

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

**COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS – GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL**

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO

DAS ESTACAS ROTATIVAS INJETADAS

por

Luiz Eduardo Diniz Leite

DIGITALIZAÇÃO:

SISTEMOTECA - UFCG

Campina Grande, Dezembro de 1998

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS – GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRACÇÃO
DAS ESTACAS ROTATIVAS INJETADAS

por

Luiz Eduardo Diniz Leite

Dissertação submetida ao Curso de Pós –
Graduação em Engenharia Civil –
CCPGEC, como parte dos requisitos
necessários para a obtenção do título de
Mestre em Engenharia.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Raimundo Leidimar Bezerra

Co – orientador: Professor Mestre Abel Galindo Marques

Campina Grande, Dezembro de 1998

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRACÇÃO
DAS ESTACAS ROTATIVAS INJETADAS**

Luiz Eduardo Diniz Leite

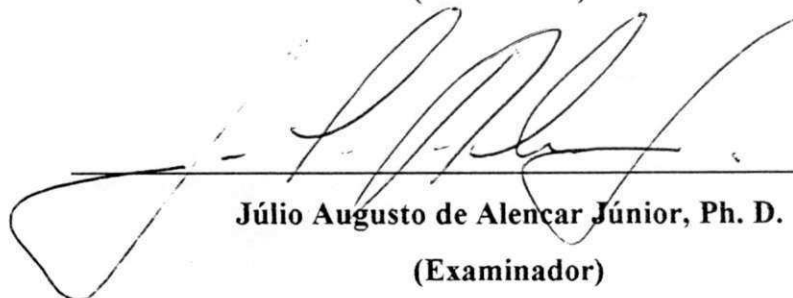
DISSERTAÇÃO APROVADA POR:

BANCA EXAMINADORA:



Raimundo Leidimar Bezerra, D. Sc.

(Orientador)



Júlio Augusto de Alencar Júnior, Ph. D.

(Examinador)



Wilson Conciani, D. Sc.

(Examinador)

Campina Grande

Dezembro de 1998

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições responsáveis pela realização deste trabalho:

A **DEUS**, por ter me dado saúde, força, coragem e paciência ao longo de toda a pesquisa.

Ao Curso de Pós – Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba - UFPB, campus II, Campina Grande, por me aceitar como aluno.

Ao professor e orientador Raimundo Leidimar Bezerra, por ter me dado a oportunidade de realizar este trabalho em convênio com a Universidade Federal de Alagoas – UFAL.

Ao professor e orientador Abel Galindo Marques da Universidade Federal de Alagoas - UFAL, pela gentileza e boa vontade de ter aceitado me orientar, sem o mesmo esta pesquisa não teria sido possível realizar-se.

À AGM Geotécnica Ltda, por ter se encarregado de montar e realizar toda a campanha de ensaios em Maceió – AL.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela colaboração financeira, tornando possível realizar o presente trabalho.

Ao professor Wilson Conciani pelas sugestões feitas durante sua breve passagem pela Área de Geotecnia desta Universidade.

Aos colegas do Curso de Pós – Graduação e a todos que colaboraram de forma direta ou indireta para que este trabalho fosse realizado.

A minha mãe que sempre me incentivou nos momentos mais difíceis da vida.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.0 - INTRODUÇÃO	01
1.1 - Objetivos.....	01
1.2 - Estrutura da Dissertação	02

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Capacidade de Carga	04
2.1.1 - Generalidades.....	04
2.1.2 - Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Comprimidas	05
2.1.2.1 - Generalidades	05
2.1.2.2 - Método de Aoki – Velloso	07
2.1.2.3 - Método de Décourt – Quaresma.....	10
2.1.3 - Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Tracionadas.....	11
2.1.3.1 - Generalidades	11
2.1.3.2 - Método de Meyerhof.....	11
2.1.3.3 - O Método do Cilindro de Atrito.....	12
2.1.3.4 - O Método da Universidade de Grenoble.....	14
2.1.3.5 - O Método da Teoria da Resistência Lateral.....	19
2.1.4 - Relação entre os Atritos Laterais em Estacas Tracionadas e Comprimidas..	19
2.1.5 - Ensaios de Prova de Carga	21
2.1.5.1 - Generalidades	21
2.1.5.2 - A Prova de Carga em Estacas	22
2.1.5.3 - Montagem da Prova de Carga.....	22
2.1.5.4 - Procedimento para Carregamento da Estaca.....	24
2.1.5.5 - Interpretação dos Resultados de Provas de Carga.....	26
2.1.5.6 - Determinação da Carga de Ruptura.....	26
2.1.5.7 - Carga Admissível.....	31
2.2 - Parâmetros Geotécnicos: Avaliações e Considerações.....	31
2.2.1 - Generalidades.....	31

2.2.2 - Tensão Vertical Efetiva Média	32
2.2.3 - Adesão Estaca – Solo.....	33
2.2.4 - Ângulo de Atrito da Interface Solo – Estaca	34
2.2.5 - Coeficiente de Empuxo Horizontal.....	35
2.3 - Estacas Escavadas.....	36
2.3.1 - Generalidades	36
2.3.2 - Estaca Escavada com Lama Bentonítica	37
2.3.3 - Perfurações com Lama Bentonítica.....	39
2.3.3.1 - Generalidades.....	39
2.3.3.2 - Análise da Estabilidade das Escavações com Lama Bentonítica.....	39
2.3.3.3 - Propriedades da Lama Bentonítica para Estacas Escavadas	42
2.3.4 - Estacas Escavadas Convencionais	46
2.3.4.1 - Escavação	46
2.3.4.2 - Concretagem.....	47
2.3.5 - Estacas Rotativas Injetadas	48
2.3.5.1 - Generalidades.....	48
2.3.5.2 - Execução.....	50

CAPÍTULO 3 – CAMPO EXPERIMENTAL E PROVAS DE CARGA

3.1 - Locais Utilizados para as Provas de Carga.....	54
3.1.1 - Generalidades.....	54
3.1.2 - Aspectos Geológicos da Cidade de Maceió.....	54
3.1.3 - Características Geotécnicas dos Locais de Execução das Estacas.....	55
3.1.3.1 - Generalidades	55
3.1.3.2 - Terreno 1.....	56
3.1.3.3 - Terreno 2.....	56
3.1.3.4 - Terreno 3.....	56
3.1.3.5 - Terreno 4.....	56
3.2 - Provas de Carga.....	61
3.2.1 - Generalidades.....	61
3.2.2 - Procedimento dos Ensaios.....	61
3.2.3 - Sistema de Execução Utilizado	63
3.2.3.1 - Extensômetros.....	63

3.2.3.2 - Macaco hidráulico	64
3.2.3.3 - Sistema de reação.....	65
3.2.3.4 - Sistema de transferência de carga.....	66
3.2.4 - Distância entre as Estacas.....	69
CAPÍTULO 4 – ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	
4.1 - Generalidades	71
4.2 - Cargas de Ruptura das Estacas Ensaaiadas.....	71
4.2.1 - Procedimentos Adotados pelos Métodos	77
4.3 - Análise dos Resultados Previstos pelos Métodos.....	78
4.3.1 - Métodos de Aoki – Velloso (1975) e Décourt – Quaresma (1978).....	78
4.3.2 - Método do Cilindro de Atrito (1953).....	79
4.3.3 - Método da Universidade de Grenoble (1968).....	79
4.3.4 - Método de Meyerhof (1973).....	80
4.4 - Índices de Variabilidade dos Resultados	80
4.5 - Coeficientes de Segurança Sugeridos para os Métodos.....	82
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	84
5.1 - Conclusões.....	84
5.2 - Sugestões para Futuras Pesquisas.....	85
CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87
ANEXO	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Equilíbrio das cargas.....	6
Figura 2.2 - Curvas carga x recalque típicas de uma fundação profunda.....	7
Figura 2.3 – Coeficientes teóricos de arrancamento, (K_u), para estacas escavadas (MEYERHOF, 1973a, após CAMPELO, 1995).....	12
Figura 2.4 - Método do cilindro de atrito aplicado à estacas.....	13
Figura 2.5 - Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (CAMPELO, 1995, após MARTIN, 1973).....	15
Figura 2.6 - Ábaco do coeficiente de empuxo (f / H), em função de ϕ e λ , em meio coesivo (CAMPELO, 1995, após MARTIN, 1973).....	17
Figura 2.7 - Ábaco do termo de coesão (M_c), sobrecarga (M_q) e atrito mais gravidade ($M_\phi + M_\gamma$), em função de ϕ e λ (CAMPELO, 1995, após MARTIN, 1973).....	18
Figura 2.8 - Montagem de uma prova de carga à compressão em estacas.....	23
Figura 2.9 - Determinação da carga de ruptura convencional (NBR 6122 / 96).....	27
Figura 2.10 - Método de Mazurkiewicz (NIYAMA et alii, 1996).....	28
Figura 2.11 - Equação proposta por Van der Veen (ALONSO, 1991).....	29
Figura 2.12 - Solução gráfica da equação de Van der Veen (ALONSO, 1991).....	30
Figura 2.13 - Distribuição simplificada da tensão vertical adjacente à estaca, em areia (POULOS & DAVIS, 1980).....	33

Figura 2.14 - Fases de execução de uma estaca escavada - estaca barrete (ACCIOLY, 1994).....	38
Figura 2.15 - Diagrama de pressão (ANSON, 1980)	39
Figura 2.16 - Resistência ao cisalhamento do fluido estabilizante (ANSON, 1980).....	41
Figura 2.17 - Efeito de arco (ANSON, 1980).....	42
Figura 2.18 - Formação do “cake” sobre os grãos do solo nas paredes da escavação (BRASFOND, 1985).....	43
Figura 2.19 - Perfil geotécnico da orla marítima de Maceió	49
Figura 2.20 - Início da perfuração com lama bentonítica	51
Figura 2.21 - Depósito local de lama bentonítica para reaproveitamento	52
Figura 2.22 - Colocação da armadura.....	52
Figura 2.23 - Injeção de argamassa	53
Figura 2.24 - Usina de argamassa.....	53
Figura 3.1 - Sondagem mais próxima das estacas 1 a 4	57
Figura 3.2 - Sondagem mais próxima das estacas 5 a 8	58
Figura 3.3 - Sondagem mais próxima das estacas 9 a 12	59
Figura 3.4 - Sondagem mais próxima das estacas 13 e 14	60
Figura 3.5 - Detalhe dos extensômetros e do deslocamento da estaca com a aplicação da carga	63

Figura 3.6 - Macaco hidráulico na posição de início do carregamento.....	64
Figura 3.7 - Vista da bomba e do macaco no momento da aplicação da carga	65
Figura 3.8 - Montagem do sistema de reação empregado	66
Figura 3.9 - Braçadeira transmitindo os esforços aplicados	67
Figura 3.10 - Ligação da braçadeira ao bloco de concreto na cabeça da estaca	68
Figura 3.11 - Distância entre as estacas 1 a 4 no terreno 1	69
Figura 3.12 - Distância entre as estacas 5 a 8 no terreno 2.....	69
Figura 3.13 - Distância entre as estacas 9 a 12 no terreno 3.....	70
Figura 3.14 - Distância entre as estacas 13 e 14 no terreno 4.....	70
Figura 4.1 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewski, e pelo método de Aoki – Velloso (1975), respectivamente, com o diâmetro nominal.....	74
Figura 4.2 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Décourt – Quaresma (1978), respectivamente, com o diâmetro nominal.....	74
Figura 4.3 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método do Cilindro de Atrito (1953), respectivamente, com o diâmetro nominal.....	75
Figura 4.4 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Grenoble (1968), para $\lambda = - \phi / 8$, respectivamente, e com o diâmetro nominal.....	75

Figura 4.5 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Grenoble (1968), para $\lambda = 0^\circ$, respectivamente, com o diâmetro nominal..... 76

Figura 4.6 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Meyerhof (1973), respectivamente, com o diâmetro nominal 76

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores de α e K recomendados por Aoki e Velloso (1975)	9
Tabela 2.2 – Valores de F_1 e F_2 recomendados por Aoki e Velloso (1975).....	9
Tabela 2.3 – Valores de C (kPa) - Fator característico do solo do método de Décourt – Quaresma (1978).....	10
Tabela 2.4 – Coeficientes de adesão para estacas escavadas em argilas (adaptada de POULOS & DAVIS, 1980).....	33
Tabela 2.5 – Parâmetros para a lama bentonítica especificados pela NBR 6122 / 96	45
Tabela 3.1 – Diâmetros (D), comprimentos (L) e datas de execução das estacas e provas de carga	62
Tabela 4.1 – Cargas de Ruptura previstas pelos métodos de Aoki – Velloso (1975), Décourt – Quaresma (1978), cilindro de atrito (1953), Grenoble (1968) e Meyerhof (1973), e as obtidas nas provas de carga utilizando o processo de extrapolação de Mazurkiewisz	73
Tabela 4.2 – Percentuais de erros absolutos dos resultados previstos pelos métodos analisados, considerando o diâmetro nominal, em relação aos obtidos nas provas de carga ...	81
Tabela 4.3 – Percentuais de erros absolutos dos resultados previstos pelos métodos analisados, considerando o diâmetro nominal, sem as estacas E13 e E14, em relação aos obtidos nas provas de carga.....	81
Tabela 4.4 – Coeficientes de Segurança (CS) para os métodos utilizados	83

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Q_u	Capacidade de carga última ou carga de ruptura de uma estaca.
Q_p	Parcela da capacidade de carga resistida pela ponta da estaca.
Q_l	Parcela da capacidade de carga resistida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca.
A_p	Área da base da estaca.
r_p	Capacidade de carga do solo.
p	Perímetro da seção transversal do fuste da estaca.
l	Espessura da camada onde se desenvolve o atrito lateral.
r_l	Atrito lateral unitário.
σ_r	Pressão de ruptura na base da estaca.
c	Coesão do solo.
γ	Peso específico do solo.
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo.
D	Diâmetro da base ou lado da seção transversal da estaca.
τ	Atrito ao longo da superfície de ruptura da estaca.
c_u	Adesão estaca – solo.
δ	Ângulo de atrito da interface solo – estaca.
H	Profundidade da estaca.
CPT	Cone Penetration Test.
SPT	Standard Penetration Test.
q_c	Resistência de ponta medida no CPT
f_s	Atrito lateral unitário na camisa de atrito de Begemann.
N	Número de golpes obtidos no SPT.
\bar{N}	Média entre os SPT's na profundidade da ponta da estaca, isto é, média entre os valores na ponta, imediatamente acima e imediatamente abaixo.
C	Fator característico do solo.
Q_f	Peso da fundação.
Q_{lu}	Resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura.
σ'_{vm}	Tensão vertical efetiva média.

K_h	Coefficiente de empuxo horizontal.
λ	Ângulo da superfície de ruptura com a vertical no método de Grenoble.
$Q_{f\phi}$	Termo do atrito no método de Grenoble.
Q_{fc}	Termo da coesão no método de Grenoble.
Q_q	Termo da sobrecarga no método de Grenoble.
q_0	Sobrecarga uniforme infinitamente extensa atuante na superfície do terreno.
Q_γ	Termo do peso próprio do solo no método de Grenoble.
A_l	Área lateral enterrada da estaca no método de Grenoble.
$M_c, M_\phi,$	
M_γ e M_q	Coefficientes adimensionais de capacidade de carga à tração no método de Grenoble.
f/H	Coefficiente de empuxo no método de Grenoble.
τ_{lc}	Resistência lateral em estacas comprimidas.
τ_{lt}	Resistência lateral em estacas tracionadas.
Δr	Recalque de ruptura convencional.
Q	Carga de ruptura convencional no método da NBR 6122 / 96.
L	Comprimento da estaca.
A	Área da seção transversal da estaca.
E	Módulo de elasticidade do material da estaca.
D	Diâmetro do círculo circunscrito à estaca.
α	Coefficiente que depende da forma da curva no método de Van der Veen.
b	Ponto de interseção da reta procurada no método de Van der Veen com o eixo das abscissas.
$L_{crit.}$	Profundidade crítica.
c_u	Coesão não drenada do solo.
α'	Coefficiente de adesão.
R_M	Rugosidade do solo ou da face do concreto nas estacas.
D_{60}, D_{50} e D_{10}	Diâmetros das partículas com 60, 50 e 10% dos grãos menores do solo ou dos agregados finos do concreto.
R_R	Rugosidade relativa da interface solo – estaca.
R_C	Rugosidade da superfície do concreto.
R_S	Rugosidade do solo.

K_0	Coefficiente de empuxo no repouso.
E_a	Empuxo ativo do solo.
E_f	Empuxo hidrostático da lama bentonítica.
K_a	Coefficiente de empuxo ativo.
γ_f	Densidade da lama bentonítica.
FS	Coefficiente de segurança.
H_c	Altura crítica de escavação.
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
NBR	Norma Brasileira.
MB	Método Brasileiro.
VDV	Van der Veen.
N.A.	Nível d'água do lençol freático.
OCR	Razão de pré – adensamento.
SML	Slow Maintained Load – Carregamento Lento em Estágios.
QML	Quick Maintained Load – Carregamento Rápido em Estágios.
CRP	Constant Ratio of Penetration – Carregamento a uma Velocidade de Penetração Constante.
CLT	Cyclic Load Test – Carregamento em Ciclos de Carga e Descarga.
API	American Petroleum Institute.

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DAS ESTACAS ROTATIVAS INJETADAS

RESUMO

Este trabalho trata de um tipo de estaca escavada de pequeno diâmetro, surgida em meados da década de 80 na cidade de Maceió – AL, executada em várias obras de pequeno a médio porte em alguns estados do norte e nordeste brasileiro, denominado de “Estacas Rotativas Injetadas”. Além de se mostrar as peculiaridades de sua execução, pretende-se, neste trabalho, analisar e discutir os desempenhos destas estacas submetidas a esforços de tração, através de provas de carga, comparando-os com os resultados obtidos pelos métodos teóricos e empíricos de determinação de capacidade de carga utilizados. Assim, poder-se-á avaliar qual dos métodos (ou quais) melhor se adapta ao cálculo da provável carga de ruptura deste tipo de estaca. O trabalho fundamenta-se em 14 provas de carga realizadas em 04 (quatro) terrenos localizados na orla marítima da cidade de Maceió, onde procurou-se encontrar alguma relação do tipo de solo arenoso característico da região, com os valores encontrados para a capacidade de carga das estacas ensaiadas, devido a uma variação no diâmetro do fuste, às vezes verificadas, em algumas camadas de compactação fofa do subsolo. Finalmente, mostra-se os coeficientes de segurança sugeridos para o emprego dos métodos utilizados na avaliação da capacidade de carga destas estacas.

EVALUATION OF THE CAPACITY OF LOAD TO THE TRACTION OF THE INJECTED ROTATIVE PILES

Abstracts

This thesis is related to small diameter bored piles, appeared in the middle of 80's in the city of Maceió – AL and performed in various works of small to medium size in the states of the north and Brazilian northeast, known as "Injected Rotative Pile". In addition, this thesis shows peculiarities of the execution of this pile and intends to analyze and discuss the performances of these piles submitted the traction efforts, through load bearing tests, comparing with predictions obtained from theoretical and empirical methods of determination of bearing capacity used. Thus, it can be evaluated which of the methods (or which) better adapts to the calculation of the probable failure load to this type of pile. The work is based in 14 load tests performed in 04 (four) plots located on beach area from the city of Maceió, where it was searched a few relation of typically sandy soil from this region, with the values found for the capacity of load from the tested piles, due to a variation in the diameter of the shaft, sometimes observed, in some layers of the loose density of the subsoil. Finally, it shows the safety's coefficients suggested for the employment of the methods used in the evaluation of the capacity of load of these piles.

CAPÍTULO 1

1.0 – INTRODUÇÃO

Sabe-se que a capacidade de carga de uma estaca é composta de duas parcelas que irão suportar os esforços: as resistências de atrito lateral e de ponta. A capacidade de carga lateral de uma estaca tende a melhorar quanto maior for o ângulo de atrito interno e a coesão do solo. Baseado nisso e na experiência de campo, em meados da década de 80, na cidade de Maceió, começaram a ser desenvolvidas um tipo de estaca chamada de “Estaca Rotativa Injetada (ou escavada de pequeno diâmetro)”, em decorrência das grandes dificuldades que se tinha, em determinadas situações, para executar estacas convencionais da época, tipo Franki, pré-moldadas, metálica, Strauss, etc. Este tipo de estaca, que cada vez mais tem seu uso difundido no Nordeste, caracteriza-se por apresentar sua capacidade de carga predominantemente devido a sua resistência por atrito lateral com o solo ao longo do fuste, devido a um alargamento do mesmo, engastando-a convenientemente naquelas camadas de maiores resistências e espessuras. Assim, sua capacidade de carga poderá mais que duplicar.

Esta dissertação foi realizada através de uma pesquisa conjunta entre a Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba – UFPB, Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior – ATECEL e AGM – Geotécnica Ltda.

1.1 - Objetivos

O objetivo desse trabalho de dissertação é estudar as Estacas Rotativas Injetadas quanto a sua capacidade de carga à tração, a fim de analisar e discutir seu desempenho e sua aplicabilidade como elemento submetido a esforços dessa natureza nos casos dessas estacas suportarem solicitações provenientes de subpressão do lençol freático, servirem de reação em provas de carga de alta capacidade ou então suportarem cargas de tração em fundações.

Ao longo do trabalho será mostrado com detalhes o processo de execução desse tipo de estaca através da perfuração com lama bentonítica e quanto ao enchimento por bombeamento de argamassa. Serão realizadas comparações quanto ao desempenho dos métodos de previsão de capacidade de carga das estacas com os obtidos nas provas de carga, com o objetivo de verificar se algum (ou alguns) dos métodos pode ser aplicado na determinação da capacidade de carga à tração das estacas Rotativas Injetadas.

1.2 – Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está dividida em seis Capítulos e um Anexo. Os assuntos estão distribuídos da seguinte maneira:

No presente Capítulo está a Introdução, onde tem-se um relato geral do motivo pelo qual surgiram as “Estacas Rotativas Injetadas” no Nordeste e da principal característica de contribuição na sua capacidade de carga, que é o engastamento do fuste no solo, a importância da pesquisa e os objetivos a serem atingidos.

No Capítulo 2 é feita uma breve revisão bibliográfica a respeito da capacidade de carga de estacas, mostrando alguns métodos teóricos e semi – empíricos para determiná-la, como também um resumo sobre ensaios de provas de carga e os principais métodos empregados para obtenção das cargas de ruptura. Em seguida, faz-se algumas considerações com relação aos parâmetros geotécnicos mais importantes do solo e, finalmente, apresenta-se de forma sucinta um estudo das estacas escavadas com lama bentonítica, detalhando o seu uso, e a forma de execução das estacas Rotativas Injetadas.

No Capítulo 3 são apresentados os dados relativos ao Campo Experimental, tais como as características geotécnicas do solo. Apresenta-se também todo o procedimento utilizado na montagem e realização das Provas de Carga na cidade de Maceió - AL.

A apresentação e a análise dos resultados estão no Capítulo 4, onde são analisados e comparados os valores das cargas de ruptura obtidas dos ensaios de campo através do método de extrapolação de Mazurkiewicz (1972), com os resultados previstos pelos métodos empregados, conforme citado anteriormente, mostrando graficamente as dispersões destes com relação àqueles.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas, enquanto no Capítulo 6 estão listadas as referências bibliográficas usadas para o desenvolvimento desta dissertação.

Finalmente no Anexo, estão as curvas “carga x recalque” das estacas obtidas nas provas de carga executadas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Capacidade de Carga

2.1.1 - Generalidades

“O cálculo da capacidade de carga de um elemento de fundação deriva da aplicação dos princípios da mecânica dos solos, sendo função da sua geometria e das características do subsolo. Para as estacas concretadas “*in loco*” surgiu uma série de fórmulas estáticas compostas de duas partes: uma que exprime a capacidade de carga devido à resistência por atrito lateral e a outra pela resistência de ponta. Para se obter soluções utilizáveis para fins práticos estabelecem-se hipóteses simplificadoras e fixam-se limites ao sistema estaca - solo, na realidade extremamente complexo” (BRANSFOND, 1985).

As teorias de capacidade de carga falam de ruptura, mas não discutem as deformações necessárias para atingi-la. A carga de ruptura de uma estaca é considerada atingida quando o recalque aumenta incessantemente com pequenos, ou nenhum, acréscimo de carga. DÉCOURT (1996) defende que, para estacas escavadas, a ruptura física jamais é claramente definida. Ele considera uma ruptura convencional, ou seja, a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro para argilas e de 30% de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares.

A capacidade de carga última (carga de ruptura) de uma estaca depende da resistência do elemento estrutural de fundação e da capacidade de carga do solo adjacente, que constitui o suporte final das cargas aplicadas.

A capacidade de carga à tração ou à compressão de uma estaca, pode ser avaliada através de métodos teóricos, empíricos e/ou semi-empíricos, ou experimentalmente através de provas de carga. Os métodos teóricos para dimensionamento à compressão mais conhecidos são os de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951) que se baseiam nos trabalhos clássicos de Prandtl (1921) e Reissner (1924), e que tratam das primeiras aplicações práticas relacionadas a solos. O método de Meyerhof (1951) é considerado por muitos especialistas como o método teórico que melhor avalia resultados de carga última de estacas, na maioria dos casos, apesar do método de Terzaghi ser ainda muito utilizado pelos engenheiros.

Os métodos semi – empíricos mais utilizados no Brasil para calcular a capacidade de carga de estacas submetidas a esforços de compressão, são os de Aoki - Velloso (1975) e Décourt - Quaresma (1978). O primeiro método fundamenta-se nos resultados do ensaio estático CPT (Cone Penetration Test) e o segundo no ensaio dinâmico SPT. Com relação a capacidade de carga de fundações profundas tracionadas, pode-se citar, por exemplo, os métodos teóricos do Cilindro de Atrito (1953), o da Universidade de Grenoble (1968), o método da Teoria da Resistência Lateral e o método de Meyerhof (1973), dentre outros.

2.1.2 - Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Comprimidas

2.1.2.1 - Generalidades

Um aumento na carga que solicita uma estaca provocará deformações não só no solo, mas também na estaca, onde resultará em um deslocamento no topo da mesma até se atingir um valor de ruptura Q_u (Figura 2.1).

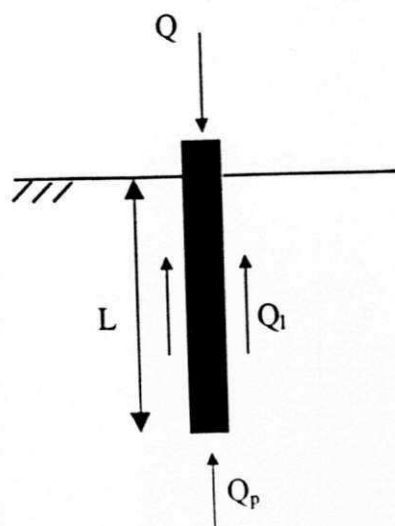


Figura 2.1 - Equilíbrio das cargas.

$$Q_u = Q_p + Q_l \quad (2.1)$$

sendo:

Q_p - parcela da capacidade de carga resistida pela ponta da estaca;

Q_l - parcela da capacidade de carga resistida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

Com:

$$Q_p = A_p \cdot r_p \quad (2.2)$$

A_p - área da base da estaca;

r_p - capacidade de carga do solo;

e:

$$Q_l = \sum p \cdot l \cdot r_l \quad (2.3)$$

p - perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

l - espessura da camada onde se desenvolve o atrito lateral;

r_l - atrito lateral unitário.

Na Figura 2.2 está representada a curva carga x recalque típica de uma fundação profunda. A curva “A” define bem o valor de Q_u . O comportamento da curva “B” mostra que o recalque da estaca aumenta a medida que a carga cresce e não permite caracterizar bem o valor da carga de ruptura. Para estes casos a definição da carga de ruptura deve ser feita por um dos inúmeros métodos disponíveis, que ajusta uma equação matemática à curva carga x recalque obtida.

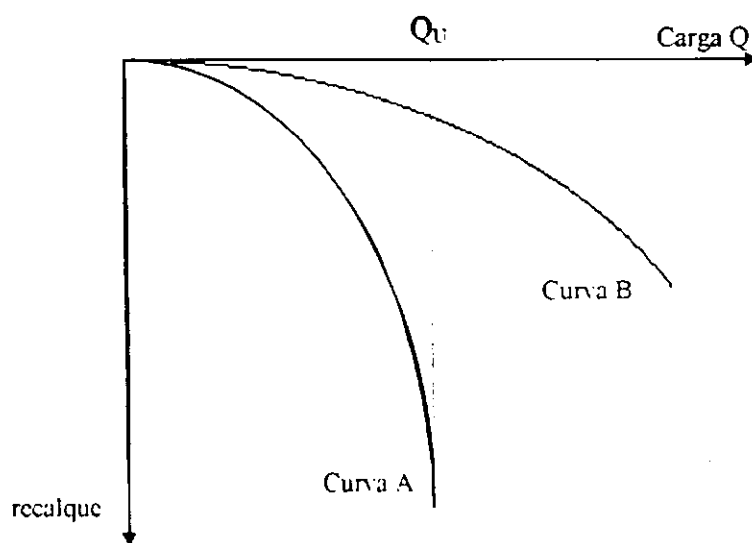


Figura 2.2 - Curvas “carga x recalque” típicas de uma fundação profunda.

2.1.2.2 - Método de Aoki - Velloso (1975)

Os valores de r_p e r_l são estimados estatisticamente a partir de ensaios de penetração estática (Deepsounding ou CPT – Cone Penetration Test). Quando não se dispõe de resultados de ensaios de penetração de cone, pode-se recorrer a resultados de SPT, correlacionando-os ao CPT através de relações estatísticas obtidas por Aoki – Velloso (1975).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \approx \frac{K.N}{F_1} \quad (2.4)$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \approx \frac{\alpha.K.N}{F_2} \quad (2.5)$$

Sendo:

q_c – resistência de ponta medida no CPT;

f_s – atrito lateral unitário medido na luva de atrito de Begemann do CPT;

α e K – coeficientes que dependem do tipo de solo (Ver Tabela 2.1);

F_1 e F_2 – coeficientes que dependem do tipo de estaca (Ver Tabela 2.2);

N – número de golpes do SPT, tomado na ponta da estaca para a parcela r_p e considerado o valor médio nos trechos homogêneos ao longo do fuste da estaca para r_l .

Tabela 2.1 - Valores de α e K recomendados por Aoki e Velloso (1975).

Areia	1,0	1,0
Areia siltosa	2,0	0,8
Areia silto argilosa	2,4	0,7
Areia argilosa	3,0	0,6
Areia argilo siltosa	2,8	0,5
Silte	3,0	0,4
Silte arenoso	2,2	0,55
Silte areno argiloso	2,8	0,45
Silte argiloso	3,4	0,23
Silte argilo arenoso	3,0	0,25
Argila	6,0	0,2
Argila arenosa	2,4	0,35
Argila areno siltosa	2,8	0,3
Argila siltosa	4,0	0,22
Argila silto arenosa	3,0	0,32

Tabela 2.2 - Valores de F_1 e F_2 recomendados por Aoki e Velloso (1975).

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Pré - moldada	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

2.1.2.3 - Método de Décourt - Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas com base nos valores N do SPT. Esse método, originalmente previsto para estacas de deslocamentos, foi adaptado com o objetivo de adequá-lo para outros tipos de estacas.

Neste método, obtém-se r_1 e r_p por:

$$r_1 = 10 \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \text{ kPa} \quad (2.6)$$

Onde:

N – valor do SPT médio para a camada considerada, não se adotando valores de N inferiores a 3 nem superiores a 15, se a estaca é do tipo pré – moldada ou Franki, ou 50 se a estaca é do tipo escavada com auxílio de lama bentonítica.

$$r_p = C \cdot \bar{N} \quad (2.7)$$

Sabendo que:

\bar{N} - média entre os SPT's na profundidade da ponta da estaca, isto é, média entre os valores na ponta, imediatamente acima e imediatamente abaixo;

C - fator característico do solo mostrado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Valores de C (kPa) - Fator característico do solo do método de Décourt – Quaresma (1978).

Tipos de solo	Estacas cravadas	Estacas escavadas
Argilas	120	100
Siltes argilosos	200	140
Siltes arenosos	250	200
Areias	400	120

2.1.3 - Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Tracionadas

2.1.3.1 - Generalidades

Apresenta-se de forma resumida quatro métodos teóricos de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas submetidas a esforços de tração, a saber: o Método do Cilindro de Atrito (1953), o Método da Universidade de Grenoble (1968), o Método da Teoria da Resistência Lateral e o Método de Meyerhof (1973).

2.1.3.2 - Método de Meyerhof (1973)

Em 1973, Meyerhof generalizou o método proposto por Meyerhof e Adams (1968), estendendo-o para estacas inclinadas submetidas a esforços axiais de tração. No entanto, continuou considerando que o mesmo fosse destinado para solo genérico, ou seja, sem fazer distinção entre as camadas, introduzindo os parâmetros de adesão, ângulo de atrito estaca – solo e um coeficiente adimensional de arrancamento, mostrado na Figura 2.3 para estacas escavadas.

Segundo CAMPELO (1995), ele limitou também a tensão vertical, no caso de estacas em areia, a uma relação entre o comprimento enterrado e o diâmetro da fundação (L / D) em torno de 15, baseado em VÉSIC (1970). Assim, a capacidade de carga à tração pode ser expressa em termos de atrito lateral da seguinte forma:

$$Q_u = (c_a + \sigma'_{vm} \cdot K_u \cdot \text{tg} \delta) \cdot A_l + Q_f \quad (2.8)$$

onde:

c_a – adesão estaca – solo;

σ'_{vm} – tensão vertical efetiva média devido o peso de solo;

K_u – coeficiente de arrancamento;

A_l – área lateral da estaca;

δ – ângulo de atrito solo – estaca.

De acordo com MEYERHOF (1973), o valor de K_u aumenta com o aumento de ϕ e da profundidade relativa (L / D) até um valor máximo e depois, permanece constante. A profundidade onde K_u atinge este valor máximo é chamada de profundidade crítica, pois, a partir daí, o atrito lateral das estacas também fica limitado a um valor máximo.

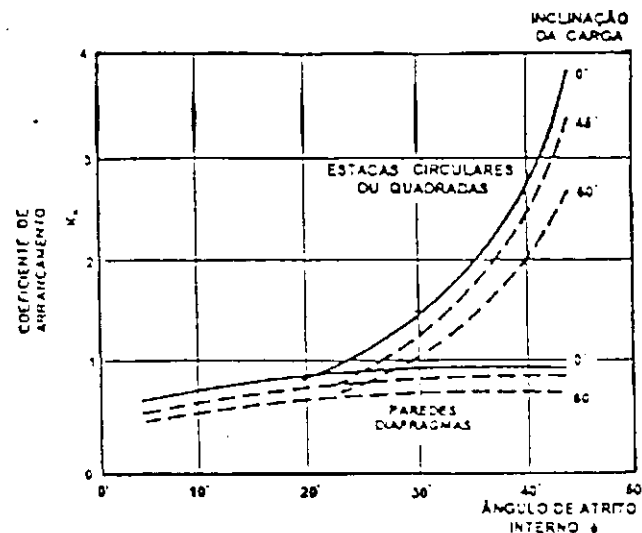


Figura 2.3 - Coeficientes teóricos de arrancamento, (K_u), para estacas escavadas (MEYERHOF, 1973a, após CAMPELO, 1995).

2.1.3.3 - O Método do Cilindro de Atrito (1953)

O cálculo da capacidade de carga à tração adotado por este método é o mesmo apresentado pela Teoria da Resistência Lateral quando é usado em estacas sem base alargada, como é o caso das estudadas neste trabalho. Ele considera a aderência ou o atrito mobilizados ao longo da superfície de ruptura, na forma de um cilindro ou prisma, sendo a base igual a da fundação (se circular ou retangular) e estendendo-se verticalmente até o nível do terreno. A resistência ao arrancamento é, então, o somatório do peso próprio da fundação, do solo contido no interior do cilindro ou prisma e da força de aderência ou de atrito ao longo da superfície de ruptura, como mostrado na Figura 2.4 (CAMPELO, 1995). A capacidade de carga à tração da fundação é dada por:

$$Q_u = Q_p + Q_{lu} + Q_f \quad (2.9)$$

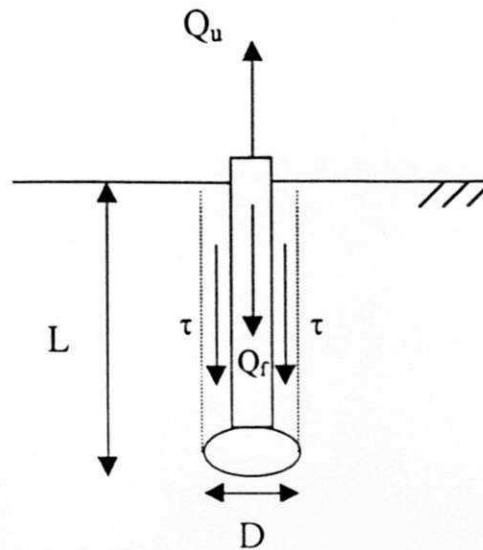


Figura 2.4 - Método do cilindro de atrito aplicado à estacas.

Sendo:

Q_f - peso da fundação;

Q_p - peso do solo contido no cilindro ou prisma, descontando-se o peso ocupado pela fundação;

Q_{lu} - resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura.

A resistência lateral última (Q_{lu}), em termos de tensões efetivas médias, é a integração da resistência lateral unitária ao longo de todo o fuste da estaca, conforme abaixo:

$$Q_{lu} = \int_0^L p \cdot (c_a + \sigma'_{vm} \cdot K_h \cdot \text{tg} \delta) \cdot dz \quad (2.10)$$

Sendo:

p - perímetro da estaca;

c_a - adesão estaca - solo;

σ'_{vm} - tensão vertical efetiva média;

K_h - coeficiente de empuxo horizontal;

δ - ângulo de atrito estaca - solo.

Desse modo, a carga última à tração é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_f + Q_p = \int_0^L p \cdot (c_a + \sigma'_{vm} \cdot K_h \cdot \text{tg}\delta) \cdot dz + Q_f + Q_p \quad (2.11)$$

Para estacas sem base alargada, o peso do solo contido no interior do cilindro ou prisma é nulo, a superfície de ruptura é considerada como cilíndrica e ocorre no contato solo - estaca. Como o cálculo da capacidade de carga à tração é o apresentado pela Teoria da Resistência Lateral, substitui-se a coesão do solo pela adesão estaca - solo e o ângulo de atrito do solo pelo ângulo de atrito estaca - solo (CAMPELO, 1995). Esta teoria foi desenvolvida para o cálculo da carga última à compressão de estacas, porém pode-se utilizá-la no cálculo de capacidade de carga à tração. Segundo KILLER (1953), este método é melhor empregado para argilas, sendo a geratriz tanto mais vertical, quanto menos rija ela se encontra.

Segundo DANZIGER(1983), a suposição de superfície cilíndrica no contato solo - fundação, para estacas sem base alargada, de profundidade relativamente elevada, aproxima-se, em geral, do que se observa na prática, sendo a parcela de resistência mobilizada ao longo da superfície de ruptura. Para fundações de bases alargadas, a suposta superfície de ruptura cilíndrica ou prismática, de acordo com a base da fundação, pode ser verificada somente para areias fofas ou argilas plásticas, à pequenas profundidades.

Algumas críticas são feitas a este método em virtude dele possuir parâmetros em sua formulação que podem variar muito conduzindo a resultados diversos, como por exemplo a adesão ao longo do fuste, e a não distinção entre camadas heterogêneas do terreno e a não distinção entre fundações rasas e profundas.

2.1.3.4 - O Método da Universidade de Grenoble (1968)

Neste método a ruptura de uma fundação tracionada pode se dar por cisalhamento generalizado, quando a superfície de ruptura é composta de retas inclinadas com a vertical, atingindo a superfície do terreno, ou por cisalhamento localizado, quando a superfície de ruptura localiza-se ao redor da base da fundação. No primeiro caso, comportam-se as estacas cilíndricas ou prismáticas (CAMPELO, 1995).

Segundo CAMPELO (1995), MARTIN (1973) observou que para o caso de estacas existe uma zona do solo junto à mesma que permanece solidária a ela, na ruptura, sendo assimilada, em relação a um plano vertical, a uma reta, inclinada de um certo ângulo λ e que atinge a superfície do terreno (Figura 2.5). A consideração da superfície de ruptura apresentar-se como uma linha reta é uma simplificação de cálculo.

Logo, a carga de ruptura de uma estaca, em solo homogêneo, é a soma da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, do peso da fundação, do peso do solo solidário à estaca, no processo de ruptura, e da sobrecarga atuante na superfície, quando esta existir.

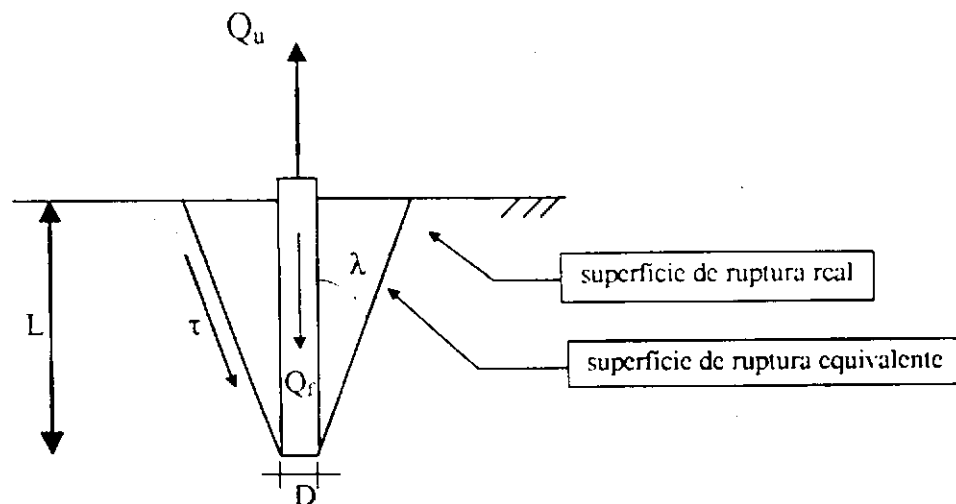


Figura 2.5 - Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (CAMPELO, 1995, após MARTIN, 1973).

O ângulo λ depende do modo de instalação da estaca, de sua profundidade, da sua geometria da base e da heterogeneidade do solo. Alguns autores sugerem adotar para estacas $\lambda = -\phi / 8$, entretanto, o melhor meio de avaliá-lo é através de provas de carga. O sinal negativo é apenas convenção, indicando que a superfície de ruptura abre em direção ao nível do terreno (CAMPELO, 1995).

Assim, a capacidade de carga à tração é:

$$Q_u = Q_{f\phi} + Q_{fc} + Q_q + Q_\gamma + Q_f \quad (2.12)$$

Sendo:

$Q_{f\phi}$ - termo do atrito dado por:

$$Q_{f\phi} = A_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot M_\phi \quad \text{com} \quad M_\phi = M_{\phi_0} \left[1 - \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \text{tg}\lambda \cdot \left(\frac{L}{R} \right) \right]$$

$$\text{sendo} \quad M_{\phi_0} = \frac{\text{sen}2(\phi + \lambda)}{4\text{cos}^2\lambda}$$

Q_{fc} - termo da coesão dado por:

$$Q_{fc} = A_1 \cdot c \cdot M_c \quad \text{com} \quad M_c = \left\{ - \left(\frac{\text{tg}\lambda}{\text{tg}\phi} \right) + \left(\frac{f}{H} \right) \cdot \text{cos}\phi \cdot \left[1 + \left(\frac{\text{tg}\lambda}{\text{tg}\phi} \right) \right] \right\}$$

$$\text{sendo} \quad \left(\frac{f}{H} \right) = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\text{cos}n - \text{sen}\phi \text{cos}m}{\text{cos}n + \text{sen}\phi \text{cos}m} \quad (\text{Figura 2.6})$$

$$\text{em que } m = - \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \lambda \quad \text{e} \quad n = \text{arcsen}(\text{sen}\phi \cdot \text{sen}m)$$

Q_q - termo da sobrecarga dado por:

$$Q_q = A \cdot q_0 \cdot M_q \quad \text{com} \quad M_q = M_c \cdot (\text{tg}\phi + \text{tg}\lambda)$$

sendo q_0 = sobrecarga uniforme, infinitamente extensa, atuante na superfície do terreno.

Q_γ - termo do peso próprio do solo dado por:

$$Q_\gamma = A_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot M_\gamma \quad \text{com} \quad M_\gamma = M_{\gamma_0} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \text{tg}\lambda \cdot \left(\frac{L}{R} \right) \right]$$

$$\text{sendo} \quad M_{\gamma_0} = - \frac{1}{2} \cdot \text{tg}\lambda$$

Q_f - termo do peso próprio da fundação

A capacidade de carga, fica finalmente:

$$Q_u = A_l [c.M_c + \gamma.L.(M_\phi + M_\gamma) + q.M_q] + Q_f \quad (2.13)$$

onde:

A_l - área lateral enterrada da estaca

$$(M_\phi + M_\gamma) = \frac{\text{sen}\phi \cdot \cos(\phi + 2\lambda) \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \text{tg}\lambda \cdot \frac{D}{R} \right]}{2 \cos^2 \lambda}$$

Segundo CAMPELO (1995), MARTIN (1973) apresentou em forma de ábaco os coeficientes adimensionais de capacidade de carga à tração M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q , em função de ϕ e L / R , conforme mostrado na Figura 2.7.

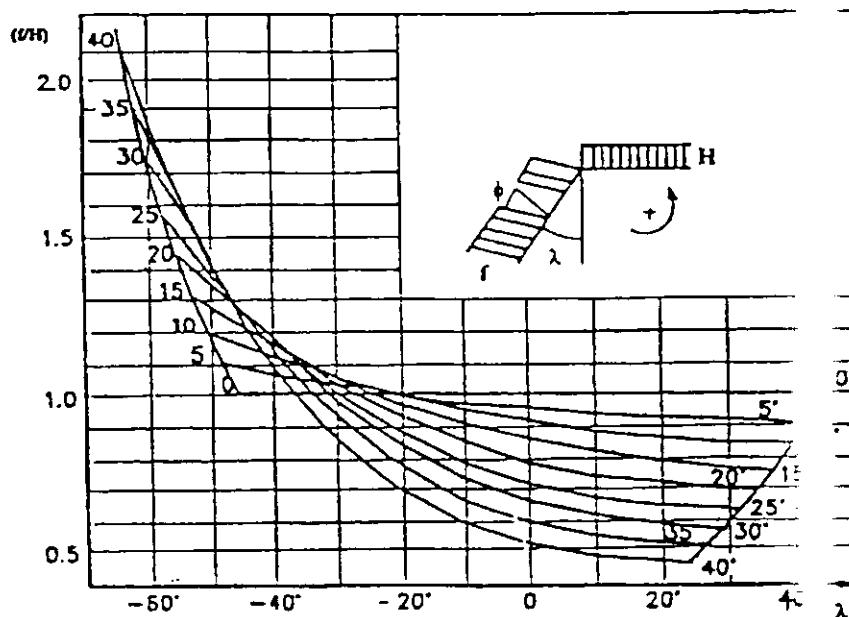


Figura 2.6 - Ábaco do coeficiente de empuxo (f / H), em função de ϕ e λ , em meio coesivo (CAMPELO, 1995, após MARTIN, 1973).

No caso de terrenos estratificados, o cálculo de capacidade de carga é feito considerando-se a resistência de cada camada isoladamente, sob o efeito de sobrecarga das camadas subjacentes. Para terrenos submersos utiliza-se o γ_{sub} .

ORLANDO (1985) e CARVALHO (1991) chegaram a mesma conclusão de DANZIGER (1983), estudando tubulões sem base alargada e estacas escavadas em solo residual de gnaisse, em que a consideração de $\lambda = 0^\circ$ (superfície de ruptura cilíndrica) traz melhores resultados de previsão de capacidade de carga à tração do que para $\lambda = -\phi/8$ (superfície de ruptura em forma de tronco de cone), em razão da própria observação da superfície de ruptura nos mesmos, e isto era tanto mais marcante, quanto maior fora a profundidade relativa das fundações.

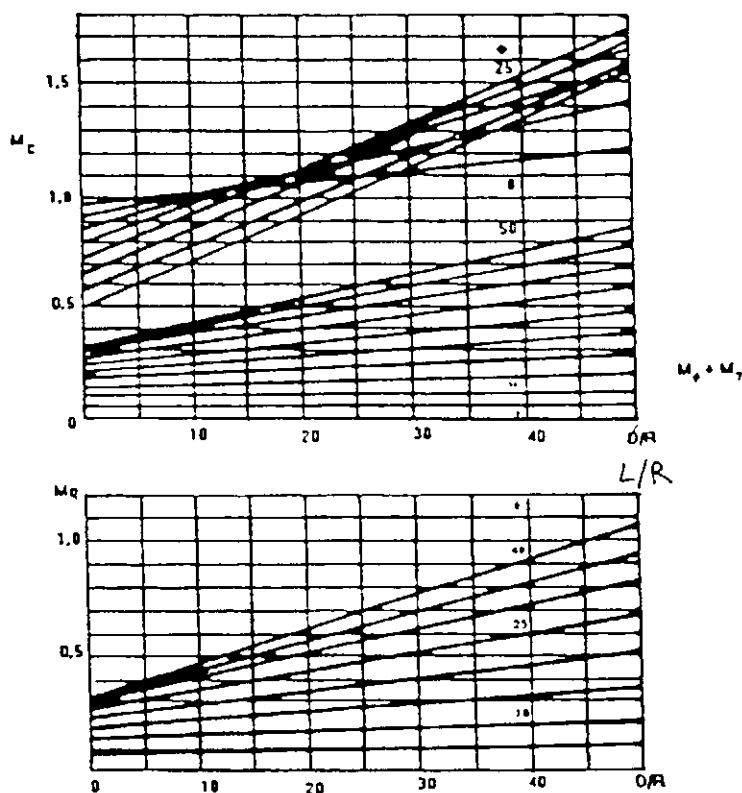


Figura 2.7 - Ábaco do termo de coesão (M_c), sobrecarga (M_q) e atrito mais gravidade ($M_\phi + M_\gamma$), em função de ϕ e λ (CAMPELO, 1995, após MARTIN, 1973).

Eles ainda concluíram que para $\lambda = -\phi / 8$, os valores teóricos superestimam a resistência à tração, enquanto que para $\lambda = 0^\circ$, os valores estão ligeiramente a favor da segurança, mas com boa aproximação com aqueles verificados nas provas de carga. Todavia, MATOS (1989) encontrou para $\lambda = 0^\circ$ valores contra a segurança, embora o autor esclarecesse que resultados mais realistas foram encontrados quando baseados em parâmetros de resistência efetiva ou residual do solo.

2.1.3.5 - O Método da Teoria da Resistência Lateral

Conforme mostrado no item 2.1.3.3, esta teoria foi desenvolvida para o cálculo da carga última à compressão de estacas. Entretanto, admitindo-se que a ruptura ocorra no contato solo – estaca e adaptando-a ao método do cilindro de atrito para estacas sem base alargada, pode-se utilizá-la no cálculo de capacidade de carga à tração.

A ruptura pelo contato solo - estaca é uma das vantagens deste método, pois é considerada a mais realista, além de ser de uso fácil e rápido. DANZIGER (1983) e MATOS & MILITITSKY (1990) consideram que a adoção de uma superfície de ruptura cilíndrica torna este modelo mais compatível com a realidade.

Conforme CAMPELO (1995), KULHAWY (1985) afirmou que ao iniciar o carregamento à tração em uma estaca vertical, o solo é forçado a desenvolver deslocamentos cisalhantes, com o posterior avanço do movimento ascendente da fundação, o que resulta finalmente em um deslocamento cisalhante contínuo. Este cisalhamento contínuo ocorre muito próximo à interface solo - estaca e efetivamente define uma superfície de ruptura cilíndrica.

2.1.4 - Relação entre os Atritos Laterais em Estacas Tracionadas e Comprimidas

Segundo DÉCOURT (1996), HUNTER E DAVISSON (1969) consideram $r_{lc} \approx 1,3.r_{lt}$, o que equivale aproximadamente a $r_{lt} \approx 0,77.r_{lc}$.

TERZAGHI & PECK (1973) afirmam que em argilas o atrito lateral é o mesmo à tração e à compressão, em estacas de deslocamento, o mesmo não se verificando em areias, onde o atrito à

compressão é maior que à tração, pelo fato de haver uma maior pressão da areia contra a superfície lateral da estaca, quando esta é cravada; ao contrário, no arrancamento, a pressão diminui e, conseqüentemente, o atrito lateral também diminui.

DÉCOURT (1996) comenta que DE BEER (1988), ao contrário, postula que $\tau_{lt} \approx \tau_{lc}$ e FLEMING et alii (1992) afirmam que, com exceção do caso de estacas muito esbeltas, a opinião corrente é de que não há diferenças sistemáticas entre os valores de atrito lateral à compressão e à tração.

CARVALHO et alii (1991) obtiveram para estacas tipo raiz ensaiadas no campo experimental da USP em São Carlos, atrito lateral à tração correspondente a 84% daquele encontrado à compressão. Não obstante, AZEVEDO Jr. (1991) encontrou uma razão de 60% entre esses atritos, em solo residual de São Paulo, também para estacas raiz.

LEHANE et alii (1993) concluíram que a carga lateral à tração é 20% menor que à compressão. DE NICOLA & RANDOLPH (1993) relataram que em solos finos, onde o carregamento pode ser considerado não drenado, a carga lateral última é geralmente tomada igual, em tração e compressão. Contudo, em solos não coesivos ou drenados, tem sido costume até recentemente considerar menor atrito lateral sob carga de tração, que sob carga compressiva.

CINTRA et alii (1994) realizaram algumas provas de carga à tração e a compressão em estacas escavadas com 6m de comprimento e 25 cm de diâmetro, também no mesmo campo experimental situado na USP em São Carlos, e concluíram que a relação percentual entre tração e compressão se aproximava do valor encontrado por CARVALHO et alii (1991) para estacas raiz, obtendo 83%, ou seja, uma redução de 17%. Segundo CAMPELO (1995), CARVALHO & SOUZA (1990) encontraram este mesmo valor para estacas idênticas executadas no Campus da Unesp, na cidade de Ilha Solteira.

Segundo DÉCOURT (1996), a maioria dos autores considera que o atrito lateral à tração seja inferior ao atrito lateral à compressão. Ele cita esta relação muito utilizada:

$$\tau_{lt} \approx 0,7 \cdot \tau_{lc}$$

2.1.5 - Ensaio de Prova de Carga

2.1.5.1 - Generalidades

O dimensionamento de fundações por meio de provas de carga sobre estacas foi introduzido no Brasil pela Companhia International de Estacas Frankignoul, a qual solicitou ao IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo) que a planejasse e a executasse. Assim, a primeira prova de carga foi executada em 1936 em estacas tipo Franki nas fundações da Estação da Estrada de Ferro Noroeste, em Bauru (SP) (SACILOTTO, 1992).

O mesmo autor, na sua dissertação de mestrado, afirma que naquela época ainda não existia nada definitivo sobre método de carregamento da estaca de prova. Todavia a prática trazida pelos engenheiros europeus da Franki era de um carregamento rápido até uma vez e meia ou duas vezes a carga de trabalho prevista. Nada definia sobre o recalque admissível, nem que fração da carga de ruptura seria aceita como carga de trabalho. Especificou-se que o carregamento seria feito com intervalos de carga de cerca de 10% da carga máxima pretendida na prova. Lia-se o recalque imediatamente após a aplicação da carga e depois, em intervalos de tempos dobrados, até a estabilização aparente, só então aplicando o acréscimo seguinte. Fazia-se o descarregamento de forma semelhante e considerava-se importante a leitura do recalque permanente, após o descarregamento total da estaca.

Os dados obtidos foram importantes no estabelecimento da metodologia das provas de carga em estacas, bem como no julgamento de seus resultados. Naquela época, as fórmulas dinâmicas e estáticas, utilizadas para o cálculo das capacidades de carga de estacas individuais, não eram de utilização corrente. As provas de carga eram, até então, o único método confiável para a determinação da capacidade de carga individual das estacas.

As provas de carga do Instituto de Resseguros do Brasil, executadas em 1942, foram o início do estabelecimento do método brasileiro de provas de carga sobre estacas e especificações dos recalques. Em 1951, foi adotada uma norma brasileira para provas de carga, a NB - 20 da ABNT, baseada em incrementos lentos de carga, de maneira a permitir a escolha das cargas admissíveis, de acordo com os recalques observados durante os ensaios.

2.1.5.2 - A Prova de Carga em Estacas

Apesar do progresso alcançado nos métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos para a estimativa da capacidade de carga de estacas, a prova de carga ainda é o meio mais confiável de se avaliar a carga que uma determinada estaca pode resistir, principalmente devido ao fato de ser um ensaio não destrutivo realizado diretamente na estaca, submetendo-a aos esforços que irá resistir na prática.

A prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos ou dinâmicos crescentes às estacas e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou compressão, ou transversais.

O procedimento para a execução de uma prova de carga no Brasil é estabelecido pelo método de ensaio MB – 3472, de novembro de 1991, da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

2.1.5.3 - Montagem da Prova de Carga

A Figura 2.8 mostra detalhes da montagem de uma prova de carga à compressão, onde pode ser salientado:

- o sistema de reação constituído por perfis de aço sobrepostos reagindo diretamente contra outros perfis ligados a possíveis estacas de tração ou tirantes;
- o macaco hidráulico que serve para aplicar carga à estaca;
- um cabeçote (bloco de coroamento) de concreto armado que distribui a carga do macaco sobre a cabeça da estaca;
- o extensômetro que mede os recalques da estaca.

GODOY (1983) afirma que, de acordo com o sistema empregado para a carga de reação, a opção por uma das montagens abaixo depende das condições peculiares de cada obra:

- estrado carregado apoiado diretamente sobre o terreno. É a montagem mais empregada para cargas de ensaio até cerca de 1500 kN;
- emprego de estacas de tração. É de uso mais restrito devido à necessidade de contar com estacas que possam resistir a elevadas cargas de tração;
- emprego de tirantes ancorados no subsolo. É um sistema mais moderno, empregado principalmente quando a carga de ensaio for elevada, superando cerca de 1500 kN.

A fim de reduzir ao mínimo a interferência nos resultados da prova de carga, a montagem deverá ser feita respeitando-se certos afastamentos da estaca a ser ensaiada. O MB - 3472 estabelece alguns requisitos mínimos como, por exemplo, a de que o sistema de reação deva estar a uma distância livre mínima do eixo da estaca de três vezes o diâmetro da maior seção transversal da mesma, ou ao menos 1,5 m.

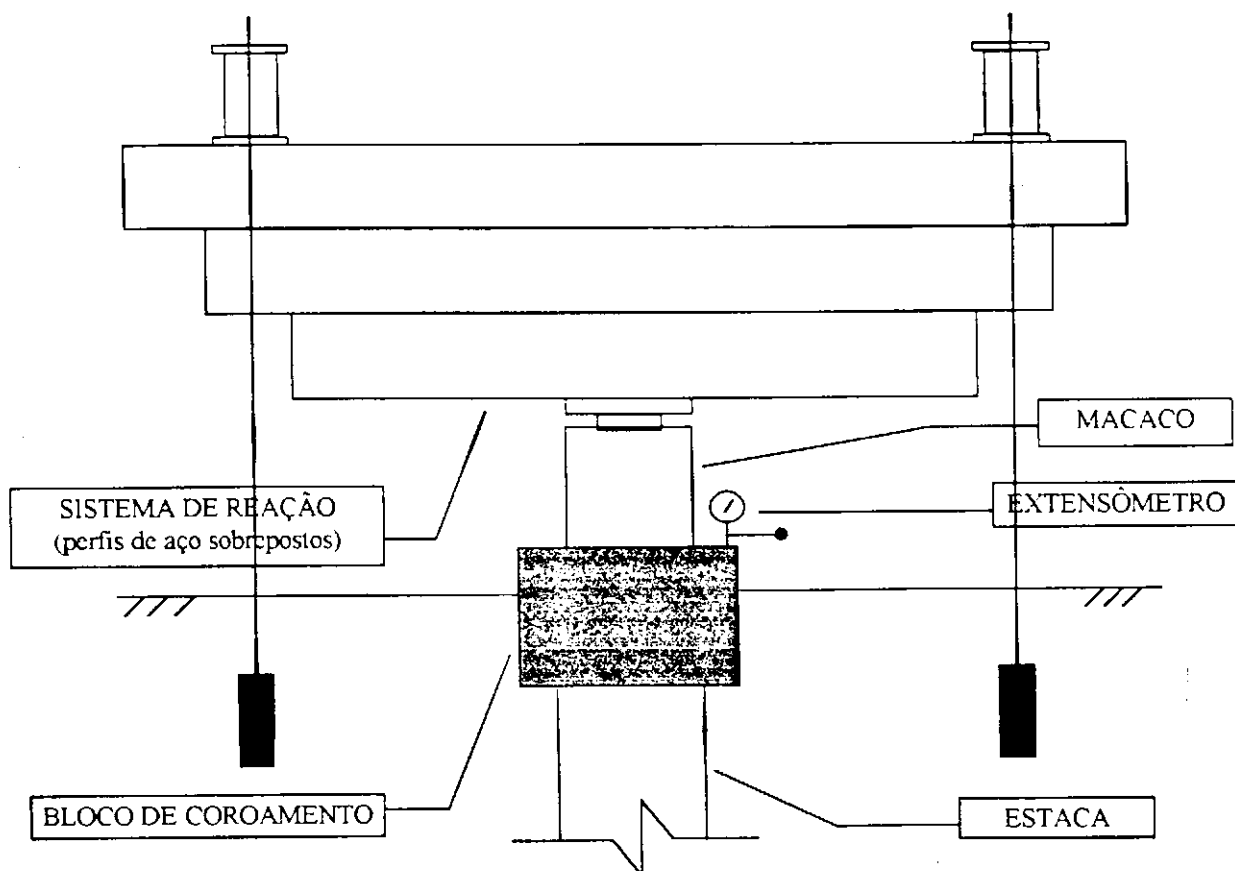


Figura 2.8 - Montagem de uma prova de carga à compressão em estacas.

2.1.5.4 - Procedimento para Carregamento da Estaca

Na execução de uma prova de carga, a estaca é carregada até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para a sua carga de trabalho (ABNT – NBR – 12131 / 91).

Segundo a norma brasileira, o ensaio pode ser realizado com carregamento lento ou com carregamento rápido. As deformações correspondentes a estes dois tipos de ensaios podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado.

MARQUES (1997) identifica quatro grupos de provas de carga, com respeito a forma de aplicação da carga ou quanto a metodologia de carregamento da fundação:

- **SML (“Slow Maintained Load Test” - Carregamento Lento)**

A NBR – 12131 recomenda aplicar os carregamentos em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 min. Nestes estágios os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min, contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 30 min, até se atingir a estabilização.

A estabilização dos deslocamentos é determinada através da avaliação do desempenho da curva tempo x deslocamento, sendo admitida quando a diferença entre as leituras de deslocamentos realizadas nos tempos t e $t / 2$ corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo estágio. Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento. O descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro estágios, por tempo não inferior a 15 min, com os mesmos critérios de estabilização de recalques descritos para o carregamento.

- **QML (“Quick Maintained Load Test” - Carregamento Rápido)**

No ensaio rápido o carregamento também é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, e mantida durante 5 min, independente da estabilização dos deslocamentos. Em cada estágio, os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio. Atingida a carga máxima do ensaio, o descarregamento deve ser feito em quatro estágios, cada um mantido por 5 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 min do descarregamento total, deve ser feita uma leitura final (ABNT – NBR – 12131 / 91).

- **CRP (“Constant Ratio of Penetration Test” - Carregamento a uma Velocidade de Penetração Constante)**

Nesta prova, o carregamento se faz de forma contínua até que a carga não mais cresça com a penetração, ou seja, até atingir-se a capacidade de carga limite da estaca. Normalmente a velocidade média de penetração situa-se em torno de 0,75 mm / min. Segundo AOKI et alii (1996), as leituras de cargas e recalques são feitas a cada 2 min, e o ensaio é levado em geral até um recalque máximo de 5 a 7,5 cm, ou até a capacidade limite do sistema de reação.

- **CLT (“Cyclic Load Test” - Carregamento em Ciclos de Carga e Descarga)**

MARQUES (1997) se refere à forma de carregamento deste método como cíclica, pois a estaca é carregada a 1/3 da carga de trabalho prevista em projeto e, em seguida, descarregada até a metade desta carga. Após a repetição deste ciclo por 20 vezes, aumenta-se a carga máxima do ciclo anterior em 50% e repete-se o procedimento medindo o deslocamento vertical do topo do elemento ensaiado. Este método se adapta ao caso dos esforços produzidos pela frenagem dos trens, devido ao tipo de solicitação cíclica (AOKI et alii, 1996).

2.1.5.5 - Interpretação dos Resultados de Provas de Carga

Para facilitar a interpretação dos resultados, a NBR – 12131 / 91 sugere que as escalas da curva carga x recalque sejam escolhidas de tal forma que a reta ligando a origem e o ponto da curva correspondente à carga estimada de trabalho resulte numa inclinação de $20^\circ \pm 5^\circ$ com o eixo das cargas.

De acordo com a NBR 6122 (1996), a carga de ruptura de uma estaca pode ser determinada por meio de métodos estáticos (teóricos e semi – empíricos), por provas de carga e métodos dinâmicos.

Durante uma prova de carga a capacidade de carga de uma estaca deve ser definida quando ocorrer uma ruptura nítida. Quando isto não ocorre, é porque não se pretende atingir a ruptura ou a estaca tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que se pode aplicar na prova, por exemplo, devido a uma limitação do sistema de reação, ou quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga x recalque não indica uma carga de ruptura, mas um crescimento contínuo do recalque com a carga (NBR 6122 / 96). Existem inúmeros métodos para fixar a carga de ruptura variando de acordo com o autor ou o código consultado.

2.1.5.6 - Determinação da Carga de Ruptura

A seguir, serão apresentados os métodos da NBR 6122, Mazurkiewicz e o de Van der Veen para extrapolação da curva carga x recalque, por serem os mais utilizados pelos especialistas em fundações.

- *Método da NBR 6122 : 96*

A carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde na curva carga x deslocamento, mostrada na Figura 2.9, ao recalque expresso pela equação:

$$\Delta r = \frac{Q.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (2.14)$$

onde:

- Δ_r - recalque de ruptura convencional;
- Q - carga de ruptura convencional;
- L - comprimento da estaca;
- A - área da seção transversal da estaca;
- E - módulo de elasticidade do material da estaca;
- D - diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

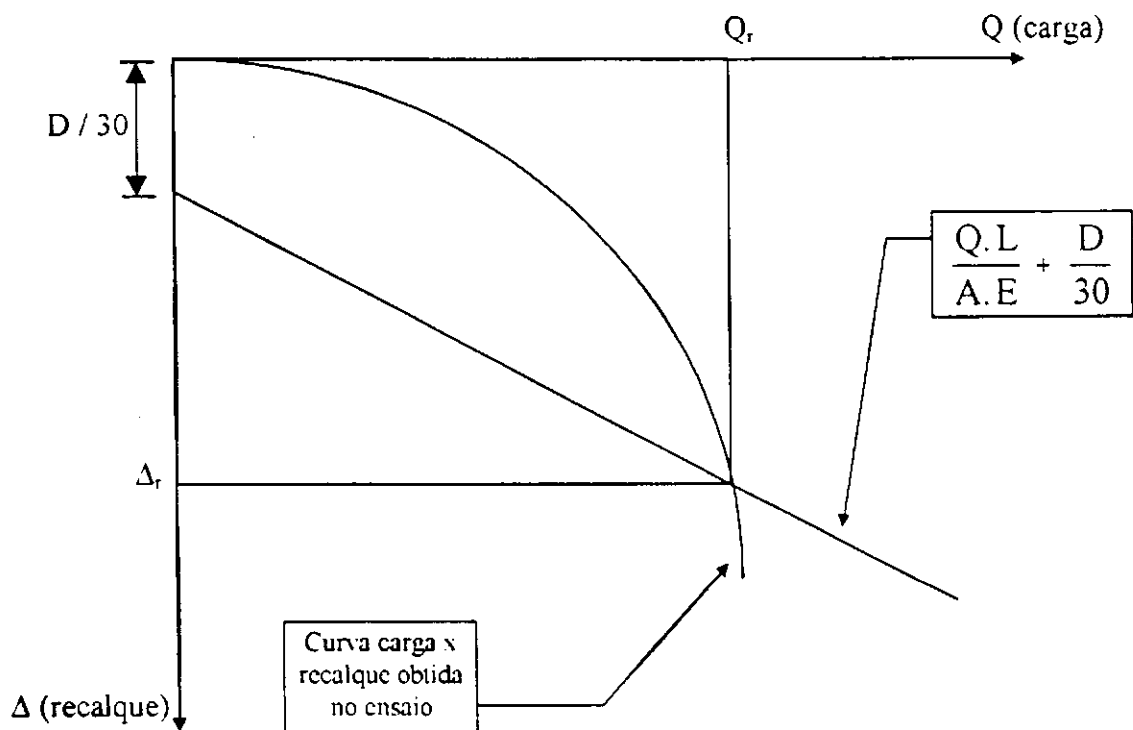


Figura 2.9 - Determinação da carga de ruptura convencional (NBR 6122 / 96).

• Método de Mazurkiewicz

Neste método, a carga de ruptura é obtida por meio da construção gráfica mostrada na Figura 2.10. O método baseia-se na hipótese de que o trecho final da curva carga x recalque seja uma parábola. A curva é dividida em partes correspondentes a recalques iguais. A partir dos pontos obtidos sobre a curva, são traçadas retas a 45° com a horizontal, até interceptarem às verticais

correspondentes aos pontos seguintes. Unindo-se os pontos obtidos, tem-se uma reta cuja interseção com o eixo das cargas determina a carga de ruptura procurada.

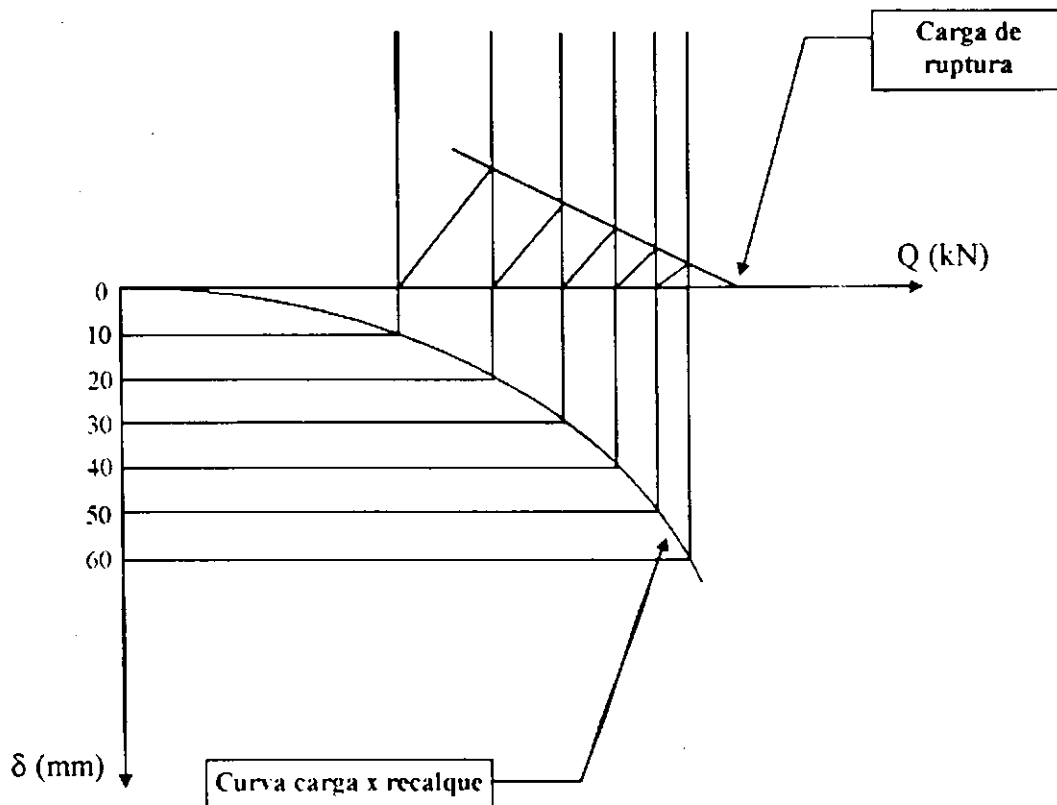


Figura 2.10 - Método de Mazurkiewicz (NIYAMA et alii. 1996).

- *Método de Van der Veen*

Este, provavelmente, é o método mais utilizado no Brasil. Van der Veen propõe que a curva carga x recalque, mostrada na Figura 2.11, pode ser representada pela expressão:

$$Q = Q_u (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (2.15)$$

em que, Q e r são as coordenadas dos diversos pontos da curva carga x recalque, do trecho I, onde essa curva é conhecida, Q_u é a carga de ruptura (valor que se deseja calcular), α é um coeficiente que depende da forma da curva.

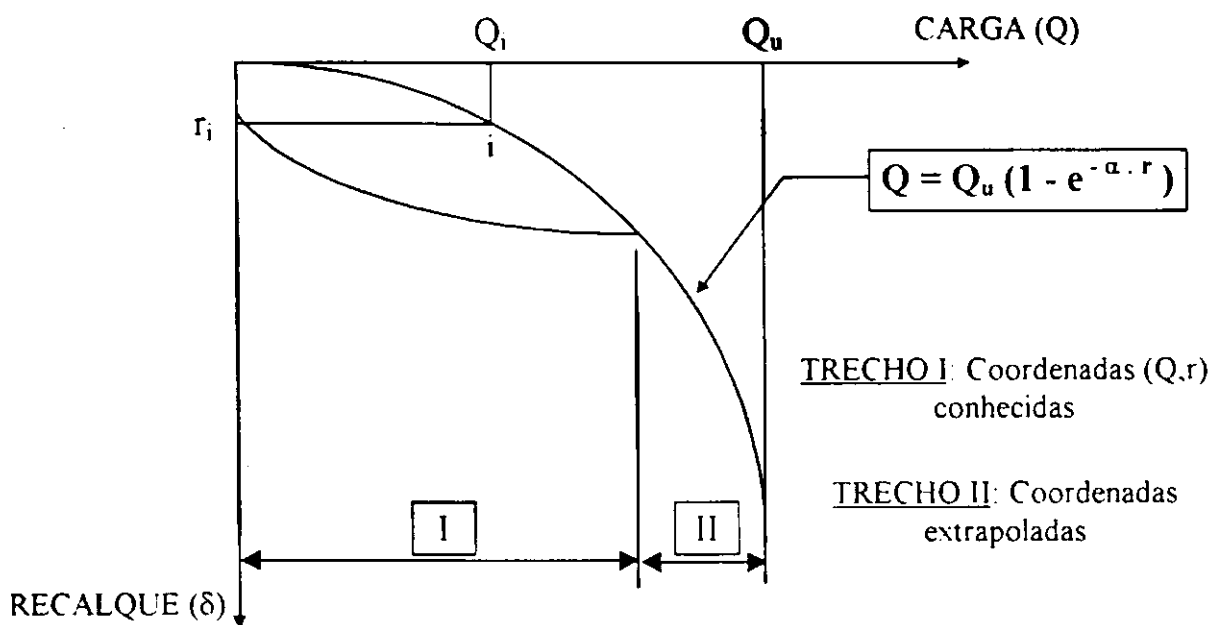


Figura 2.11 - Equação proposta por Van der Veen (ALONSO, 1991).

O processo consiste em se arbitrar vários valores a Q_u , conforme se indica na Figura 2.12, e verificar qual desses valores conduz a uma reta num gráfico com abscissas $-\ln(1 - Q / Q_u)$ e ordenadas r . O valor adotado de Q_u que a originou corresponde à carga de ruptura.

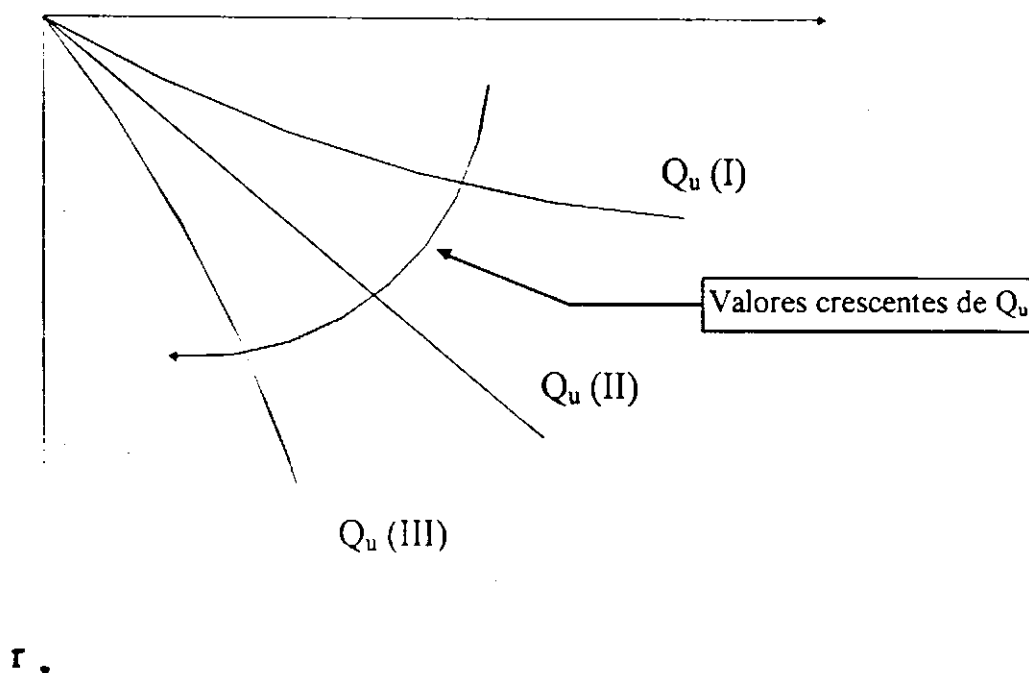


Figura 2.12 - Solução gráfica da Equação de Van der Veen (ALONSO, 1991).

A equação que define a curva carga x recalque proposta por Van der Veen pode ser generalizada, conforme propôs o Eng^o Nelson Aoki, reescrevendo-a (ALONSO, 1991):

$$Q = Q_u [1 - e^{-(\alpha \cdot r + b)}] \quad (2.16)$$

onde b é o valor da interseção da reta procurada no método com o eixo das abscissas, caso não coincida com a origem, originada pelo valor adotado de Q_u correspondente à carga de ruptura e α o seu coeficiente angular (ALONSO, 1991).

DÉCOURT e NIYAMA (1994), citado por NIYAMA et alii (1996), recomendam a utilização deste método somente quando as estacas não são de deslocamento (cravadas), o carregamento é monotônico e a carga máxima do ensaio atinge pelo menos dois terços do valor da carga de ruptura convencional.

É impossível indicar o procedimento ou grupo de métodos mais adequado, pois todos apresentam aspectos positivos e negativos. Deve ficar bem claro, no entanto, que a condição ideal é levar qualquer prova de carga, independente do tipo ou suas características, até a ruptura ou até a ocorrência de grandes recalques (NIYAMA et alii, 1996).

2.1.5.7 - Carga Admissível

A carga admissível de uma estaca é obtida aplicando-se um “fator de segurança” à carga de ruptura determinada pelos métodos teóricos, empíricos, semi – empíricos ou através de ensaios de provas de carga, de maneira tal que garanta a transmissão das cargas ao solo sem deformações excessivas.

De acordo com a NBR 6122, a capacidade de carga admissível das estacas, quando determinada por intermédio de provas de carga, é calculada mediante aplicação de coeficiente de segurança adequado, não inferior a 2,0, para compressão e tração, quanto a segurança à ruptura do solo. Para a carga admissível a partir do recalque, o coeficiente de segurança não pode ser inferior a $1 / 1,5$ da carga que produz o recalque admissível, medido no topo da estaca. No caso de estacas em que se prever a ação de atrito negativo, a carga admissível deve ser obtida deduzindo da carga de ruptura a parcela prevista para o atrito negativo, e aplicando o coeficiente de segurança 2,0 à diferença.

Os métodos teóricos ou semi-empíricos usados na determinação da capacidade de carga das estacas, fornecem resultados da carga admissível baseados nos coeficientes de segurança recomendados pelos autores das teorias ou correlações.

MILITITSKY (1991) afirma que o coeficiente de segurança a ser adotado deve refletir a expectativa de ocorrência das cargas, condições do solo, processo de construção da fundação e o desejado nível de confiabilidade da estrutura, cabendo uma análise racional em cada caso sem postura única.

2.2 - Parâmetros Geotécnicos: Avaliações e Considerações

2.2.1 - Generalidades

Os métodos de previsão de carga última à tração para estacas utilizam vários parâmetros geotécnicos do solo e do conjunto estaca - solo, tais como: peso específico, coesão, ângulo de atrito interno do solo, coeficiente de empuxo do solo, ângulo de atrito estaca – solo, adesão estaca – solo e a tensão vertical efetiva média, devida ao peso próprio do solo.

O peso específico, o ângulo de atrito interno do solo e a coesão podem ser determinados a partir de ensaios de laboratório ou por correlações. Quanto aos demais parâmetros, o coeficiente de empuxo lateral é o de mais difícil determinação, devido a uma grande faixa de valores que este pode variar.

Comentam-se, neste item, as sugestões de vários autores no sentido que uma boa avaliação desses parâmetros conduz a melhores estimativas dos diversos métodos de previsão de cargas últimas, aproximando-as dos resultados verificados com ensaios em escala natural.

2.2.2 - Tensão Vertical Efetiva Média

POULOS & DAVIS (1980) revelaram que as resistências unitárias de fuste e de ponta de uma estaca instalada em areias não crescem, necessariamente, com a profundidade, mas alcançam valores quase que constantes, após uma determinada profundidade. VÉSIC (1970) atribui este fenômeno ao arqueamento da areia em planos verticais. MEYERHOF (1976) supôs que este arqueamento seja proveniente do esmagamento dos grãos e compressibilidade do solo.

VÉSIC (1970) concluiu que o aumento do atrito lateral da estaca cresce até uma profundidade crítica ($L_{crit.}$) que varia de aproximadamente 10 diâmetros, para areias muito fofas, até cerca de 20 diâmetros, para areias muito compactas. Entretanto, pode-se adotar um valor médio de 15 diâmetros, para qualquer compactidade média da areia.

POULOS & DAVIS (1980) sugeriram adotar um diagrama simplificado da tensão vertical ao longo do fuste da estaca, em areias, conforme mostrado na Figura 2.13.

LEHANE et alii (1993) ensaiaram duas estacas de aço com 102 mm de diâmetro e 6m de comprimento, nos quais mediram as tensões efetivas desenvolvidas durante a instalação e durante as provas de carga, embutidas em uma areia quartzosa medianamente densa. Os autores demonstraram que as tensões desenvolvidas em qualquer horizonte do solo depende grandemente da distância deste horizonte à ponta da estaca e do estado inicial do solo, e que o carregamento da estaca induz mudanças nas tensões efetivas radiais, associadas com a estrutura do solo, estabelecidas pela instalação e fenômeno de dilatação na interface estaca - solo.

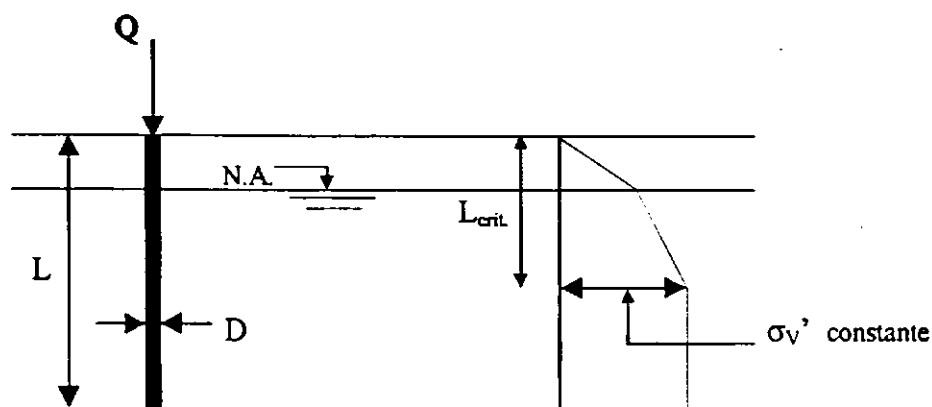


Figura 2.13 - Distribuição simplificada da tensão vertical adjacente à estaca, em areia (POULOS & DAVIS, 1980).

2.2.3 - Adesão Estaca - Solo

POULOS & DAVIS (1980) relataram que a adesão estaca - solo varia consideravelmente com muitos fatores, incluindo o tipo de solo, o tipo de estaca e o modo de sua instalação. Muita atenção tem-se dado à relações entre a adesão estaca - solo e a coesão não drenada do solo (C_u), através de um coeficiente de adesão ($\alpha^* = C_a/C_u$).

Eles ainda afirmaram que para estacas escavadas, não há muitos dados na literatura, limitando-se apenas a estudos na argila de Londres. Na Tabela 2.6 são apresentados esses resultados resumidos por POULOS & DAVIS (1980) de trabalhos de vários pesquisadores.

Tabela 2.4 - Coeficientes de adesão para estacas escavadas em argilas (adaptada de POULOS & DAVIS, 1980).

Tipo de Solo	Coefficiente de adesão (α^*)
Argilas de Londres	0,25 - 0,7
Argilas sensíveis	1
Argilas altamente expansíveis	0,5

2.2.4 - Ângulo de Atrito da Interface Solo – Estaca (δ)

É fato unânime entre todos os autores que δ depende do tamanho do grão, angulosidade e distribuição dos tamanhos dos grãos no solo, do teor de umidade do solo, do tipo de material de interface e da textura, e das tensões normais da interface.

Segundo CAMPELO (1995), KULHAWY & PETERSON (1979) relataram que a definição de superfícies lisas e rugosas varia entre os diversos autores. Eles concluíram que o comportamento resultante de uma interface depende primariamente da graduação do solo e da face do concreto. Foi encontrado que a rugosidade do solo ou da face do concreto (R_M) pode ser descrita como:

$$R_M = \frac{D_{60} \cdot D_{10}}{D_{50}} \quad (2.17)$$

em que D_{60} , D_{50} e D_{10} , são, respectivamente, os diâmetros das partículas com 60, 50 e 10% dos grãos menores do solo ou dos agregados finos do concreto. A rugosidade de uma interface pode, então, ser quantificada, pela rugosidade relativa da interface (R_R), que pode ser definida como:

$$R_R = R_C / R_S \quad (2.18)$$

em que R_C é a rugosidade da superfície do concreto e R_S é a rugosidade do solo.

Concluíram, também, que para superfícies rugosas ($R_R > 1$), o ângulo δ é igual ou maior que ϕ . Isto implica que a interface é mais resistente que o solo, levando a crer que a ruptura dar-se-á no solo, fora da interface. Por outro lado, para superfícies lisas, ($R_R < 1$), é bem provável que a ruptura ocorrerá na interface. O concreto moldado diretamente contra o solo desenvolve uma superfície rugosa, enquanto o concreto moldado em uma forma com o solo posto contra ele, após sua cura, conduz a uma superfície lisa.

2.2.5 - Coeficiente de Empuxo Horizontal

CAMPELO (1995) relata que RAO & VENKATESH (1985) afirmaram que o coeficiente de empuxo horizontal depende do ângulo de atrito interno e da densidade do solo, do método de instalação, do coeficiente de embutimento (L/D) e da rugosidade da estaca. Eles concluíram que K_h decresce com L/D , mas aumenta levemente com a rugosidade, e que valores maiores são encontrados para areia pedregulhosa antes que para areia média. Em areias densas, K_h torna-se menor sob submersão, enquanto que, em areias fofas, permanece inalterado.

Ainda segundo CAMPELO (1995), SOWA (1970) concluiu que o empuxo de terra e o atrito lateral podem ser aumentados, em estacas moldadas *in loco*, em solos arenosos, colocando o concreto no furo tão rapidamente quanto possível e vibrando-o perfeitamente com a finalidade de reduzir a influência do alívio de tensões causado pela escavação. De fato, devido à pressão radial, considerada hidrostática, exercida pelo concreto junto à parede do solo escavado, há um incremento do coeficiente de empuxo e, portanto, do atrito lateral. Salientou que a resistência ao arrancamento de estacas em solos arenosos é muito mais dependente do empuxo horizontal sobre as estacas e que este pode variar em uma grande faixa de valores. Alegou também que os valores de K_h são muito sensíveis a pequenas variações nos valores de coesão.

Muitos autores utilizaram o coeficiente de empuxo horizontal igual ao do repouso, na estimativa da carga última de estacas comprimidas e tracionadas. JÁKY (1948) conduziu um estudo teórico sobre K_0 e sugeriu a seguinte expressão teórica para calcular o seu valor em solos normalmente adensados:

$$K_h = K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (2.19)$$

HANNA & GHALY (1992) alegaram que em muitas circunstâncias a história de tensões da areia, representada pela razão de pré - adensamento (OCR), não é levada em conta para o cálculo da resistência ao arrancamento. Isto resulta em uma considerável discrepância entre a resistência ao arrancamento de fundações instaladas em tipos similares de areia, com diferentes valores de OCR. Acreditam que esta discrepância desapareceria se o efeito de OCR fosse incorporado nos cálculos de resistência ao arrancamento.

2.3 - Estacas Escavadas

2.3.1 - Generalidades

A estaca escavada é um sistema de fundação versátil que está sendo utilizado no mundo inteiro. Em sua forma mais simples, uma estaca escavada é construída fazendo-se uma escavação cilíndrica, colocando uma armadura de reforço (quando necessária), e logo após concretando-a. Segundo a FUNDESP - Fundações Especiais (1997), com os equipamentos de escavação hoje disponíveis, são possíveis executar estacas com até 3 m de diâmetro, além de permitir a execução de estacas escavadas inclinadas e a possibilidade de engastamento em rocha. Permite ainda, a substituição técnica e economicamente viável de soluções tradicionais em estacas cravadas pré - moldadas e metálicas, como também devido a versatilidade no seu tamanho consegue-se usá-las no lugar de um grupo de estacas eliminando a necessidade do bloco de coroamento para as estacas.

A NBR 6122 / 96 define estaca escavada como um tipo de fundação profunda executada por escavação mecânica, com uso ou não de lama bentonítica, de revestimento total ou parcial, e posterior concretagem.

As estacas escavadas têm como principal característica a maneira pela qual são moldadas no solo. São executadas por equipamentos que perfuram o solo, com retirada do material terroso, até a profundidade prevista, com ou sem revestimento.

Quanto ao aspecto construtivo, a NBR 6122 / 96 cita como estacas escavadas, com auxílio de lama, as circulares ou alongadas (estacas diafragma ou barretes) e como tipo especial destaca ainda as estacas tipo "hélice contínua" e as injetadas com técnicas diferentes, como as microestacas e as estacas tipo raiz.

O emprego de estacas escavadas tem se difundido largamente pela facilidade e rapidez de execução, pela adaptabilidade a qualquer tipo de terreno e sobretudo a ausência de vibração, substituindo, em determinadas situações, com sensível vantagem técnica as estacas cravadas por percussão.

2.3.2 - Estacas Escavadas com Lama Bentonítica

As estacas escavadas executadas com auxílio de lama bentonítica surgiram como conseqüência direta da experiência adquirida em inúmeras obras de paredes diafragma moldadas no solo, usadas normalmente como elementos de contenção de terras em obras de subsolo e de concretagens executadas abaixo do lençol freático (ANSON, 1980).

A lama bentonítica é uma suspensão em água de uma argila especial (a bentonita), da família das montmorilonitas, que possui características próprias, principalmente um inchamento muito acentuado quando em presença d'água

Para se executar este tipo de estaca, escava-se o terreno com equipamentos próprios preenchendo-o simultaneamente com lama bentonítica. Em seguida, coloca-se a armação e executa-se o preenchimento do furo ou da escavação através de concretagem submersa de baixo para cima. Devido ao fato do concreto ter densidade maior do que a lama, a mesma vai sendo expulsa para cima (ver execução na Figura 2.14).

Um fato importante que deve ser ressaltado, para que a operação acima descrita tenha êxito, é que durante a fase de concretagem submersa o tubo de concretagem fique com sua extremidade sempre imersa no concreto, a fim de evitar que a lama venha a contaminá-lo e defeitos executivos possam comprometer o desempenho da fundação.

Existem basicamente três tipos de estacas escavadas com lama bentonítica:

- a) Estacões - são estacas circulares, com diâmetros variando usualmente de 0,60 m até 2,00 m, perfuradas ou escavadas por rotação.
- b) "Barretes" - são estacas com seção transversal retangular, escavadas com "clamshells".
- c) Estacas Rotativas Injetadas - são estacas de pequeno diâmetro, geralmente de 0,30 m a 0,40 m, perfuradas ou escavadas por rotação e moldadas através de injeção de argamassa.

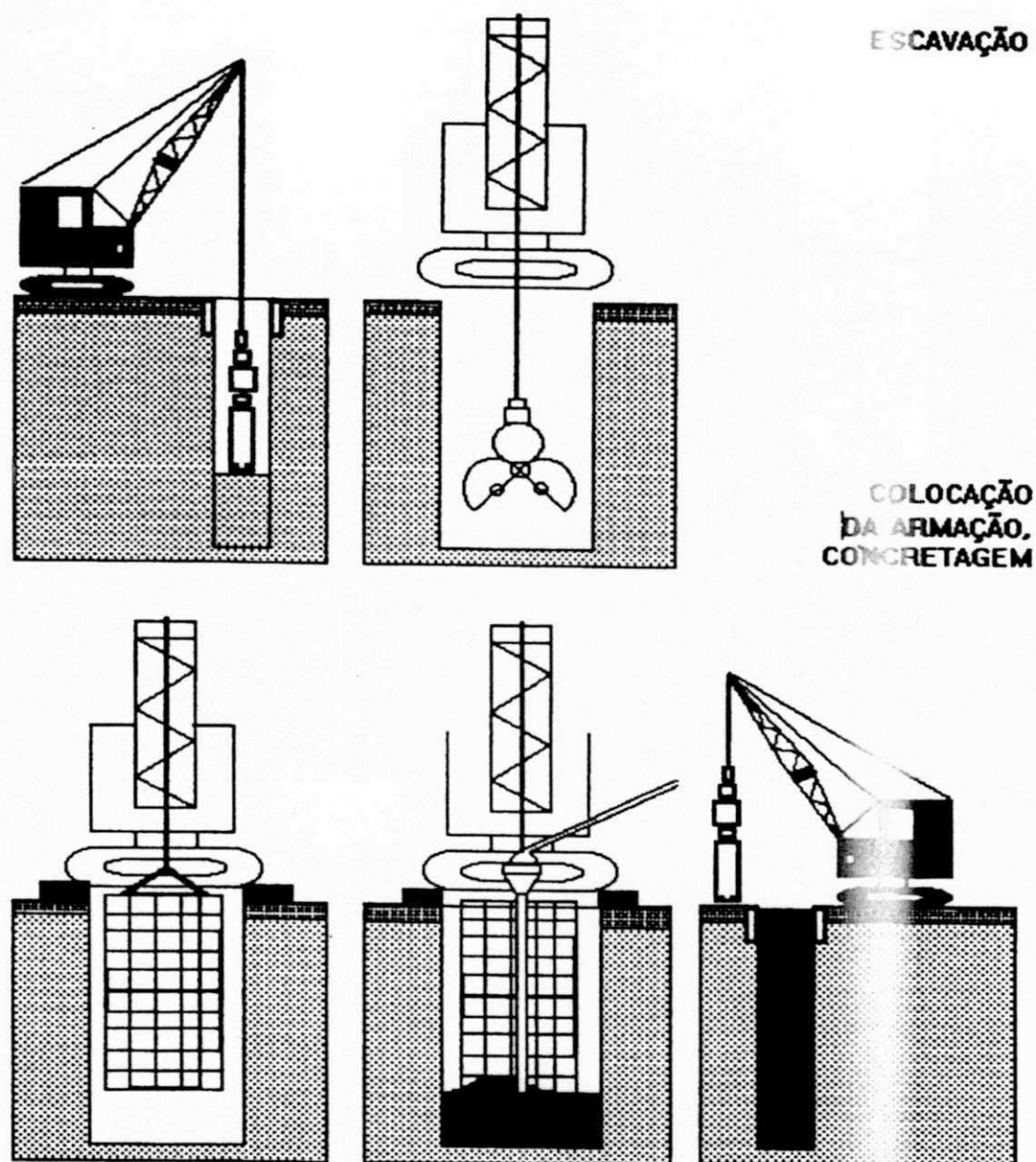


Figura 2.14 - Fases de execução de uma estaca escavada - estaca barrete (ACCIOLY, 1994).

2.3.3 - Perfurações com Lama Bentonítica

2.3.3.1 - Generalidades

A lama bentonítica é um fluido utilizado como impermeabilizante em barragens e canais. Em estacas escavadas e sondagens é utilizado para a estabilização das paredes das escavações quando a execução do furo ou escavação é feita em solos de alta permeabilidade e abaixo do lençol freático. Ela consiste numa mistura de água e bentonita na proporção adequada, que varia normalmente de 3% a 8% de bentonita, em função da natureza do solo a ser escavado, sendo tanto maior o consumo de bentonita quanto mais granular for o solo (ACCIOLY, 1994).

O emprego dessa lama em engenharia civil requer normas específicas sobre o assunto, o que leva a utilização de uma grande variedade de terminologias, métodos de ensaios e especificações de ensaios, como por exemplo as baseadas nas normas do "American Petroleum Institute" (API) e da Petrobrás.

2.3.3.2 - Análise da Estabilidade das Escavações com Lama Bentonítica

A estabilidade de uma escavação preenchida com lama bentonítica pode ser analisada de acordo com o esquema apresentado na Figura 2.15, em que E_a é o empuxo ativo total do solo, E_f o empuxo hidrostático da lama contendo a cunha de escorregamento ABC e H a profundidade da escavação.

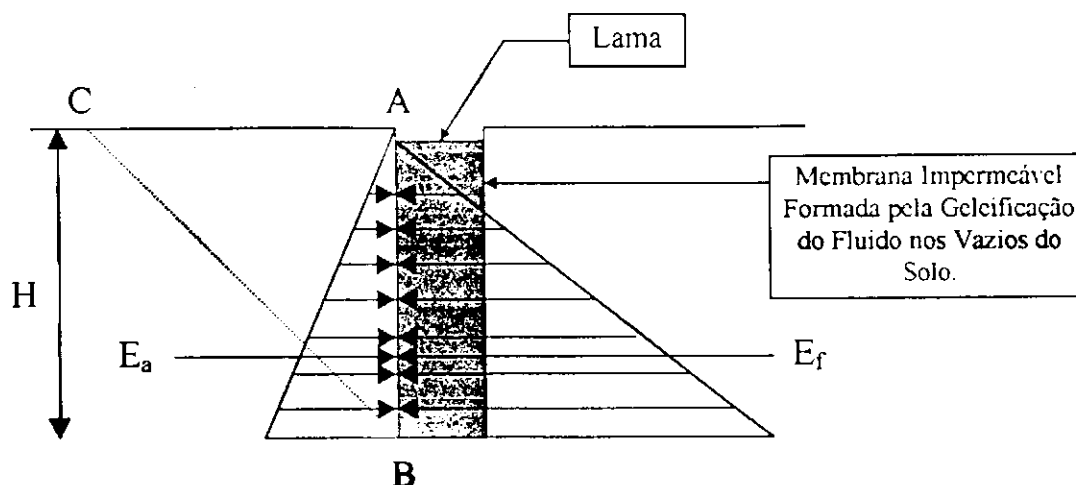


Figura 2.15 - Diagrama de Pressão (ANSON, 1980).

Pode-se escrever que:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.20)$$

$$E_f = \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot H^2 \quad (2.21)$$

Onde:

γ - peso específico do solo;

K_a - coeficiente de empuxo ativo;

c - coesão;

γ_f - densidade do fluido.

O fator de segurança com relação à estabilidade da escavação será:

$$FS = \frac{E_f}{E_a} \quad (2.22)$$

No caso de análise não drenada em argilas ($\phi = 0^\circ$ e $c \neq 0$), a altura crítica de escavação será:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma - \gamma_f} \quad (2.23)$$

No caso de areias ($\phi \neq 0^\circ$ e $c = 0$), o fator de segurança será:

$$FS = \frac{\gamma_f}{\gamma \cdot K_a} \quad (2.24)$$

De acordo com as equações 2.29 e 2.30, verifica-se que à medida que a densidade do fluido se aproxima da densidade do solo, tem-se profundidades de escavação maiores, ou melhor estabilidade de escavação.

Há situações em que se encontra para o fator de segurança valor menor que 1. Teoricamente, significa dizer que não será possível a execução da escavação. Entretanto, a prática do dia a dia mostra que é absolutamente possível e seguro executar perfurações profundas, na maioria dos solos, estando ou não o lençol próximo à superfície, principalmente para diâmetros menores (ANSON, 1980).

Ainda de acordo com a ANSON (1980), o efeito hidrostático da lama bentonítica é responsável por cerca de 70% a 90% das forças que se opõem ao escorregamento. A teoria clássica de Rankine (e outras), fundamentada na equação de ruptura de Mohr, não leva em conta fatores que decididamente influem na estabilidade das escavações, tais como:

- efeito de arco no solo;
- resistência ao cisalhamento do gel;
- resistência ao cisalhamento do “cake” (película impermeabilizante da parede da escavação);
- melhoria da “coesão” do solo, principalmente nas areias, onde o gel pode penetrar em seus vazios;
- fatores eletrosmóticos;
- efeito do tubo guia, sempre usado nas estacas escavadas.

As Figuras 2.16 e 2.17, mostram os efeitos da resistência ao cisalhamento do fluido estabilizante e de arco, respectivamente.

Na Figura 2.16, tem-se que quanto menor a largura ou diâmetro da escavação maior é o fator de segurança, em relação a resistência ao cisalhamento do fluido estabilizante. Na Figura 2.17, vê-se que as pressões reais, ao longo da profundidade, são bem menores que as de Rankine. Essas Figuras são importantes para as análises de segurança quanto ao processo de execução das estacas escavadas de pequeno diâmetro (ANSON, 1980).

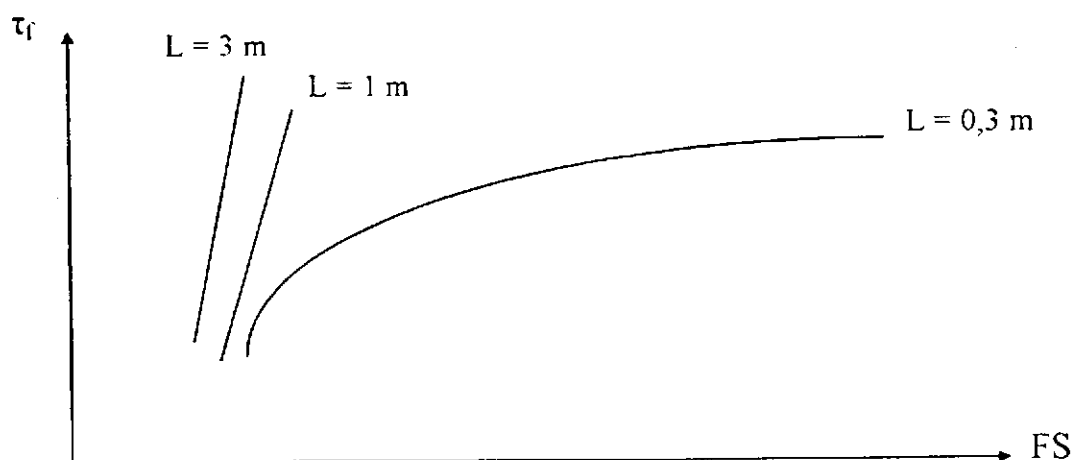


Figura 2.16 - Resistência ao cisalhamento do fluido estabilizante (ANSON, 1980).

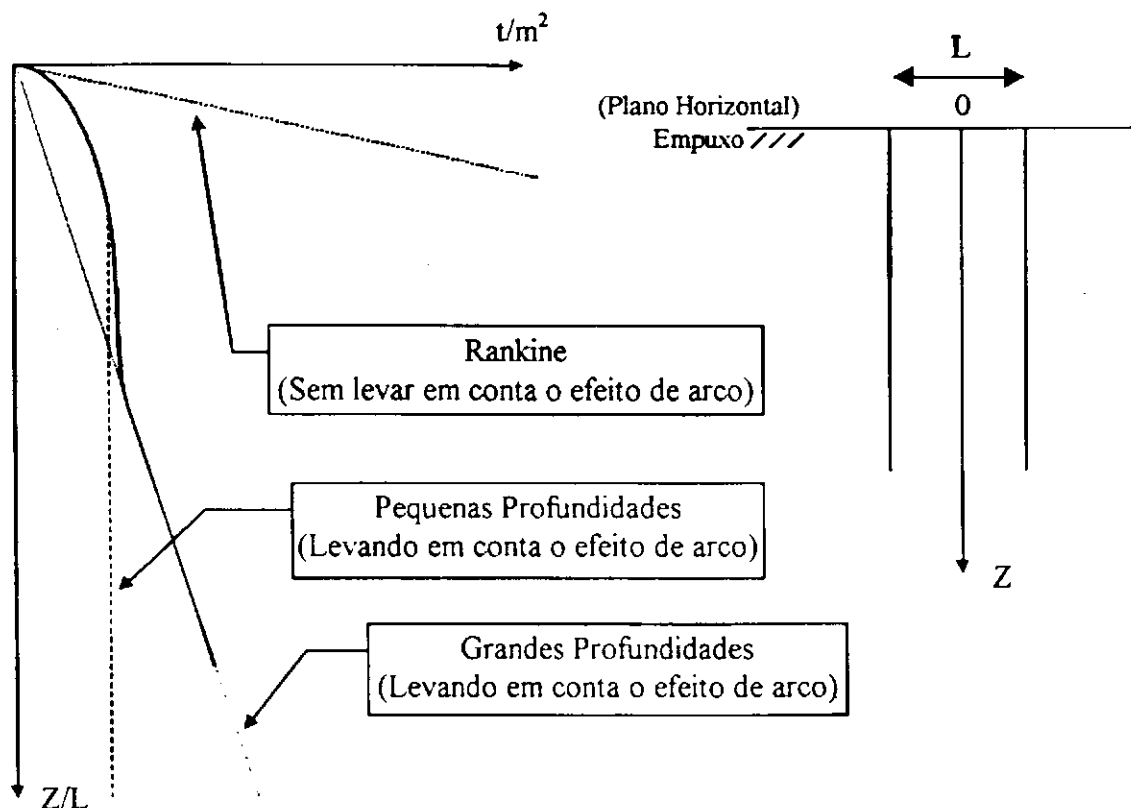


Figura 2.17 - Efeito de arco (ANSON, 1980).

2.3.3.3 - Propriedades da Lama Bentonítica para Estacas Escavadas

Segundo SAES (1996), a lama bentonítica usada especialmente na execução de estacas escavadas tem três características muito importantes:

- estabilidade - traduzida pela não decantação das partículas de bentonita por um longo período de tempo;
- impermeabilização - propriedade de formar rapidamente sobre uma superfície porosa, no caso o solo, uma película impermeável, o "cake", mostrado na Figura 2.18;
- tixotropia - que consiste na capacidade reversível de tornar-se líquida quando agitada ou bombeada e de formar um "gel" quando em repouso.

SAES (1996) afirma que as propriedades da lama bentonítica variam com o tipo do misturador utilizado e com o tempo de mistura e de descanso após a mistura. Para se obter a máxima hidratação da bentonita, dependendo da energia utilizada na mistura, é necessário um tempo de descanso de até 24 h. A lama empregada na execução de estacas escavadas tem que:

- 1) conter o fundo e as paredes da escavação pela ação de uma pressão hidrostática sobre as mesmas;
- 2) ser facilmente deslocada e substituída pelo concreto;
- 3) manter os resíduos da escavação em suspensão, evitando sua deposição no fundo da escavação ou nas tubulações;
- 4) ser facilmente bombeável.

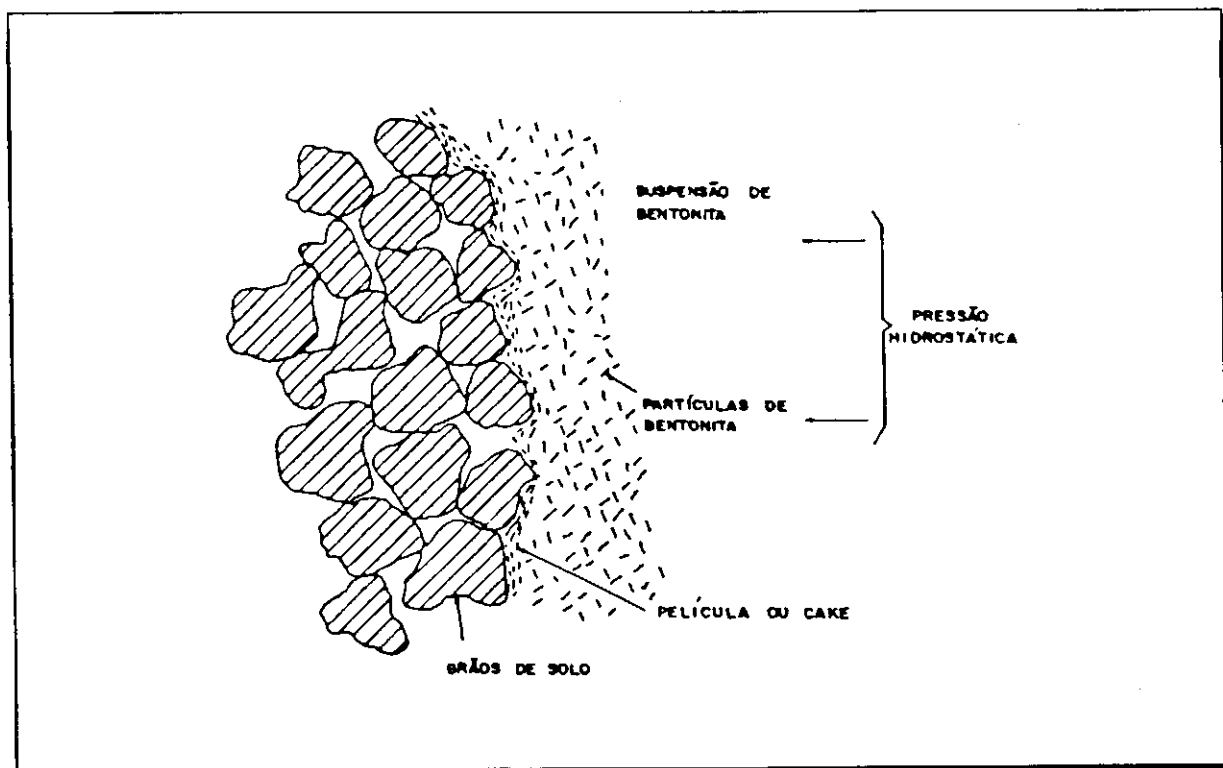


Figura 2.18 - Formação do "cake" sobre os grãos do solo nas paredes da escavação (BRASFOND, 1985).

SILVA NETO (1979) faz algumas observações a respeito de algumas características da lama bentonítica que devem ser avaliadas para que se tenha um desempenho aceitável da mesma, quando do seu uso na execução das estacas escavadas, as quais são controladas através de ensaios específicos. Estas características, com as seguintes recomendações de SAES (1996), são:

- *Espessura e permeabilidade do “cake”*

O “cake” deve ser fino e impermeável. “Cakes” espessos e pouco resistentes permitem a fuga de lama para o solo, desestabilizando as escavações, e são facilmente removidos pelas ferramentas de perfuração.

- *Densidade*

O controle da densidade da lama deve ser rigoroso para garantia da não contaminação do concreto pelos desmoronamentos das paredes da escavação. Densidades elevadas melhoram a estabilidade das escavações, mas dificultam o deslocamento da lama pelo concreto.

- *Viscosidade*

Esta propriedade da lama é considerada por muitos como sendo a propriedade que mais influência tem no deslocamento da lama pelo concreto, tendo, até mesmo, mais importância que a densidade. Soluções muito viscosas aderem com maior facilidade às armaduras, diminuindo a aderência ao concreto, bem como dificultam a ascensão do concreto e a penetração da lama nos vazios do terreno quando da formação do “cake”.

- *Teor de areia*

A presença de areia na lama prejudica a formação do “cake”, tornando-o espesso, permeável e resistente. Aumenta a densidade da lama e também sua viscosidade, dificultando seu deslocamento pelo concreto.

- *pH*

O pH é um indicador de contaminação química da lama pelo cálcio do cimento. Lamas contaminadas pelo cimento ($\text{pH} > 11$) produzem “cakes” espessos e permeáveis.

ACCIOLY (1994) citando NASH (1974), chama atenção para o fato de que essas propriedades geralmente devem ser bem conciliadas por apresentarem um grande número de características que conflitam umas com as outras.

A lama bentonítica obtida em condições de ser utilizada nas escavações para estacas escavadas deve atender aos parâmetros da NBR 6122 / 96, indicados na Tabela 2.5.

GOLOMBEK (1985), falando a respeito da importância do controle das características da lama, diz que para que a execução de uma estaca seja concluída satisfatoriamente é preciso que, em todas as etapas, a lama satisfaça às exigências da norma.

A fim de que seja dada estabilidade às paredes da escavação, as exigências básicas dizem respeito ao pH, para evitar a floculação e garantir a formação do “cake”.

Tabela 2.5 - Parâmetros para a lama bentonítica especificados pela NBR 6122 / 96.

Parâmetros	Valores	Equipamento para ensaio
Densidade	1,025 g / cm ³ a 1,10 g / cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 s a 90 s	Funil Marsh
pH	7 a 11	Papel de pH
<i>Cake</i>	1,0 mm a 2,0 mm	“ <i>Filter press</i> ”
Teor de areia	até 3 %	“ <i>Baroid sand content</i> ” ou similar

Terminada a escavação, para que se possa concluir a estaca com uma concretagem satisfatória, é preciso que a lama bentonítica esteja com sua densidade abaixo do máximo de $1,1 \text{ g/cm}^3$ e o teor de areia seja inferior a 3%. A finalidade dessa exigência é garantir a expulsão da lama pelo concreto.

Em vários países têm-se usado aditivos para melhorar a qualidade da lama. No Brasil, a utilização de aditivos não é comum.

2.3.4 - Estacas Escavadas Convencionais

2.3.4.1 - Escavação

A execução deste tipo de serviço, hoje em dia, é realizado por uma variedade muito grande de equipamentos, pois, em princípio, qualquer ferramenta que consiga escavar verticalmente o solo pode ser empregada. Porém, o sucesso de uma escavação vai depender da escolha adequada do equipamento (SAES, 1985).

Basicamente, estes equipamentos se dividem em dois tipos, pela forma de cortar o solo:

- equipamentos que destroem a estrutura do solo ou rocha em pequenos fragmentos, que são transportados para fora da escavação pelo fluxo da lama;
- equipamentos que cortam o solo como um todo e o transportam para fora da escavação.

A escolha do tipo de equipamento a ser usado depende muito das condições do subsolo, das profundidades a serem atingidas, dos tamanhos das peças a serem executadas e também das condições do canteiro de serviço e sua localização (SAES, 1985).

Os equipamentos mais utilizados na execução de estacas escavadas circulares (estacões) são as mesas rotativas equipadas com baldes acoplados a uma barra "kelly"; na execução de estacas "barretes" são utilizados "clamshells" livremente suspensos por cabos ou acoplados a sistemas rígidos através também de barras "kelly". No caso dos "clamshells", o sistema de fechamento dos mesmos pode ser hidráulico, mecânico (cabos) ou elétrico - hidráulico (SAES, 1996).

A execução dos estacões e estacas “barrete” normalmente é iniciada por uma escavação preliminar, com diâmetro ou dimensões um pouco superiores ao de projeto e com profundidade entre 1 a 2 m. Nesta escavação é introduzido um tubo guia metálico, no caso dos estacões, ou uma mureta – guia, que pode ser metálica, mas correntemente é confeccionada em concreto com folga de 4 cm nas duas direções para que o “clamshell” opere livremente, no caso das estacas “barrete”. Tanto a camisa metálica como a mureta - guia têm por finalidade proteger o topo das escavações e garantir uma perfeita locação da estaca. Caso se esteja escavando abaixo do lençol freático, a lama bentonítica é introduzida logo que a escavação atinja o fundo do tubo guia ou da mureta (SAES, 1996).

Para que a ação estabilizadora da lama bentonítica se realize é necessário que haja um fluxo de dentro da cava para fora, a fim de que ocorra uma renovação nas propriedades da lama, contaminada pelos fragmentos da estrutura do solo ou rocha. Quando o lençol freático em torno das estacas está muito alto, ocorre, às vezes, a necessidade de rebaixamento do nível d’água para que se tenha uma condição mínima recomendada de 1,50 m de coluna de lama bentonítica acima do nível do lençol freático ou pelo menos duas vezes o diâmetro da estaca (GOLOMBEK, 1985). Já a NBR 6122 / 96 recomenda que esta diferença de nível entre o lençol freático e a lama bentonítica seja de no mínimo 2 m.

2.3.4.2 - Concretagem

Instalada a armadura, dá-se início a última fase de execução de uma estaca escavada. É nesta fase que podem ocorrer os defeitos de execução mais graves e, conseqüentemente, de comprometimentos sérios quanto ao desempenho da estaca (SAES, 1985).

A concretagem de estacas escavadas com auxílio de lama bentonítica é feita submersa, de baixo para cima, sendo o concreto lançado no fundo da escavação por meio de tubo de concretagem (tremonha). O concreto, que tem densidade maior que a lama, vai expulsando esta à medida que vai ocupando toda escavação (SAES, 1985).

A NBR 6122, estabelece as seguintes recomendações para o concreto aplicado de forma submersa:

- a) teor do cimento não inferior a 400 kg / m^3 ;
- b) abatimento ou “slump - test” de $20 \pm 2 \text{ cm}$;
- c) diâmetro máximo do agregado não superior a 10 % do diâmetro interno do tubo de concretagem;
- d) o embutimento da tremonha no concreto, durante toda a concretagem, não pode ser inferior a 1,50 m.

SAES (1985) salienta que além do concreto ter boa trabalhabilidade, deve ser capaz de, em seu movimento ascendente na escavação, provocar uma “tensão de raspagem” maior que a aderência entre o “cake” e as paredes da escavação.

SAES (1996) faz algumas recomendações a respeito da execução dessas estacas: no início da concretagem, o tubo “tremonha” deve ficar cerca de 30 cm acima do fundo da escavação e estar sempre imerso no concreto no mínimo 2 m. Quando o concreto dá sinais de dificuldade para subir é necessário fazer o tubo subir cuidadosamente, sem tirá-lo de dentro do concreto. Se este procedimento não surtir efeito é porque o concreto não está suficientemente trabalhável. Além disso, recomenda que ao iniciar a concretagem, esta não pode ser interrompida e deve ser completada num menor tempo possível (máximo de 3 horas).

2.3.5 - Estacas Rotativas Injetadas

2.3.5.1 - Generalidades

As estacas Rotativas Injetadas (ou escavadas de pequeno diâmetro) começaram a ser desenvolvidas em meados da década de 80, na cidade de Maceió - Alagoas, em decorrência das grandes dificuldades que se tinha para executar estacas convencionais da época, tipo Franki, pré - moldadas de concreto, metálica, Strauss, etc, na região litorânea, que naquela época iniciava um grande desenvolvimento urbano. Essas dificuldades de cravação decorrem da existência de uma camada de areia compacta (N_{SPT} entre 20 e 40 golpes), a pouca profundidade (2 a 3 metros), sobrejacente a camadas de suporte de carga muito baixo (MARQUES, 1997).

O crescimento vertical de Maceió começou no início da década de 80 e noventa por cento desse crescimento se deu nos bairros de classe média à alta que estão situados na região litorânea. O subsolo dessa área tem o perfil geotécnico típico mostrado na Figura 2.19. A camada de areia compacta era o grande obstáculo nas execuções de fundações profundas naquelas áreas. As estacas pré - moldadas roturavam-se ou esmagavam-se ao tentar atravessá-la. As tipo Franki passavam, mas rachavam toda a vizinhança com prejuízos financeiros para o construtor e problemas de embargamento das obras por parte do poder judiciário. As metálicas furavam a camada com menos vibrações, mas as grandes profundidades necessárias ao assentamento de suas pontas redundavam em altíssimos custos financeiros, incompatíveis com os valores das edificações. As do tipo Strauss não eram adotadas em decorrência da pequena profundidade do lençol freático e das dificuldades de furar a camada problemática com “piteiras” (sondas usadas na execução das estacas Strauss, na perfuração) (MARQUES, 1997).

Necessitava-se então de um tipo de estaca de baixo custo que atravessasse a camada sem as indesejáveis vibrações. Surgiu a estaca raiz, mas sua execução tinha custos financeiros altos para o porte das edificações da região. Então, gradativas mudanças na sua forma de execução foram operadas e resultou no surgimento de um novo tipo de estaca, hoje conhecida em várias cidades do Nordeste brasileiro, pelo nome de “Estaca Rotativa Injetada” (MARQUES, 1997).

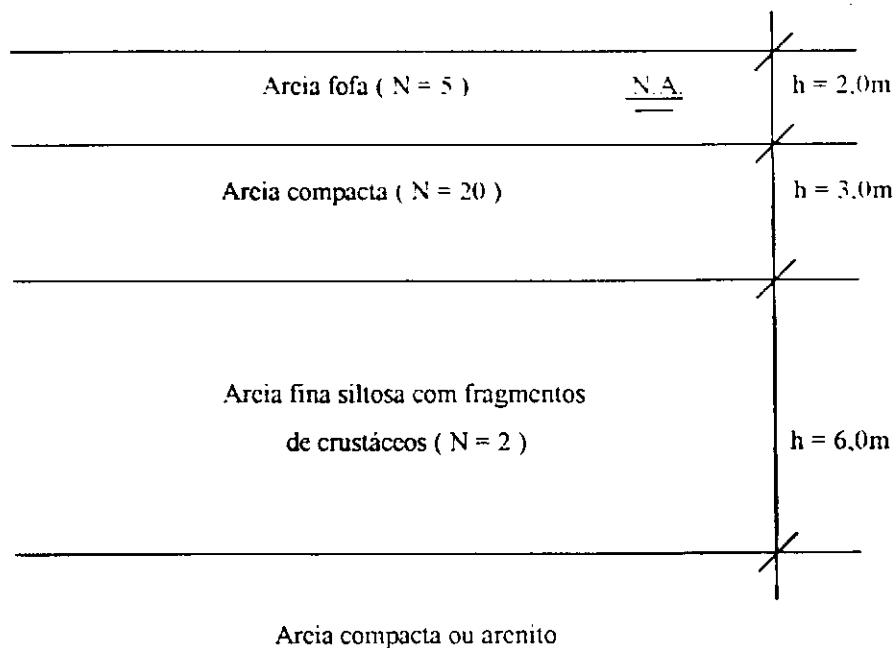


Figura 2.19 - Perfil geotécnico típico da orla marítima de Maceió.

2.3.5.2 - Execução

As estacas Rotativas Injetadas são executadas com perfuratrizes capazes de perfurar mais de 30 metros em camadas de alta e baixa resistências, com diâmetros de até 400 mm. As perfurações são feitas com circulação de lama bentonítica ou água (quando o solo não é puramente arenoso), injetada por meio de um sistema motor - bomba. A sua execução, mostrada em detalhes nas Figuras 2.20 a 2.25, realiza-se através das seguintes etapas:

1) execução de um furo com diâmetro um pouco maior que o do tubo guia, com profundidade média de 2,5m (perfuração com circulação de fluido estabilizante, bentonita);

2) colocação do tubo guia com diâmetro interno um pouco maior que o nominal da estaca;

3) perfuração até a profundidade desejada, através de sapata cortante tipo “carambola”, com diâmetro igual ao nominal da estaca e circulação de lama bentonítica;

4) colocação da armadura;

5) injeção de argamassa através de um tubo com diâmetro de 1 1/2” (3,81cm). A argamassa desce pelo tubo, atinge o fundo da escavação e sobe através do espaço anular existente entre a haste e a parede do furo até transbordar na superfície. Ao subir, traz consigo toda lama que existia dentro do furo.

Esta argamassa de enchimento do fuste é confeccionada, em geral, com traço de 1:2 (cimento : areia) e fator água / cimento variável entre 0,8 a 1,0. Nessas condições, apresenta um f_{ck} médio de 22 MPa, peso específico em estado fluido de 19,0 a 19,5 kN/m³ e sólido de 20,0 a 20,5 kN/m³.

Quando ao longo da perfuração ocorrem extratos intermediários de maiores compacidades, faz-se um alargamento do fuste da estaca em pontos estratégicos através de jato da própria lama de perfuração por meio de um bico inclinado na ponta da haste em torno de 45°. Essa abertura de fuste normalmente é feita na transição entre as camadas de menor e maior compacidade. Quando a estaca for trabalhar à compressão o alargamento se faz acima da camada de maior compacidade, enquanto à tração é ao contrário. Para as estacas com diâmetro entre 30 e 40 cm, o alargamento atinge valores

situados entre 65 e 75 cm, sendo este alargamento válido só para terrenos arenosos. Com isto, obtém-se uma estaca com maior capacidade de carga.

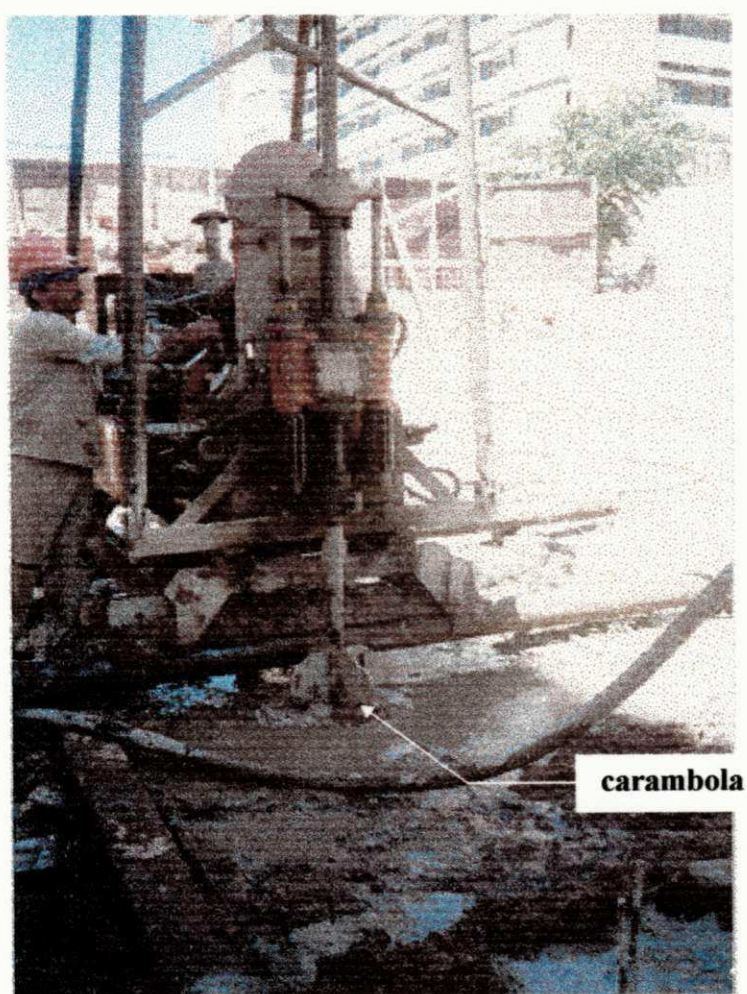


Figura 2.20 - Início da perfuração com lama bentonítica.



Figura 2.21 - Depósito local de lama bentonítica para reaproveitamento.



Figura 2.22 - Colocação da armadura.

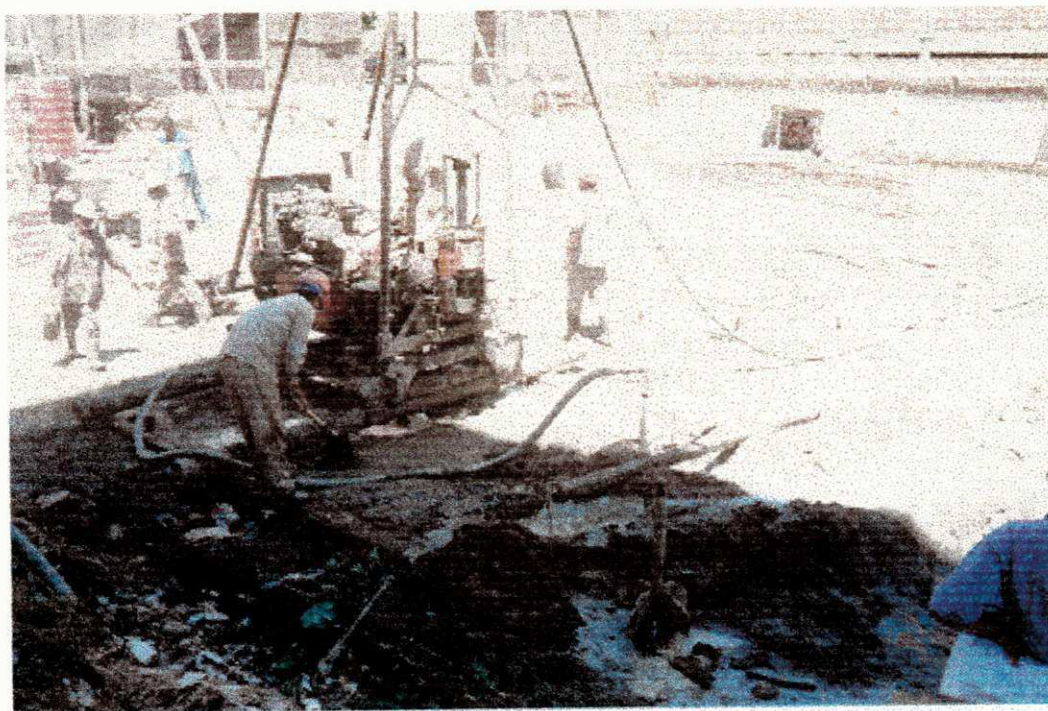


Figura 2.23 - Injeção de argamassa.



Figura 2.24 - Usina de argamassa.

CAPÍTULO 3

3.1 – Locais Utilizados para as Provas de Carga

3.1.1 – Generalidades

Com o objetivo de se estudar mais profundamente as estacas Rotativas Injetadas, decidiu-se pela elaboração deste trabalho de pesquisa, associado ao desejo dos responsáveis pela execução de aferir a sua capacidade de carga quando submetidas a esforços de tração. Essas estacas, de acordo com a peculiaridade de cada obra, podem necessitar serem dimensionadas à tração e de um estudo mais detalhado com relação ao seu comportamento.

As provas de carga deste trabalho de pesquisa foram realizadas em 14 estacas executadas em 4 terrenos situados na orla marítima da cidade de Maceió - AL, nos quais serão construídos 3 edifícios residenciais nas ruas José Otávio Moreira - Stella Maris, Antônio Cansanção e Gaspar Ferrari / Humberto Guimarães, ambos em Ponta Verde, e um complexo poliesportivo localizado na rua José P. Magalhães / Av. Amélia Rosa - Stella Maris.

3.1.2 - Aspectos Geológicos da Cidade de Maceió

O estado de Alagoas, a leste é banhado pelo Oceano Atlântico, ao norte faz divisa com o estado de Pernambuco e ao sul com o estado de Sergipe. A capital, Maceió, situa-se geograficamente entre os paralelos 9°28'00" e 9°50'00" Sul e os meridianos 35°40'00" e 36°02'00" Oeste de Greenwich.

Geologicamente, Maceió divide-se em duas regiões bem definidas: a região litorânea, constituída por sedimentos Quaternários recentes, do período Holoceno, com altitude de 2 a 8 metros, e a região alta que é formada pelos sedimentos Terciários do grupo Barreiras, do Plioceno e Pleistoceno, com altitude média de 60 metros (MARQUES, 1997).

Os sedimentos ou depósitos Quaternários formam planícies de origens aluviais, flúvio - marinhas, flúvio - lacustres, terraços, dunas e recifes. Litologicamente se constituem de areias, siltes e poucas argilas inorgânicas nas planícies aluvionais, flúvio - marinhas, terraços e dunas de areias, siltes argilos orgânicos e turfas nas áreas flúvio - lacustres, e de calcários e arenitos, nas áreas dos arrecifes (ou recifes). Essas planícies que formam uma única planície, desaparece ao norte de Maceió, entre o mar e as barreiras, e ao sul termina em forma de triângulo, onde o mar é separado da lagoa por um pontal (Pontal da Barra). Essa planície tem largura máxima da ordem de 3 km e área de 35 km², aproximadamente, e sua espessura média é de 45 m (MARQUES, 1997).

Os sedimentos Terciários formam tabuleiros constituídos de areias, argilas e siltes, misturados entre si, concreções ferruginosas, seixos de tamanhos e cores variados. O mineral argílico predominante é o caulim. Esses tabuleiros perfazem uma área de 150 km², aproximadamente, e têm espessura média de 40 m (MARQUES, 1997).

3.1.3 – Características Geotécnicas dos Locais de Execução das Estacas

3.1.3.1 – Generalidades

Geotecnicamente, a cidade de Maceió pode ser dividida em três regiões: a região litorânea, cujo subsolo é genericamente formado por camadas intercaladas de areias fofas e compactas, a muito compactas. Em algumas áreas dessa região, têm-se também a ocorrência de arenito calcáreo a poucos metros de profundidade. O lençol freático situa-se, em média, a 1,70 m de profundidade. A região alta, cujo perfil geotécnico é constituído de argilas arenosas ou areias argilosas pouco siltosa, geralmente intercaladas, de consistência ou compactidade crescentes com a profundidade. O lençol freático encontra-se em profundidades superiores a 50 metros. Na região banhada pela lagoa Mundaú, tem-se a ocorrência de pequenas e de espessas camadas de sedimentos orgânicos, confinados entre camadas arenosas. A espessura desses sedimentos varia de 0 a 20 m, subjacente a camadas superficiais de areias (MARQUES, 1997).

Para a determinação das características de resistência dos terrenos onde as estacas foram executadas, realizou-se o ensaio de sondagem à percussão SPT (Standard Penetration Test), segundo as normas. As Figuras 3.1 a 3.4 mostram os perfis obtidos dos subsolos.

3.1.3.2 – Terreno 1

Neste terreno foram ensaiadas 4 estacas, onde suas características são apresentadas na Figura 3.1. Nele observou-se uma camada de areia de bastante resistência situada a 4 m, para em seguida diminuir gradativamente até um valor muito baixo, aos 15 m de profundidade, onde encontrou-se um silte argilo – arenoso fofo. O nível médio do lençol freático foi de 2,0 m em relação à rua, como também as estacas encontravam-se a esta mesma profundidade do nível zero da sondagem.

3.1.3.3 – Terreno 2

Com 4 estacas ensaiadas, o perfil de sondagem da Figura 3.2 obtido para este terreno apresenta um solo arenoso variando de fofo a pouco compacto até os 19 m para a partir daí ter sua resistência crescendo numa areia fina à média, muito compacta. A profundidade do nível d'água foi de 2,30 m da rua e as estacas ficavam a 1,0 m em relação ao início da sondagem.

3.1.3.4 – Terreno 3

Também com ensaios em 4 estacas, a Figura 3.3 mostra uma predominância de uma areia fina de resistência crescente até 3 m e depois uma queda brusca até os 9 m, para a partir daí manter-se em um nível satisfatório numa areia com granulometria variando de fina a grossa medianamente compacta. O nível do lençol freático e as estacas estavam a 2,0 m abaixo da rua e escavadas com relação ao zero da sondagem, respectivamente.

3.1.3.5 – Terreno 4

Mostrada na Figura 3.4, onde as últimas 2 estacas foram ensaiadas, as características deste terreno indicam que até os 11 m ele apresenta um baixa resistência, sendo composto de camadas de areias e siltes fofos. Depois, tem-se 4 m de uma camada de areia compacta a muito compacta, diminuindo até os 18 m e depois voltando a crescer. O N.A. medido foi de 1,65 m e as estacas executadas a 1,0 m de profundidade do nível zero da sondagem.

0	8	Areia fina com silte e restos de construção, marrom, pouco compacta
1	11	Areia fina com silte, marrom, fofa
2	4	a medianamente compacta
3	15	Areia média, com pouco silte, marrom, medianamente compacta
4	30 / 19	Areia fina, com silte, cinza escuro, compacta
5	27	
6	15	
7	15	Silte arenoso, cinza escuro, medianamente compacto
8	13	
9	16	
10	14	
11	6 / 31	Silte arenoso, pouco argiloso, cinza escuro, pouco compacto
12	18	Areia fina a média, com silte, cinza escuro, medianamente compacta
13	25 / 28	Areia fina a média, com silte e ocorrência de fragmentos de crustáceos, cinza escuro, compacta
14	3 / 42	Silte argilo – arenoso, com ocorrência de
15	2 / 42	crustáceos, cinza claro, fofo

Figura 3.1 – Sondagem mais próxima das estacas 1 a 4.

Prof. (m)	SPT (N)	Classificação do Material	
0	13	Areia argilo - siltosa, creme, medianamente compacta	
1	10	Areia fina, siltosa, cinza, medianamente compacta	
2	18		
3	2	Areia fina, siltosa, cinza e fofa	
4	10	Areia fina, siltosa, cinza, pouco a medianamente compacta	
5	15		
6	7		
7	14		
8	18		
9	14		
10	6		
11	2		Areia fina a média, siltosa, com pouco pedregulho, cinza, fofa
12	10		Areia cálcica, cinza escuro, medianamente compacta a compacta
13	18		
14	23	Areia siltosa, pouco argilosa, com fragmentos de crustáceos, cinza, pouco compacta	
15	6		
16	4	Areia média, pouco argilo – siltosa, pouco pedregulhosa, cinza, fofa a medianamente compacta	
17	4		
18	11		
19	30 / 18	Areia fina a média, com silte, cinza claro, muito compacta	
20	30 / 16		
21	30 / 12		

Figura 3.2 – Sondagem mais próxima das estacas 5 a 8.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO		
0	5	Areia fina, com silte e resto de construção, cinza escuro, pouco compacta
1	9	Areia fina, com silte, creme claro,
2	20	medianamente compacta a compacta
3	27	Areia média, com silte, amarela, compacta
4	21	Areia fina, siltosa, com fragmentos de crustáceos,
5	5	cinza, pouco compacta a compacta
6	2	Areia fina, siltosa, com fragmentos
7	2 / 35	de crustáceos, fofa
8	2	Areia cálcica,
9	1	cinza, fofa
10	19	
11	20	
12	26	Areia fina, com silte e fragmentos de crustáceos,
13	16	cinza, medianamente compacta a compacta
14	23	
15	20	
16	10	Areia grossa, com pedregulho,
17	21	cinza, medianamente compacta a compacta
18	22	Areia fina a média, com silte, cinza, compacta

Figura 3.3 – Sondagem mais próxima das estacas 9 a 12.

		PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO
0	5		Areia fina, siltosa, creme, pouco compacta
1	10		Areia fina a média, siltosa com fragmentos de crustáceos, creme e cinza, pouco a medianamente compacta
2	13		
3	6		
4	2		Silte arenoso, pouco argiloso, com fragmentos de crustáceos, cinza, fofo
5	2 / 37		
6	3 / 34		
7	2		
8	1 / 45		
9	1 / 23		Areia fina, siltosa, com fragmentos de crustáceos, cinza, fofo
10	2 / 37		
11	2 / 33		
12	25 / 28		Silte areno – argiloso, pedregulhoso, cinza claro, compacto
13	30 / 18		Areia fina a média, siltosa, cinza claro, compacta a muito compacta
14	30 / 19		
15	30 / 12		
16	30 / 21		Areia média, siltosa, cinza claro, medianamente compacta
17	15		
18	6		Argila cinza claro de consistência média
19	30 / 18		Areia média, siltosa, com pedregulho, cinza claro, compacta
20	30 / 18		

Figura 3.4 – Sondagem mais próxima das estacas 13 e 14.

3.2 – Provas de Carga

3.2.1 – Generalidades

A execução das estacas e a realização das provas de carga foram possíveis a partir de uma pesquisa conjunta entre a UFPb, a UFAL e a AGM, empresa especializada na execução das estacas Rotativas Injetadas no Nordeste, a qual forneceu todos os dados necessários sobre o terreno e as estacas, assim como encarregou-se de montar toda a prova de carga e executá-la. Tinham em média 10,50 a 17,00 metros de comprimento, 400 mm de diâmetro nominal e as seguintes armaduras: 8 ferros de 20 mm nas estacas do terreno 1 e 10 ferros de 20 mm nas estacas dos demais terrenos, todas com estribos de bitola 6,3 mm colocados a cada 20 cm. Estas ferragens foram obtidas através de dimensionamento à tração das estacas. Na Tabela 3.1 mostram-se as características das estacas ensaiadas.

3.2.2 – Procedimento dos Ensaios

As estacas foram carregadas em estágios de 39,50 kN, com cargas mantidas em intervalos de tempo fixos e constantes, até serem atingidos valores que não comprometem as resistências do sistema de reação ou das estacas, inabilitando-as, assim, ao uso como parte integrante das obras.

Adotou-se o procedimento de carregamento da estaca considerado como rápido em estágios (QML - Quick Maintained Load Test), estabelecido pela NBR 12131 / 91 da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, com um intervalo de tempo de 15 minutos em cada estágio, independente da estabilização dos deslocamentos.

Os carregamentos foram feitos em estágios sucessivos, iniciado com uma carga de 39,50 kN, e daí em intervalos iguais até uma carga de aproximadamente 355,50 a 516,50 kN, em função da carga de trabalho de cada estaca, a fim de se obter pontos suficientes para traçar os gráficos “Carga x recalque” e extrapolar, através do método de Mazurkiewisz, determinando assim as cargas de ruptura estimadas.

Atingida a carga máxima prevista para as estacas nos ensaios, fez-se, depois de um tempo mínimo de 12 h, o descarregamento em quatro estágios, cada um mantido por 15 minutos, com as leituras dos respectivos deslocamentos.

Tabela 3.1 - Diâmetros (D), comprimentos (L) e datas de execução das estacas e provas de carga.

Estaca	Diâmetro (D)	Comprimento (L)	Data de execução	Data da prova de carga
E1	0,40	10,50	26 / 05 / 1997	10 / 06 / 1997
E2	0,40	10,50	26 / 05 / 1997	10 / 06 / 1997
E3	0,40	10,50	26 / 05 / 1997	11 / 06 / 1997
E4	0,40	10,50	26 / 05 / 1997	11 / 06 / 1997
E5	0,40	14,00	25 / 05 / 1997	14 / 06 / 1997
E6	0,40	14,00	25 / 05 / 1997	14 / 06 / 1997
E7	0,40	14,00	25 / 05 / 1997	14 / 06 / 1997
E8	0,40	14,00	25 / 05 / 1997	14 / 06 / 1997
E9	0,40	14,50	10 / 07 / 1997	20 / 08 / 1997
E10	0,40	14,50	11 / 07 / 1997	20 / 08 / 1997
E11	0,40	15,00	10 / 07 / 1997	20 / 08 / 1997
E12	0,40	15,00	14 / 07 / 1997	20 / 08 / 1997
E13	0,40	17,00	05 / 03 / 1998	07 / 04 / 1998
E14	0,40	17,00	05 / 03 / 1998	07 / 04 / 1998

3.2.3 – Sistema de Execução Utilizado

3.2.3.1 – Extensômetros

Os deslocamentos verticais do topo das estacas foram medidos, simultaneamente, através de dois extensômetros colocados diametralmente opostos, equidistantes do eixo da estaca, fixados por meio de vergalhões e apoiados sobre os blocos de coroamento confeccionados na cabeça das estacas para transmitir os esforços. A sensibilidade de leitura dos extensômetros era de 0,01 mm e seus cursos de 30 e 50 mm (Figura 3.5).

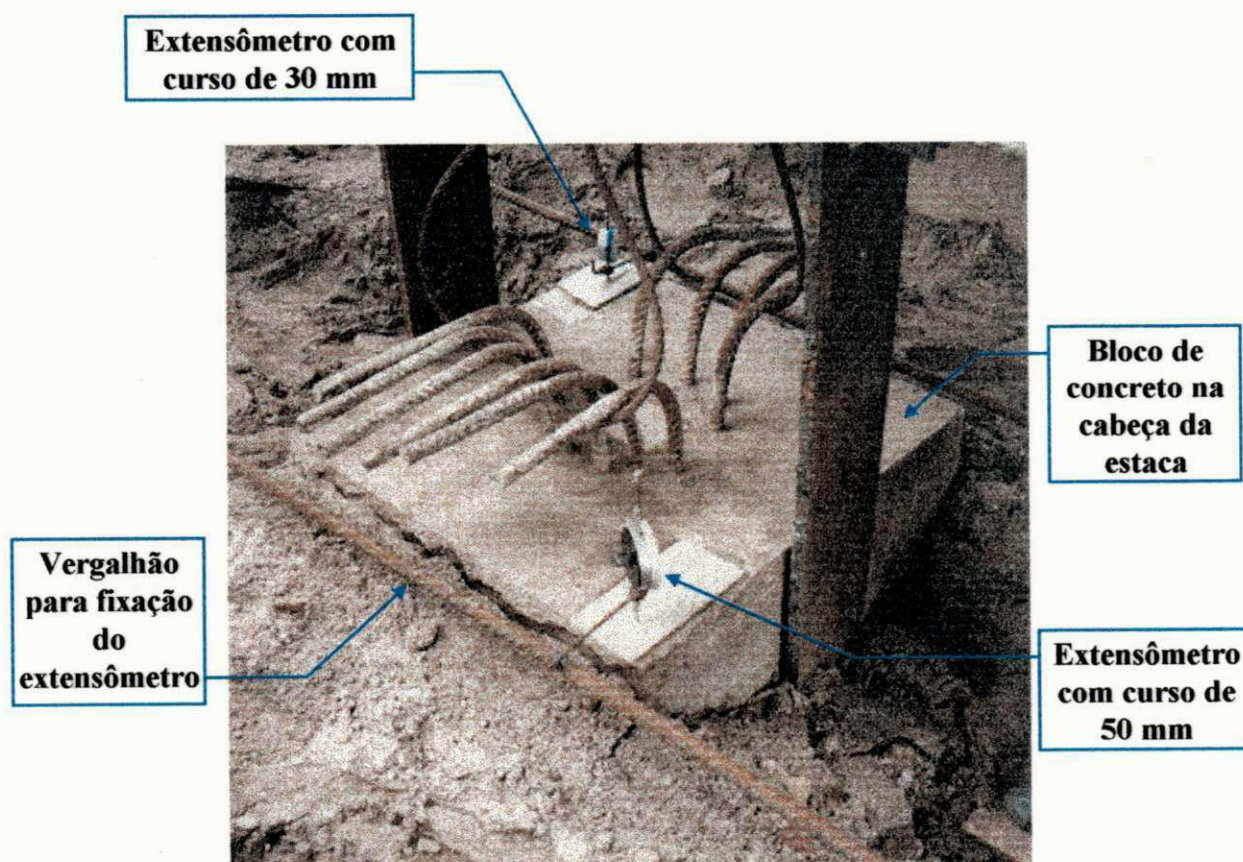


Figura 3.5 - Detalhe dos extensômetros e do deslocamento da estaca com a aplicação da carga.

3.2.3.2 – Macaco hidráulico

O dispositivo para a aplicação de carga nas estacas foi um macaco hidráulico alimentado por uma bomba manual, dotada de um manômetro. A capacidade de aplicação de carga do conjunto macaco e bomba utilizado é de 2000 kN. Ele foi apoiado sobre uma estrutura tipo sapata que transmitia também ao solo o esforço aplicado. Situava-se no eixo das estacas e era nivelado para que não provocasse excentricidades na atuação da carga (Figuras 3.6 e 3.7). Contudo, pode se atribuir às condições do macaco na aplicação da carga as diferenças de recalques medidos entre algumas estacas executadas em um mesmo terreno. Assim, sugere-se que seja usado sempre um macaco hidráulico com rótula para que possa ser evitada qualquer influência nos deslocamentos das estacas.



Figura 3.6 - Macaco hidráulico na posição de início do carregamento.



Figura 3.7 - Vista da bomba e do macaco no momento da aplicação da carga.

3.2.3.3 – Sistema de reação

Como reação foi utilizada uma estrutura metálica que recebia do macaco a carga aplicada e transmitia às estacas os esforços de tração.

O sistema era constituído por perfis metálicos dispostos da seguinte forma: três perfis I de 5" x 12" sobrepostos que recebiam o esforço transmitido pelo macaco e repassavam para dois perfis I, também de 5" x 12", justapostos, localizados acima dos primeiros, e responsável pela solicitação às estacas da prova. Na Figura 3.8 mostra-se um perfil esquemático da montagem desta estrutura.

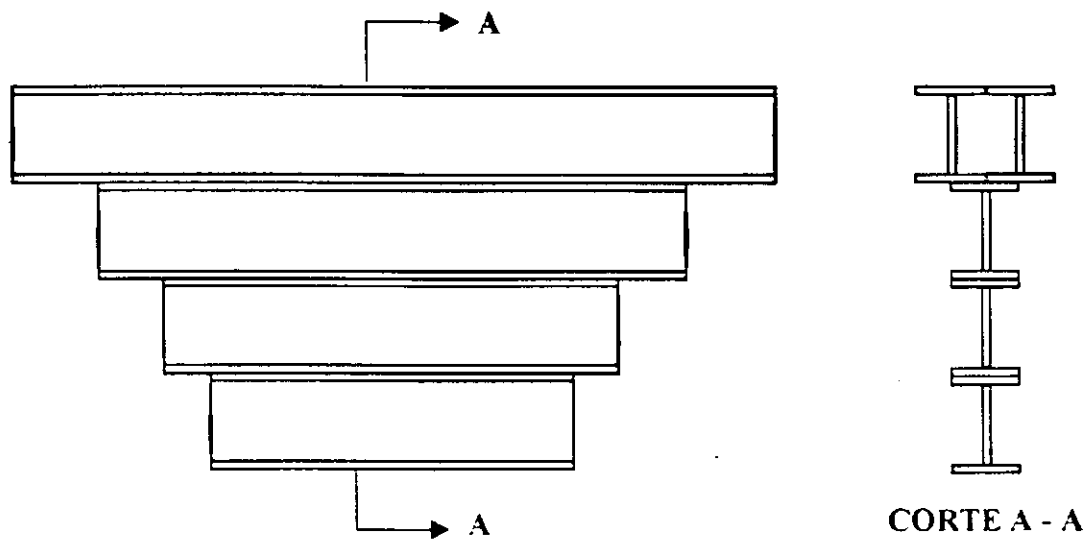


Figura 3.8 - Montagem do sistema de reação empregado.

3.2.3.4 – Sistema de transferência de carga

O ensaio foi realizado de maneira tal que os esforços foram transmitidos à duas estacas simultaneamente através de braçadeiras de aço colocadas do sistema de reação até um eixo que passava por dentro do bloco das estacas. O sistema, assim montado, permitiu solicitar as estacas verticalmente para cima numa tendência de arrancamento, e portanto tracioná-las. Apresenta-se nas Figuras 3.9 e 3.10 detalhes deste sistema.

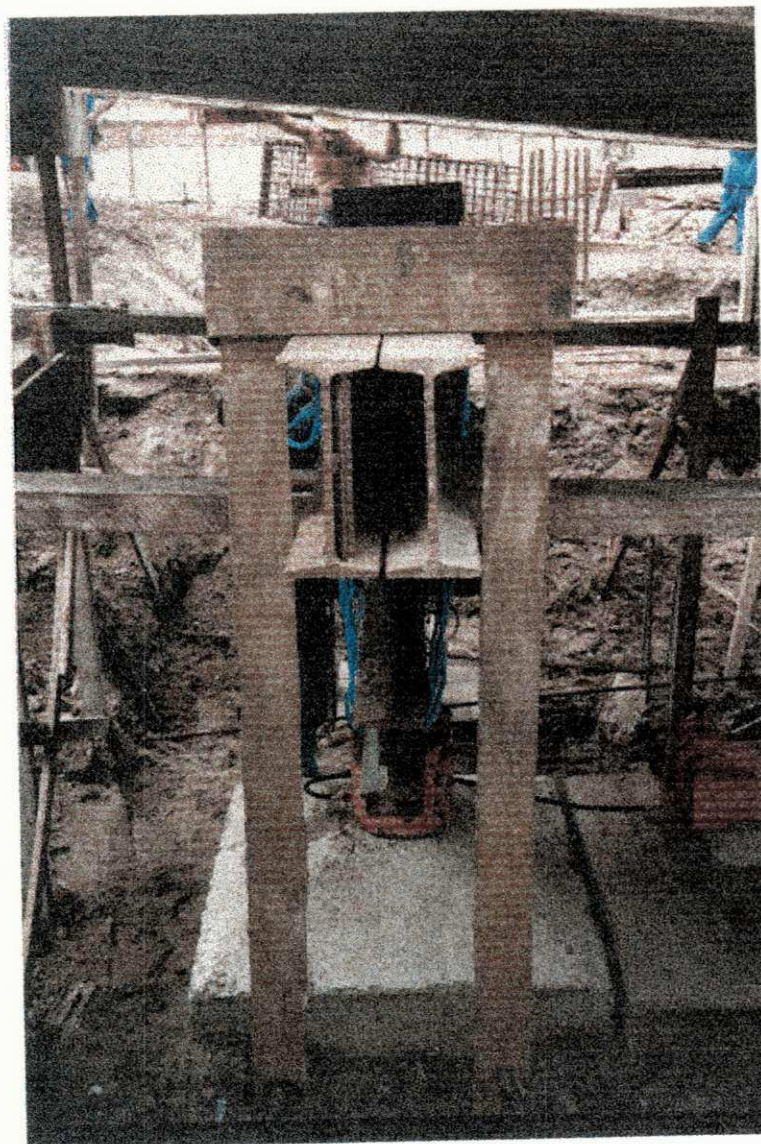


Figura 3.9 - Braçadeira transmitindo os esforços aplicados.



Figura 3.10 - Ligação da braçadeira ao bloco de concreto na cabeça da estaca.

3.2.4 – Distância Entre as Estacas

As Figuras 3.11 a 3.14 mostram as distâncias entre as estacas executadas.

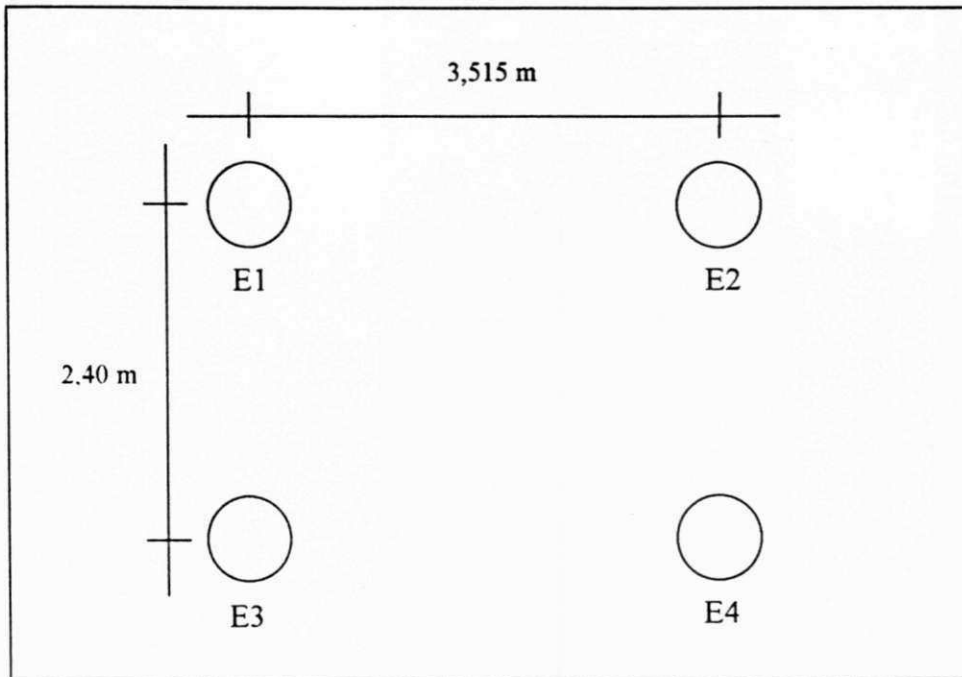


Figura 3.11 – Distância entre as estacas 1 a 4 no terreno 1.

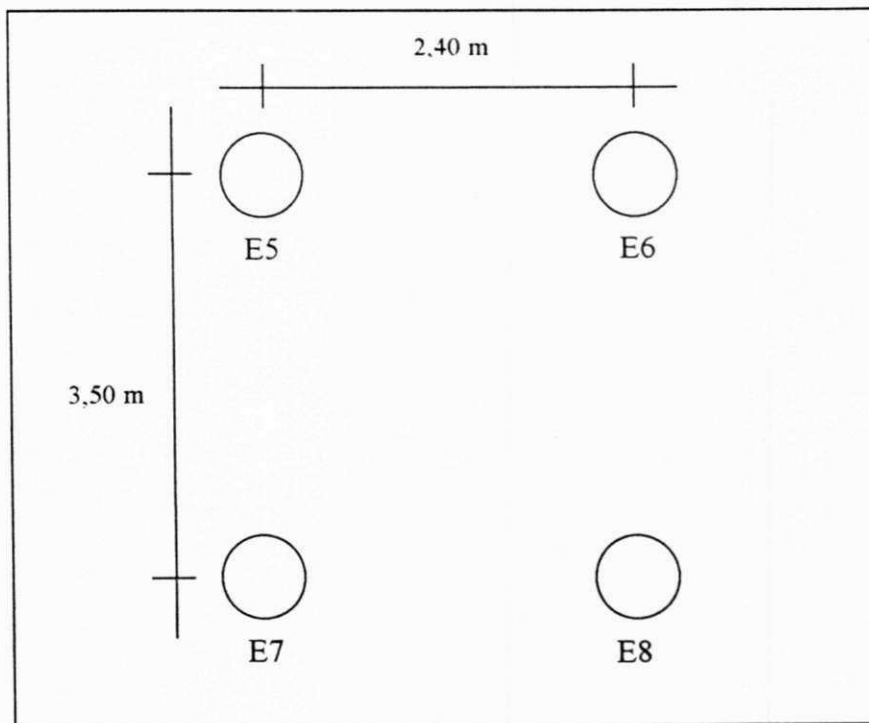


Figura 3.12 – Distância entre as estacas 5 a 8 no terreno 2.

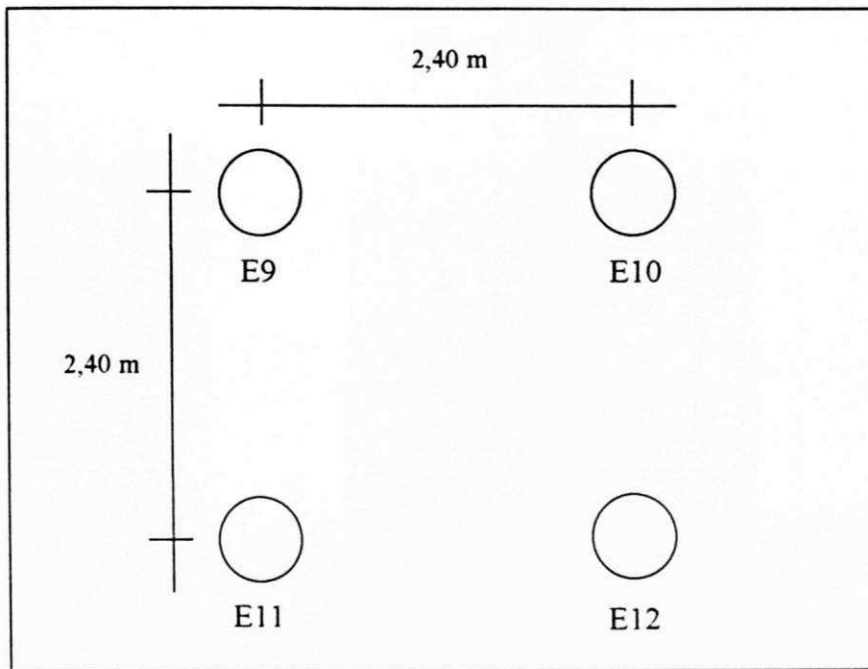


Figura 3.13 – Distância entre as estacas 9 a 12 no terreno 3.

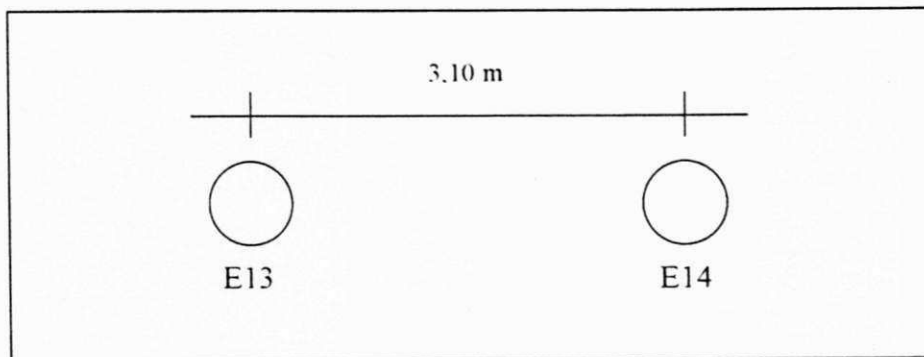


Figura 3.14 – Distância entre as estacas 13 e 14 no terreno 4.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 – Generalidades

No presente capítulo será feita a apresentação e a análise dos resultados dos ensaios de provas de carga, tendo como base os valores previstos e os medidos nesses ensaios. Serão feitas considerações a respeito dos resultados encontrados com os métodos teóricos e semi - empíricos utilizados para a previsão da capacidade de carga à tração das estacas, com o objetivo de determinar qual ou quais dos métodos melhor se aproxima dos resultados obtidos, segundo os critérios de Mazurkiewicz (1972), para se determinar a provável carga de ruptura.

4.2 – Cargas de Ruptura das Estacas Ensaaiadas

As estacas ensaiadas foram dimensionadas à tração, porém suportariam esforços de compressão quando incorporadas a obra, pois no caso serviram de reação para ensaios de provas de carga à compressão. Para a obtenção das cargas de ruptura utilizou-se o processo de extrapolação de curvas carga x recalque de Mazurkiewicz (1972), apesar do método de Van der Veen (1953) ser o mais utilizado. Conforme MASSAD (1986), esses métodos são equivalentes. Cabe ressaltar a iniciativa de ajustar as curvas carga x recalque, apresentadas no Anexo, a uma parábola para melhorar a estimativa das cargas de ruptura, pois, segundo COSTA FILHO & SOARES (1985), a forma da curva carga x recalque deverá ajustar-se às curvas assumidas nos métodos de extrapolação.

Foram utilizados na previsão das cargas de ruptura os métodos de Aoki – Velloso (1975), Décourt – Quaresma (1978), Método do Cilindro de Atrito (1953), Método da Universidade de Grenoble (1968) e o Método de Meyerhof (1973), cujos resultados estão mostrados na Tabela 4.1.

Apesar destes métodos não terem sido desenvolvidos para esse tipo de estaca, o objetivo do emprego dos mesmos deve-se ao fato da intenção de encontrar um método de cálculo da capacidade de carga à tração que melhor se adapte às estacas Rotativas Injetadas. Ainda na Tabela 4.1, além do cálculo com o diâmetro nominal da estaca, apresenta-se os resultados obtidos com a hipótese de diâmetro real. Este fato decorre das variações que podem existir no diâmetro do fuste de uma estaca Rotativa Injetada, quando se têm camadas de areias fofas e compactas (ou medianamente compactas) intercaladas. Pode ser visto que os resultados encontrados com a segunda hipótese são quase todos maiores que os calculados com o diâmetro nominal, o que, obviamente, já era esperado.

Para o cálculo das capacidades de carga adotou-se um ângulo de atrito interno (ϕ) de $22,5^\circ$ (média entre 20° e 25° em areia submersa), um ângulo de atrito estaca – solo (δ) igual a ϕ , nos cálculos das cargas de ruptura das estacas com fuste alargado, e $0,9\phi$, ou seja $20,3^\circ$, nos casos em que a ruptura foi considerada ocorrendo na interface lateral estaca – solo, e 20 kN/m^3 para o peso específico saturado do solo e da argamassa, conforme MARQUES (1997).

Outro fato importante é quanto a aceitabilidade destes métodos para serem usados como base de cálculo da capacidade de carga deste tipo de estaca. Os métodos semi – empíricos sempre demonstraram, mesmo para estacas convencionais, serem utilizados com cautela, pois eles foram estabelecidos para determinados tipos de estacas e regiões geotécnicas. A aplicação desses métodos para outros tipos de estacas ou regiões deve ser feito com cuidado (AOKI & ALONSO, 1992). Esta mesma observação é válida para os métodos teóricos de previsão de capacidade de carga de fundações tracionadas, visto que nasceram de pesquisas em modelos voltados para solos específicos de outros locais.

Nas Figuras 4.1 a 4.6, compara-se, individualmente, os resultados de carga de ruptura de cada método com os obtidos nos ensaios de provas de carga.

Tabela 4.1 – Cargas de Ruptura previstas pelos métodos de Aoki – Velloso (1975), Décourt – Quaresma (1978), cilindro de atrito (1953), Grenoble (1968) e Meyerhof (1973), e as obtidas nas provas de carga utilizando o processo de extrapolação de Mazurkiewicz

E S T A C I O N E S	Provas de Carga (kN)	Aoki - Velloso (1975) (kN)		Décourt - Quaresma (1978) (kN)		Método do cilindro de atrito (1953) (kN)		Método de Grenoble (1968) (kN)		Método de Meyerhof (1973) (kN)				
		Mazurkiewicz	DN	DR	DN	DR	DN	DR	DN	DR	DN	DR		
E1	545	410	420	560	720	976	300	366	267	373	485	594	366	442
E2	450													
E3	325													
E4	319													
E5	484	485	336	450	650	878	570	718	463	641	975	1159	699	874
E6	500													
E7	457													
E8	498													
E9	562	572	538	724	944	1274	616	777	495	685	1064	1260	755	948
E10	582													
E11	590	618	568	765	992	1340	663	839	528	731	1157	1366	813	1024
E12	645													
E13	450	468	840	1136	1230	1670	870	1111	673	929	1585	1849	1068	1359
E14	486													

Obs.: DN – Diâmetro Nominal e DR – Diâmetro Real.

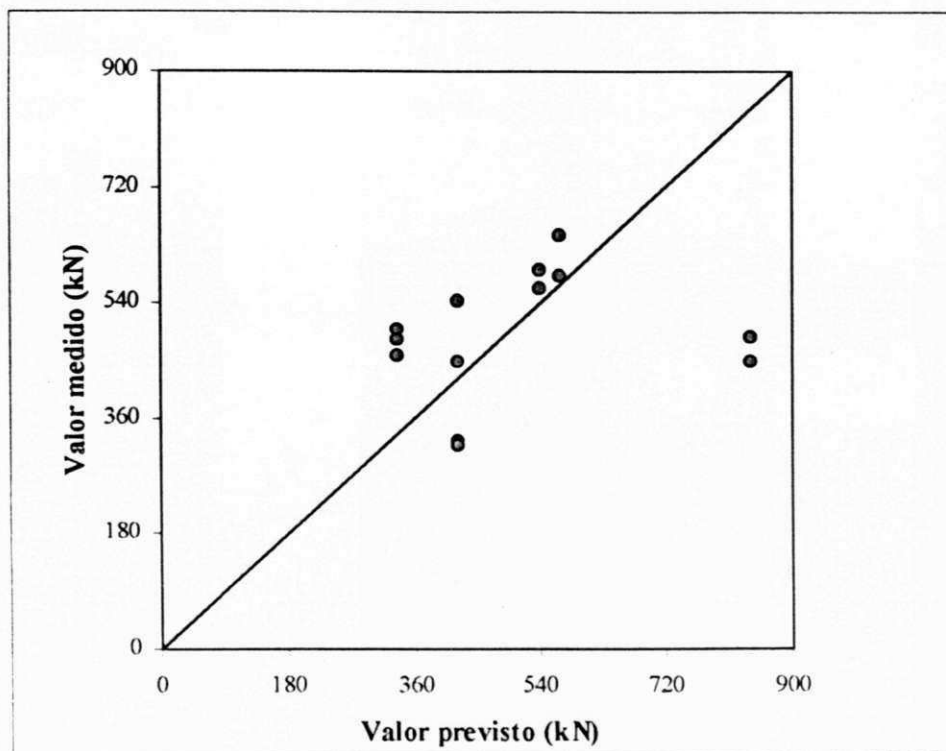


Figura 4.1 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Aoki – Velloso (1975), respectivamente, com o diâmetro nominal.

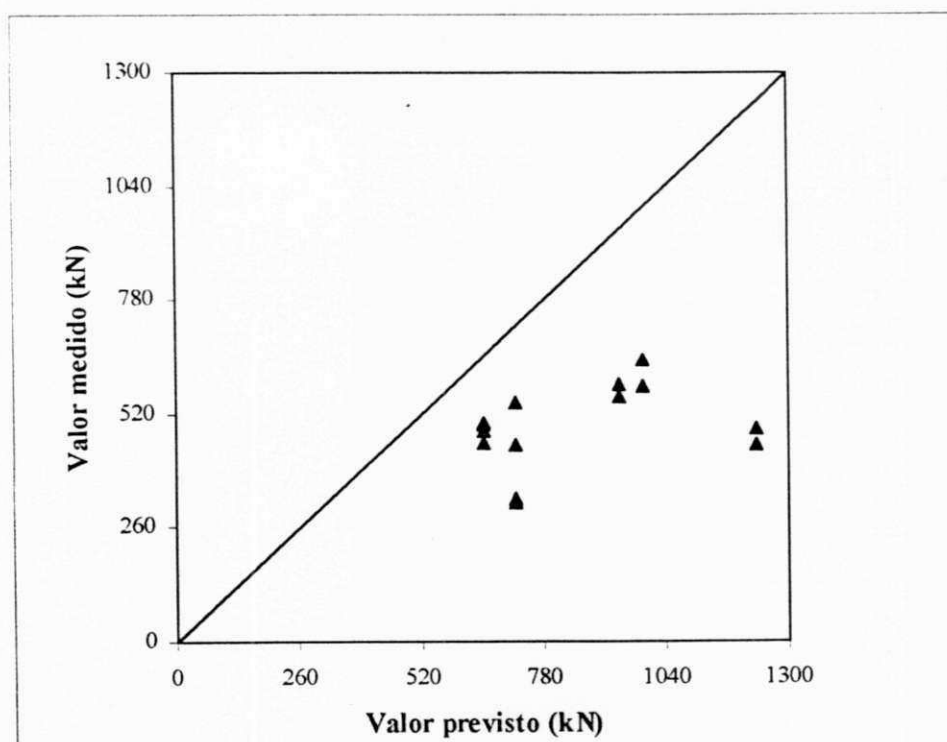


Figura 4.2 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Décourt – Quaresma (1978), respectivamente, com o diâmetro nominal.

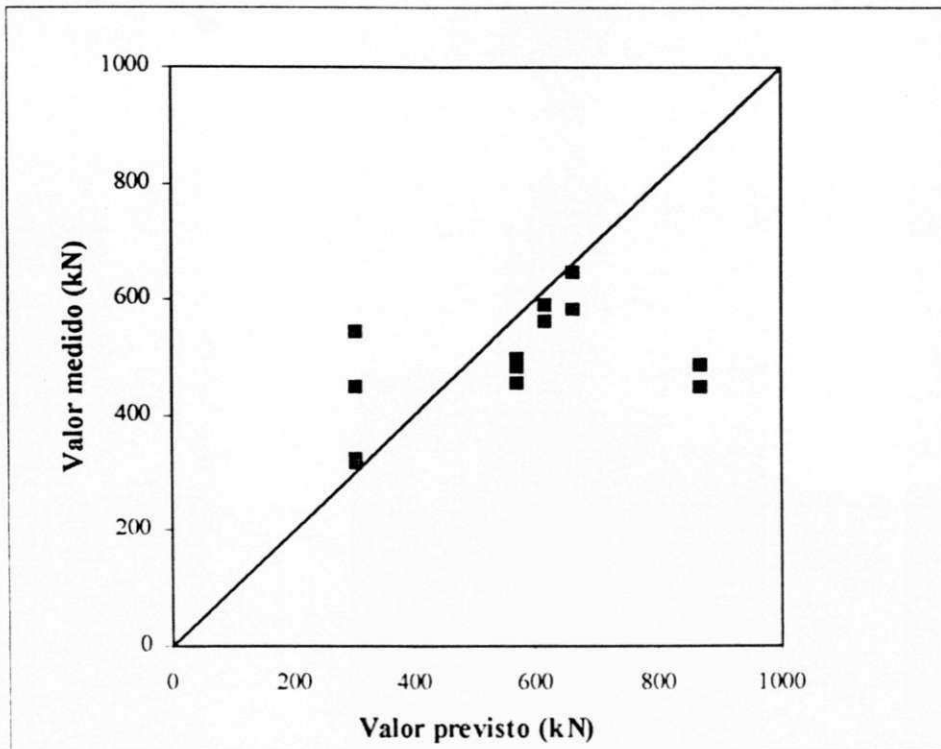


Figura 4.3 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método do Cilindro de Atrito (1953), respectivamente, com o diâmetro nominal.

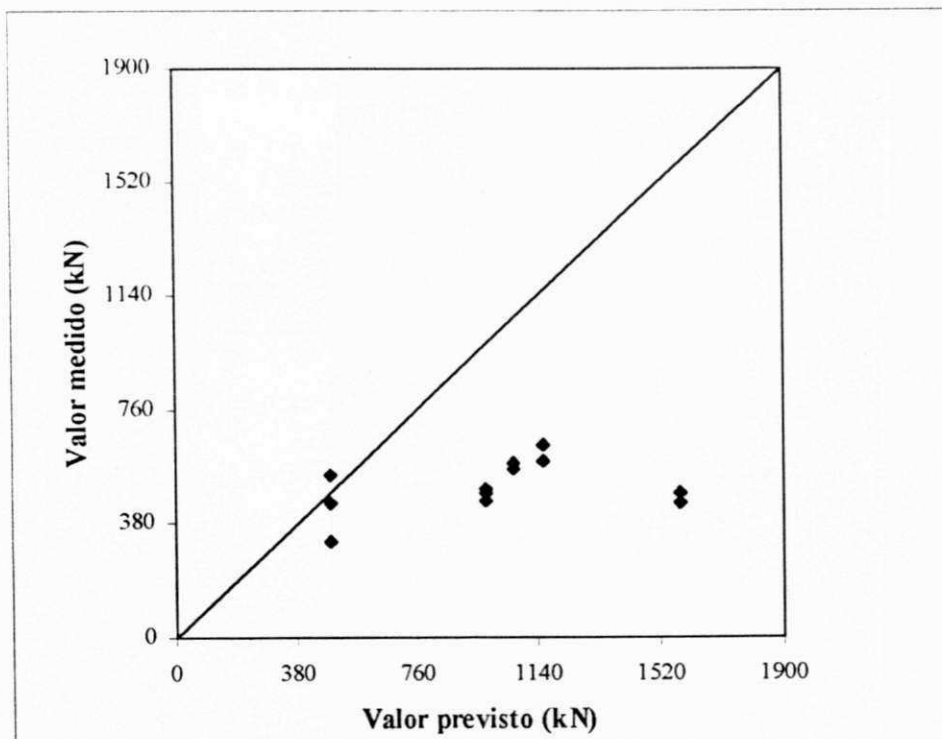


Figura 4.4 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Grenoble (1968), respectivamente, para $\lambda = -\phi / 8$ e com o diâmetro nominal.

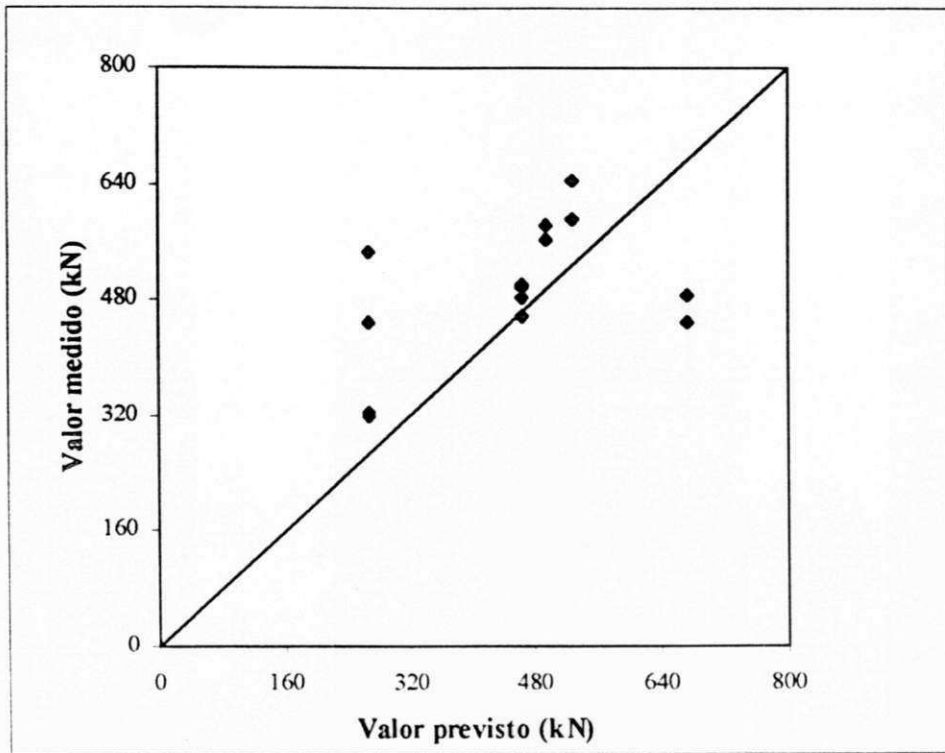


Figura 4.5 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Grenoble (1968), respectivamente, para $\lambda = 0^\circ$ com o diâmetro nominal.

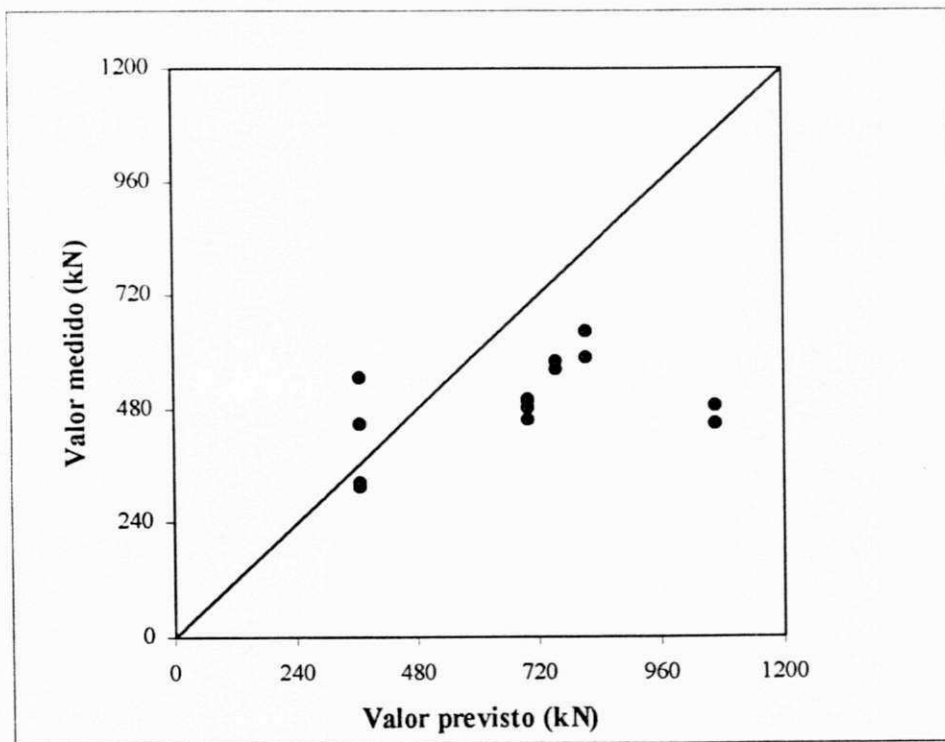


Figura 4.6 – Valores medidos e previstos das cargas de ruptura obtidas nas provas de carga, por Mazurkiewicz, e pelo método de Meyerhof (1973), respectivamente, com o diâmetro nominal.

4.2.1 - Procedimentos adotados pelos métodos

- *Métodos de Aoki - Velloso e Décourt - Quaresma*

Considerou-se apenas a parcela relativa à capacidade de carga resistida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca, tomando-se um valor médio da resistência à tração de 80% daquela do atrito lateral à compressão, conforme discutido no Item 2.4 do Capítulo 2. Foi desprezado o peso próprio das estacas nestes métodos com o objetivo de preservar a metodologia proposta pelos autores.

- *Método do Cilindro de Atrito*

De acordo com a proposta do método, considerou-se a superfície de ruptura ocorrendo na interação solo - estaca, aplicando-se a equação encontrada por POULOS & DAVIS (1980), quando o cálculo era feito com o diâmetro nominal. Para o diâmetro provável, no caso de previsão de alargamento do fuste, usou-se a mesma equação substituindo o ângulo de atrito estaca - solo (δ) pelo ângulo de atrito do solo (ϕ) e adicionando-se o peso de solo contido dentro de um cilindro formado por uma superfície de ruptura imaginária com um diâmetro maior em torno de 35%. Para o coeficiente de empuxo horizontal (K_h), foi adotado o valor médio de 0,75, da faixa 0,5 - 1,0 (CAMPELO, 1995).

- *Método de Grenoble*

Utilizou-se o ângulo da superfície de ruptura com a vertical (λ) para os valores de $-\phi / 8$, conforme recomendação do método original, e 0° , de acordo com sugestões de vários autores (Danziger, 1983; Orlando, 1985; Matos, 1989; Carvalho, 1991).

- *Método de Meyerhof*

Considerou-se o ângulo de atrito estaca - solo (δ), minorado por um coeficiente, a partir do valor do ângulo de atrito interno do solo (ϕ), conforme sugestão de Potyondy (1961), para estacas escavadas de paredes rugosas em areias saturadas, ou seja, $\delta = 0,90.\phi$. Para o coeficiente de

arrancamento (K_w), adotou-se um valor de 0,93, obtido na Figura 2.3 do Capítulo 2, para estacas escavadas submetidas à cargas verticais.

4.3 – Análise dos resultados previstos pelos métodos

4.3.1 – Métodos de Aoki – Velloso (1975) e Décourt – Quaresma (1978)

O método de Aoki – Velloso forneceu valores, na sua maioria, um pouco inferiores àqueles médios medidos nas provas de carga, com exceção dos resultados obtidos para as estacas E13 e E14 do terreno 4, os quais foram bem superiores. Com o método de Décourt – Quaresma, os resultados encontrados para todas as estacas foram sempre maiores do que aqueles obtidos nos ensaios, ou seja, o método mostrou-se mais contra a segurança, quando comparado seus resultados com os verificados no campo, que o método de Aoki – Velloso. Nas Figuras 4.1 e 4.2 nota-se mais claramente esta característica.

Todavia, sabe-se que esses métodos foram criados para estacas submetidas a esforços de compressão. Assim, há que se levar em consideração a influência nos resultados encontrados para a previsão da capacidade de carga última à tração das estacas, a relação utilizada de 80% sobre a resistência lateral obtida. Esta relação, entre a resistência lateral de estacas tracionadas e comprimidas, conforme discutido no Item 2.4 do Capítulo 2, varia largamente na opinião dos pesquisadores, entre 60% e 100%. Isto mostra a faixa de valores que pode ser conseguida com estes métodos, sem esquecer também as imprecisões fornecidas pelas correlações.

Cuidados devem ser tomados ao se calcular a capacidade de carga à tração utilizando-se a parcela de atrito lateral nas fórmulas semi – empíricas formuladas para o caso de compressão. Na realidade, a aferição destas fórmulas só foi feita em termos globais, ou seja, em relação à soma do atrito lateral com a resistência de ponta. Assim, não é garantido que um determinado método, mesmo já amplamente utilizado, vá fornecer bons resultados quanto à determinação apenas do atrito lateral (DANZIGER, 1983).

4.3.2 – Método do Cilindro de Atrito (1953)

A Figura 4.3 mostra que, com exceção dos resultados encontrados para as duas últimas estacas, tem-se uma aproximação razoável entre os valores calculados por este método e os verificados nos ensaios. Ele forneceu resultados com uma faixa de dispersão em torno dos valores medidos nas provas de carga, um pouco mais ampla que no método de Aoki – Velloso, devido a diferença nos valores calculados para as estacas E13 e E14.

4.3.3 – Método da Universidade de Grenoble (1968)

Os resultados deste método foram obtidos usando duas hipóteses de cálculo: a primeira corresponde ao caso de $\lambda = -\phi / 8$, conforme prevê a teoria ser a superfície de ruptura um tronco de cone, enquanto a segunda considera $\lambda = 0^\circ$, admitindo que a superfície de ruptura seja cilíndrica. Na Tabela 4.1, apresenta-se os valores encontrados com os dois ângulos da superfície de ruptura com a vertical e as Figuras 4.4 e 4.5 mostram as dispersões das cargas de ruptura previstas com relação às encontradas no campo.

Na Figura 4.4 pode-se notar que, para todas as estacas, os valores de carga de ruptura previstos usando $\lambda = -\phi / 8$ são maiores que os medidos nas provas de carga, principalmente à medida que as estacas aumentam de comprimento. Na hipótese de $\lambda = 0^\circ$, os resultados são bastantes satisfatórios, além de estarem a favor da segurança, em virtude de serem menores ou iguais àqueles medidos no campo, à exceção das estacas E13 e E14.

A ruptura na interface estaca – solo, que ocorre em estacas tipo pré – moldadas ou escavadas, em que seu processo executivo resulte em um fuste aproximadamente uniforme, se dá ao longo da superfície lateral da estaca que está em contato íntimo com o solo. No caso das estacas escavadas estudadas, sabe-se que, às vezes, obtém-se uma estaca irregular onde possíveis mudanças no formato do fuste acontecem. DANZIGER (1983) considera que nas estacas sem base alargada a ruptura ocorre na superfície cilíndrica no contato solo - fundação. Ele afirma ainda que os métodos que se baseiam neste tipo de superfície de ruptura levam vantagem sobre aqueles que a consideram como forma de um tronco de cone, pois aproximam-se mais do que se observa na prática.

De acordo ainda com ORLANDO (1985) e CARVALHO (1991), para estacas escavadas sem base alargada, a consideração de $\lambda = 0^\circ$ traz melhores resultados de previsão de capacidade de carga à tração, enquanto $\lambda = -\phi / 8$ superestima o valor da capacidade de carga. Evidentemente, isso é tanto mais marcante quanto maior for a profundidade de assentamento das fundações.

As Figuras 4.4 e 4.5 mostram que os resultados obtidos com este método usando $\lambda = 0^\circ$, aproximaram-se satisfatoriamente dos encontrados nas provas de carga, principalmente nas estacas E3 a E12, e que com $\lambda = -\phi / 8$ superestima seu desempenho à medida que a profundidade de assentamento vai aumentando.

4.3.4 – Método de Meyerhof (1973)

Este método apresentou resultados na sua maioria contrários à segurança, ou seja, só nas estacas do terreno 2 obteve-se valores de cargas de ruptura menores que os encontrados nas provas de carga, confirmando esta tendência de acordo com CARVALHO (1991), para estacas escavadas.

4.4 – Índices de Variabilidade dos Resultados

As Tabelas 4.2 e 4.3 mostram, em termos percentuais de erros absolutos, as variabilidades de erros das cargas de ruptura previstas pelos métodos utilizados em relação às encontradas por Mazurkiewisz. Para o cálculo da variabilidade dos resultados, considerou-se a diferença, em módulo, entre Mazurkiewisz (valor medido) e cada método analisado (valor previsto), dividido por Mazurkiewisz (valor medido). Nela, E_{\max} , E_{\min} , E_{med} , D. P. e C. V. são os erros máximo, mínimo e médio, o desvio padrão e o coeficiente de variação, respectivamente. O C.V. é definido pela relação entre o desvio padrão e o erro médio.

Na Tabela 4.2, considerando todas as estacas, vê-se que os resultados de erro médio, desvio padrão e erro máximo, obtidos para o método de Grenoble, usando $\lambda = 0^\circ$ e com o diâmetro nominal, são menores que os demais métodos. Logo em seguida, está o método de Aoki – Velloso. Apesar do método do cilindro de atrito ter fornecido um erro médio menor que o do método de Aoki - Velloso, o desvio padrão, o erro máximo e o coeficiente de variação são maiores. Destaca-se

também as diferenças de amplitudes de erro absoluto (E_{\min} , E_{\max}) entre Grenoble, com $\lambda = 0^\circ$, e os demais métodos.

Ainda se observa que a consideração de diâmetro real para uma análise desses índices de variabilidade vai piorá-los bastante, visto que a diferença nos valores de carga de ruptura encontrados pelos métodos em relação aos obtidos nas provas de carga aumenta consideravelmente, em sua maioria.

Tabela 4.2 – Percentuais de erros absolutos dos resultados previstos pelos métodos analisados, considerando o diâmetro nominal, em relação aos obtidos nas provas de carga.

Índices	Aoki Velloso	Decourt Quaresma	Método do Cilindro de Atrito	Grenoble		Meyerhof
				$\lambda = -6,8^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	
E_{\max} (%)	87	173	93	252	51	137
E_{\min} (%)	4	30	3	8	1	13
E_{med} (%)	28,71	75,36	26,14	96,5	20,67	45,81
D. P. (%)	24,58	48,04	28,09	68,7	16,92	36,98
C.V.	0,86	0,64	1,07	0,71	0,82	0,81

Obs: Os índices apresentados significam respectivamente os erros máximo, mínimo e médio, o desvio padrão e o coeficiente de variação.

Tabela 4.3 – Percentuais de erros absolutos dos resultados previstos pelos métodos analisados, considerando o diâmetro nominal, sem as estacas E13 e E14, em relação aos obtidos nas provas de carga.

Índices	Aoki Velloso	Decourt Quaresma	Método do Cilindro de Atrito	Grenoble		Meyerhof
				$\lambda = -6,8^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	
E_{\max} (%)	33	126	45	113	51	53
E_{\min} (%)	4	30	3	8	1	13
E_{med} (%)	20,0	60,7	16,1	72,8	16,8	32,0
D. P. (%)	12,1	32,7	12,6	35,0	14,7	12,3
C.V.	0,60	0,54	0,78	0,48	0,88	0,38

Obs: Os índices apresentados significam respectivamente os erros máximo, mínimo e médio, o desvio padrão e o coeficiente de variação.

Assim, baseado nos resultados, conclui-se que, numa ordem decrescente, os métodos empregados que forneceram valores de capacidade de carga que mais se aproximaram dos obtidos nos ensaios foram o método de Grenoble usando $\lambda = 0^\circ$, Aoki – Velloso, método do cilindro de atrito, Décourt – Quaresma, Meyerhof e Grenoble para $\lambda = -\phi / 8$.

Todavia, desconsiderando-se as estacas E13 e E14, para as quais os resultados divergiram bastante, nota-se na Tabela 4.3 que o método do cilindro de atrito supera o método de Grenoble com $\lambda = 0^\circ$, além de melhorar todos os índices dos demais métodos. Possivelmente, essa discrepância verificada nos resultados previstos por todos os métodos para essas estacas deve-se ao fato do aumento de resistência do solo nos trechos compreendidos entre 12 m e 16 m de profundidade, conforme perfil do terreno mostrado no Capítulo 3. Dai porque a Metodologia de Cálculo Proposta (MCP), sugerida por MARQUES (1997), para se calcular a capacidade de carga à compressão das estacas Rotativas Injetadas estabelece $N \leq 20\phi$, em qualquer circunstância.

Deve-se levar em consideração sobre os resultados de previsão das cargas de ruptura das estacas analisadas a influência das variáveis envolvidas na questão, como por exemplo, o material que constitui a estaca, a heterogeneidade dos solos onde foram executadas e principalmente o formato, às vezes imprevisíveis, que seus fustes podem apresentar devido à formações de ondulações, “joelhos” ou placas. Os parâmetros geotécnicos nos quais se baseiam os métodos também têm sua parcela de contribuição, já que variam bastante, e na sua formulação consideram as características particulares de cada região. Um estudo mais amplo da influência que todos esses fatores possam ter, com toda certeza ajudará muito no cálculo da previsão da capacidade de carga à tração das estacas Rotativas Injetadas, sem esquecer também que outras provas de carga são necessárias para se conhecer melhor e tentar encontrar uma metodologia de cálculo voltada para esse tipo de estaca submetida a este tipo de esforço.

4.5 – Coeficientes de Segurança Sugeridos para os Métodos

Diante do objetivo deste trabalho de buscar conhecer mais profundamente o comportamento das estacas Rotativas Injetadas, procurou-se determinar quais os coeficientes de segurança mais adequados para os métodos utilizados, a fim de que se tenha mais segurança na utilização dos mesmos.

Comparando-se as cargas de ruptura previstas, com o diâmetro nominal de cada método, divididas por um valor que se quer determinar, com as cargas de ruptura das estacas encontradas nas provas de carga por Mazurkiewicz, divididas por 2,0 (conforme recomendação da NBR 6122 / 96), obtém-se os coeficientes de segurança à ruptura procurados. No entanto, apenas o maior deles nos interessa, pois representa a situação mais desfavorável, os quais são mostrados a seguir na Tabela 4.4, sem considerar as estacas E13 e E14.

Tabela 4.4 – Coeficientes de Segurança (CS) para os métodos utilizados.

	Aoki - Velloso	Décourt - Quaresma	Método do Cilindro de Atrito	Método de Grenoble para $\lambda = 0$	Método de Meyernof
CS	2,0	3,5	2,5	2,0	3,0

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

E

SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 - Conclusões

Apresentam-se algumas conclusões com relação às estacas Rotativas Injetadas quanto a sua execução e análise dos resultados de previsão de capacidade de carga à tração obtidos pelos métodos utilizados:

1 – Os resultados obtidos com os métodos semi – empíricos, formulados para o caso da compressão, indicam a necessidade de melhor adequação quando aplicados ao cálculo da capacidade de carga de estacas Rotativas Injetadas tracionadas.

2 – Os valores das cargas de ruptura encontrados, usando a hipótese do diâmetro real, indicaram, na sua maioria, uma discrepância muito grande em relação àqueles com o diâmetro nominal, devido, provavelmente, ao formato diferente do fuste das estacas obtido durante o processo de execução, quando o perfil do subsolo é arenoso e tem camadas de compactação fofa e compacta intercaladas.

3 – O erro percentual médio, o desvio padrão e a amplitude (diferença entre os erros máximo e mínimo) obtidos para o método de Grenoble, usando $\lambda = 0^\circ$, mostraram que, dos métodos empregados, foi o que mais se aproximou de um resultado compatível com os medidos nas provas de carga. Este resultado leva a suposição que realmente a ruptura se dá no contato solo – fundação, ou seja, com um $\lambda = 0^\circ$.

4 – A consideração de $\lambda = -\phi / 8$, para o método de Grenoble, forneceu resultados de previsão de capacidade de carga superestimados, sendo tanto mais marcante quanto maior foi o comprimento enterrado das estacas.

5 – As características do terreno onde as estacas E13 e E14 foram executadas influenciou na análise dos resultados, pois com a desconsideração das mesmas, observa-se que os métodos do cilindro de atrito e de Grenoble, para $\lambda = 0^\circ$, mostram-se mais compatíveis.

6 – Para obter-se a capacidade de carga de estacas, através dos métodos semi – empíricos utilizados, em terrenos com as características nos quais as estacas E13 e E14 foram executadas, deve-se limitar o valor de N_{SPT} considerado nos cálculos, como forma de evitar uma superavaliação da capacidade de carga.

7 – Em virtude das discrepâncias verificadas nos valores das cargas de ruptura previstas e medidas nas provas de carga dos terrenos analisados, é necessário um estudo com um maior número de estacas ensaiadas, inclusive em tipos de solos distintos, para se poder conhecer melhor o comportamento das estacas Rotativas Injetadas submetidas à tração.

8 – Levando em consideração que os resultados previstos pelos métodos de cálculo utilizados para a avaliação da capacidade de carga deste tipo de estaca foram muito discrepantes e apresentaram um erro considerável com relação aos valores obtidos nas provas de carga, aconselha-se o desenvolvimento de uma metodologia de cálculo própria onde deve-se levar em consideração a influência de alguns parâmetros geotécnicos do solo da região na sua capacidade de carga.

5.2 – Sugestões para Futuras Pesquisas

De acordo com o que foi desenvolvido neste trabalho de pesquisa, propõe-se algumas sugestões para futuras pesquisas:

- 1) Analisar a capacidade de carga à tração das estacas Rotativas Injetadas em depósitos argilosos e outros depósitos arenosos, para ampliar o banco de dados existente.
- 2) Procurar desenvolver um método de cálculo de capacidade de carga à tração que se adapte melhor às estacas Rotativas Injetadas.

- 3) Estudar a transferência de carga das estacas Rotativas Injetadas ao solo, ao longo da profundidade, quando submetidas a esforços de tração.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR - 12131 / 91, Estacas - Prova de Carga Estática.

ABNT, NBR - 6122 / 96, Projeto e Execução de Fundações.

ACCIOLY, C. V. (1994), Uso de Argilas Esmectíticas em Lamas para Execução de Paredes Diafragma, Dissertação de Mestrado - Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande - PB.

ALONSO, U. R. (1991), Previsão e Controle de Fundações. Editora Edgard Blücher.

ANSON Eng^a de Fundações e Recuperações S.A. (1980), Paredes Diafragma, Estacas Barrete e Estacas Escavadas de Grande Diâmetro. Boletim Técnico.

AOKI, N. (1983), Controle "in situ" da Capacidade de Carga, ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ - MOLDADAS, São Paulo - SP. Anais, ABMS, pp 13 - 24.

AOKI, N.; NIYAMA, S. & CHAMECKI, P. R. (1996), Verificação de Desempenho, FUNDAÇÕES: Teoria e Prática, ABMS / ABEF, PINI, Cap. 20, pp 723 - 751.

AZEVEDO Jr., N. (1991), Essai de chargement de pieux injectés dans un sol résiduel. Fondations Profondes. Acte du colloque organisé par l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp 345 - 352 (citado por CAMPELO, 1995).

BOYES, R. G. H. (1969), Bentonite in Construction, Contract J., vol. 232, No 4722, pp 865 - 866, December 25 (citado por ACCIOLY, 1994).

- BRASFOND Fundações Especiais S.A. (1985)**, Estacas Escavadas Grande Diâmetro, Estacas Tipo Barrete e Paredes Diafragma.
- CAMPELO, N. S. (1995)**, Capacidade de Carga de Fundações Traçadas, Monografia Geotécnica nº 6, São Carlos - SP. Publicação 008/95.
- CAMPELO, N. S. & CINTRA, J. C. A. (1994)**, Análise Comparativa da Carga de Ruptura à Tração em Estacas, X COBRAMSEF, Vol. I, Foz do Iguaçu, pp 1 - 18.
- CARVALHO, D. (1991)**, Análise de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas, Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos, SP. Tese de Doutorado - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP (citado por CAMPELO, 1995).
- CARVALHO, D. & ALBUQUERQUE, P. J. R. (1994)**, Comportamento de Estacas de Pequeno Porte à Tração em Solos Colapsíveis, 2º Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife - PE, pp 237 - 242.
- CARVALHO, D.; MANTILLA, J. N. R.; ALBIERO, J. H. & CINTRA, J. C. A. (1991)**, Provas de Carga à Tração e à Compressão em Estacas Instrumentadas do Tipo Raiz. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 1991, São Paulo. *Anais*. São Paulo, ABMS, (1): pp 79- 87.
- CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990)**, Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1990, Salvador. São Paulo, ABMS, (2): pp 107 - 114 (citado por CAMPELO, 1995).
- CASANOVAS, J. S. (1989)**, Bond Strength and Bearing Capacity of Injected Anchors: A New Approach, XII ICSMFE / CIMSTF, Vol. 2, Rio de Janeiro - RJ, pp 1005 - 1008.
- CINTRA, J. C. A. & ALBIERO, J. H. (1985)**, Capacidade de Carga de Estacas, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP.

- CINTRA, J. C. A.; CAMPELO, N. S.; CARNEIRO, B. J. I. & MACACARI, M. F. (1994),** Correlações entre Carga Última de Estacas à Tração e à Compressão em Solo Colapsível, 2º Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife - PE, pp 231 - 236.
- COSTA NUNES, A. J. (1977),** High Capacity Load Test on Large Diameter Piles, IX ICSMFE, Tokio.
- DANZIGER, F. A. B. (1983),** Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração, Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- DE BEER, E. E. (1988),** Different Behavior of Bored and Driven Piles. Proc. of 1º Inter. Geoth. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, pp 47 - 42, Ghent (citado por DÉCOURT, 1996).
- DÉCOURT, L. (1996),** Análise e Projeto de Fundações Profundas - Estacas, FUNDAÇÕES: Teoria e Prática, ABMS / ABEF, PINI, Cap. 8, pp 265 - 301.
- DÉCOURT, L. & NIYAMA, S. (1994),** Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils, ICSMFE, 13, Nova Delhi, Índia. Anais, ISSMFE, v. 2, pp 477 - 486.
- DE NICOLA, A. & RANDOLPH, M. F. (1993),** Tensile and compressive shaft capacity of pile in sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v. 119, nº 12, pp 1952 - 1973.
- FALCONI, F. F.; FILHO, J. S. & FÍGARO, N. D. (1996),** Execução de Fundações Profundas - Estacas Escavadas sem Lama Bentonítica, FUNDAÇÕES: Teoria e Prática, ABMS / ABEF, PINI, Cap. 9, pp 336.
- FELLENIUS, B. T. (1980),** The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests, *Ground Engineering*, September 1980, pp 19 - 31 (citado por GODOY, 1983).
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F. & ELSON, W. K. (1992),** Piling Engineering. (2º Edition). Surrey University Press (citado por DÉCOURT, 1996).
- FUNDESP – Fundações Especiais Ltda (1997),** Estacas Escavadas. Catálogo.

- GODOY, N. S. (1983)**, Interpretação de Provas de Carga em Estacas, ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ - MOLDADAS, São Paulo - SP. Anais, ABMS, pp 25 - 60.
- GOLOMBEK, S. (1985)**, Fundações em Estacas Escavadas, I SEFE, Vol. I, pp 9 - 22.
- HANNA, A. & GHALY, A. (1991)**, Performance of piles with enlarged bases subject to uplift forces. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 28, nº 5, pp 760 - 762 (citado por CAMPELO, 1995).
- HUNTER, A. J. & DAVISSON, M. T. (1969)**, Measurements of Pile Load Transfer. ASTM STP nº 444. Proc. Performance of Deep Foundation, pp 106 - 117, ASTM STP 444 (citado por DÉCOURT, 1996).
- JÁKI, J. (1948)**, Pressure in silos. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., *Proceedings*, (2): pp 103 - 107 (citado por CAMPELO, 1995).
- KILLER, J. (1953)**, Foundations économiques des pylones de lignes aerines, INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3., Zurich. *Proceedings Zurich*, (3): pp 265 - 276 (citado por CAMPELO, 1995).
- KULHAWY, F. H. & PETERSON, M. S. (1979)**, Behavior of sand - concrete interfaces. CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS Y INGENIERIA DE CIMENTACIONES, 6., Lima, Peru, 1979, (2): 225 - 236 (citado por CAMPELO, 1995).
- LEHANE, B. M.; JARDINE, R. J.; BOND, A. J. & FRANK, R. (1993)**, Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented piles tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 119, nº 1, pp 19 - 35.
- MARQUES, J. A. F. (1997)**, Execução e Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Rotativas Injetadas, Dissertação de Mestrado - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP.

- MARTIN, D. (1973)**, Calcul des pieux et foundations à dalle des pylones de transport d'énergie électrique. Etude théorique et résultats d'essais en laboratoire et in situ. *Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publies*, (307 - 308): pp 105 - 130, juillet - août (citado por CAMPELO, 1995).
- MILITITSKY, J. (1991)**, Provas de Carga Estáticas, II SEFE, Vol. 2, p. 203.
- NASH, K. L. (1974)**, Diaphragm Wall Construction Techniques, J. Constr. div., Proc. ASCE, Vol. 100, No CO4, (1974), pp 605 - 620 (citado por ACCIOLY, 1994).
- NIYAMA, S.; AOKI, N. & CHAMECKI, P. R. (1996)**, Verificação de Desempenho, FUNDAÇÕES: Teoria e Prática, ABMS / ABEF, PINI, Cap. 20, pp 723 - 751.
- ORLANDO, C. (1985)**, Fundações Submetidas a Esforços Verticais Axiais de Tração. Análise de Provas de Carga de Tubulões em Areias Porosas, Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo - SP.
- PETROBRÁS (1984)**, Argila Ativada para Fluido de Perfuração à Base de Água Doce (especificação), N - 1398c.
- PETROBRÁS (1988)**, Ensaio de Argila Ativada para Fluido de Perfuração à Base de Água Doce (método), N - 1446e.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1980)**, Pile foundation analysis and design. New York, Wiley & Sons.
- RAO, K. S. & VENKATESH, K. H. (1985)**, Uplift behavior of short piles in uniform sand. *Soil and Foundations*, v. 25, nº 4, pp 1 - 7 (citado por CAMPELO, 1995).
- SACILOTTO, A.C. (1992)**, Comportamento de Estacas Escavadas Instrumentadas, Submetidas a Provas de Carga Lentas e Rápidas, Dissertação de Mestrado - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP.
- SAES, J. L. (1985)**, Estacas Escavadas com Lama Bentonítica. Execução - Fatores Envolvidos, I SEFE, Vol. I, pp 81 - 90.

SAES, J. L. (1996), Execução de Fundações Profundas - Estacas Escavadas com Lama Bentonítica, FUNDAÇÕES: Teoria e Prática, ABMS / ABEF, PINI, Cap. 9, pp 348 - 360.

SILVA NETO, M. (1979), Cocrema - Engenharia e Tecnologia S. A., Ciclo de Palestras Sobre Paredes Diafragmas, Cap. 2, Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro.

SOWA, V. A. (1970), Pulling capacity of concrete cast-in-situ bored piles. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 7, nº 4, pp 482 - 494 (citado por CAMPELO, 1995).

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1973), Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. 2. ed., Buenos Aires, El Ateneo.

VÉSIC, A. S. (1970), Test on Instrumented Piles, Ogeechee river site. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 96, nº 2, pp 561 - 584 (citado por CAMPELO, 1995).

YASSUDA, C. T. & VIEIRA, P. H. (1996), Tirantes, FUNDAÇÕES: Teoria e Prática, ABMS / ABEF, PINI, Cap. 17, pp 603.

A N E X O

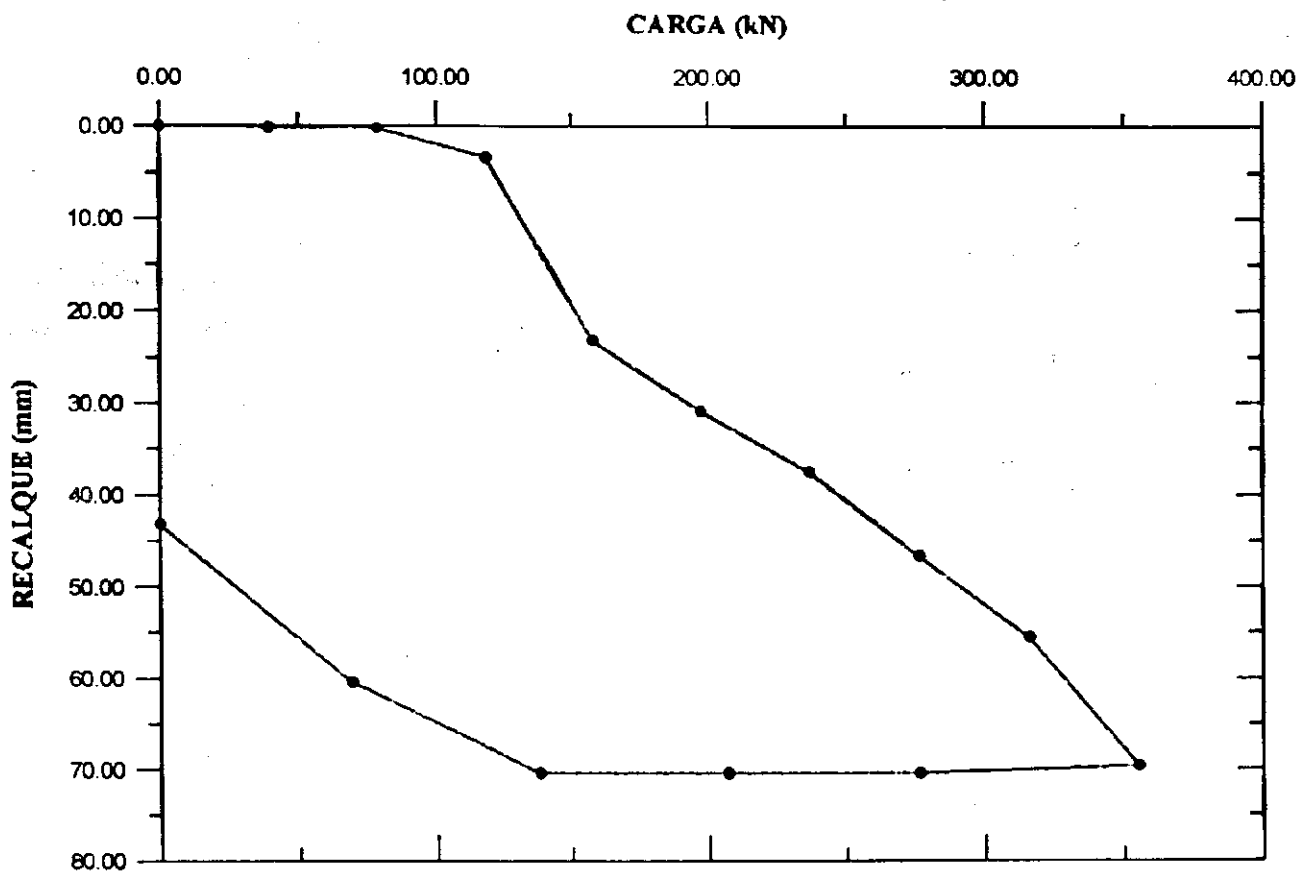


Figura 1 - Curva carga x recalque da estaca 1.

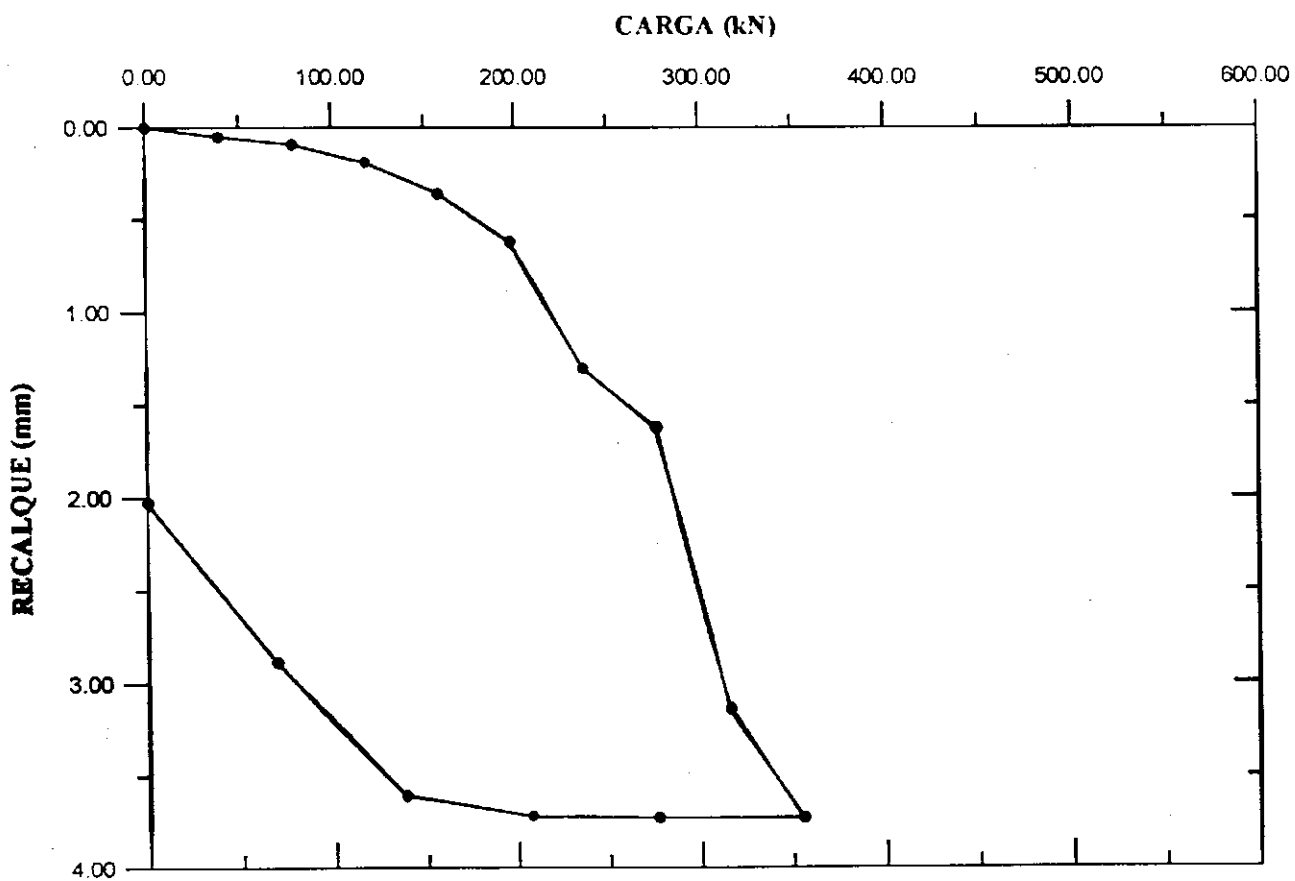


Figura 2 - Curva carga x recalque da estaca 2.

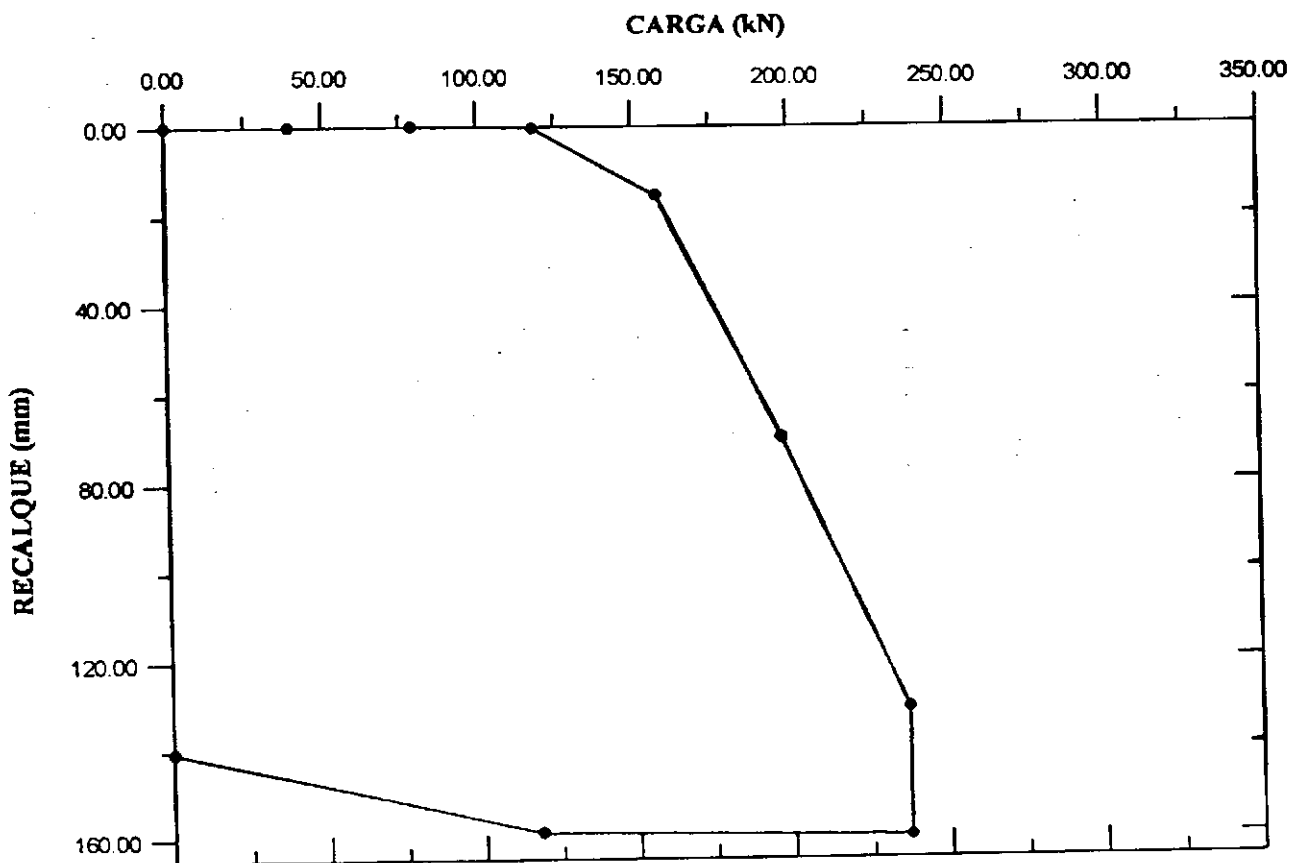


Figura 3 – Curva carga x recalque da estaca 3.

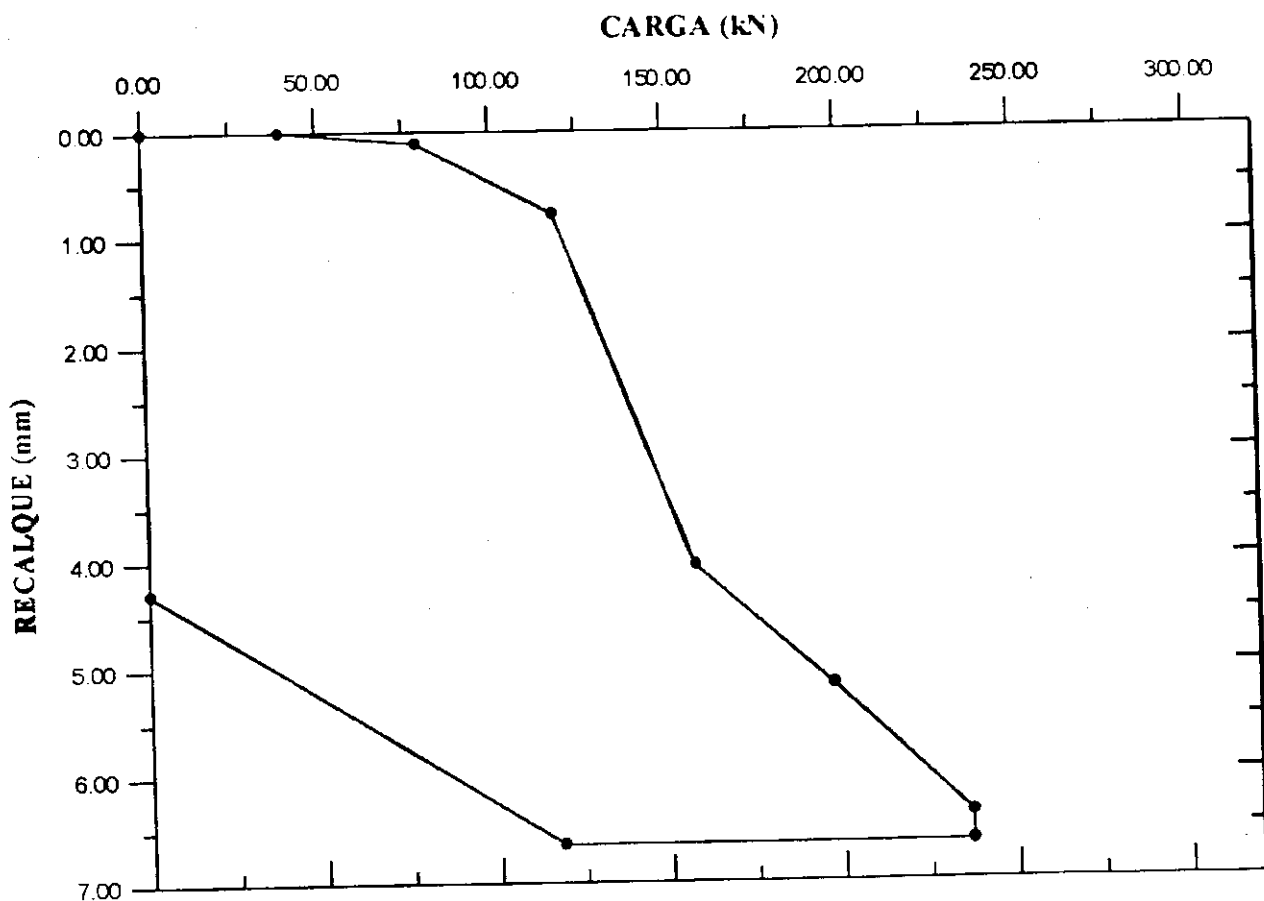


Figura 4 – Curva carga x recalque da estaca 4.

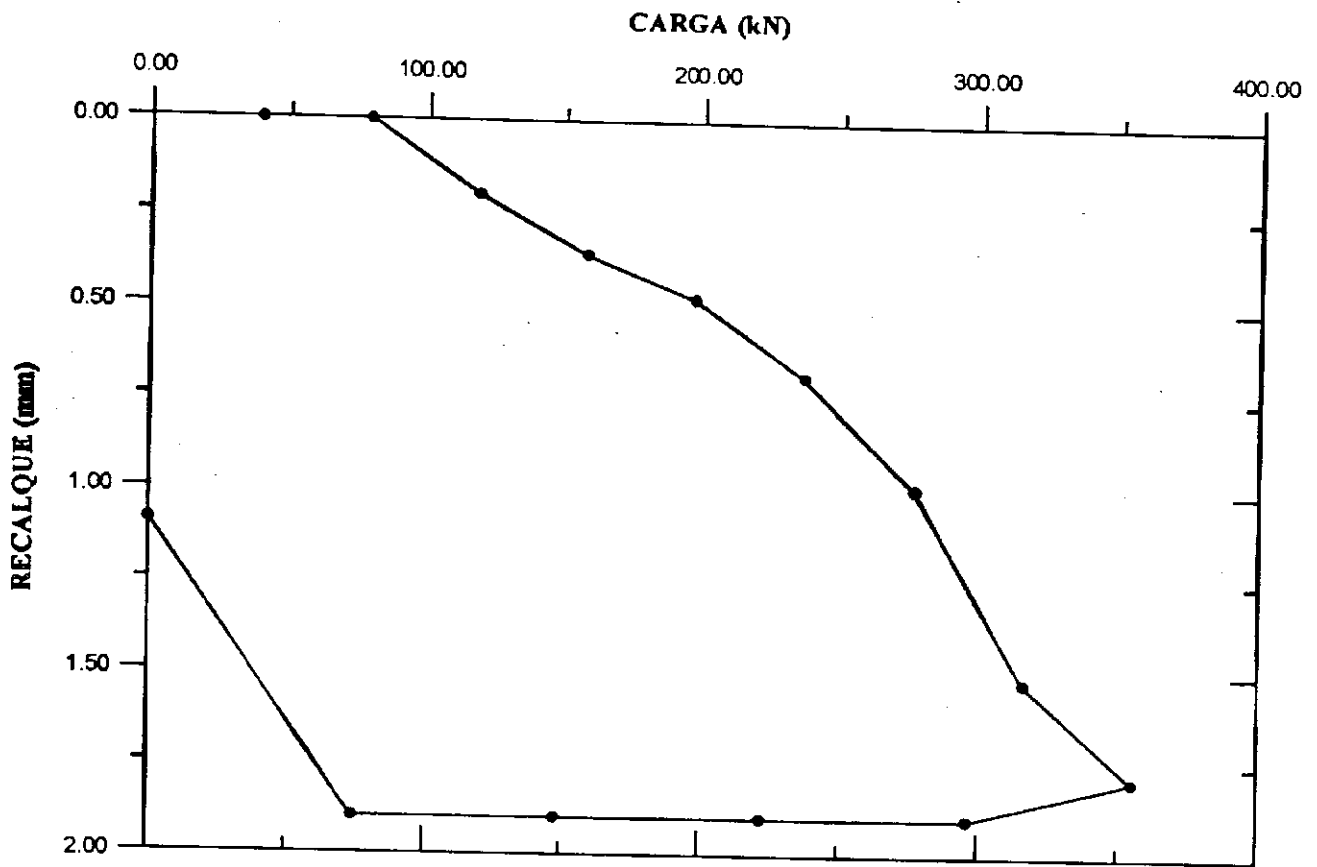


Figura 5 - Curva carga x recalque da estaca 5.

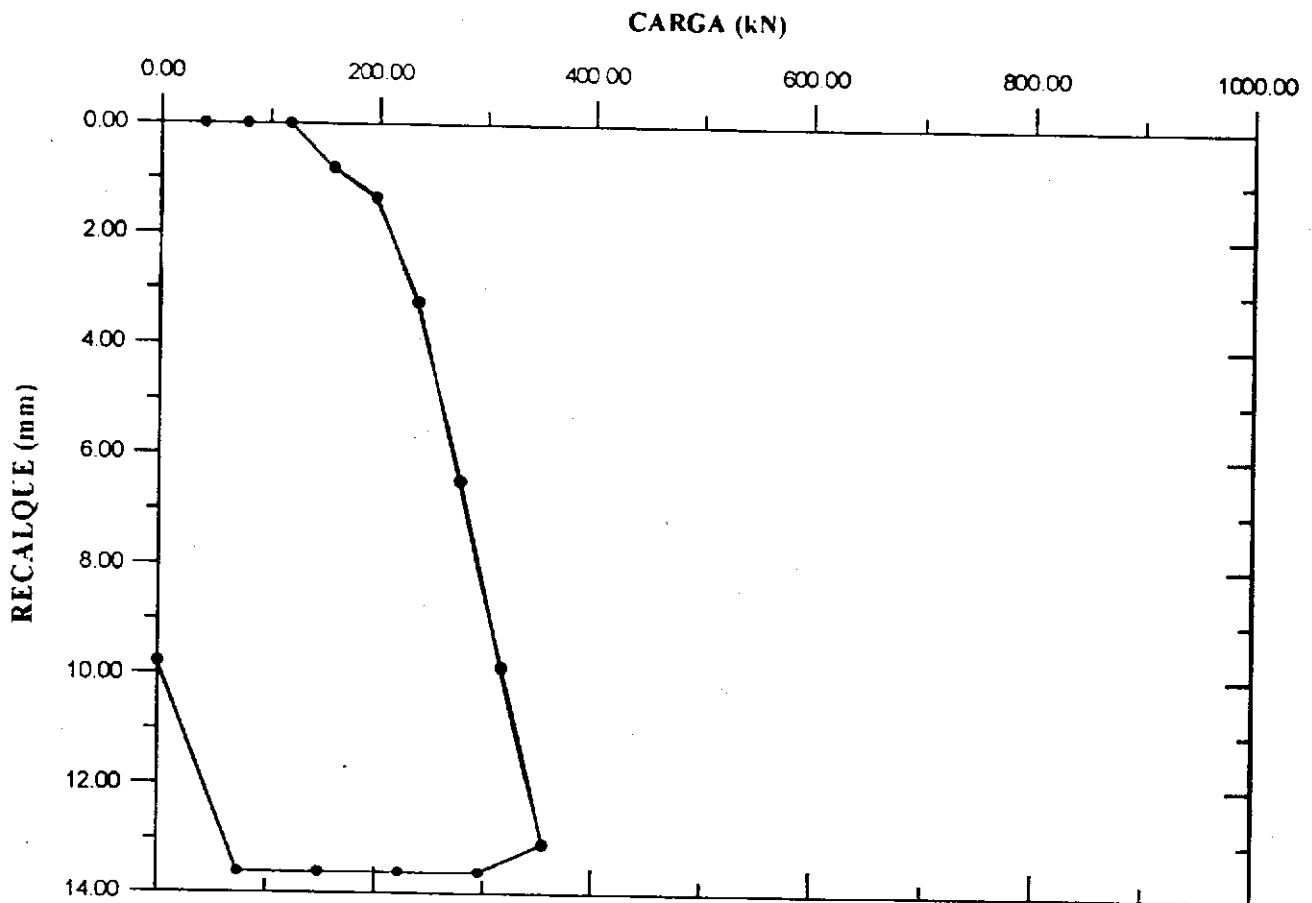


Figura 6 - Curva carga x recalque da estaca 6.

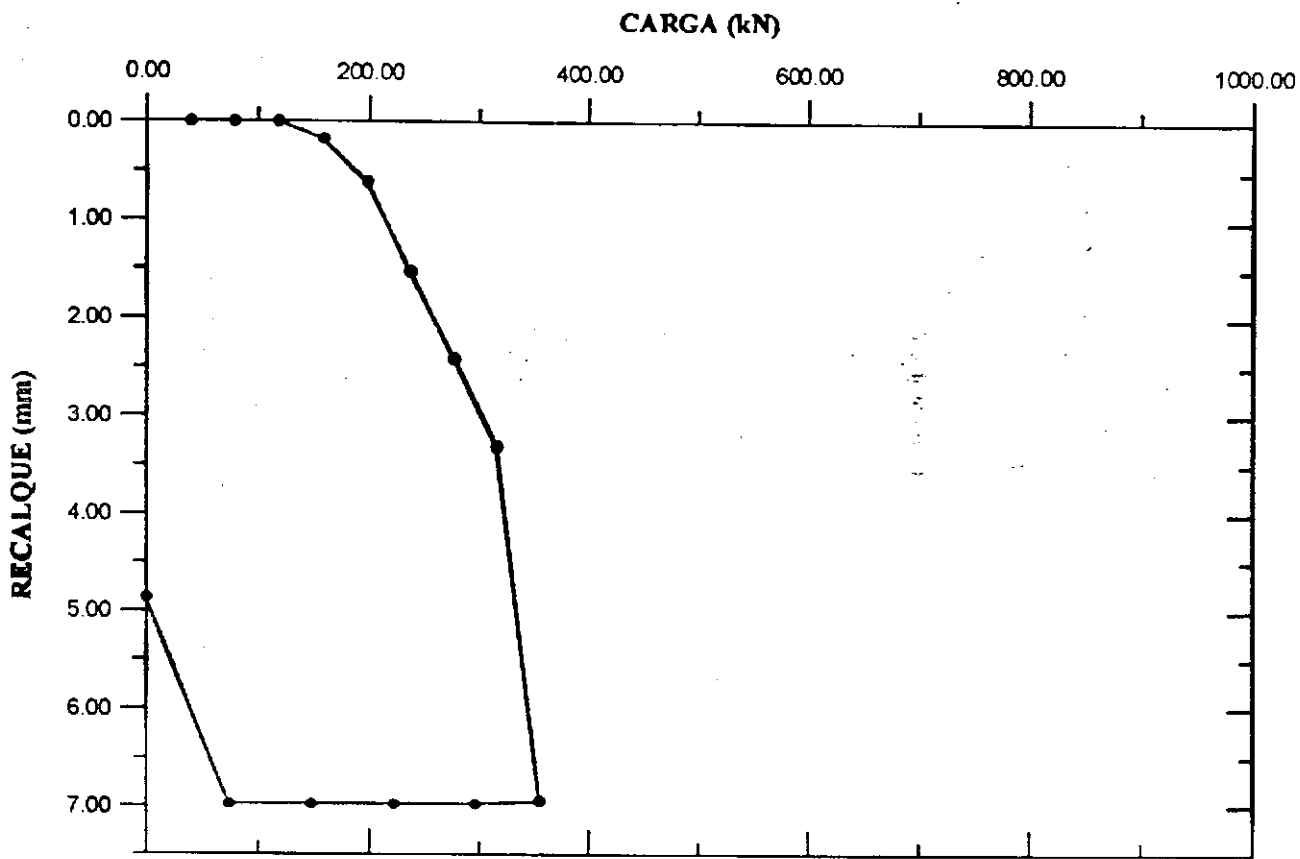


Figura 7 – Curva carga x recalque da estaca 7.

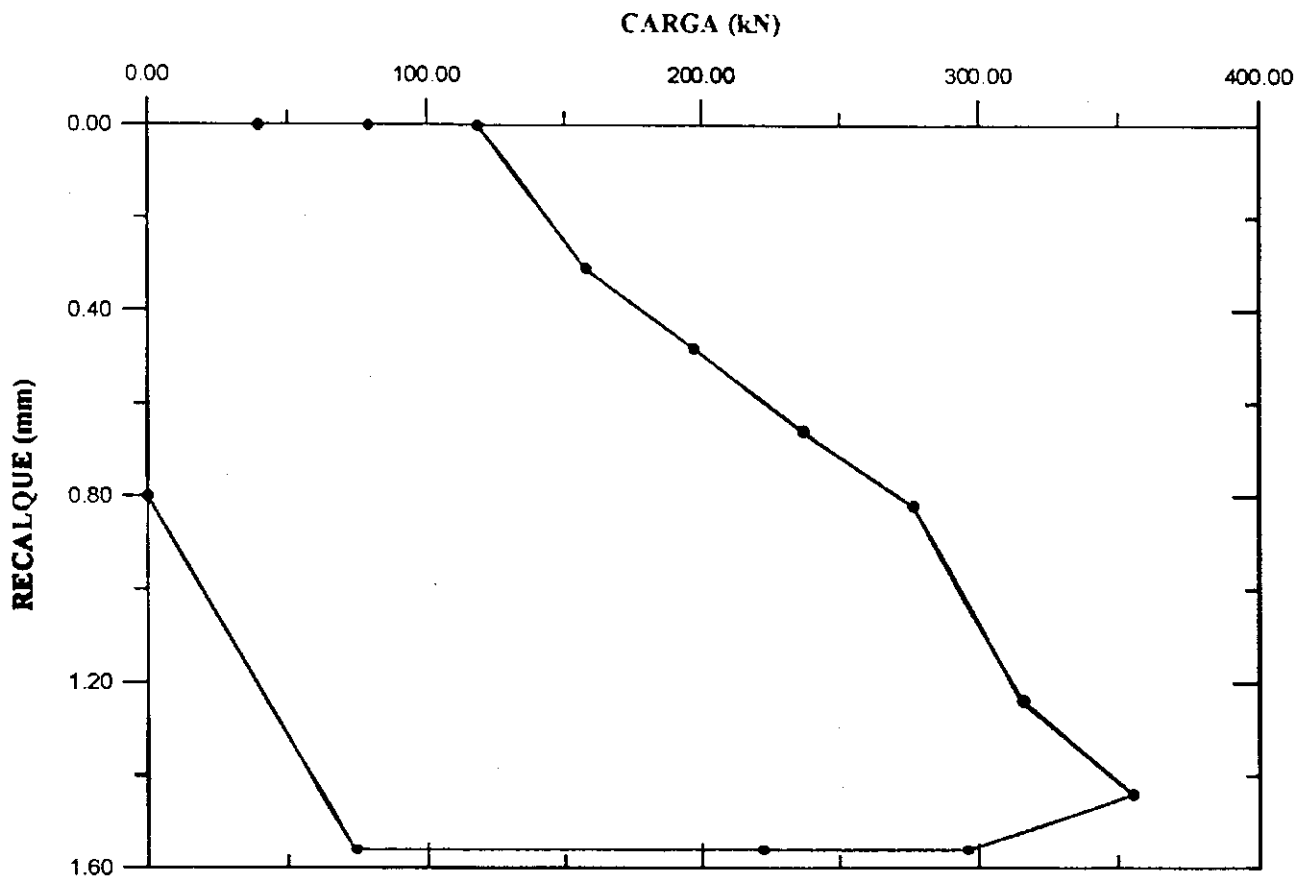


Figura 8 – Curva carga x recalque da estaca 8.

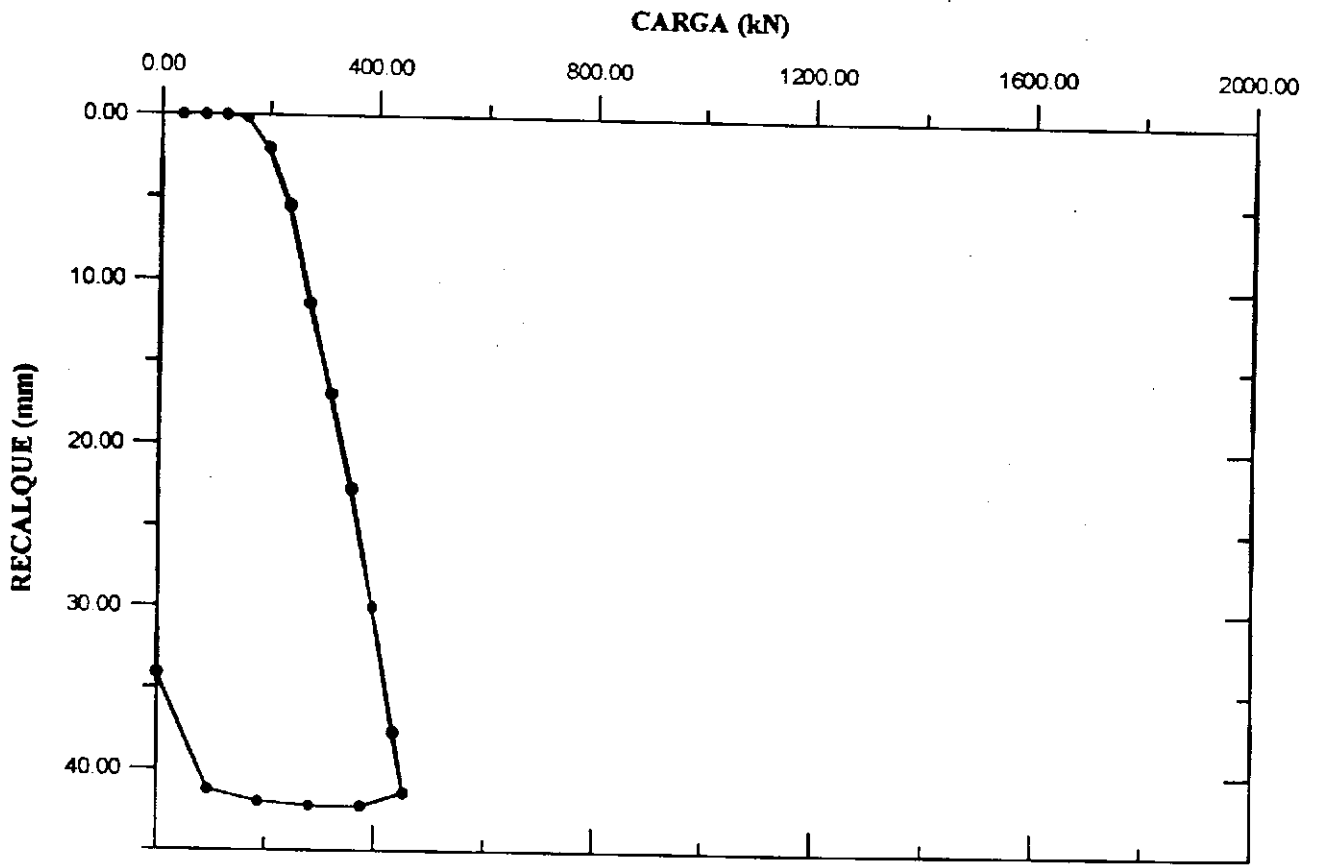


Figura 9 – Curva carga x recalque da estaca 9.

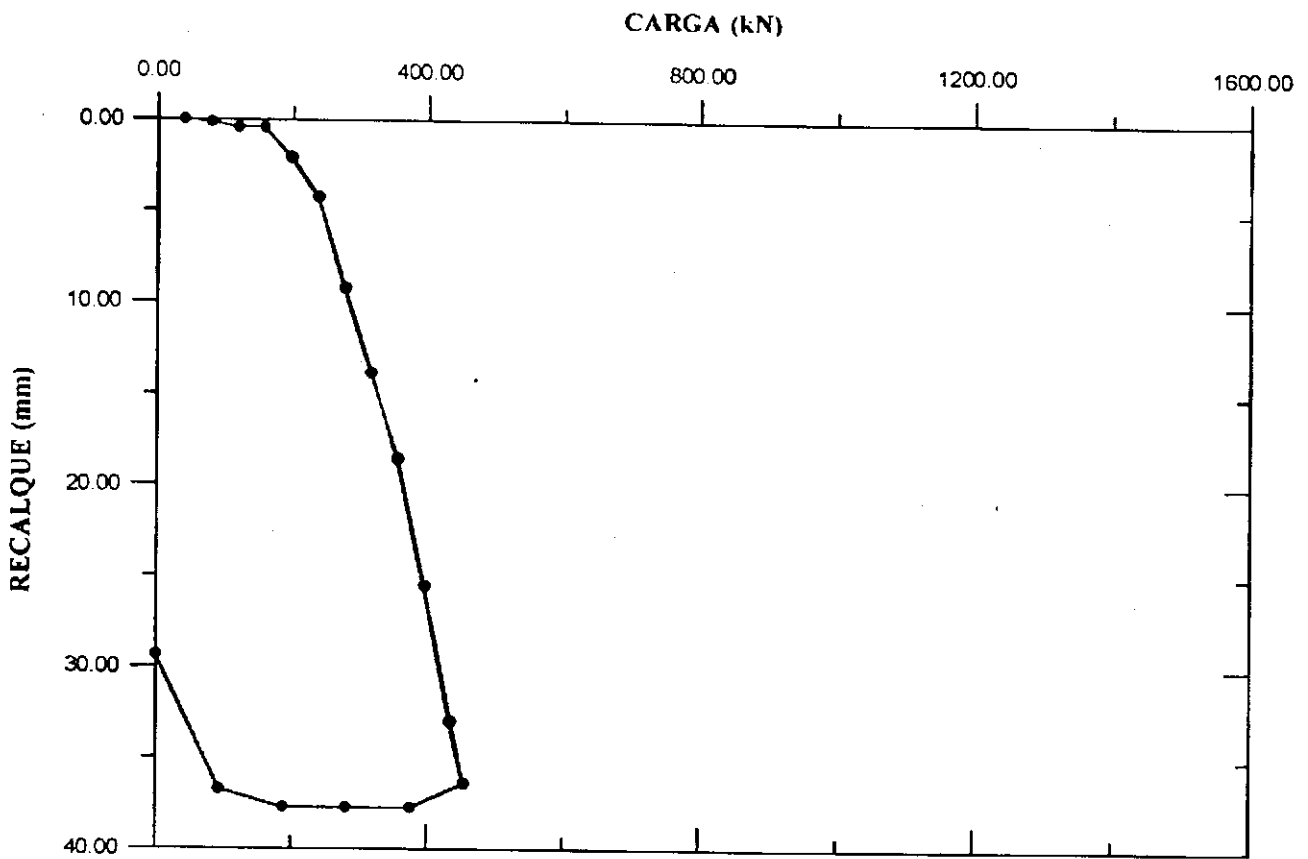


Figura 10 – Curva carga x recalque da estaca 10.

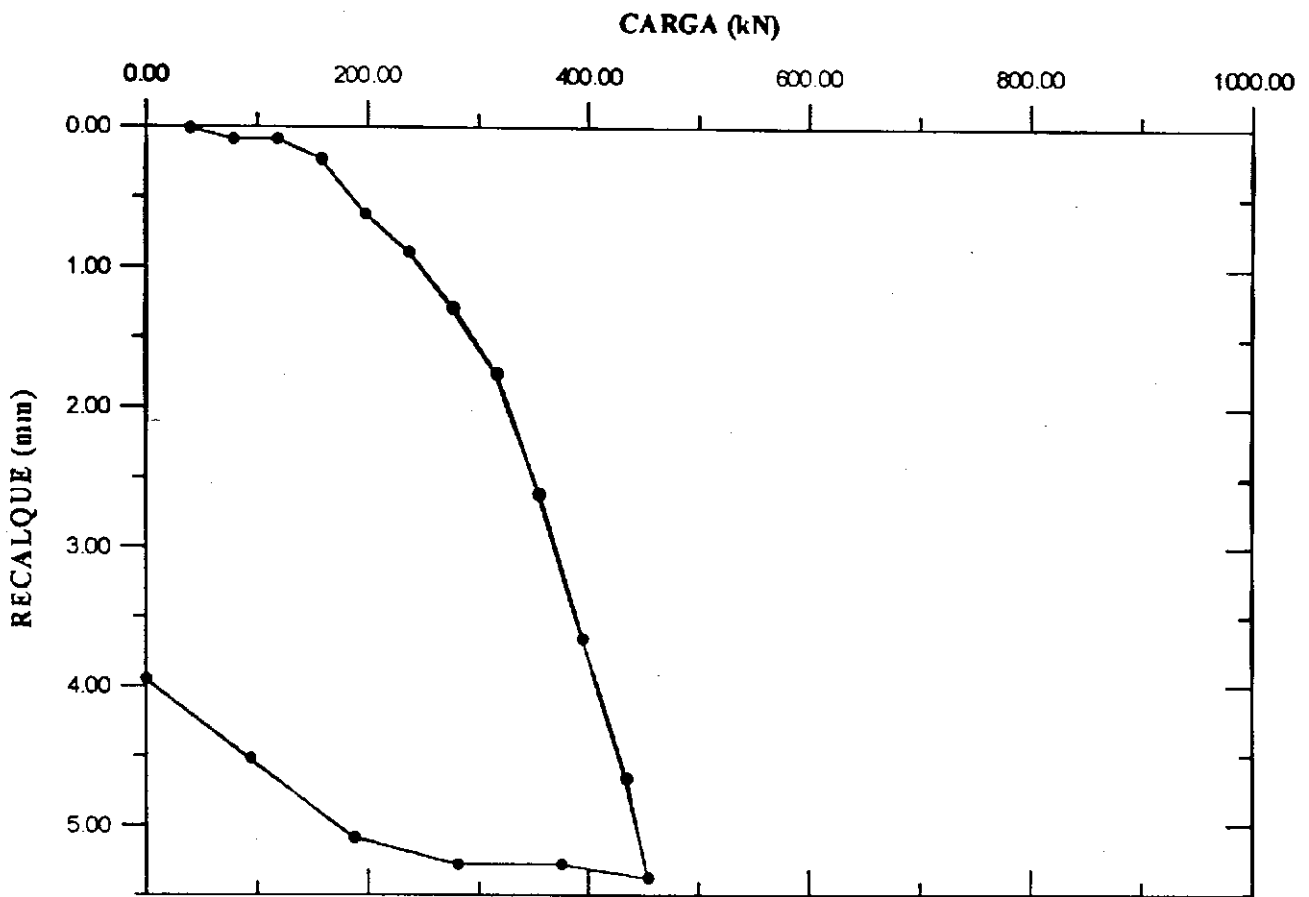


Figura 11 - Curva carga x recalque da estaca 11.

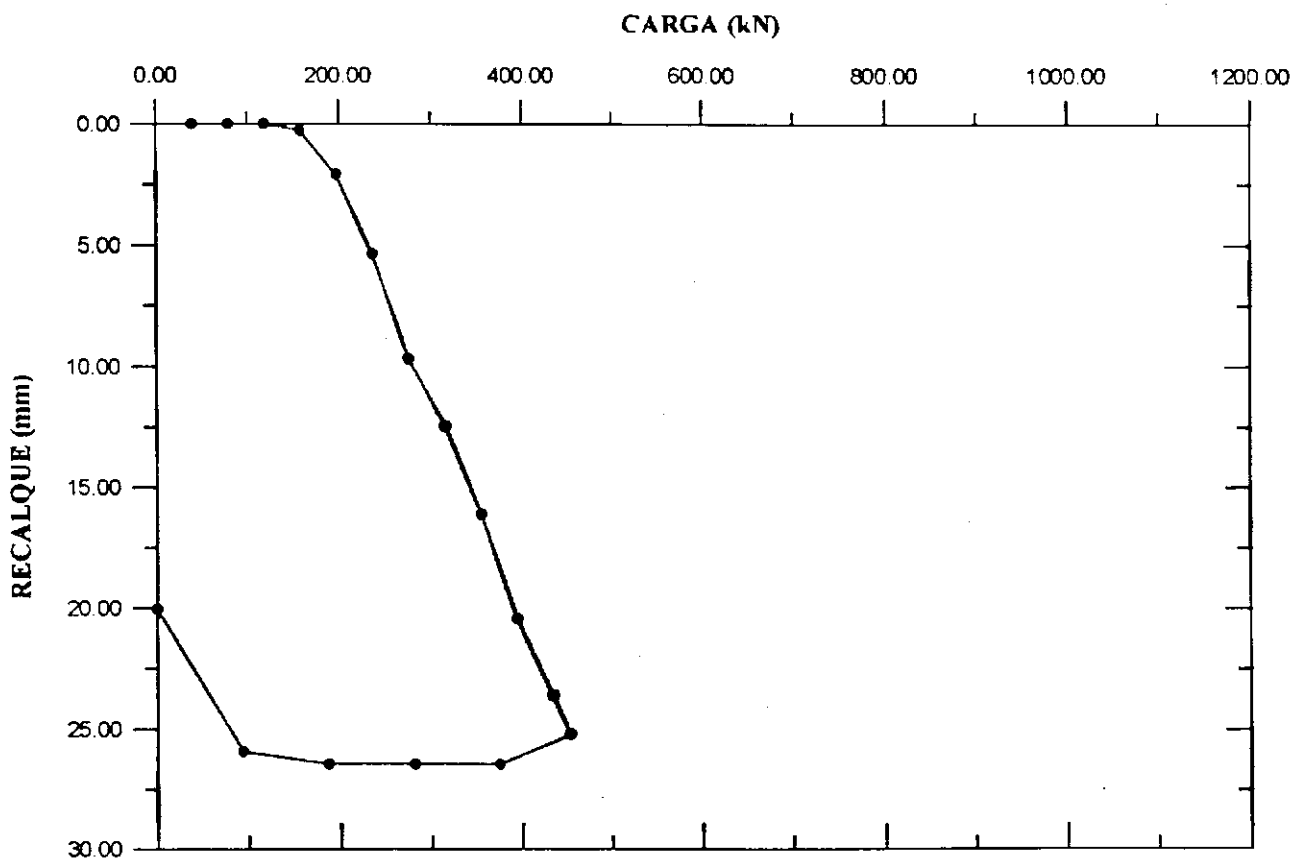


Figura 12 - Curva carga x recalque da estaca 12.

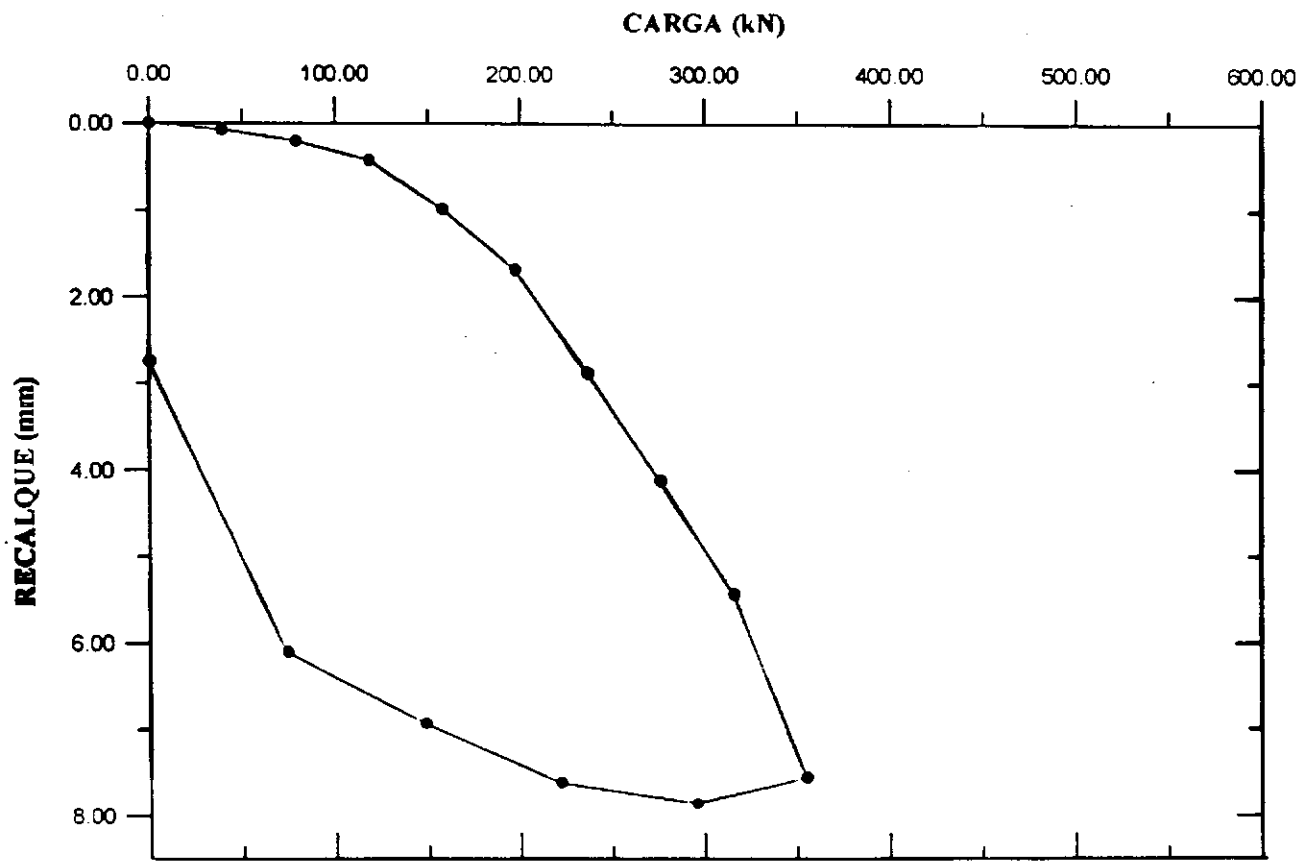


Figura 13 - Curva carga x recalque da estaca 13.

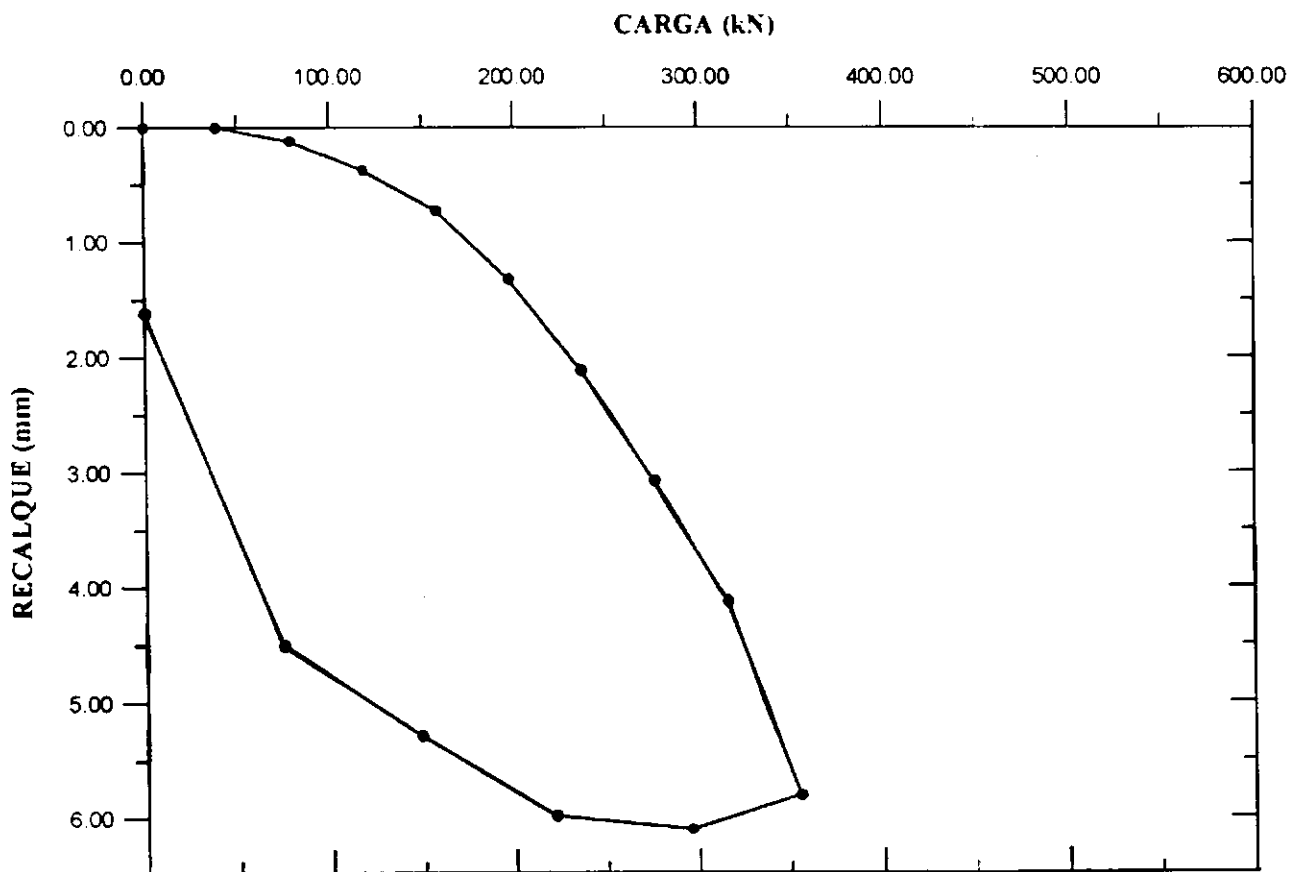


Figura 14 - Curva carga x recalque da estaca 14.