadrante contra a segurança, obteríamos desvios em relação à unidade de magnitudes distintas. Dessa forma, esse desvio seria melhor caracterizado pela variável Δ, abaixo definida:

$$\Delta = tg\left(\frac{\pi}{4} - arc\,tg\ a\right) \tag{4.8}$$

A variável Δ varia entre -1 e +1, sendo igual a zero para medições acuradas. O sinal negativo indica desvio contra a segurança e, consequentemente, o positivo indica uma situação conservadora.

O coeficiente de correlação da regressão R^2, que quantifica a dispersão em torno da reta média, é um bom estimador da repetibilidade do ensaio.

No caso em questão (Figura 4.9), nota-se que os ensaios dinâmicos estão razoavelmente a favor da segurança, apresentando em média resultados correspondentes a 48% (Δ = 0,35) daqueles das provas de carga estática. Já a precisão dos ensaios dinâmicos é boa, visto que o coeficiente de correlação é próximo de 1.

Vieira (2006) realizou um estudo nas estacas da Vila Panamericana, localizadas próximo da área estudada no presente trabalho, utilizando dados de provas de carga dinâmica e estática. A mesma análise entre ensaios dinâmicos e estáticos foi feita para esses dados, obtendo-se o diagrama da Figura 4.10.

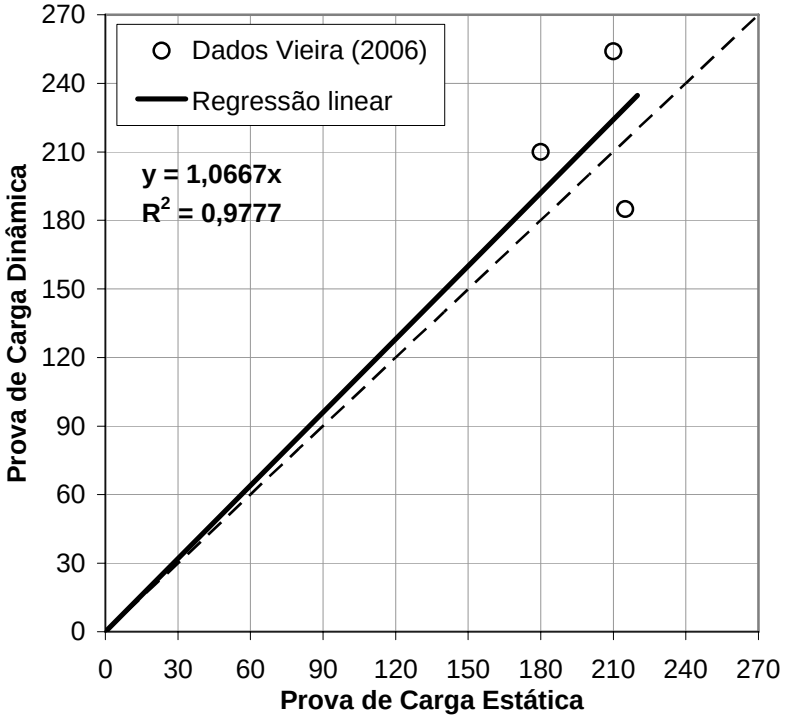

Figura 4.10 – Diagrama dos resultados das provas de carga dinâmica versus estática com os dados de Vieira (2006)

Os dados de Vieira (2006), embora constituam uma amostra muito pequena (3 pontos), apresentaram boa acurácia para as provas de carga dinâmica, embora contra a segurança, apresentando em média valores correspondentes a 107% (Δ = -0,03) daqueles das provas de carga estática e uma boa precisão (coeficiente de correlação próximo de 1).

Juntando-se os dados do presente trabalho com os de Vieira (2006), nota-se que os ensaios dinâmicos apresentam resultados, em média, correspondentes a 66% (Δ = 0,21) daqueles dos ensaios estáticos, portanto, a favor da segurança e uma precisão menor quando comparado com os resultados obtidos nas análises dos dados em separado, como pode ser visto na Figura 4.11. Deve-se observar que o tamanho da amostra influencia os resultados obtidos, pois, quanto menor é o conjunto de dados, maiores são as incertezas quanto às características estatísticas da relação funcional entre as variáveis. Outro fato a ser observado é que, provavelmente, houve maior mobilização de resistência nas estacas de Vieira (2006).

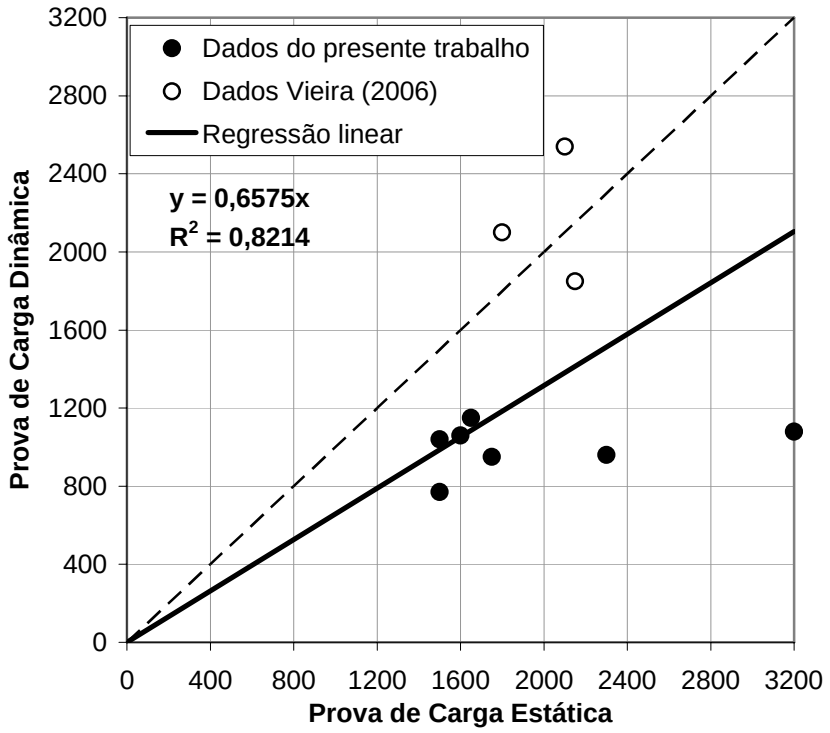

Figura 4.11 – Diagrama dos resultados das provas de carga dinâmica versus estática com os dados do presente trabalho e de Vieira (2006)

Capítulo 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 – Considerações Finais

As provas de carga dinâmica são um importante método para o controle da cravação de estacas e estão sendo bastante utilizadas devido ao baixo custo, rapidez e simplicidade de execução. Porém, a utilização desses ensaios para a estimativa de capacidade de carga é criticada por alguns autores (Velloso e Lopes, 2002, por exemplo), uma vez que a utilização da fundação se dará principalmente através de solicitações praticamente estáticas. As provas de carga estática aferem diretamente o valor da capacidade de carga estática e são essenciais para a correção dos parâmetros do solo utilizados nos ensaios dinâmicos, por isso, são tão importantes e não devem ser substituídas pelas provas de carga dinâmica.

Deve-se ressaltar que as provas de carga estática, sempre que possível, deveriam ser levadas até a ruptura para a caracterização dessa carga, já que os métodos de extrapolação da curva carga-recalque conduzem a erros que não podem ser aferidos.

Outro método muito simples de controle de cravação de estacas é através da nega e repique. A nega sendo empregada para se obter um estaqueamento uniforme, ou seja, com todas as estacas assentadas na mesma camada portante, independentemente de sua profundidade. Já o repique serve para, além de também garantir a uniformidade do estaqueamento, estimar a carga mobilizada.

A análise probabilística é de suma importância na avaliação de fenômenos que possuam grande variabilidade como é o caso da capacidade de carga de estacas.

5.2 – Conclusões

Chama-se atenção para o elevado valor médio de $\frac{G_b}{\rho}$, da ordem de 800MPa, bem superior à faixa esperada para o solo no qual as bases das estacas estão assentadas (solo residual arenoso ou silto-arenoso, em geral). Possivelmente uma das razões para este padrão é a dependência do módulo de cisalhamento com a tensão efetiva média p', que deve apresentar valores elevados (> 6 MPa) na região da ponta da estaca durante o intervalo do golpe do martelo.

O Método da Expansão em Série de Taylor mostrou-se bastante útil para o cálculo da média e variância da carga mobilizada da obra estudada, sendo de fácil aplicação e apresentando bons resultados.

A expansão em série de Taylor só reproduz bem a função no entorno do ponto considerado como centro da expansão. Com isso, era esperada uma inferência pobre dos parâmetros estatísticos da variável resposta quando as variáveis aleatórias independentes tivessem elevados coeficientes de variação, ou seja, quando a dispersão em torno da média (centro da expansão) fosse elevada. Isso não ocorreu para a distribuição log-normal, somente para a normal.

A utilização da fórmula estendida ou simplificada (excluindo-se os termos de ordem superior a 2) tanto para a distribuição log-normal quanto para a normal é indiferente para coeficientes de variação das variáveis independentes até cerca de 50%, tomando-se como aceitáveis valores da razão entre a fórmula estendida e simplificada iguais ou superiores a 95%.

O cálculo da probabilidade de mobilização da resistência obtida pela prova de carga dinâmica da fundação através do índice de confiabilidade levou a uma probabilidade de ruína considerada aceitável na Engenharia de Fundações.

A realização de provas de carga dinâmica e estática em conjunto, em quantidade significativa como é pedido na NBR 6122/96, é de grande valia já que os resultados de cada uma se complementam e apresentam parâmetros importantes para o conhecimento do terreno que está sendo estudado.

Neste trabalho, os ensaios dinâmicos apresentaram resultados correspondentes a 66% (Δ = 0,21) daqueles dos ensaios estáticos, portanto, razoavelmente a favor da segurança, e uma precisão razoável, quando foram acrescentados os dados de Vieira (2006) aos dados da obra em estudo. A análise somente dos dados da obra estudada mostrou que os ensaios dinâmicos também estão a favor da segurança (Δ = 0,35) e a precisão foi maior quando comparados aos

dados dos dois trabalhos juntos. Analisando os dados de Vieira (2006), em separado, a relação entre as provas de carga dinâmica e estática foi muito satisfatória, tanto na acurácia, embora ligeiramente contra a segurança (Δ = -0,03), quanto na precisão. Observa-se que quanto menor é o conjunto de dados, maiores são as incertezas quanto às características estatísticas da relação funcional entre as variáveis.

5.3 – Sugestões para Pesquisas Futuras

Estabelecer correlações entre as velocidades de carregamento das provas de carga estática e seus resultados.

Realizar um estudo comparativo empregando diversos métodos para inferência dos parâmetros estatísticos da variável resposta a partir dos parâmetros das variáveis independentes.

Estudar, com auxílio de modelos reduzidos, o comportamento carga versus deslocamento de punções sob a ação de cargas estáticas e dinâmicas, em diversos solos, com o objetivo de entender melhor o comportamento da ponta de uma estaca durante a cravação.

Realizar um estudo verificando a sensibilidade do resultado do estudo estatístico em relação ao número de dados.

Verificar o fator de escala em relação aos métodos de previsão.

Verificar, na análise estatística, os dados em populações diferentes correspondentes às porcentagens de carga na ponta e de atrito, numa tentativa de reduzir a dispersão dos valores de $\frac{G_b}{\rho}$.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, 1996, *NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações.*

ABNT, 1991, *NBR 12131 – Estacas – Prova de Carga Estática.*

ABNT, 1990, *NBR 13208 – Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico.*

ABNT, 1980, *NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.*

ALONSO, U.R.,1991, *Previsão e Controle das Fundações*. Editora Edgar Blucher Ltda., pp. 108-130.

AOKI, N., 1997, *Determinação da Capacidade de Carga Última de Estaca Cravada em Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente.* Tese de D.Sc, EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil.

AOKI, N., 1991, *Carga Admissível de Estacas Através de Ensaios Dinâmicos.* SEFE II – 2° Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Vol. 2, pp. 269-292.

AOKI, N., 1986, *Controle 'in situ' da Capacidade de Carga de Estacas Pré-Fabricadas Via Repique Elástico da Cravação*. Palestra Realizada no Instituto de Engenharia de Engenharia de São Paulo.

AOKI, N., 1976, *Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas.* Notas de Aula, Universidade Gama Filho.

AOKI, N., ALONSO, U.R., 1993, *Previsão e Comprovação da Carga Admissível de Estacas.* Revista do Instituto de Engenharia, N° 496, pp. 17-26.

BERINGEN, F.L., van HOOYDONK, W.R., SCHAAP, L.H.J., 1980, *Dynamic Pile Testing: an Aid in Analysing Driving Behavior.* Proceedings, Int. Seminar on the Application of Stress – Wave Theory to Piles, Estocolmo, pp. 77-97.

CHELLIS, R. D., 1961, *Pile Foundation*. McGrraw-Hill Book Company, pp. 01-43 e 559-567.

CHIN, F.K., 1970, *Discussion: "Pile Tests. Arkansas River Project".* JSMFD, ASCE, Vol. 97, N° SM7, pp. 930-932.

COSTA NUNES, A.J., 1958, *Curso de Mecânica dos Solos e Fundações.* 1 ed., Editora Globo, pp. 267-280.

CUMMINGS, A.E., 1940, *Dynamics Pile Driving Formulas.* Journal of Boston Society of Civil Engineering, vol. XXVII.

DANZIGER, B.R., 1991, *Análise Dinâmica da Cravação de Estacas.* Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DAVISSON, M.T., 1970, *Static Measurement of Pile Behavior.* Design and Installation Pile Foundations and Cellular Structures, Ed. H-Y Fang, Envo Publ. Co., pp. 159-164.

DENVER, H., SKOV, R., 1988, *Investigation of the Stress-Wave Method by Instrumented Piles*. Proc. of 3rd International Conf. Aplication of the Stress-Wave Theory on Piles -JSSMFE, pp. 613-625.

FELLENIUS, B.H., 1975, *Test Load of Piles and New Proof Testing Procedure.* Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 1, N° GT9, September, pp. 855-869.

FLEMING, W.G.K., WELTMAN, A.J., RANDOLPH, M.F., ELSON, W.K., 1985, *Piling Engineering.* Surrey University Press, Halted Press.

FOREHAND, P.W., REESE, J.L., 1964, *Predictions of Pile Capacity by the Wave Equation.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Proc. of American Society of Civil Eng., março, pp.1-25.

GERALDO, F.C.M., 1995, *Princípio da Máxima Entropia: Fundamentos e Aplicações à Geotecnia.* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GLANVILLE, W.H., GRIME, G., FOX, E.N., DAVIES, W.W., 1938, *An Investigation of the Stresses in Reinforced Concrete Piles During Driving.* British Building Research Board, London, Technical Paper N° 20.

GOBLE, G.G., 1986, *Notas de Aulas do Curso de Estacas Cravadas – Aplicação da Equação da Onda.* PUC/RJ.

GOBLE, G.G., RAUSCHE, F., LIKINS, G.E., 1996, *Manual do CAPWAPC.*

GOBLE, G.G., RAUSCHE, F., LIKINS, G.E., 1992, *Manual do PDA.*

GOBLE, G.G., RAUSCHE, F., LIKINS, G., 1980, *The Analysis of Pile Driving – A State of the Art Report.* Proc. Second Int. Conference on the Application of Strees – Wave Theory on Piles, Estocolmo, pp. 131-161.

GODOY, N.S., 1983, *Interpretação de Provas de Carga em Estacas.* Anais do Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas, ABMS, São Paulo, pp. 25-60.

GOMES, R. C., LOPES, F. R., 1986, *Uma Avaliação de Controle da Cravação de Estacas*. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, pp. 23-34.

GUIMARÃES, L.J.N., 1996, *Aplicações de um Modelo Reológico para Solos.* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

HANSEN, J.B., 1963, *Discussion of "Hyperbolic Stress-strain Response; Cohesive Soils".* JSMFD, ASCE, Vol. 89, N° SM4, pp. 241-242.

HARR, M.E., 1987, *Reliability-Based Design in Civil Engineering.* Mc Graw-Hill Book Company, EUA.

HOLM, G., JANSSON, M., MOLLER, B., 1984, *Dynamic and Static Load Testing of Friction Piles in a Loose Sand*. Aplication of Stress-Wave Theory on Piles, pp. 240-243.

JANSZ, J.W., van HAMME, G.E.J.S.L., GERRITSE, A., BOMER, H., 1976, *Controlled Pile Driving Above and Under Water with a Hydraulic Hammer.* Proceedings, Offshore Technology Conference, Dallas, Paper 2477, pp. 593-609.

LOPES, F.R., 1985, *Lateral Resistance of Piles in Clay and Possible Effect of Loading Rate.* Anais do Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre, Vol. 1, pp. 53-68.

LOPES, F.R., 1979, *The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method.* Tese de Ph.D., University of London, London.

MARTINS, I.S.M., 1992, *Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados.* Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MASSAD, F., 1986, *Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Tests.* Solos e Rochas, Vol. 9, N° 1, pp. 33-36.

MASSAD, F., WINZ, H.C., 2000, *Capacidade de Carga de Estacas Verticais: Influência da Velocidade de Carregamento em Provas de Carga.* Anais do Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, ABMS/ABEF, Julho, São Paulo, pp. 177-190.

MILITITSKY, J., 1991, *Provas de Carga Estáticas.* Anais do Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Vol. 2, ABMS/ABEF, Novembro, São Paulo, pp. 203-228.

NIYAMA, S., AOKI, N., CHAMECKI, P.R., 1996, *Verificação do Desempenho. Fundações: Teoria e Prática.* ABMS/ABEF, Editora Pini Ltda., Capítulo 20, pp. 726-740.

NIYAMA, S., AOKI, N., 1991, *Correlação entre Provas de Carga Dinâmica e Estática no Campo Experimental da EPUSP/ABEF.* Vol. 2, pp. 285-293.

NIYAMA, S., 1991, *Provas de Carga Dinâmicas em Estacas*. SEFE II – 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, vol. 2, pp. 229-268.

NIYAMA, S., 1983, Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas. Dissertação de M.Sc., Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

NIYAMA, S., ROCHA, J.L.R., MARTINS, J.A.A., MEDEIROS Jr., C. J., PORTO, E. C., 1982, *Técnicas de Monitoração e Análise da Cravação Dinâmica de Estacas.* VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda, pp. 187-200.

POLLA, C.M. et al., 1998, *Provas de Carga em Fundações.* Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT.

POULOS E DAVIS, 1980, *Pile Foundation Analyses and Design Series in Geotechnical Engineering.* John Wiley and Sons, pp. 52-70.

RAUSCHE, F., GOBLE, G.G., LIKINS, G.E., 1985, *Dynamic Determination of Pile Capacity.* JGDE, ASCE, Vol. III, N° 3, pp. 367-383.

RAUSCHE. F., MOSES. F., GOBLE, G. G., 1972, *Soil Resistence Predictions from Piles Dynamics.* Journal of Soil Mechanics and Foundation Divisions, A.S.C.E., p. 917-937.

ROSA, R., 2000, *Proposição de Modificação das Fórmulas Dinâmicas de Cravação de Chellis e de Uto et al. a Partir de Resultados do Método Case.* Dissertação de M.Sc., Poli/USP, São Paulo, SP, Brasil.

SANTA MARIA, P.E.L, 2004, *Notas de Apoio às Aulas de Estatística e Risco Geotécnico.* COPPE/UFRJ.

SANTA MARIA, P. E. L., SIQUEIRA, T. M. G., 2002, *Estudo e Controle de um Estaqueamento de um Depósito de Alimentos em Caxias, RJ*. Anais do XII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, v. 3., pp. 1753-1763.

SANTA MARIA, P. E. L., FRANCISCO, G. M., VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., ALONSO, U. R., 2004, *Uma Avaliação de Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua*. SEFE V - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo.

SIQUEIRA, T.M.G., SANTA MARIA, P.E.L., 2001, *Estudo das Fundações da Obra de Implantação do Depósito de Alimentos da Nestlé.* Projeto Final do Curso de Engenharia Civil da UFRJ.

SILVA, A. B, MARTINS, J. A. A., VALVERDE, S., 1986, *Provas de Carga Estática 'versus' Dinâmica: Confrontações de Alguns Resultados*. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, pp. 123-130.

SMITH, E.A.L., 1960, *Pile Diving Analysis by the Wave Equation.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. of American Society Civil Engineering (ASCE), agosto, pp. 35-61.

SORENSEN, T., HANSEN, B., 1957, *Pile Driving Formulae - An Investigation Based on Dimensional Consideration and Statical Analyses*. Proc. 4th Int. Conference Soil Mechanics e Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 61-65.

SOUZA, A., 2001, *Estaca Piloto Instrumentada: uma Ferramenta para o Estudo da Capacidade de Carga de Estacas quando Submetidas a Esforços Axiais de Compressão.* Tese de D.Sc., Poli/USP, São Paulo, SP, Brasil.

SOUZA FILHO, J., ABREU, P.S.B, 1990, *Procedimentos para Controle de Cravação de Estacas Pré-Moldadas de Concreto.* 6° CBGE e IX COBRAMSEG, Salvador, Vol. 2, pp. 309-320.

UTO, K., FUYUKI, M., SAKURAI, M.,1985, *An Equation for the Dynamic Bearing Capacity of a Pile Base on Wave Theory*. Proc. of the International on Penetrabilty and Drivability of Piles, San Francisco, vol. 2, pp. 95-100.

VAN DER VEEN, C., 1953, *The Bearing Capacity of a Pile.* Proceedings, 3rd ICSMFE, Zurich, Vol. 2, pp. 84-90.

VARGAS, M., 1990, *Provas de Carga em Estacas – Uma Apreciação Histórica.* Revista Solos e Rochas, Vol. 13, São Paulo, pp. 3-12.

VELLOSO, D.A., LOPES, F.R., 2002, *Fundações Vol. 2.* Editora COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

VELLOSO, P.P.C., 1987, *Fundações – Aspectos Geotécnicos Vol. 2 e 3.* 5 ed., Publicação do Depto. de Engenharia Civil, PUC/RJ.

VIEIRA, S.H.A., 2006, *Controle de Cravação de Estacas Pré-moldadas: Avaliação de Diagramas de Cravação e Fórmulas Dinâmicas.* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

WHITAKER, T., 1976, *The Design of Piles Foundation.* 2 ed., Pergamont International Library, pp. 26-43.

Anexo A

CALIBRAÇÃO DO MACACO HIDRÁULICO

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA
DO RIO DE JANEIRO

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO

REDE BRASILEIRA DE CALIBRAÇÃO
Laboratório de Ensaios Mecânicos (LEM/ITUC) - Área Força
Laboratório de Calibração Acreditado pela CGCRE/INMETRO sob o nº 035

SOLICITANTE	: SEEL SERVIÇOS ESPECIAIS DE ENGENHARIA LTDA		
Endereço	: Av. Presidente Vargas, 583/1111 – Centro – 20071-003 – RJ		
Certificado	: 0177-2/05	Data da Emissão	: 20/07/05
Data da Calibração	: 15/07/05		
Local da Calibração	: Laboratório de Ensaios Mecânicos do ITUC/PUC-Rio		
Ordem de Serviço	: 0277/05	S/Referência	: OR/LEM/1097/05

1) IDENTIFICAÇÃO DO INSTRUMENTO CALIBRADO:

Conjunto de Macaco Hidráulico e Bomba marca Enerpac, números RCH606 e B250-00, modelos D3697 e 161X, respectivamente para esforços de Compressão, limite superior da faixa nominal de escala 48371 daN (50000 kgf), com leitura em kgf/cm² através de Manômetro marca Record, limite superior da faixa nominal de escala 600 kgf/cm², menor divisão 10 kgf/cm².

2) IDENTIFICAÇÃO DO PADRÃO:

Como padrão foi utilizada a Máquina Universal de Ensaios, marca AMSLER, número 230/117, limite superior da faixa nominal de escala 98067 daN (100000 kgf), calibrada pelo ITUC/PUC conforme certificado 0280-3/04.

3) PROCEDIMENTO DE CALIBRAÇÃO:

A calibração foi realizada conforme procedimento LEM/ITUC PR-003, baseado na NBR 8197/2002.

4) INSPETOR(ES):

Não houve inspeção.

Jorge Augusto Salles Pereira
Engenheiro, M.Sc.
Gerente Técnico

OBS: Este Certificado atende aos requisitos de credenciamento do INMETRO, o qual avaliou a competência de medição do laboratório e comprovou sua rastreabilidade a padrões nacionais de medida. A reprodução deste certificado só poderá ser total e depende da aprovação por escrito do laboratório.
Esta calibração não isenta o instrumento de controle metrológico estabelecido na Regulamentação Metrológica.
Os resultados deste certificado referem-se exclusivamente ao instrumento submetido à calibração nas condições especificadas, não sendo extensivo a quaisquer lotes. O prazo de permanência deste documento nos arquivos do ITUC é de 5 (cinco) anos, a partir de sua emissão.

Original c/02 cópias — Folha: 01/02

Laboratório de Ensaios Mecânicos - Área Força
Rua Marquês de São Vicente, 225 - Gávea - 22453-900 - Rio de Janeiro - RJ
Brasil - Tel. (021) 3114-1533 / 3114-1538- FAX (021) 3114-1543
ITUC INSTITUTO TECNOLÓGICO PUC-RIO

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO Nº 0177-2/05

5) RESULTADOS OBTIDOS:

Escala de 48371 daN (50000 kgf) leituras sob esforço de Compressão

Valor Indicado			Leitura (1)		Erros Relativos (2)		Incerteza (3)
	Instrumento		Padrão		Exatidão	Reprodutibilidade	U_p
kgf/cm²	(daN)	(kgf)	(daN)	(kgf)	(%)	(%)	(daN)
120	9674	9865	12356	12600	+27,72	0,79	±4,99E+02
240	19349	19730	22032	22467	+13,87	0,45	±5,00E+02
360	29023	29595	31757	32383	+9,42	0,46	±5,03E+02
480	38697	39460	41155	41967	+6,35	0,24	±5,00E+02
600	48371	49325	49050	50017	+1,40	0,10	±4,97E+02

Observações:

(1) Valor médio de 3 (três) séries de leitura.

(2) Conforme seções 5.4.1 e 5.4.2 da Norma ABNT NBR 8197/2002.

(3) Incerteza combinada expandida, para um nível de confiança de aproximadamente 95%, conforme ISO GUM.

(4) Os resultados da calibração apresentados neste certificado são baseados nos dados de medição obtidos na data da calibração. Caso alguma manutenção ou ajuste no sistema de medição do macaco hidráulico, identificada no item 1, sejam executados, este certificado perde automaticamente a sua validade.

(5) Temperatura de execução da calibração: 23,0°C

(6) 1 kgf = 0,980665 daN

(7) Obtida através da fórmula F = P x A
Onde: **F** = Força em kgf;
P = Indicação no manômetro; **A** = Área da superfície de atuação do êmbolo (82,2 cm², segundo informação do solicitante).

Sendo o que nos cabe certificar.

Jorge Augusto Salles Pereira
Engenheiro, M.Sc.
Gerente Técnico

OBS: Este Certificado atende aos requisitos de credenciamento do INMETRO, o qual avaliou a competência de medição do laboratório e comprovou sua rastreabilidade a padrões nacionais de medida. A reprodução deste certificado só poderá ser total e depende da aprovação por escrito do laboratório.
Esta calibração não isenta o instrumento de controle metrológico estabelecido na Regulamentação Metrológica.
Os resultados deste certificado referem-se exclusivamente ao instrumento submetido à calibração nas condições especificadas, não sendo extensivo a quaisquer lotes. O prazo de permanência deste documento nos arquivos do ITUC é de 5 (cinco) anos, a partir de sua emissão.

Original c/02 cópias

Laboratório de Ensaios Mecânicos - Área Força
Rua Marquês de São Vicente, 225 - Gávea - 22453-900 - Rio de Janeiro - RJ
Brasil - Tel. (021) 3114-1533 / 3114-1538 - FAX (021) 3114-1543
ITUC INSTITUTO TECNOLÓGICO PUC-RIO

Anexo B

DEDUÇÃO DA EXPRESSÃO DE TAYLOR

Onde:

$$f_x = \frac{\partial f}{\partial x}; \quad f_y = \frac{\partial f}{\partial y};$$

$$f_{xx} = \frac{\partial^2 f}{\partial x^2}; \quad f_{yy} = \frac{\partial^2 f}{\partial y^2}; \quad f_{xy} = \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y}$$

$$z = f(x, y)$$

$$V[z] = E(z - \bar{z})^2$$

$$z = f(\bar{x}, \bar{y}) + (x - \bar{x}) f_x + (y - \bar{y}) f_y + \frac{1}{2}\left[(x - \bar{x})^2 f_{xx} + 2(x - \bar{x})(y - \bar{y}) f_{xy} + (y - \bar{y})^2 f_{yy}\right]$$

$$E(z) = E\left[f(\bar{x}, \bar{y})\right] + E[x - \bar{x}] f_x + E[y - \bar{y}] f_y +$$
$$\frac{1}{2}\left[E[x - \bar{x}]^2 f_{xx} + 2E\left[(x - \bar{x})(y - \bar{y})\right] f_{xy} + E[y - \bar{y}]^2 f_{yy}\right]$$

$$E(z) = f(\bar{x}, \bar{y}) + \frac{1}{2}V[x] f_{xx} + \frac{1}{2}V[y] f_{yy} + \operatorname{cov}[xy] f_{xy}$$

$$f(\bar{x}, \bar{y}) = \bar{z} - \frac{1}{2}V[x] f_{xx} - \frac{1}{2}V[y] f_{yy} - \operatorname{cov}[xy] f_{xy}$$

Então:

$$z = \bar{z} - \frac{1}{2}V[x] f_{xx} - \frac{1}{2}V[y] f_{yy} - \operatorname{cov}[xy] f_{xy} + (x - \bar{x}) f_x + (y - \bar{y}) f_y +$$
$$\frac{1}{2}(x - \bar{x})^2 f_{xx} + (x - \bar{x})(y - \bar{y}) f_{xy} + \frac{1}{2}(y - \bar{y})^2 f_{yy}$$

$$z - \bar{z} = -\frac{1}{2}V[x] f_{xx} - \frac{1}{2}V[y] f_{yy} - \operatorname{cov}[xy] f_{xy} + (x - \bar{x}) f_x + (y - \bar{y}) f_y +$$
$$\frac{1}{2}(x - \bar{x})^2 f_{xx} + (x - \bar{x})(y - \bar{y}) f_{xy} + \frac{1}{2}(y - \bar{y})^2 f_{yy}$$

$$
\begin{aligned}
(z-\bar{z})^2 = {} & \frac{1}{4}V^2[x]\,f_{xx}^2 + \frac{1}{4}V[x]V[y]\,f_{xx}f_{yy} + \frac{1}{2}V[x]\,f_{xx}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy} - \frac{1}{2}V[x]\,f_{xx}(x-\bar{x})\,f_x - \\
& \frac{1}{2}V[x]\,f_{xx}(y-\bar{y})\,f_y - \frac{1}{4}V[x]\,f_{xx}(x-\bar{x})^2\,f_{xx} - \frac{1}{2}V[x]\,f_{xx}(x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_{xy} - \\
& \frac{1}{4}V[x]\,f_{xx}(y-\bar{y})^2\,f_{yy} + \frac{1}{4}V[x]V[y]\,f_{xx}f_{yy} + \frac{1}{4}V^2[y]\,f_{yy}^2 + \frac{1}{2}V[y]\,f_{yy}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy} - \\
& \frac{1}{2}V[y]\,f_{yy}(x-\bar{x})\,f_x - \frac{1}{2}V[y]\,f_{yy}(y-\bar{y})\,f_y - \frac{1}{4}V[y]\,f_{yy}(x-\bar{x})^2\,f_{xx} - \\
& \frac{1}{2}V[y]\,f_{yy}(x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_{xy} - \frac{1}{4}V[y]\,f_{yy}(y-\bar{y})^2\,f_{yy} + \frac{1}{2}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}V[x]\,f_{xx} + \\
& \frac{1}{2}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}V[y]\,f_{yy} + \operatorname{cov}^2[xy]\,f_{xy}^2 - \operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}(x-\bar{x})\,f_x - \operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}(y-\bar{y})\,f_y - \\
& \frac{1}{2}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}(x-\bar{x})^2\,f_{xx} - \operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}(x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_{xy} - \frac{1}{2}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}(y-\bar{y})^2\,f_{yy} - \\
& \frac{1}{2}V[x]\,f_{xx}(x-\bar{x})\,f_x - \frac{1}{2}V[y]\,f_{yy}(x-\bar{x})\,f_x - \operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}(x-\bar{x})\,f_x + (x-\bar{x})^2\,f_x^2 + \\
& (x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_x f_y + \frac{1}{2}(x-\bar{x})^3\,f_x f_{xx} + (x-\bar{x})^2(y-\bar{y})\,f_x f_{xy} + \\
& \frac{1}{2}(x-\bar{x})(y-\bar{y})^2\,f_x f_{yy} - \frac{1}{4}(x-\bar{x})^2\,f_{xx}V[x]\,f_{xx} - \frac{1}{4}(x-\bar{x})^2\,f_{xx}V[y]\,f_{yy} - \\
& \frac{1}{2}(x-\bar{x})^2\,f_{xx}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy} + \frac{1}{2}(x-\bar{x})^3\,f_x f_{xx} + \frac{1}{2}(x-\bar{x})^2(y-\bar{y})\,f_y f_{xx} + \frac{1}{4}(x-\bar{x})^4\,f_{xx}^2 + \\
& \frac{1}{2}(x-\bar{x})^3(y-\bar{y})\,f_{xx}f_{xy} + \frac{1}{4}(x-\bar{x})^2(y-\bar{y})^2\,f_{xx}f_{yy} - \frac{1}{2}V[x]\,f_{xx}(x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_{xy} - \\
& \frac{1}{2}V[y]\,f_{yy}(x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_{xy} - (x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_{xy}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy} + (x-\bar{x})^2(y-\bar{y})\,f_x f_{xy} + \\
& (x-\bar{x})(y-\bar{y})^2\,f_y f_{xy} + \frac{1}{2}(x-\bar{x})^3(y-\bar{y})\,f_{xx}f_{xy} + (x-\bar{x})^2(y-\bar{y})^2\,f_{xy}^2 + \\
& \frac{1}{2}(x-\bar{x})(y-\bar{y})^3\,f_{xy}f_{yy} - \frac{1}{4}V[x]\,f_{xx}(y-\bar{y})^2\,f_{yy} - \frac{1}{4}V[y]\,f_{yy}(y-\bar{y})^2\,f_{yy} - \\
& \frac{1}{2}\operatorname{cov}[xy]\,f_{xy}(y-\bar{y})^2\,f_{yy} + \frac{1}{2}(x-\bar{x})\,f_x(y-\bar{y})^2\,f_{yy} + \frac{1}{2}(y-\bar{y})^3\,f_y f_{yy} + \\
& \frac{1}{4}(x-\bar{x})^2(y-\bar{y})^2\,f_{xx}f_{yy} + \frac{1}{2}(x-\bar{x})(y-\bar{y})^3\,f_{xy}f_{yy} + \frac{1}{4}(y-\bar{y})^2\,f_{yy}^2 - \\
& \frac{1}{2}V[x]\,f_{xx}(y-\bar{y})\,f_y - \frac{1}{2}V[y](y-\bar{y})\,f_y f_{yy} - \operatorname{cov}[xy](y-\bar{y})\,f_y f_{xy} + (x-\bar{x})(y-\bar{y})\,f_x f_y + \\
& (y-\bar{y})^2\,f_y^2 + \frac{1}{2}(x-\bar{x})^2(y-\bar{y})\,f_{xx}f_y + (x-\bar{x})(y-\bar{y})^2\,f_x f_{xy} + \frac{1}{2}(y-\bar{y})^3\,f_y f_{yy}
\end{aligned}
$$

$$Tomando\ E\left[x-\overline{x}\right]^3=\beta_1\left(x\right)\sigma^3\left[x\right];$$
$$E\left[y-\overline{y}\right]^3=\beta_1\left(y\right)\sigma^3\left[y\right];$$
$$V^2\left[x\right]=\beta_2\left(x\right)\sigma^4\left[x\right];$$
$$V^2\left[y\right]=\beta_2\left(y\right)\sigma^4\left[y\right].$$

$$Fazendo\ V\left[z\right]=E\left[\left(z-\overline{z}\right)^2\right]:$$

$$V\left[x\right]f_x^2+V\left[y\right]f_y^2+2\operatorname{cov}\left[xy\right]f_x f_y+\beta_1\left(x\right)\sigma^3\left[x\right]f_x f_{xx}+\frac{1}{4}V^2\left[x\right]f_{xx}^2\left(\beta_2\left(x\right)-1\right)+$$
$$\frac{1}{4}V^2\left[y\right]f_{yy}^2\left(\beta_2\left(y\right)-1\right)+\beta_1\left(y\right)\sigma^3\left[y\right]f_y f_{yy}$$

Livros Grátis

(http://www.livrosgratis.com.br)

Milhares de Livros para Download:

Baixar livros de Administração
Baixar livros de Agronomia
Baixar livros de Arquitetura
Baixar livros de Artes
Baixar livros de Astronomia
Baixar livros de Biologia Geral
Baixar livros de Ciência da Computação
Baixar livros de Ciência da Informação
Baixar livros de Ciência Política
Baixar livros de Ciências da Saúde
Baixar livros de Comunicação
Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE
Baixar livros de Defesa civil
Baixar livros de Direito
Baixar livros de Direitos humanos
Baixar livros de Economia
Baixar livros de Economia Doméstica
Baixar livros de Educação
Baixar livros de Educação - Trânsito
Baixar livros de Educação Física
Baixar livros de Engenharia Aeroespacial
Baixar livros de Farmácia
Baixar livros de Filosofia
Baixar livros de Física
Baixar livros de Geociências
Baixar livros de Geografia
Baixar livros de História
Baixar livros de Línguas