

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS  
ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO EM SOLO  
SEDIMENTAR NA REGIÃO DE SANTA MARIA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**Fabiano Alexandre Nienov**

**Santa Maria, RS, Brasil**

**2006**

<b>2006</b>	<b>Mestre</b>	<b>NIENOV, Fabiano Alexandre</b>	<b>PPGEC/UFSM,RS</b>
-------------	---------------	----------------------------------	----------------------

**COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS  
ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO EM SOLO  
SEDIMENTAR NA REGIÃO DE SANTA MARIA**

**Por**

**Fabiano Alexandre Nienov**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

**Orientador: Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro**

**Santa Maria, RS, Brasil**

**2006**

**Universidade Federal de Santa Maria  
Centro de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,  
aprova a Dissertação de Mestrado

**COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS ESCAVADAS  
DE PEQUENO DIÂMETRO EM SOLO SEDIMENTAR NA REGIÃO DE  
SANTA MARIA**

elaborada por  
**Fabiano Alexandre Nienov**

Com requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia**

**COMISSÃO EXAMINADORA:**

**Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr.**  
(Presidente/Orientador)

**José Mário Doleys Soares, Dr. (UFSM)**

**Fernando Schnaid, Ph. D. (UFRGS)**

Santa Maria, 27 de outubro de 2006.

*Aos meus familiares.  
À memória de minha mãe.*

## **AGRADECIMENTOS**

Quero expressar meu agradecimento às seguintes pessoas e instituições:

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pelas informações e orientações durante o curso de Mestrado;

Aos bolsistas Juliano Carvalho e Ricardo e aos colegas Valdi Spohr, Ivair Pasquali e Leandro Miozzo que auxiliaram na realização dos ensaios;

Ao diretor do Laboratório de Materiais de construção Civil (LMCC), Paulo Obregon do Carmo, e aos funcionários, João, Marialva e Vitor, que colaboraram com a pesquisa;

Ao secretário do curso do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Eliomar, por agilizar os trâmites legais junto à instituição;

À empresa Geocentro Geologia, Engenharia e Estaqueamento LTDA e Santa Maria Construções LTDA por ter colaborado com este trabalho;

A CAPES por conceder um auxílio financeiro através de bolsa de estudos;

Ao Prof. José Mario que contribuiu muito no desenvolvimento desta dissertação;

E, especialmente ao Prof. Rinaldo pela orientação e incentivo para conclusão deste trabalho.

## RESUMO

Dissertação de Mestrado  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

### **COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO EM SOLO SEDIMENTAR NA REGIÃO DE SANTA MARIA**

AUTOR: FABIANO ALEXANDRE NIENOV

ORIENTADOR: RINALDO J. B. PINHEIRO

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 27 de outubro de 2006

Neste trabalho estuda-se o comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro à compressão executadas em solo sedimentar no Campo Experimental em Engenharia Geotécnica da UFSM (CEEG/UFSM). Na engenharia geotécnica os projetos de fundações superficiais e profundas são condicionados pela capacidade de carga e pelos recalques admissíveis. Na região de Santa Maria as obras geotécnicas e os projetos de fundações apresentam um caráter eminentemente empírico. Portanto, a pesquisa desenvolvida no CEEG/UFSM vem suprir esta deficiência do conhecimento regional, por meio de estudos e pesquisas destinadas à previsão do comportamento de fundações de uso corrente na região. O CEEG já está implementado com as investigações preliminares do subsolo, ensaios de caracterização e geotécnicos já realizados por Emmer (2004). A atual fase compreende o projeto e execução de fundações para verificação do comportamento. Para tal foram executadas seis estacas de 0,20m de diâmetro com profundidades variáveis de 3,0 a 5,3m e realizadas provas de carga estática com carregamento lento onde foram aplicados diferentes critérios de interpretação curva carga-recalque para definição da ruptura. As previsões de capacidade de carga são obtidas por meio de métodos de correlação com sondagens à penetração (SPT) e por métodos teóricos, sendo essas previsões posteriormente comparadas às cargas de ruptura obtidas nos ensaios e interpretadas segundo a Norma Brasileira. A comparação entre os resultados de provas de carga e os valores de capacidade de carga calculados pelos métodos estudados, mostram que, para as estacas situadas na camada argilo-arenosa, esses métodos subestimam os valores da capacidade de carga total e superestimam os valores da capacidade de carga total para as estacas apoiadas na camada arenosa.

Palavras-chaves: Geotecnia, Fundações Profundas, Prova de Carga.

## **ABSTRACT**

Mastering Dissertation  
Post-Graduation Program in Civil Engineering  
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brazil

### **THE BEHAVIOR OF SMALL-DIAMETER BORED PILES TESTED UNDER COMPRESSION IN SEDIMENTARY SOIL IN THE REGION OF SANTA MARIA**

AUTHOR: FABIANO ALEXANDRE NIENOV

ADVISOR: RINALDO J. B. PINHEIRO

Date and Local of Defense: Santa Maria, October 27, 2006.

In this work we study the behavior of excavated small-diameter props to the executed compression in sedimentary soil at the Experimental testing site of Geotechnical Engineering at UFSM(CEEG/UFSM). In geotechnical engineering the projects of superficial and deep foundations are limited by the load capacity and by the permissible stress. In the region of Saint Maria geotechnical workmanships and the projects of foundations present an eminently empirical character. Therefore, the research developed at the CEEG/UFSM comes to supply this deficiency of the regional knowledge, by means of studies and research destined to the forecast of the behavior of various foundations of current use in the region. The CEEG has already implemented this with the preliminary inquiries of the subsoil investigation, characterization and geotechnical assays already carried out by Emmer (2004). The current phase consists of the project and execution of foundations that will undergo behavior verification. For such six props of 0,20m of diameter with changeable depths going from 3.0 to 5.3 meters had been executed and submitted to static load tests with slow loads where different criteria of arched interpretation had been applied to the load-displacement curve to define rupture. The estimates of bearing capacity are obtained by means of correlation methods with standard penetration tests (SPT) and by theoretical methods, being these forecasts later compared with the loads of rupture gotten in the assays and interpreted according to the Brazilian Norm. The comparison between the results of the load tests and the values of load capacity calculated by the studied methods, show that, for the props situated in the sandy-clay layer, these methods underestimate the values of the total load capacity and overestimate the values of the total load capacity for the piles supported over sandy layer.

Word-keys: Geotechnic, Deep Foundation, Load Test.



## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2

Figura 2. 1 – Esquema da capacidade de carga de fuste e ponta da estaca, figura (a) parcelas totais, (b) parcelas unitárias.....	5
Figura 2. 2 – Mecanismo de ruptura em estacas (Vesic, 1965).....	6
Figura 2. 3 – Efeitos da execução de estacas escavadas sobre o terreno.....	7
Figura 2. 4 – Comparação dos Tempos de execução das provas de carga (Fellenius, 1975)...	12
Figura 2. 5 – Curva carga-recalque típica (Fellenius, 1975).....	12
Figura 2. 6 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van der Veen (Velloso e Lopes, 2002).....	13
Figura 2. 7 – Curva carga-recalque de uma estaca em escalas diferentes distintas (Van der Veen, 1953).....	14
Figura 2. 8 – (a) Curvas carga-deslocamento típicas de provas de carga com carregamento axial, (b) Simplificação da curva carga-recalque para estacas escavadas (Hirany e Kulhawy, 1989).....	15
Figura 2. 9 – Curva carga-recalque de estaca a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta: (a) estaca esbelta e (b) tubulão com base alargada (Burland e Cooke, 1974).....	16
Figura 2. 10 – Interpretação da curva carga-recalque (Velloso e Lopes, 2002).....	17
Figura 2. 11 – Aplicação do método de interseção de tangentes (Hirany e Kulhawy, 1989) ..	19
Figura 2. 12 – Definição da carga de ruptura, método “slope tangent” .....	20
Figura 2. 13 – Método de Mazurkiewicz.....	21
Figura 2. 14 – Método de Massad (1986).....	22
Figura 2. 15 – Método de Chin (Apud Godoy, 1983).....	23
Figura 2. 16 – Método da Rigidez (Décourt, 1996) .....	24
Figura 2. 17 – Método de Brinch Hansen/80%.....	25

### CAPÍTULO 3

Figura 3. 1 – Disposição das estacas de reação e estacas de compressão .....	43
--	----

Figura 3. 2 - Perfil das estacas de reação e estacas de compressão.....	43
Figura 3. 3 - Execução da estaca de reação com o caminhão perfuratriz.....	44
Figura 3. 4 - Equipamento utilizado para execução das estacas de compressão.....	44
Figura 3. 5 - Colocação da armadura de reação .....	45
Figura 3. 6 - Blocos de coroamento e pilares desformados.....	46
Figura 3. 7 – (a) Manômetro e (b) macaco hidráulico.....	47
Figura 3. 8 - Disposição dos defletômetros sobre o bloco .....	47
Figura 3. 9 - Fixação das chapas metálicas nas barras de ancoragem dos pilares.....	48
Figura 3. 10 – Montagem do sistema e realização da pré-carga.....	49

## CAPÍTULO 4

Figura 4. 1 - Vista da área do CEEG/UFSM .....	51
Figura 4. 2 - Localização do Município de Santa Maria no Estado do RS, e do CEEG no Campus da UFSM .....	52
Figura 4. 3 - Croqui do CEEG/UFSM.....	53
Figura 4. 4 - Trincheira TP-1 aberta para retirada de amostras indeformadas (Emmer, 2004)	54
Figura 4. 5 - Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM .....	56
Figura 4. 6 - Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (wn) com a profundidade .....	59
Figura 4. 7 - Envoltória da resistência ao cisalhamento direto para valores máximos, médios e mínimos na ruptura em solo com umidade natural .....	60
Figura 4. 8 - Envoltória da resistência ao cisalhamento direto para valores máximos, médios e mínimos na ruptura em solo saturado .....	61

## CAPÍTULO 5

Figura 5. 1 – Curva carga-recalque das estacas ensaiadas .....	62
Figura 5. 2 – Curva carga-recalque da estaca EC1.....	63
Figura 5. 3 – Curva carga-recalque da estaca EC2.....	64
Figura 5. 4 – Curva carga-recalque da estaca EC3.....	65
Figura 5. 5 – Curva carga-recalque da estaca EC4.....	66
Figura 5. 6 – Curva carga-recalque da estaca EC5.....	67
Figura 5. 7 – Curva carga-recalque da estaca EC6.....	68

Figura 5. 8 – Determinação da parcela resistência lateral, Décourt (2002).....	69
Figura 5. 9 –Relação entre as cargas de ruptura determinada a partir da interpretação da curva carga recalque das provas de carga com o critério da NBR 6122.....	71
Figura 5. 10 - Carga de ruptura prevista pelos métodos teóricos para as estacas ensaiadas comparadas com os valores determinados pelo Critério da NBR 6122.....	76
Figura 5. 11 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos teóricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC1 e EC2 (3m). ....	76
Figura 5. 12 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos teóricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC3 e EC4 (4m). ....	77
Figura 5. 13 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos teóricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC5 (5,2) e EC6 (5,3m). ....	77
Figura 5. 14 - Carga de ruptura prevista pelos métodos semi-empíricos para as estacas ensaiadas comparadas com os valores determinados pelo Critério da NBR 6122. ....	80
Figura 5. 15 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC1 e EC2 (3,0m). ....	80
Figura 5. 16 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC3 e EC4 (4,0m). ....	81
Figura 5. 17 - Relação entre a carga de ruptura prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC5 (5,2) e EC6 (5,3m).....	81
Figura 5. 18 - Relação entre a carga lateral prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC1 e EC2 (3m). ....	82
Figura 5. 19 - Relação entre a carga lateral prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC3 e EC4 (4,0m). ....	83
Figura 5. 20 - Relação entre a carga lateral prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC4 (5,20m) e EC5 (5,3m).....	83
Figura 5. 21 – Relação entre a carga de ponta prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC1 e EC2 (3,0m). ....	84
Figura 5. 22 - Relação entre a carga de ponta prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC3 e EC4 (4m). ....	84
Figura 5. 23 - Relação entre a carga de ponta prevista (métodos semi-empíricos) e medida (Critério da NBR 6122), para estaca EC5 (5,2m) e EC6 (5,3m).....	85
Figura 5. 24 – Relação da carga de ruptura prevista (métodos semi-empíricos) e a medida (critério da NBR 6122) para todas as estacas ensaiadas.....	85

## LISTA DE TABELAS

### CAPÍTULO 2

Tabela 2. 1 – Características gerais dos tipos de estacas usuais no Estado do RS (adaptado de Militistky, 2004).....	9
Tabela 2. 2 – Valores de K e $\alpha$ propostos por Aoki e Velloso (1975), Danziger (1982), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997) .....	32
Tabela 2. 3 - Valores de K e $\alpha$ para cidade de São Paulo (Alonso 1981).....	33
Tabela 2. 4 – Valores de $F_1$ e $F_2$ (Aoki e Velloso,1975; Laprovitera,1988; Benegas,1993; e Monteiro,1977).....	34
Tabela 2. 5 – Valores de atrito lateral ou adesão (Décourt e Quaresma, 1978) .....	35
Tabela 2. 6 – Fator característico do solo (C).....	35
Tabela 2. 7 – Valores de $\alpha$ e $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt 1996)	36
Tabela 2. 8 – Valores de a, b, a', b' obtidos por Velloso (1981).....	37
Tabela 2. 9 – Valores de $M_1$ e $M_2$ (Militistky e Alves, 1985).....	38
Tabela 2. 10 – Valores do parâmetro $\alpha$ e $\beta$ de Teixeira (1996).....	39
Tabela 2. 11 – Grupo de solos e equações para previsão da carga de ruptura de estacas escavadas (adaptado de Velloso e Lopes, 2002) .....	40
Tabela 2. 12 – Coeficiente $\alpha$ e $\beta$ .....	41

### CAPÍTULO 3

Tabela 3. 1 - Características do concreto utilizado.....	45
--	----

### CAPÍTULO 4

Tabela 4. 1 - Descrição morfológica da trincheira (TP-1) adaptado de Emmer (2004).....	55
Tabela 4. 2 - Resumo dos ensaios de caracterização realizados do CEEG adaptado de Emmer (2004) .....	57
Tabela 4. 3 - Resumo da determinação dos índices físicos, análise química e mineralógica dos ensaios realizados no CEEG adaptado de Emmer (2004).....	57

Tabela 4. 4 - Resumo dos resultados dos ensaios de adensamento e de resistência realizados no CEEG adaptados de Emmer (2004) .....	58
Tabela 4. 5 - Umidade natural, peso específico real dos grãos e limite de consistência com a profundidade no local de execução das estacas .....	59
Tabela 4. 6 - Valores de resistência ao cisalhamento direto (pico) .....	60

## **CAPÍTULO 5**

Tabela 5. 1 – Carga de Ruptura medida considerando os métodos apresentados .....	70
Tabela 5. 2 – Resistência total ( $Q_R$ ), de ponta ( $Q_P$ ) e lateral ( $Q_L$ ) das estacas através do critério da NBR 6122 .....	72
Tabela 5. 3 – Valores das resistências à penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ ) .....	73
Tabela 5. 4 - Previsão da carga de ruptura pelos métodos teóricos para as estacas de 0,2m de diâmetro e 3,00, 4,00 e 5,25m de comprimento .....	75
Tabela 5. 5 - Previsão da carga de ruptura pelos métodos semi-empíricos para as estacas de 0,2m de diâmetro e 3,00, 4,00 e 5,25m de comprimento .....	79

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

- A : área da seção transversal da estaca, NBR 6122  
 ABNT : Associação Brasileira de Normas Técnicas  
 A<sub>P</sub> : área da seção transversal na ponta da estaca  
 A<sub>L</sub> : área lateral do fuste da estaca  
 C : coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo  
 C<sub>1</sub> : coeficiente angular da reta (método de Brinch Hanser /80%)  
 C<sub>2</sub> : coeficiente de intercepto no eixo das ordenadas (Brinch Hanser /80%)  
 D : diâmetro da estaca  
 D<sub>b</sub> : diâmetro da base da estaca, método P.P.C. Velloso  
 D<sub>f</sub> : diâmetro do fuste da estaca, método P.P.C. Velloso  
 CLT ou SCT : *Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test* - ensaio cíclico de carga ou ensaio cíclico sueco  
 CPT : sondagem de penetração estática (*Cone Penetration Test*)  
 CRP : *Constant Rate of Penetration* - ensaio a velocidade de recalque constante  
 CU : ensaio triaxial adensado, não drenado  
 E : módulo de elasticidade do material da estaca  
 F<sub>d</sub> : variação da energia potencial  
 F<sub>1</sub> : coeficiente de correção da resistência de ponta, Método Aoki & Velloso  
 F<sub>2</sub> : coeficiente de correção da resistência lateral, Método Aoki & Velloso  
 IP : índice de plasticidade  
 K : coeficiente (função do tipo de solo), métodos de previsão de capacidade de carga  
 K<sub>a</sub> : coeficiente de empuxo ativo;  
 K<sub>L</sub> : coeficiente de empuxo lateral;  
 K<sub>O</sub> : coeficiente de empuxo em repouso  
 L : comprimento da estaca  
 M<sub>m</sub> : representa a massa do martelo  
 M<sub>h</sub> : representa a massa da haste  
  
 M<sub>1</sub>, M<sub>2</sub> : coeficientes de proporcionalidade propostos por Milititsky e Alves  
 N<sub>P</sub> : valor do N<sub>SPT</sub> na ponta da estaca  
 N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> : fatores de capacidade suporte, função do ângulo de atrito interno do solo  
 N<sub>L</sub> : valor médio do N<sub>SPT</sub> para cada camada de espessura Δl  
 N<sub>P</sub> : Valor médio do N<sub>SPT</sub> na ponta da estaca  
 N<sub>SPT</sub> : número de golpes resultado do ensaio SPT  
 U : perímetro da seção transversal do fuste da estaca  
 P : carga do ensaio da estaca  
 Q : carga de ruptura convencional  
 Q<sub>L</sub> : parcela correspondente à resistência do atrito lateral ao longo do fuste  
 Q<sub>P</sub> : parcela correspondente à resistência de ponta  
 QM ou QML - *Quick Maintained Load Test* - ensaio rápido de carga constante  
 Q<sub>R</sub> : carga de ruptura ou *carga de ajuste*  
 Q<sub>u</sub> : carga de ruptura o pelo método de Brinch Hansen  
 R : Rigidez  
 SM ou SML : *Slow Maintained Load Test* - ensaio lento de carga constante  
 S<sub>u</sub> : resistência ao cisalhamento não drenada

- $XP$  : coeficiente para determinação da parcela da resistência lateral da estaca, pelo método Vorcaro-Velloso  
 $XF$  : coeficiente para determinação da parcela da resistência da ponta da estaca, pelo método Vorcaro-Velloso  
 $a$  : coeficiente de ajuste, Método Van der Veen  
 $a_1$  : área lateral total do amostrador SPT  
 $a, b, a', b'$  : parâmetros de correlações entre a sondagem de percussão e o ensaio de cone do método P.P.C. Velloso.  
 $a_p$  : área de ponta do amostrador SPT  
 $c$  : coesão do solo  
 $d_c$  : diâmetro da ponta do cone utilizado no ensaio CPT, Método P.P.C. Velloso  
 $f_s$  : atrito lateral médio do CPT para cada  $\Delta L$   
 $q_c$  : resistência de ponta no ensaio CPT  
 $g$  : aceleração da gravidade  
 $q_L$  : resistência lateral unitária  
 $q_p$  : resistência ponta da estaca unitária  
 $r$  : deslocamento da cabeça da estaca  
 $r_u$  : recalque de ruptura convencional, NBR 6122  
 $w$  : deslocamento da cabeça da estaca  
 $w_{nat}$  : umidade natural  
 $\alpha$  : coeficiente, métodos de previsão de capacidade de carga  
 $\beta$  : coeficiente, métodos de previsão de capacidade de carga  
 $\gamma$  : peso específico do solo  
 $\delta$  : ângulo de atrito entre o solo e o concreto da estaca  
 $\Delta L$  : espessura de cada camada de solo considerada  
 $\Delta \rho$  : penetração do golpe (Método da UFRGS)  
 $\lambda$  : coeficiente função do tipo de carregamento atuante sobre a estaca, Método P.P.C. Velloso  
 $\sigma'_h$  : tensão efetiva horizontal do solo  
 $\sigma_v$  : tensão vertical do solo;  
 $\sigma'_v$  : tensão vertical efetiva do solo;  
 $\sigma'_{vm}$  : tensão vertical efetiva de pré-adensamento do solo;  
 $\phi$  : ângulo de atrito interno  
 $\phi'$  : ângulo de atrito interno efetivo  
 $\eta_1$  : representa a eficiência do golpe (Método da UFRGS)  
 $\eta_2$  : representa a eficiência das hastes (Método da UFRGS)  
 $\eta_3$  : representa a eficiência do sistema (Método da UFRGS)

## SUMÁRIO

<b>RESUMO</b> .....	<b>vii</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>viii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>ix</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>xii</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS</b> .....	<b>xiv</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1. Objetivo Geral</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2. Objetivos Específicos</b> .....	<b>1</b>
<b>1.3. Estrutura da Dissertação</b> .....	<b>2</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1. Introdução</b> .....	<b>3</b>
<b>2.2. Fundações Profundas</b> .....	<b>3</b>
2.1.1. Interação solo-estrutura.....	5
2.1.2. Estacas Escavadas.....	7
<b>2.3. Provas de Carga</b> .....	<b>10</b>
2.3.1. Definição da Carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque.....	12
2.3.2. Interpretação da Curva Carga-Recalque.....	13
2.3.2.1. Critérios que se baseiam em valores absolutos ou relativos de recalques.....	17
2.3.2.2. Critérios que aplicam uma regra geométrica à curva.....	18
a) Norma Sueca e De Beer.....	18
b) Método de Butler e Hoy.....	18
c) Método de Interseção de Tangentes.....	18
d) Método de Inclinação de Tangentes.....	19
2.3.2.3. Critérios que buscam uma assíntota vertical.....	20
a) Método de Van der Veen.....	20
b) Método Mazurkiewicz.....	21
c) Método Massad.....	21
d) Método de Chin.....	23
e) Método da Rigidez.....	23
f) Método de Brinch Hansen.....	24
2.3.2.4. Critérios que caracterizam a ruptura por encurtamento elástico.....	25
a) Método de Davisson (Norma Canadense).....	25
b) Norma Brasileira.....	25
<b>2.4. Métodos Para Previsão da Capacidade de Carga</b> .....	<b>26</b>
2.4.1. Métodos Racionais ou Teóricos.....	26
2.4.1.1. Resistência de Ponta.....	27
a) Método de Terzaghi e Peck.....	28
2.4.1.2. Resistência Lateral.....	28
a) Método de Kézdi.....	29
b) Método de Chandler.....	29
c) Método de Burland.....	30
d) Método de Touma e Reese.....	30
2.4.2. Métodos Semi-Empíricos.....	31
2.4.2.1. Método de Aoki e Velloso.....	31
2.4.2.2. Método de Décourt e Quaresma.....	34
2.4.2.3. Método de P.P.C. Velloso.....	36
2.4.2.4. Proposta Milititsky e Alves.....	38
2.4.2.5. Método de Teixeira.....	38



2.4.2.6.	Método Vorcaro-Velloso .....	39
2.4.2.7.	Método da UFRGS.....	40
<b>3.</b>	<b><i>PROGRAMA EXPERIMENTAL</i></b> .....	<b>42</b>
3.1.	Execução das Estacas.....	42
3.2.	Equipamentos Utilizados na Prova de Carga.....	46
3.3.	Prova de Carga Estática .....	48
<b>4.</b>	<b><i>ÁREA DE ESTUDO</i></b> .....	<b>51</b>
4.1.	Considerações Iniciais .....	51
4.1.1.	Geologia.....	54
4.1.2.	Pedologia.....	54
4.2.	Sondagens de Simples Reconhecimento.....	55
4.3.	Caracterização Geotécnica dos Solos do CEEG/UFSM .....	56
<b>5.</b>	<b><i>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</i></b> .....	<b>62</b>
5.1.	Comportamento das Curvas Carga-Recaque .....	62
5.2.	Interpretação da Curva Carga-Recalque .....	69
5.2.1.	Determinação da Carga de Ruptura .....	69
5.2.2.	Determinação da Carga Lateral e de Ponta .....	72
5.3.	Análise do Desempenho de Previsão da Capacidade de Carga .....	73
5.3.1.	Métodos Teóricos.....	74
5.3.2.	Métodos semi-empíricos .....	77
<b>6.</b>	<b><i>CONCLUSÕES E SUGESTÕES</i></b> .....	<b>87</b>
6.1.	CONCLUSÕES .....	87
a)	Quanto ao comportamento das provas de carga .....	87
b)	Quanto à determinação da carga de ruptura pela análise da curva carga-recalque.....	87
c)	Quanto aos métodos de previsão da capacidade de carga total .....	88
d)	Quanto à previsão da parcela da resistência lateral .....	89
e)	Quanto à previsão da parcela da resistência de ponta .....	90
6.2.	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	90
	<b><i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i></b> .....	<b>91</b>
	<b><i>ANEXOS</i></b> .....	<b>100</b>
	<b>ANEXO I:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para os métodos de Davisson (1972) , NBR 6122 (1996) e a Prática Inglesa. ....	101
	<b>ANEXO II:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para os métodos de Intersecção das Tangentes (1983) e Inclinação das Tangentes (1983)..	105
	<b>ANEXO III:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método de Van der Veen (1956).....	109
	<b>ANEXO IV:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método de Mazurkiewicz (1972) .....	115
	<b>ANEXO V:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método de Masad (1986) .....	119
	<b>ANEXO VI:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método de Chin (1970) .....	122
	<b>ANEXO VII:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método da Rigidez (1996).....	124

<b>ANEXO VIII:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método Brinch Hansen 80% (1963).....	126
<b>ANEXO IX:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método Butler e Hoy (Aoki e outros 1998) .....	128
<b>ANEXO X:</b> Definição da Carga de Ruptura a Partir da Extrapolação da Curva Carga-Recalque para o método De Beer ( 1967 – 1968).....	131

## **1. INTRODUÇÃO**

Com o uso freqüente de estacas escavadas de pequeno diâmetro na engenharia de fundações na região de Santa Maria, por ser de rápida execução e possuir empresas próximas que oferecem esse serviço, surgiu à necessidade de fazer um estudo mais aprofundado do seu comportamento para cargas de compressão.

Muitas empresas, que prestam o serviço de projetos e execução de fundações em estacas escavadas, utilizam métodos consagrados em seu dimensionamento, principalmente métodos baseados no ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), cujo banco de dados foi estabelecido a partir de provas de carga realizadas em outras regiões do país e aliados a experiência de obras.

A pesquisa realizada vem dar continuidade ao programa que está sendo realizado no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM), com o primeiro trabalho de Emmer (2004), *Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM*, e outros que estão em andamento, entre os quais a avaliação de desempenho de prova de carga em estacas pré-moldadas e prova de carga em placas.

### **1.1. Objetivo Geral**

O objetivo consiste em avaliar o comportamento à compressão das estacas escavadas de pequeno diâmetro, muito utilizado em obras de engenharia de fundações da região de Santa Maria, interpretados por meio da curva carga-recalque. A comparação desses resultados com métodos de previsão de capacidade de carga baseados principalmente no ensaio de SPT fundamentam a presente pesquisa.

### **1.2. Objetivos Específicos**

Para contribuir com o desenvolvimento de projetos e execução de fundações na região de Santa Maria, este trabalho tem os seguintes objetivos específicos:

- a) fazer uma revisão bibliográfica de execução e interpretação de provas de carga estática e de métodos de previsão de capacidade carga;
- b) interpretar dados de ensaios realizados na pesquisa anterior para poder estimar a capacidade de carga das estacas ensaiadas;
- c) analisar as curvas carga-recalque para determinar a carga de ruptura pelos métodos citados na revisão bibliográfica;
- d) avaliar e confrontar diversos métodos de dimensionamento de fundações;
- e) estabelecer um banco de dados que auxilie os profissionais de engenharia nos projetos e execução de obras na região.

### 1.3. Estrutura da Dissertação

A estrutura da dissertação está apresentada em seis capítulos e um anexo:

O primeiro capítulo mostra a importância de um estudo sistemático do comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro na região de Santa Maria.

No segundo capítulo, aborda-se a revisão bibliográfica dos procedimentos para execução de provas de carga estática, os critérios de interpretação da curva carga-recalque, e os métodos para determinação da carga de ruptura.

No terceiro capítulo é mostrada toda parte experimental com descrição da execução das estacas, dos equipamentos empregados e a metodologia adotada no ensaio.

No quarto capítulo, faz-se a caracterização do campo experimental. No capítulo 5 é realizada uma análise dos resultados obtidos considerando as diferentes interpretações e as características das estacas ensaiadas. São avaliados também os métodos de previsão descritos no segundo capítulo com base nos resultados experimentais.

No sexto capítulo são expostas as conclusões da dissertação e sugestões para futuros trabalhos.

Nos anexos são apresentados graficamente os métodos para determinação da carga de ruptura, pelo ensaio de prova de carga, apresentados no capítulo 2.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Este capítulo aborda uma revisão da literatura sobre aspectos importantes relacionados a fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro, provas de carga e métodos de previsão de capacidade carga.

### **2.1. Introdução**

Na engenharia de fundações na região de Santa Maria em obras de pequeno porte são utilizadas com frequência estacas escavadas de pequeno diâmetro. Vários estudos foram realizados no Rio Grande do Sul, abordando métodos de previsão de comportamento de fundações que utilizam sondagens à percussão e o seu desempenho. Destacam-se os trabalhos de Alves (1984), Meksraitis (1988), Matos (1989), Prezzi (1990), Ramires (1993), Goulart (2001), Novas (2002) e Emmer (2004) que abordam processos construtivos, métodos de previsão de comportamento, problemas de execução e comparação entre os métodos. Porém considera-se que existe ainda a necessidade de se realizarem estudos regionais para uma melhor avaliação do comportamento de fundações.

### **2.2. Fundações Profundas**

Fundação profunda, segundo a NBR 6122/96, é o elemento que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. A ponta deve estar apoiada em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo três metros salvo justificativa. Nesse tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões. A Figura 2.1 apresenta um esquema ilustrativo do funcionamento de uma fundação profunda tipo estaca.

As estacas são elementos de fundação profunda executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja necessidade do operário descer ao interior da escavação. Os materiais empregados podem ser, madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou misto.

Os tubulões são cilíndricos, em que, pelo menos na etapa final, há descida de operários ao seu interior. Pode ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido (pneumático) podendo ser sua base alargada. Pode ser executado com revestimento, constituído de aço ou concreto. No caso de revestimento de aço (camisa metálica) este pode ser recuperado. Caixão é o elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Na sua instalação, pode-se usar ar comprimido e sua base pode ser alargada.

As fundações por estacas podem ser classificadas de acordo como o material e o processo executivo. As estacas classificadas pelo tipo de material são construídas de madeira, concreto, aço ou mistas. Já pelo método ou processo de execução são classificadas em estacas com ou sem deslocamento, Milititsky (2004).

As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno por meio de algum processo que não promova retirada de solo. Enquadram-se neste tipo as estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas, estacas de madeira, estacas Franki e estacas Omega. Estacas sem deslocamento ou escavadas são aquelas executadas *in loco* por meio da perfuração do terreno, com remoção de material. As estacas escavadas manualmente ou mecanicamente, estacas tipo Strauss, barretes, estacões, hélices contínuas e estacas injetadas são classificadas como estacas sem deslocamento.

Fundações profundas por estacas são recomendadas principalmente quando se deseja transmitir a carga da estrutura por meio de material de baixa capacidade de carga até atingir uma camada mais profunda com capacidade de carga adequada. Desta maneira pode-se desenvolver capacidade de carga pelo atrito entre a estaca e o solo. Milititsky (1996) cita que esse tipo de fundação é utilizada quando existem cargas laterais e esforços de tração a serem resistidas. Seu objetivo é melhorar a capacidade de carga dos solos com elementos cravados (somente em solos granulares), eliminar ou diminuir recalques indesejáveis, transferir cargas de zonas facilmente erodíveis até camadas mais estáveis, ancorar estruturas sujeitas a empuxos ou esforços de tombamento e formar uma estrutura de contenção quando executadas em grupo.

A capacidade de carga de uma fundação profunda tipo estaca pode ser decomposta em duas parcelas: uma resistência de ponta ou base e uma resistência lateral ou de atrito, conforme ilustrado na Figura 2.1 e apresentado na equação a seguir:

$$Q_R = Q_L + Q_P \quad (2.1)$$

sendo:  $Q_R$  : resistência total à compressão

$Q_L$  : resistência lateral

$Q_P$  : resistência de ponta.

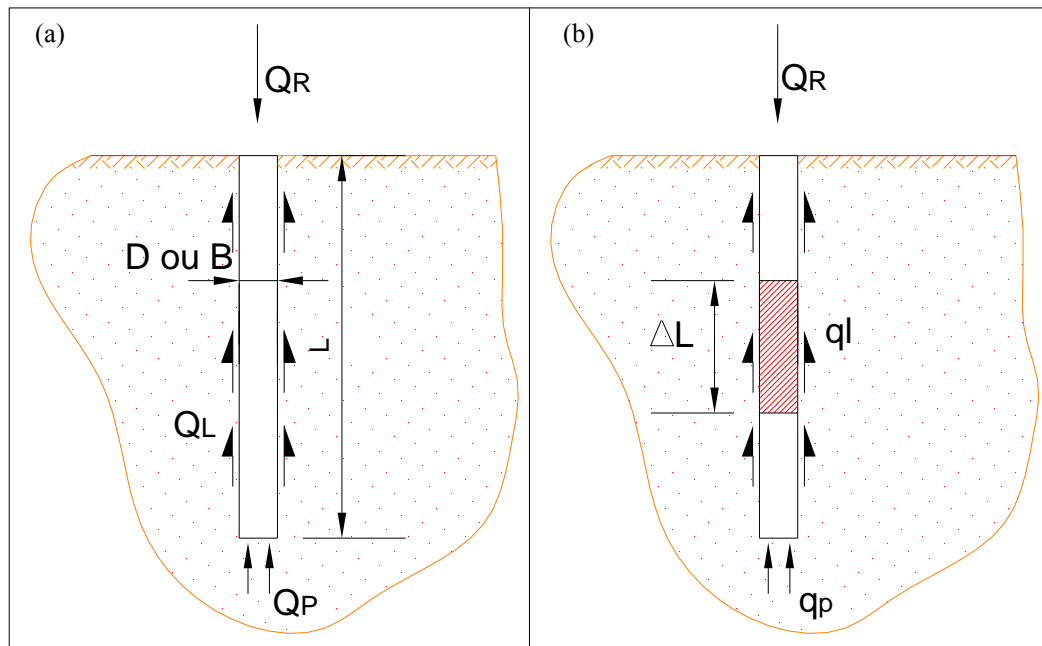


Figura 2. 1 – Esquema da capacidade de carga de fuste e ponta da estaca, figura (a) parcelas totais, (b) parcelas unitárias

$$Q_L = q_L \cdot A_L \quad (2.2)$$

$$Q_P = q_P \cdot A_P \quad (2.3)$$

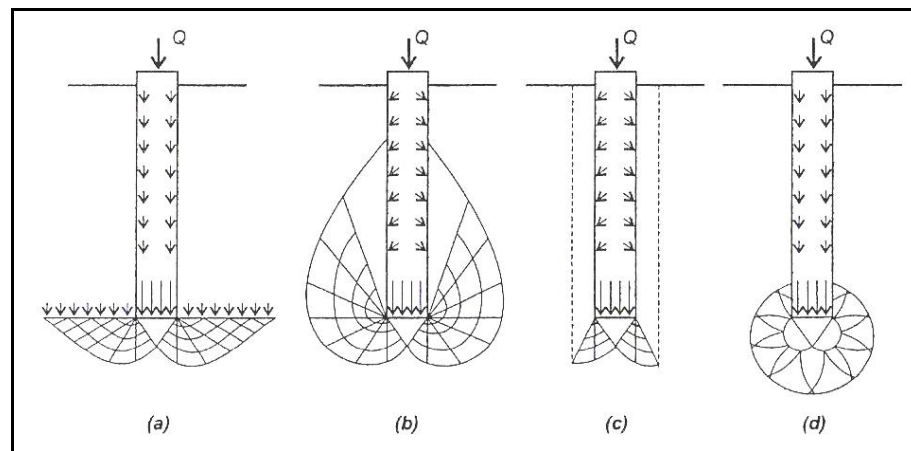
$Q_L$  : resistência lateral;  
 $Q_P$  : resistência de ponta;  
 $q_L$  : resistência lateral unitária;  
 $q_P$  : resistência de ponta unitária;  
 $A_L$  : área da superfície lateral da estaca;  
 $A_P$  : área da base da estaca.  
 $\Delta L$  : espessura de camada.

### 2.1.1. Interação solo-estrutura

Importantes contribuições sobre o tema foram feitas em todo o mundo, entre os quais podem ser citados os trabalhos de Banerjee, P. K. & Davies, T. G., (1978), Poulos, H. G & Davis, E. H. (1980) e Poulos, H. G. (1989), destacando-se no Brasil os trabalhos de Gusmão (1990), Gusmão e Gusmão Filho (1990, 1994a, 1994b), Lopes e Gusmão (1991) e Velloso (1996).

A forma da superfície de ruptura da ponta da estaca, as quais se baseiam na Teoria da Plasticidade são menos conhecidas do que para fundações rasas, em função da complexidade

da interação solo-estrutura. Estas soluções supõem diferentes mecanismos de ruptura, conforme mostra a figura 2.2.



- (a): Prandtl, Reissner, Caquot, Buisman, Terzaghi;  
 (b): De Beer, Jaky, Meyerhof;  
 (c): Berezantsev, Yaroshenko, Vésic;  
 (d): Bishop, Hill, Mott, Skempton, Yassin, Gibson.

**Figura 2. 2 – Mecanismo de ruptura em estacas (Vesic, 1965)**

Para a análise do desempenho de uma fundação, devem-se considerar as condições de drenagem do solo. Em solos drenados, o excesso de poro-pressão causado pelo carregamento das fundações pode dissipar-se prontamente. Em solos de drenagem parcial, o excesso de poro-pressão gerado pelo carregamento da fundação pode dissipar, dependendo da situação e especialmente do tipo de solicitação imposta. As solicitações rápidas decorrentes de esforços dinâmicos, como o vento ou impactos, podem ocorrer em condições não-drenadas. As cargas estáticas decorrentes das solicitações da superestrutura são aplicadas gradualmente, devendo-se analisar as condições de drenagem em cada caso.

Em solos moles e coesivos, as condições não-drenadas podem resultar em valores baixos de capacidade de carga, isto significa que condições críticas de carregamento ocorrem a curto prazo, enquanto as pressões neutras são dissipadas. Nestes casos, para determinação da capacidade de carga da ponta da estaca em argila, o procedimento consiste em assumir, condições totalmente não-drenadas.

Para determinação da capacidade de carga do fuste da estaca, devemos considerar também o processo executivo e não somente o tipo de solo. O método executivo altera as condições iniciais do terreno, alterando o ângulo de atrito da interface solo-estaca, a tensão horizontal que age sobre a estaca, a adesão solo-estaca e a dimensão da área do contato.

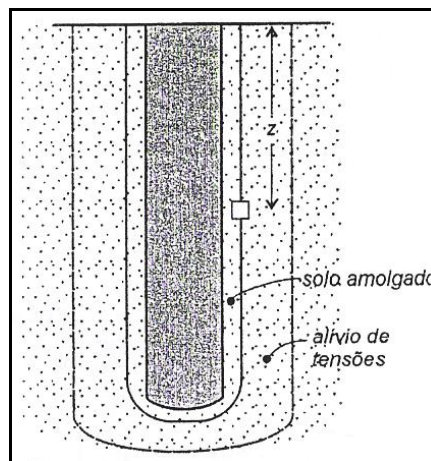
Estacas cravadas em solos granulares, pouco a medianamente compactos, causam um aumento na capacidade destes solos na medida em que o volume da estaca é introduzido no



terreno. Se o solo já estiver muito compacto, a introdução da estaca não causará mais aumento de compacidade mas sim deslocamento do solo, o que poderá, eventualmente, ser danoso para estacas ou estruturas já existentes, Alves (1998).

Casagrande (1932) alertava para efeitos da perturbação gerados pela cravação de estacas em argila. A perturbação da argila poderia resultar em aumento significativo na compressibilidade e perda de resistência ao cisalhamento Cummings, Kerkhoff e Peck (1950) analisaram os resultados das resistências ao cisalhamento em estacas instrumentadas. Os resultados mostraram que a tensão de cisalhamento próxima as estacas tiveram seus valores reduzidos em função da cravação. Porém meses depois, as estacas tinham recuperado os valores de resistência e com aumento acima dos valores iniciais de cravação.

Estacas escavadas, segundo Velloso e Lopes (2002), podem causar uma decompressão do suporte. Esta decompressão será maior ou menor dependendo do tipo de suporte. Num extremo estariam às estacas escavadas sem suporte, em que as decompressões são pronunciadas. No outro extremo estariam as estacas escavadas com o auxílio de camisas metálicas que avançam praticamente no mesmo nível que a ferramenta de escavação, em que o alívio é muito reduzido. No meio destes extremos estariam as estacas escavadas com auxílio de lama betonítica. Na figura 2.3, estão mostrados os efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno, onde se observa uma região amolgada ou plastificada de pequena espessura e uma região maior onde as tensões são reduzidas.



**Figura 2.3 – Efeitos da execução de estacas escavadas sobre o terreno**

### 2.1.2. Estacas Escavadas

As estacas escavadas com trado helicoidal são evoluções das estacas tipo broca. Ao invés da escavação manual, é utilizado um trado mecânico. Assim é possível obter

profundidades e diâmetros maiores (até 0,5 m, estacas com diâmetros superiores são denominadas de estacões). É muito comum na região de Santa Maria a execução de estacas escavadas com trado mecânico, executadas por meio de torres metálicas acopladas a caminhões empregando guinchos, conjunto de tração e haste de perfuração.

O processo de execução consiste basicamente na perfuração até a cota desejada, limpeza do furo, colocação da armadura (se for o caso) e posterior lançamento do concreto com auxílio de funil de concretagem (tremonha).

As principais vantagens dessa solução são a mobilidade e produção desse equipamento, que permite escavações próximas a edificações vizinhas, sem provocar vibrações, e a possibilidade de amostragem do solo. As limitações da sua adoção estão relacionadas com a resistência do solo, ou seja, são utilizadas em solos com boa resistência para que a escavação permaneça estável durante a colocação da armadura e a concretagem. As estacas devem ser utilizadas acima do nível d'água e quando necessário, revestidas temporariamente na parte inicial do furo, para manter-se a estabilidade.

Milititsky (1987) relata problemas correntes em engenharia de fundações com ênfase nos aspectos construtivos específicos para solos tropicais. Para o perfeito funcionamento das estacas escavadas, é importante o controle da execução do estaqueamento. Durante a execução das estacas escavadas, devem ser observados os seguintes fatores:

- verticalidade da escavação;
- comprimento e diâmetro reais;
- limpeza do fundo da escavação;
- possíveis desmoronamentos do fuste durante a escavação;
- tempo decorrido entre fim da escavação e a concretagem;
- irregularidades na concretagem;
- volume de concreto utilizado;
- horário de início e fim de cada etapa de concretagem.

A Tabela 2.1 apresenta a ampla variedade de fundações profundas, disponíveis atualmente no mercado e utilizadas nas obras correntes e especiais, com enfoque para estacas escavadas. Na mesma tabela, apresentam-se algumas características de execução, relacionadas com a geometria, dimensões, características do terreno e cargas admissíveis correntes para demonstração da ampla variedade de opções disponíveis.

Tabela 2. 1 – Características gerais dos tipos de estacas usuais no Estado do RS (adaptado de Militistky, 2004)

Tipo de estaca	Diâmetro ou Lado	Tensão (MPa)	Carga de Trabalho (toneladas)	Comprimento Usual / máx. (m)	N <sub>SPT</sub> máximo	Espaçamento usual (cm)
<b>Broca</b>	15	1,5	2,5	3-5/6	10	45
	20		5	4-6/8		60
	25		7,5	4-6/8		70
<b>Strauss</b>	25	3,5	18	6-10/14	15-20	75
	30		24	6-10/14		90
	40		43	7-12/16		100
	50		68	7-12-16		130
<b>Escavada &lt; 50 cm</b>	30	4	28	8-15/20	> 50	90
	35		38			100
	40		50			110
	45		63			120
	50		78			130
<b>Escavada &gt; 50 cm</b>	60	4	113	10-20/30	> 40 (5)	150
	70		153			175
	80		210			200
	90		254			225
	100		314			250
	110		380			275
	120		452			300
	130		530			325
	140		615			350
	150		706			375
160	800	400				
<b>Hélice contínua</b>	35		60	12-18/25	> 40 (5)	90
	40		80			100
	50		130			130
	60		180			150
	70		240			175
	80		320			200
	90		400			225
	100		500			250
<b>Raiz (solo)</b>	10		10	10-20/40	> 60	60
	15		25			60
	20		50			60
	25		70			80
	30		100			100
<b>Injetada (rocha)</b>	10		40	4-12/20	ROCHA	60
	15		60			60
	20		80			80
	25		100			100
	30		120			120

OBS: (1) comprimento sem emenda (2) para carga de compressão usa-se emenda com conector, podendo chegar a três elementos justapostos (3) emenda soldada para qualquer solicitação (4) emenda com tala soldada (5) limite de comprimento e N<sub>SPT</sub> máximo altamente dependente do tipo do equipamento, que não é padronizado e do tipo e da profundidade de ocorrência do material resistente.

### 2.3. Provas de Carga

Entre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações destacam-se as provas de carga estática como um dos métodos mais importantes, no qual se consegue por meio de monitoramento, verificar o comportamento das fundações. Segundo Milititsky (1991) as provas de carga constituem técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo a única efetivamente confiável. Milititsky (*op. cit.*) apresenta uma revisão sobre provas de cargas estáticas, métodos de ensaios, interpretação de resultados, coeficientes de segurança e velocidade de carregamento.

Na montagem da prova de carga alguns cuidados devem ser tomados para evitar influências indesejáveis, muitos dos quais previstos na NBR 12131/91, tais como: distância mínima dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar, excesso de capacidade de carga do sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio.

Durante a execução é preciso garantir que as vigas de referência, que servem de apoio para os defletômetros, não venham a provocar erros nos resultados devido a sua deformação ou movimentação. Devem-se aplicar as cargas do ensaio por meio de sistemas que minimizem erros devidos à excentricidade, à axialidade ou à calibração. O problema de centralização é particularmente crítico em estacas de pequeno diâmetro, em que pequenos erros podem produzir grande excentricidade, acarretando erros significativos na interpretação de resultados.

Os insucessos são freqüentes nesses ensaios devido ao deslocamento excessivo ou diferencial do sistema de reação. Os cuidados no dimensionamento e execução, a criteriosa escolha dos equipamentos e sua montagem, e finalmente, o controle do comportamento e deformação do sistema de reação e de transmissão de cargas durante o ensaio, garantem a eliminação da maior parte das causas canceladas ou prematuramente interrompidas.

No Brasil, as primeiras provas de carga executadas em estacas foram realizadas sem uma metodologia definida e sem conhecimento prévio do solo em que as fundações iriam ser instaladas devido à falta de equipamento de sondagem. O único modo de conhecer o solo era pela execução de poços, ou pela execução de estacas moldadas no local. Os arquivos do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), *apud* Massad (1985), mostram que uma das primeiras prova de carga foi executada em fevereiro de 1936, pelo professor Telêmaco Van Langedonck, na estação da estrada de ferro Noroeste do Brasil em Bauru. A estaca ensaiada era do tipo Franki, o ensaio pode ser caracterizado como do tipo rápido apesar

de ter sido usado o critério de estabilização de recalques entre leituras consecutivas não mensuráveis, “zero”.

Os primeiros ensaios seguiam a normalização alemã, DIN 1054/1934, ou suas alterações. Os debates ocorridos na Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (1936) culminaram na elaboração do código de obras para a cidade de Boston (1944).

As normas brasileiras surgiram com as publicações da NB 20/1951, Provas de Carga em Estacas, e da NB 51/1960, Projeto e Execução de Fundações. E após várias revisões, estão em vigor atualmente as normas: NBR 12131/91, Estacas – Prova de Carga Estática, e NBR 6122/96, Projeto e Execução de Fundações.

O principal objetivo de uma prova de carga é fornecer informações para avaliar seu comportamento de carga versus recalque e estimar suas características de capacidade de carga. Os métodos de carregamento podem ser divididos em quatro grupos segundo Fellenius (1975):

- SM ou SML - *Slow Maintained Load Test* - ensaio lento de carga constante. O carregamento é feito em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior do que a carga de trabalho. Cada estágio é mantido até se atingir a estabilização dos deslocamentos, de acordo com certo critério de estabilização.
- QM ou QML - *Quick Maintained Load Test* - ensaio rápido de carga constante. São aplicados incrementos iguais de carga, até determinado nível de carregamento, maior do que a carga de trabalho prevista para a estaca. Cada estágio de carga é mantido por um intervalo de tempo fixo pré-determinado, independentemente da estabilização dos deslocamentos.
- CRP - *Constant Rate of Penetration* - ensaio a velocidade de recalque constante. A carga é ajustada para manter constante a velocidade de recalque do topo da estaca. A prova de carga é levada até certo nível de deslocamento.
- CLT ou SCT - *Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test* - ensaio cíclico de carga ou ensaio cíclico sueco. A estaca é carregada até 1/3 da carga de trabalho e descarregada para a metade desta carga, repetindo-se esse ciclo 20 vezes. Depois a carga superior do ciclo é aumentada 50% e repete-se o procedimento. Continua-se até atingir a ruptura

Fellenius (1975) comparou os ensaios mencionados acima de acordo com o fator tempo de duração (Figura 2.4). Conforme apresentado nesta figura, os ensaios que consomem

maior tempo são: Carga Incremental Mantida Lenta (SM) e Carga Cíclica (CLT). A Figura 2.5 apresenta curvas carga-deslocamento típicas de cada tipo de prova de carga.

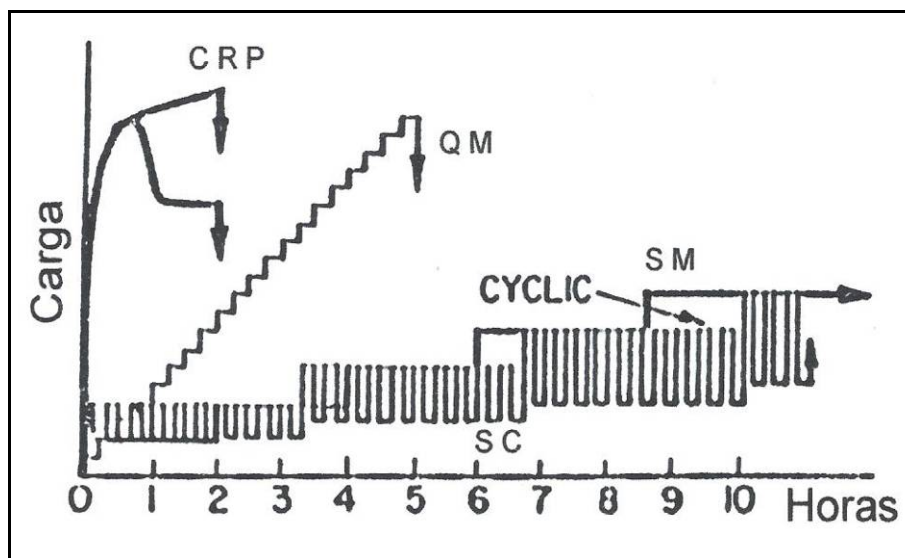


Figura 2. 4 – Comparação dos Tempos de execução das provas de carga (Fellenius, 1975)

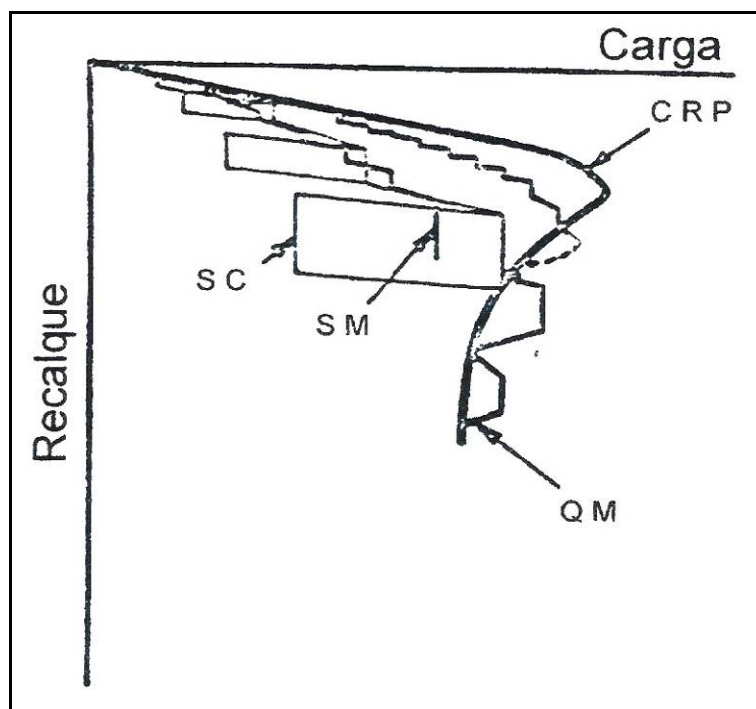


Figura 2. 5 – Curva carga-recalque típica (Fellenius, 1975)

### 2.3.1. Definição da Carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque

Segundo Velloso e Lopes (2002), quando a prova de carga não é levada até a ruptura ou a um nível de recalque que caracterize a ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva

carga-recalque. Esta extrapolação é baseada em equações matemáticas, ajustadas ao trecho que se dispõe da curva carga-recalque. As principais funções utilizadas são:

- função exponencial, proposta por Van der Veen (1953)
- função parabólica, proposta por Hansen (1963)
- função hiperbólica, proposta por Chin (1970)
- função polinomial, proposta por Massad (1896)

Essas quatro funções apresentam uma assíntota que corresponde à carga de ruptura (Figura 2.6). Velloso e Lopes (*op. cit.*) afirmam que no Brasil a função de Van der Veen (1953) tem sido a mais utilizada.

Muito se discute sobre a confiabilidade da extrapolação das curvas obtidas em provas de carga. Valores elevados de carga de ruptura obtidos por estes métodos foram obtidos quando as extrapolações foram realizadas em provas de cargas com curvas carga-recalque que situaram-se no trecho inicial (quase-elástico). A experiência de Velloso e Lopes (*op. cit.*) com extrapolação de curvas pelo método de Van der Veen, indica que se podem obter valores confiáveis de extrapolação se o recalque máximo atingido na prova de carga for de no mínimo 1% do diâmetro da estaca.

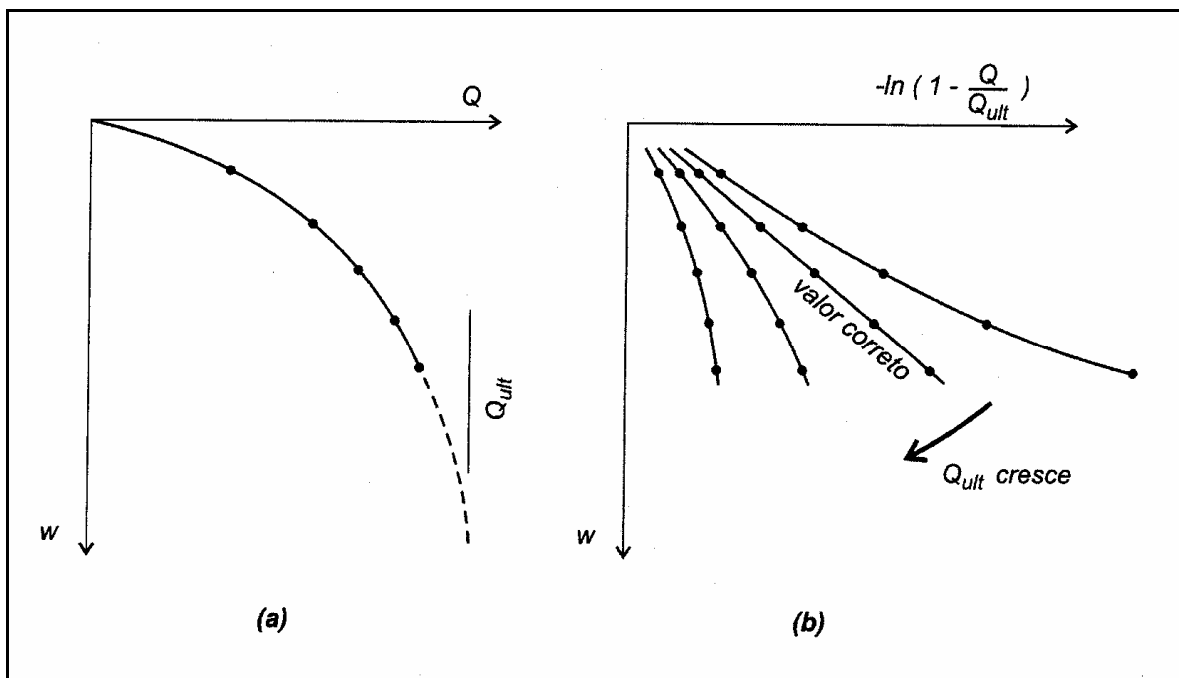


Figura 2. 6 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van der Veen (Velloso e Lopes, 2002)

### 2.3.2. Interpretação da Curva Carga-Recalque

Os resultados da prova de carga são apresentados sob forma de curvas que mostram o valor da carga aplicada e o recalque medido na cabeça da estaca, caracterizando o comportamento geral de sua funcionalidade.

A carga de ruptura raramente é bem definida na curva carga-recalque e, em geral, não existe nenhuma carga de pico ou colapso claramente definida (Vesic, 1977). Segundo Van der Veen (1953), se a mesma curva carga-recalque de uma prova de carga for plotada em escalas diferentes uma decisão com base no exame visual pode ser ilusória. A Figura 2.7 mostra o resultado de uma prova de carga apresentada em duas escalas diferentes.

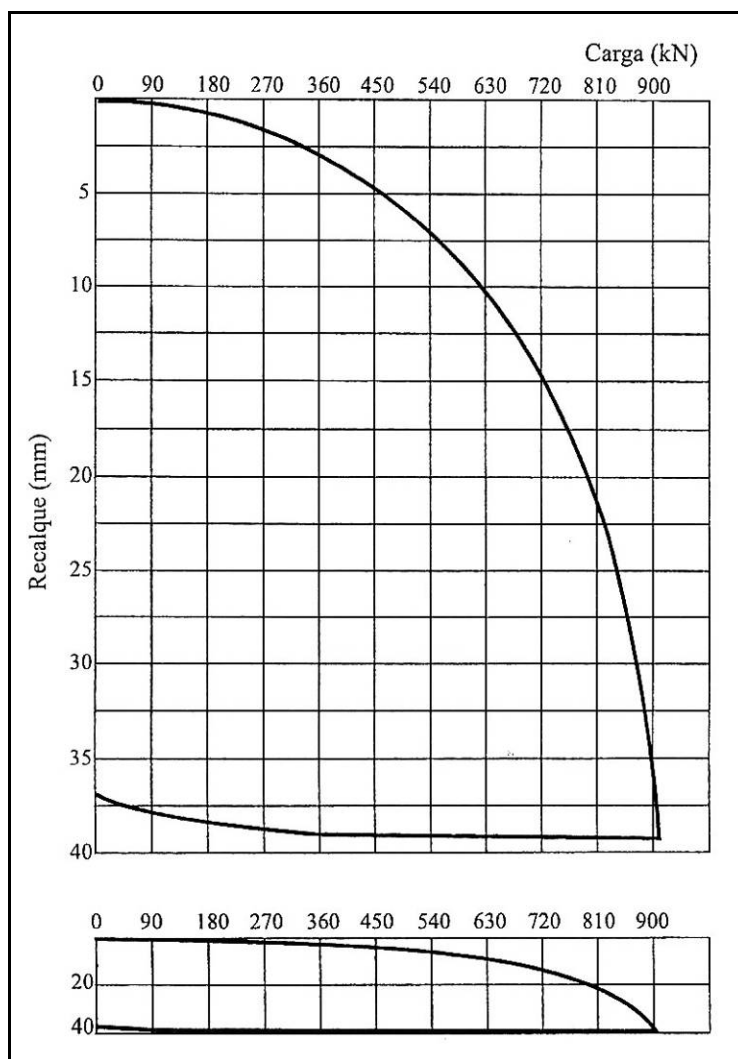


Figura 2.7 – Curva carga-recalque de uma estaca em escalas diferentes distintas (Van der Veen, 1953)

Ramires (1993) cita que o trabalho de Vesic (1977) chama a atenção para a ruptura em fundações profundas e, particularmente em estacas, com a ocorrência de puncionamento na base da fundação, ainda que se desenvolvam esforços significativos de resistência lateral.



Como pode ser observado na Figura 2.8a a curva carga-recalque, resultado de uma prova de carga com carregamento axial, pode apresentar padrões diferentes de comportamento. O pico da curva A e o patamar (assíntota) da curva B caracterizam inequivocamente a carga de ruptura da estaca. De outra forma, a partir da curva C a carga de ruptura não é mais claramente definida. Embora a prova de carga tenha atingido a ruptura física da estaca, nem sempre é possível definir inequivocamente a carga de ruptura, sendo eventualmente necessária à adoção de um critério de definição da carga de ruptura estabelecida segundo um critério de referência.

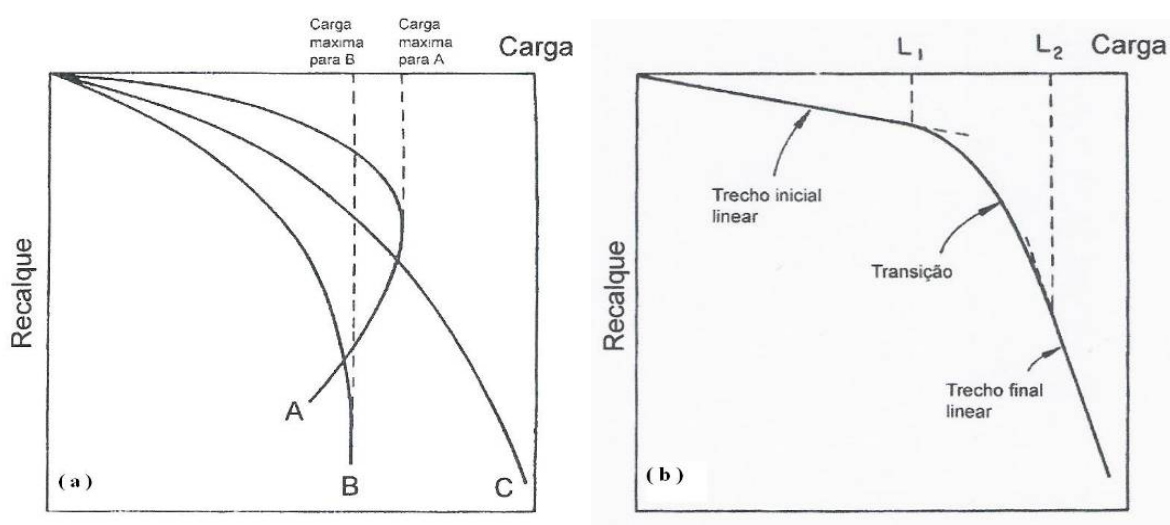


Figura 2. 8 – (a) Curvas carga-deslocamento típicas de provas de carga com carregamento axial, (b) Simplificação da curva carga-recalque para estacas escavadas (Hirany e Kulhawy, 1989)

Como pode ser observado na Figura 2.8b (Hirany e Kulhawy, 1989), a curva carga-recalque, obtida em estacas escavadas, geralmente pode ser simplificada em três regiões diferentes: trecho inicial linear (TIL), transição, trecho final linear (TFL). A carga de ruptura é geralmente definida na transição, no TFL, ou eventualmente além do TFL, no caso de métodos de extrapolação. Na prova de carga, quando são atingidas deformações plásticas significativas (trecho TFL), geralmente é difícil manter a carga constante e, como conseqüência, os deslocamentos medidos nesta etapa do carregamento podem não ser representativos do comportamento da estaca devido à flutuação da carga aplicada. Portanto, a carga de ruptura, quando definida neste trecho, pode estar sujeita a erros. A magnitude do erro dependerá das características do solo e dos cuidados tomados na execução da prova de carga.

Burland e Cooke (1974) apresentam curvas carga-recalque (Figura 2.9) com as contribuições relativas das parcelas de resistência de ponta de fuste e total de estacas.

Verifica-se que as contribuições de atrito e base são mobilizadas com diferentes níveis de deformações e, portanto, estacas curtas mobilizam suas parcelas de resistência de uma forma diferente de estacas longas, para um mesmo fator de segurança.

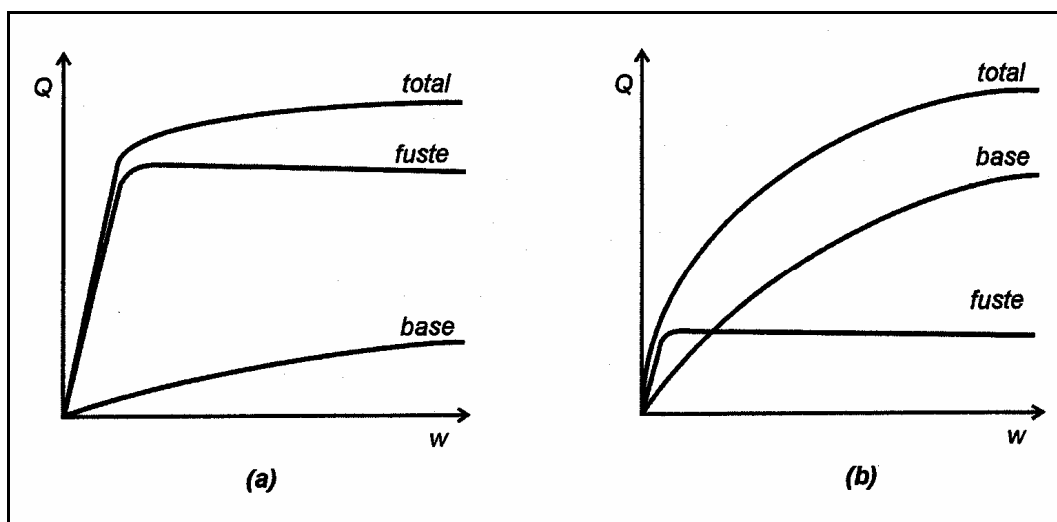


Figura 2. 9 – Curva carga-recalque de estaca a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta: (a) estaca esbelta e (b) tubulão com base alargada (Burland e Cooke, 1974)

Segundo Milititsky (1980), a mobilização da carga última depende da geometria da estaca e é diferente para a lateral e a ponta. Para mobilizar toda a resistência lateral em estacas escavadas de grande diâmetro, são requeridos deslocamentos entre 0,5% e 1% do diâmetro do fuste, usualmente menor que 10mm. A mobilização da resistência de ponta está relacionada com o tamanho da base e em média, precisam ocorrer deslocamentos da ordem de 5% a 10% (às vezes até 20% do diâmetro da base da estaca).

Fellenius (1980) comenta que a carga de ruptura deve estar baseada em alguma regra matemática e deve reproduzir um valor que seja independente das relações de escala e da opinião individual do intérprete. De certo modo, a forma da curva carga-recalque deveria ser considerada ou, então a geometria da estaca, o que a curva reflete indiretamente.

Portanto a escolha de um critério para definir a carga de ruptura é um fator fundamental na análise dos resultados. Trabalhos de Vesic (1977), Hirany e Kulhawy (1989), Milititsky (1991) e Gutiérrez (1993), entre outros, *apud* Novas (2002), mostram que existe um número variado de critérios de interpretação de provas de carga em estacas. Esses critérios são agrupados por Hirany e Kulhawy (1989) em 3 tipos: limitação do recalque, construções gráficas e modelos matemáticos. Velloso e Lopes (2002) agrupam esses critérios em 4 categorias (Figura 2.10): (1) critérios que se baseiam num valor absoluto de recalque (pode

ser total, plástico ou residual obtido após o descarregamento) ou relativo ao diâmetro da estaca; (2) critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva; (3) critérios que buscam uma assíntota vertical; e (4) critérios que caracterizam a ruptura por encurtamento elástico da estaca somado a uma percentagem do diâmetro da base. Aoki e outros (1998) também dividem em 4 grupos: do recalque limite, da deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, e da forma matemática.

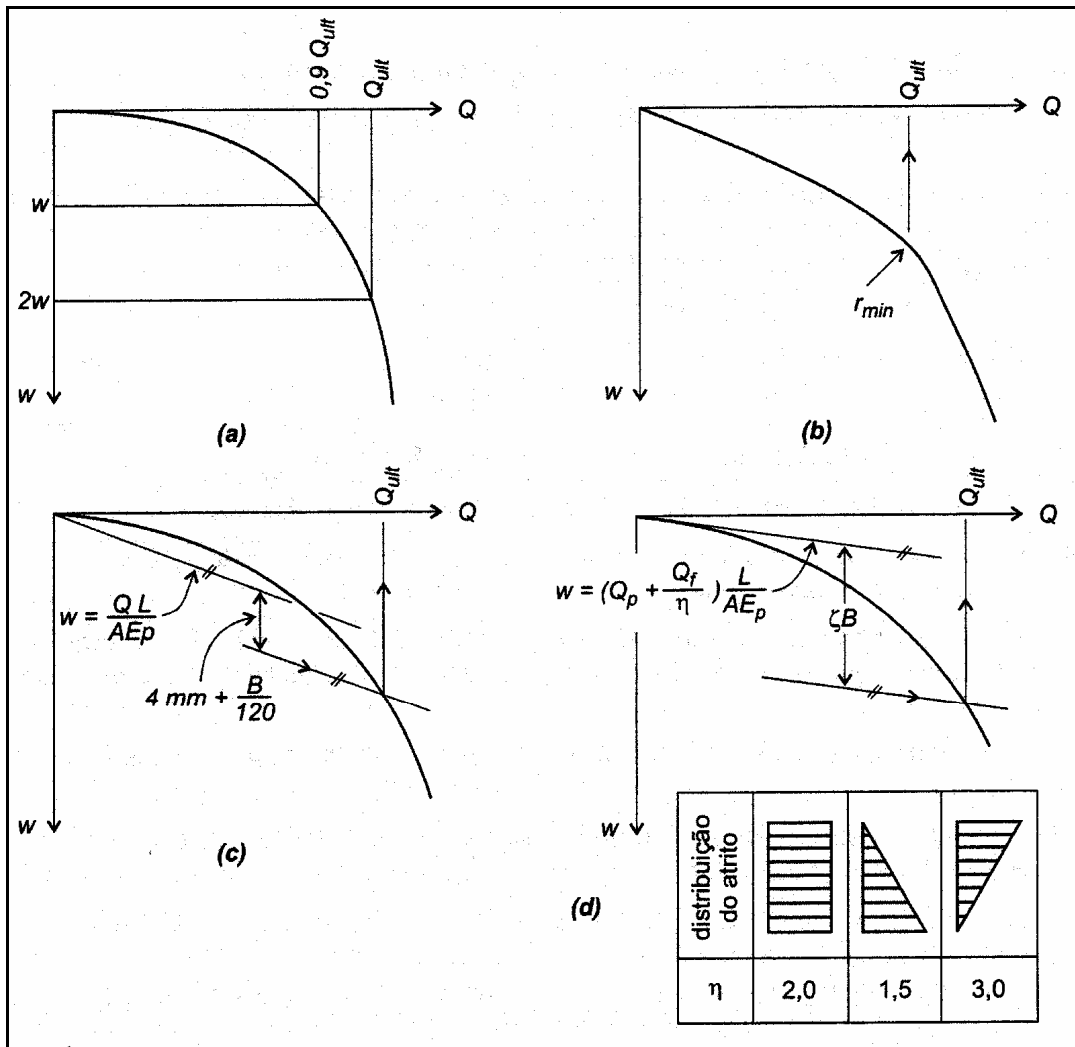


Figura 2. 10 – Interpretação da curva carga-recalque (Velloso e Lopes, 2002)

### 2.3.2.1. Critérios que se baseiam em valores absolutos ou relativos de recalques

Nesta categoria estão as normas ou códigos de algumas cidades americanas (Nova York, Boston). A carga de ruptura é obtida para valores de recalque da ordem de 25mm. Segundo Velloso e Lopez (2002), quando se estabelece valores absolutos, esses critérios não reconhecem fatos básicos sobre a mobilização do atrito e resistência de ponta ou base de

estacas. Estes critérios passam a ser mais realistas quando estabelecem valores relativos ao diâmetro.

Vesic (1977) sugeriu que o atrito lateral seria mobilizado com deslocamentos da ordem de 2% do diâmetro do fuste e a resistência de ponta ou base com deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro da base. A experiência de Velloso e Lopes (op. cit.) em estacas cravadas indicam que esses valores são elevados, sugerindo que o atrito lateral seria mobilizado até 1% do diâmetro e a ruptura de base até 5% do diâmetro da base. Porém, para estacas escavadas, os recalques necessários poderiam ser maiores, contudo fica difícil caracterizar a ruptura desse tipo de estaca, a não ser que seja adotada uma ruptura convencional, por exemplo, adotando um recalque de 10% do diâmetro para caracterizá-la.

Segundo Milititsky (1991) o valor de recalque corresponde a 10% diâmetro é adotado pela norma inglesa para estacas escavadas para carga de ruptura (BSI – CP2004).

### 2.3.2.2. Critérios que aplicam uma regra geométrica à curva

#### a) Norma Sueca e De Beer

Velloso e Lopes (2002), citam a Norma Sueca (Figura 2.10a) e o critério que reconhece como ruptura o ponto de maior curvatura na curva carga-recalque (Figura 2.10b). Esses mesmos autores comentam sobre um método alternativo em que a ruptura é caracterizada pelo ponto de inflexão no gráfico  $\log Q - \log r$  (proposto por De Beer, 1967-1968).

#### b) Método de Butller e Hoy

O método Butller e Hoy, (apud Aoki e outros, 1998) considera a reta da fase pseudo-elástica como paralela à linha de compressão elástica da estaca, a reta pseudo-plástica como tangente à curva com inclinação de 0,05 polegadas para 1tf. O resultado obtido caracteriza a ruptura iminente da fundação.

#### c) Método de Interseção de Tangentes

O método de interseção de tangentes de Mansur e Kaufman (1956) tenta determinar a carga na qual acontece a transição entre o trecho inicial linear e o trecho final linear da curva

carga-deslocamento (*apud* Novas, 2002). A carga de ruptura da estaca é definida pela interseção das tangentes aos trechos inicial e final da curva carga-recalque.

Como pode ser observado na Figura 2.11, o método é bastante sensível à inclinação do trecho linear final da curva carga-recalque; a carga de ruptura determinada na curva B da figura resulta menor do que a determinada na curva A, embora a curva B tenha atingido valores claramente superiores de carga. O efeito observado torna-se mais pronunciado quanto menor o valor da declividade final da curva A ou quando a curva B apresenta declividades próximas entre os segmentos elástico e plástico (Novas, 2002).

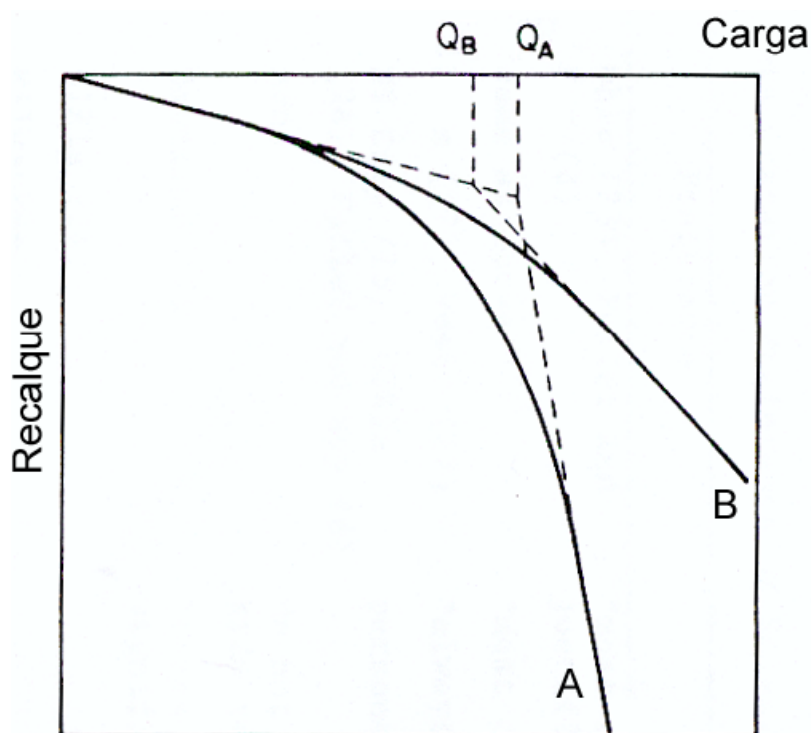


Figura 2.11 – Aplicação do método de interseção de tangentes (Hirany e Kulhawy, 1989)

#### d) Método de Inclinação de Tangentes

Segundo Kulhawy F.H. & Hirany A.,(1989), o método da inclinação de tangentes (“slope tangent method”), é uma modificação do método de Davisson (1972). Nesse método, assume-se que o trecho inicial linear da curva carga-recalque é representativo do comportamento elástico da estaca (*apud* Novas, 2002). Uma linha, paralela ao trecho inicial linear da curva carga-recalque, é desenhada a uma distância de 4mm da origem do eixo dos deslocamentos, conforme a Figura 2.12. A carga correspondente à interseção desta linha com a curva carga-recalque é definida como a carga de ruptura da estaca.

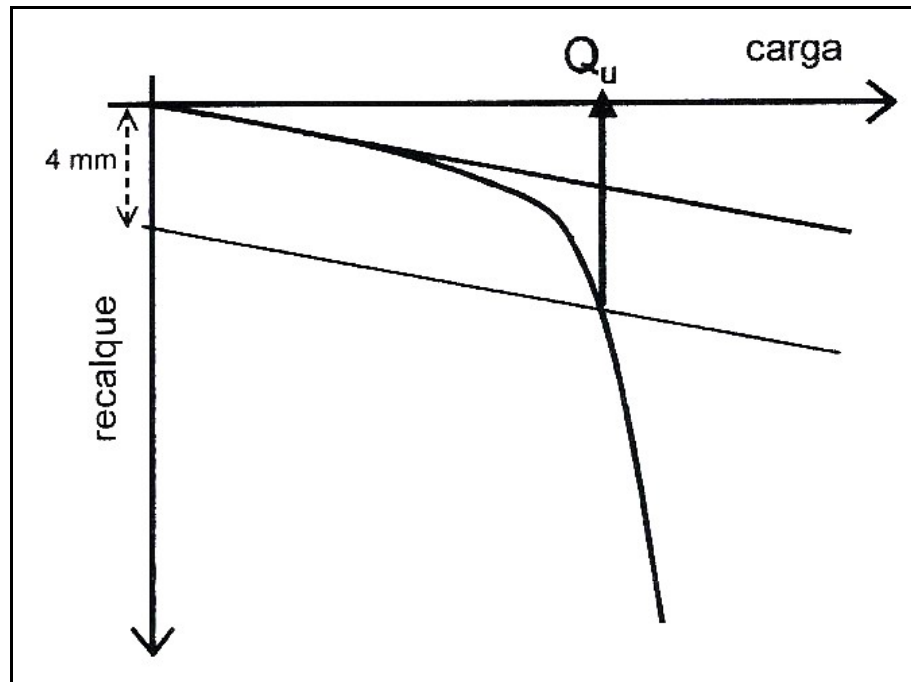


Figura 2.12 – Definição da carga de ruptura, método “slope tangent”

### 2.3.2.3. Critérios que buscam uma assíntota vertical

#### a) Método de Van der Veen

Van der Veen (1953) propôs um método utilizado com frequência para extrapolar a curva carga-recalque, através de uma função exponencial, a partir de uma série de provas de carga realizadas em Amsterdam. A equação que define a curva é :

$$Q = Q_R (1 - e^{-a \cdot r}) \quad (2.4)$$

Onde:  $Q$  = carga de ensaio na estaca

$Q_R$  = carga de ruptura ou carga de ajustada estaca

$r$  = deslocamento causado pela carga  $Q$

A partir da expressão anterior, é possível deduzir uma relação linear entre o valor  $\ln(1 - Q/Q_R)$  e o recalque  $r$ . Assim, no método de Van der Veen, partindo de um valor de  $Q_R$  qualquer, calculam-se os valores correspondentes de  $\ln(1 - Q/Q_R)$ . Esses valores são plotados em função do recalque. Várias tentativas são realizadas com outros valores de  $Q_R$  até o gráfico resultar linear (Figura 2.6). Quando os pontos aproximam-se de uma reta a carga arbitrada para  $Q_R$  representa a carga de ruptura da estaca.

## b) Método Mazurkiewicz

Mazurkiewicz (1972) apresentou um método de extrapolação da curva carga-recalque, admitindo a curva como parabólica. Para obter a carga de ruptura provável da estaca o método constrói uma curva extrapolada por meios geométricos. A curva é dividida em partes que correspondem a recalques iguais. Pelos pontos assim obtidos são traçadas retas verticais e, onde estas interceptam o eixo das cargas, são traçadas retas a 45° com a horizontal, até interceptarem as verticais correspondentes aos pontos seguintes (Figura 2.13). Pelos pontos obtidos traça-se a reta resultante, cuja intersecção com o eixo das abscissas fornece a carga de ruptura (*apud* Fellenius, 1975)

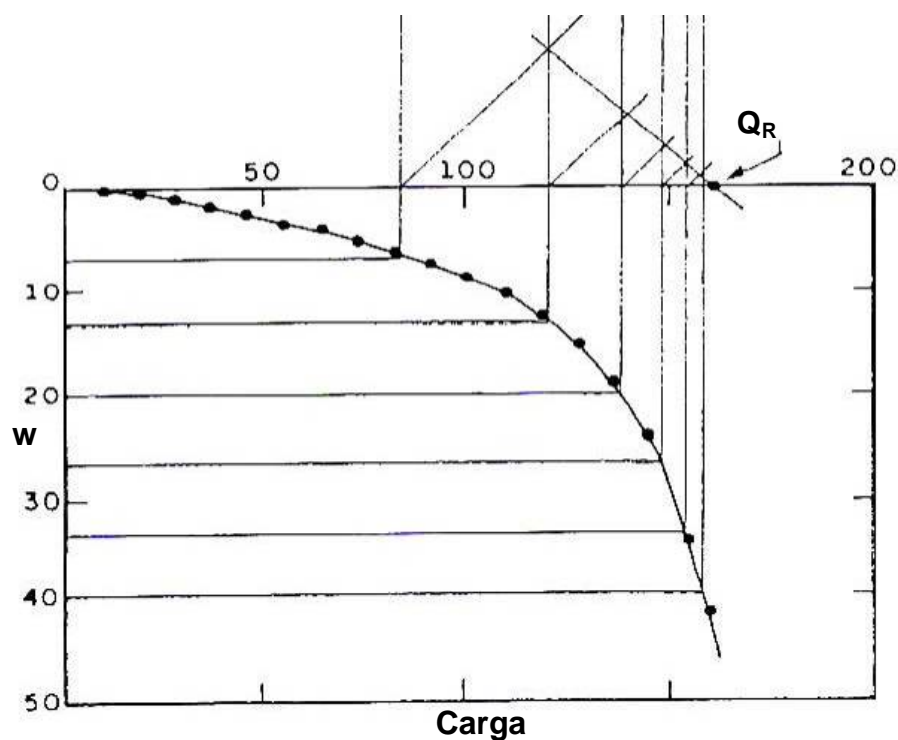


Figura 2. 13 – Método de Mazurkiewicz

## c) Método Massad

Massad (1986) apresentou um método similar aos anteriores, com base nos mesmos princípios, utilizando uma função polinomial. O trabalho de Massad também tem grande mérito de mostrar que o método de Van der Veen (1953) e de Mazurkiewicz (1972) são equivalentes.

O método relaciona uma série de recalques igualmente espaçados com valores de cargas associados e plotados num gráfico de  $Q_{n+1}$  como uma função de  $Q_n$ , que deve corresponder a uma reta. O cruzamento desta reta com uma linha a  $45^\circ$  determina a carga de ruptura (Figura 2.14). Segundo o autor, uma maior precisão de cálculo pode ser obtida através de uma regressão linear pelo método dos mínimos quadrados conforme a equação:

$$Q_{n+1} = a + b.Q_n \quad (2.5)$$

em que os valores de “a” e “b” são obtidos da regressão linear pelos pontos  $(Q_n ; Q_{n+1})$  e a carga de ruptura é dada por:

$$Q_r = [a/(1 - b)] \quad (2.6)$$

Uma das vantagens do método de Massad (1986), segundo o autor, sobre o de Mazurkiewicz (1972) é a melhor precisão, porque elimina uma operação  $(Q_n ; Q_{n+1})$ .

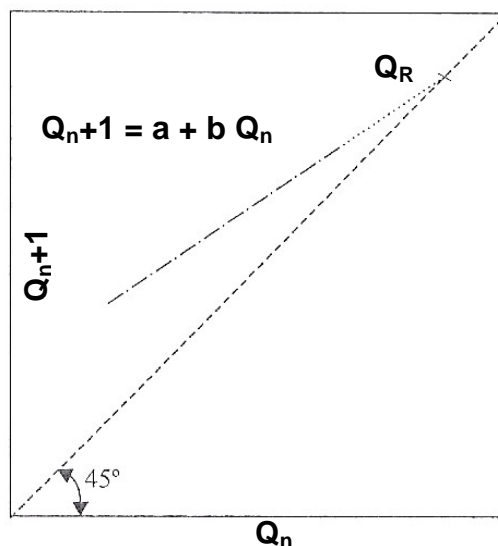


Figura 2. 14 – Método de Massad (1986)

Outra vantagem em relação ao método de Van der Veen (1953), é que este requer tempo para escolher o valor correto para a carga de ruptura. O método de Massad é obtido de forma direta, além disso, permite uma verificação contínua do ensaio e uma previsão da carga máxima, se for feito um gráfico simultâneo durante o ensaio.



d) Método de Chin

O método de Chin (1970), apud Aoki e outros (1998) nem sempre é apropriado aos ensaios de SML realizados de acordo com a norma brasileira, pois foi desenvolvido para estágios de carga com tempos de aplicação constantes. Desde que atendida esta condição, o método pode ser aplicado em ensaio lento ou rápido. Considera que, nas proximidades da ruptura, a curva “cara-recalque” seja hiperbólica. O recalque dividido pela carga, é plotado em gráfico em função do recalque (Figura 2.15). Determina-se o coeficiente angular do trecho que resulta reto, sendo o inverso deste valor a carga de ruptura.

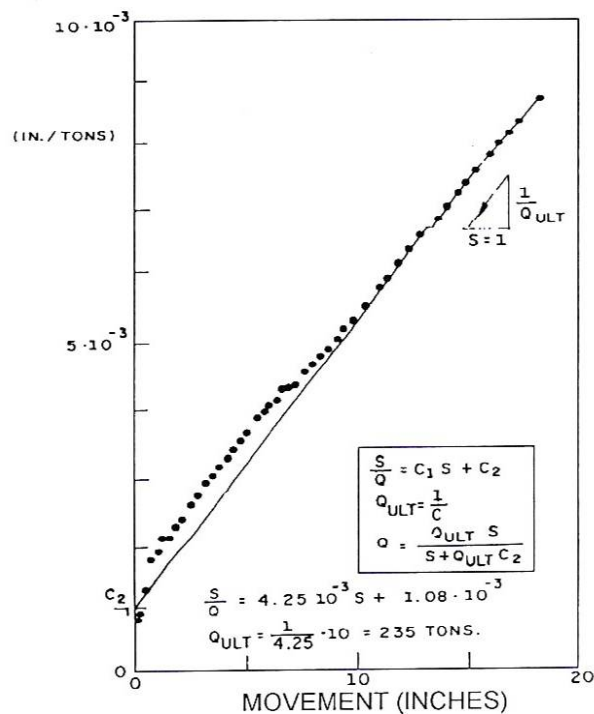


Figura 2.15 – Método de Chin (Apud Godoy, 1983)

e) Método da Rigidez

Décourt (1996) apresenta uma maneira de se introduzir a ruptura que então é definida com base no conceito de rigidez. Em que rigidez “R” é definida como a relação entre a carga aplicada a uma fundação e o recalque que ela acarreta.

$$R = \frac{P}{r} \tag{2.7}$$

A aplicação prática desse conceito se faz através do chamado Gráfico da Rigidez (Figura 2.16). Colocando-se o valor de rigidez em ordenadas e o valor da carga em abscissas. A rigidez, tipicamente, diminui com o aumento da carga e sendo o ensaio levado até valores pequenos de rigidez, irá permitir que através de extrapolações criteriosas, seja obtido o ponto de rigidez nula, que por definição está associada à carga de ruptura física.

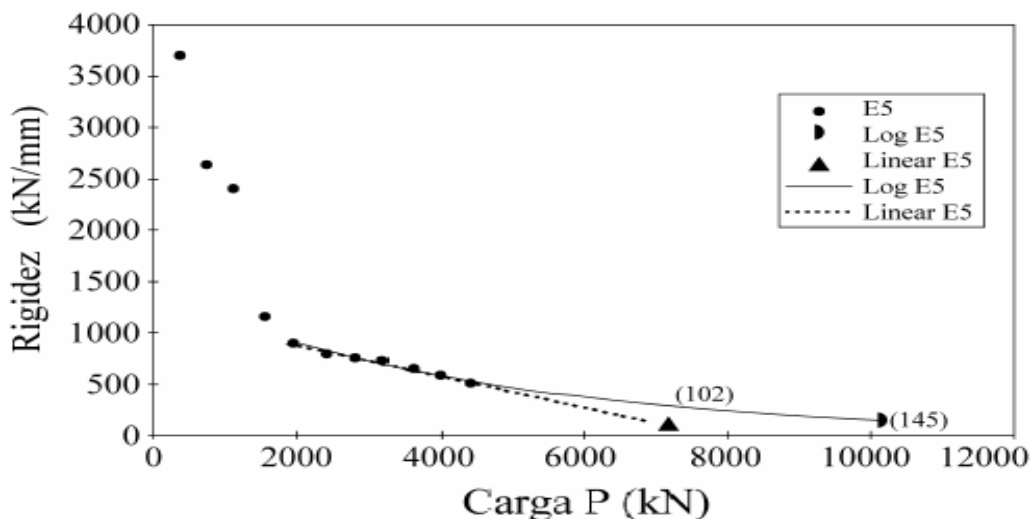


Figura 2. 16 – Método da Rigidez (Décourt, 1996)

f) Método de Brinch Hansen

O método proposto por Brinch Hansen (1963), *apud* Aoki e outros (1998), reconhecido como critério referente a 80%, considera a curva carga-recalque como uma parábola, e a carga de ruptura é a correspondente ao recalque quatro vezes maior que o recalque medido para 80% daquela carga. A curva traçada é  $[(s^{1/2})/Q] \times s$ , onde “s” é o recalque e “Q” a carga. A carga de ruptura é o ponto da curva de coordenadas  $(Q_u; s_u)$ , onde:

$$Q_u = 1/[2.(C_1 \times C_2)^{1/2}] \tag{2.8}$$

e

$$s_u = C_2 / C_1 \tag{2.9}$$

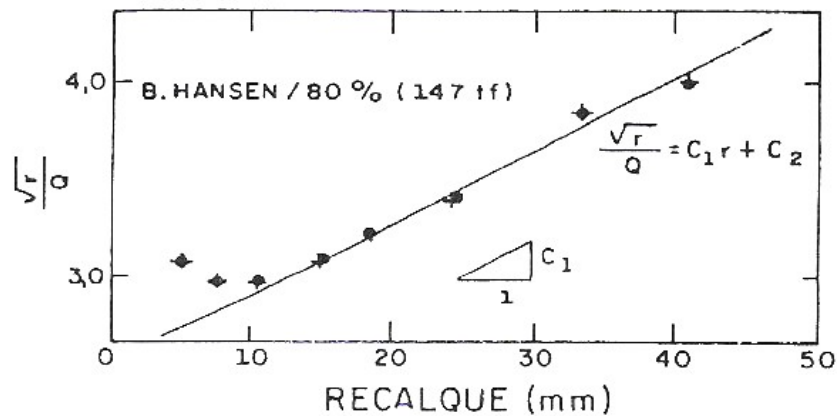


Figura 2. 17 – Método de Brinch Hansen/80%

quando o ponto de coordenadas  $(0,80.Q_u ; 0,25.s_u)$  também estiver contido na curva. Nestas expressões,  $C_1$  coeficiente angular da reta e  $C_2$  o intercepto no eixo das ordenadas.

#### 2.3.2.4. Critérios que caracterizam a ruptura por encurtamento elástico

##### a) Método de Davisson (Norma Canadense)

O método de Davisson (1972), apud Velloso (1987) sugere que a carga limite seja definida como a que excede a compressão elástica da estaca de um valor a 4mm, acrescido de um fator que depende do diâmetro da estaca. Este método, apropriado para provas de carga do tipo CRP, conduz a carga limite muito reduzida no ensaio SML. A Figura 2.10c apresenta a representação gráfica deste método, cuja expressão é apresentada a seguir:

$$ru = \left(4 + \frac{D}{120}\right) + \frac{Q.L}{A.E} \quad (2.10)$$

Onde:  $ru$  = recalque de ruptura convencional

$Q$  = carga de ruptura convencional

$L$  = comprimento da estaca

$D$  = diâmetro do círculo circunscrito à estaca

$A$  = área da seção transversal da estaca

$E$  = módulo de elasticidade do material da estaca

##### b) Norma Brasileira

O método da NBR6122/96 que segue a norma canadense define a carga de ruptura de forma similar ao anterior, através da soma de duas parcelas de deformação da estaca: uma

elástica e uma plástica. Desse modo a carga de ruptura corresponde ao recalque, obtido na curva carga-deslocamento, calculado pela expressão a seguir:

$$ru = \frac{D}{30} + \frac{Q.L}{A.E} \quad (2.11)$$

Assim, a equação 2.11 define a carga de ruptura da estaca como aquela que provoca, além do recalque elástico da estaca como elemento estrutural, um recalque plástico adicional estimado em 1/30 do diâmetro da estaca. Este critério deve ser utilizado em provas de carga que apresentem recalques consideráveis, acima de D/30.

Lopes (1979) *apud* Velloso e Lopes (2002) sugere que a carga de ruptura seja definida de forma semelhante à norma canadense ou brasileira, porém incluindo uma estimativa mais realista do encurtamento elástico e um deslocamento de ponta maior. A ruptura seria definida pelo recalque (Figura 2.10d):

$$ru = (Q_p + \frac{Q_L}{\eta}) \frac{L}{AE} + \xi D \quad (2.12)$$

Onde:  $ru$  = recalque de ruptura convencional

$Q_p$  = parcela correspondente à resistência de ponta

$Q_L$  = parcela correspondente à resistência do atrito lateral ao longo do fuste

$\eta$  = fator de modo de distribuição do atrito lateral (Figura 2.10d)

$\xi$  = fator de mobilização da resistência de ponta (adotado valor igual a 0,05)

## 2.4. Métodos Para Previsão da Capacidade de Carga

Para os métodos de previsão da capacidade de carga (estáticos), a capacidade de carga é calculada utilizando fórmulas que consideram a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento da interação solo-estrutura. Esta resistência pode ser obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*. Os métodos estáticos podem ser classificados em 3 tipos: métodos racionais ou teóricos, métodos semi-empíricos e empíricos (Velloso e Lopes, 2002).

Os métodos racionais ou teóricos, são aqueles que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo. Os métodos semi-empíricos, são aqueles que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração tipo CPT (*Cone Penetration Test*) e SPT (*Standard Penetration Test*). Finalmente, os métodos puramente empíricos estimam a capacidade de carga apenas pela classificação das camadas de solos atravessadas pelas fundações.

### 2.4.1. Métodos Racionais ou Teóricos

Para fins de projetos, a determinação da carga de ruptura é dividida em duas parcelas: resistência de ponta e resistência lateral. O método utiliza parâmetros da resistência do solo para determinar a carga de ruptura da estaca. Seu uso é restrito aos países onde ensaios de laboratório constituem prática corrente na investigação do subsolo.

Segundo Tomlinson (1981), apud Meksraitis (1988), os efeitos dos vários métodos de execução das estacas sobre a capacidade de carga não podem ser calculados pela aplicação estrita da teoria de Mecânica dos Solos, o melhor a fazer é aplicar fatores empíricos à resistência ao cisalhamento ou a propriedades de compressibilidade de amostras não deformadas do solo. Fatores esses que levam em conta o processo de execução das estacas adquiridos com experiência e em resultados de provas de carga. É muito difícil reproduzir o comportamento em laboratório dos métodos de execução nos modelos de estacas, pois cada método de execução provoca alterações ao redor do solo onde está a estaca de maneira diferente, afetando a resistência lateral e a resistência de ponta.

#### 2.4.1.1. Resistência de Ponta

Meksraitis (1988) apresenta de forma resumida, vários métodos teóricos que podem ser utilizados para previsão da capacidade de carga resistida pela ponta: Skempton (1966), Meyerhof (1983), Whitaker e Cooke (1966), Terzaghi e Peck (1967), O’neill e Reese (1970, 1971) modificado por Engeling e Reese (1974), D.S.A. (1973), Touma e Reese (1974), Vesic (1975), Reese e Wright (1977, 1979).

Além dos métodos citados anteriormente, Velloso e Lopes (2002) destacam, a solução de Berezantzev, dos pesquisadores russos Berezantzev, Khristoforov e Grolubkov. (Berezantzev *et al.* 1961; Berezantzev 1965).

Neste trabalho será apenas utilizada a fórmula de Terzaghi e Peck (1967), aplicada ao cálculo da resistência de ponta ( $q_p$ ) em estacas escavadas e a fórmula modificada para uma condição de ruptura local. Os valores de coesão ( $c$ ) e do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ), necessários para aplicação nas fórmulas foram obtidos através dos diversos ensaios de laboratório.

Os demais métodos teóricos não foram utilizados porque o solo estudado neste trabalho se caracteriza por ser não saturado. De acordo com Meksraitis (1988), estes métodos relacionam a resistência de ponta com a resistência de cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) do solo, portanto, foram elaborados para serem aplicados em solos saturados.

a) Método de Terzaghi e Peck

A previsão de resistência de ponta unitária baseou-se na equação de Terzaghi e Peck (1967) utilizada para definição de cargas limite de fundações diretas para ruptura generalizada com base circular embutidas em solo compacto ou rijo, dada por:

$$q_p = 1,2c.N_c + \gamma.L.N_q + 0,3.\gamma.D.N_\gamma \quad (2.13)$$

$$N_c = (N_q - 1). \cot \phi \quad (2.14)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.15)$$

$$N_\gamma = 2.(N_q + 1). \tan \phi \quad (2.16)$$

Onde: c = coesão do solo na base da fundação;

$\gamma$  = peso específico natural do solo;

L = profundidade da fundação;

D = diâmetro da fundação;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade suporte, função do ângulo de atrito interno do solo;

$\phi$  = ângulo de atrito interno do solo.

Há também a versão modificada para uma condição de ruptura local, onde são adotados valores reduzidos para o ângulo de atrito interno e coesão, conforme as expressões:

$$\tan \phi' = \left( \frac{2}{3} \right) \cdot \tan \phi \quad (2.17)$$

$$c' = \left( \frac{2}{3} \right) \cdot c \quad (2.18)$$

2.4.1.2. Resistência Lateral

A segunda parcela da capacidade de carga da estaca é a resistência lateral. A determinação do atrito lateral é, em geral, análoga ao usado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Seu valor, usualmente, considerado como a soma de duas parcelas: a aderência entre estaca e solo e a tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura.

Meksraitis (1988) descreve em seu trabalho os seguintes métodos: Kézdi (1965), Chandler (1966, 1968), Burland et al. (1966), O’neill e Reese (1970) modificado por O’neill e Reese (1971) e por Engeling e Reese (1974), Burland (1973), D.S.A. (1973), Touma e Reese (1974), Meyerhof (1976), Reese e Wright (1977, 1979).

Velloso e Lopes (2002) apresentam, além de alguns métodos já citados, as soluções de Terzaghi (1943), Tomlinson (1957,1994), Vijayvergiya e Focht (1972), e Randolph (1985).

Conforme citado anteriormente o solo estudado é não saturado, logo, não há sentido em utilizar métodos baseados na medição da resistência de cisalhamento não drenada, cuja utilização é conveniente para solos saturados. Os métodos utilizados, neste trabalho, são baseados em uma análise de tensões efetivas em que a *tensão normal total* num plano qualquer é soma de duas parcelas:

- 1) a tensão transmitida pelos contatos entre as partículas, por ele chamada de *tensão efetiva*.
- 2) pela pressão da água, a qual recebeu a denominação de pressão neutra ou poro-pressão.

a) Método de Kézdi

Kézdi (1965) a partir de estacas escavadas em areias determinou a equação para resistência lateral:

$$q_L = K_L \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (2.19)$$

$$\sigma'_v = \gamma \cdot L \quad (2.20)$$

$$K_L = K_O = (1 - \sin \phi'), \quad \text{se } L < 20 D \quad (2.21)$$

$$K_L = K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \quad \text{se } L > 20 D \quad (2.22)$$

$$\delta = (3/4) \phi', \text{ para estacas de concreto} \quad (2.23)$$

Onde:  $K_L$  = coeficiente de empuxo lateral;  
 $K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;  
 $K_O$  = coeficiente de empuxo em repouso;  
 $\sigma'_v$  = tensão efetiva vertical do solo;  
 $D$  = diâmetro da estaca;  
 $L$  = comprimento da estaca;  
 $\gamma$  = peso específico do solo;  
 $\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo;  
 $\delta$  = ângulo de atrito entre o solo e o concreto da estaca.

A versão modificada emprega o valor do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ) no lugar do valor do ângulo de atrito entre a estaca e o solo ( $\delta$ ).

b) Método de Chandler

Chandler (1968) ao estudar argilas normalmente consolidadas, propôs a estimativa do atrito lateral unitário em tensões efetivas alterando a prática inglesa de relacionar resistência lateral com a resistência não drenada  $S_u$ . A equação 2.24 apresenta a estimativa da resistência lateral em função das tensões efetivas.

$$q_L = c' + (1 - \sin \phi') \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi' \quad (2.24)$$

Onde:  $c'$  = coesão do solo em termos efetivos;  
 $\sigma'_v$  = tensão efetiva vertical do solo;  
 $\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo.

c) Método de Burland

Burland (1973) reanalisando os resultados de provas de carga em estacas escavadas executadas na Inglaterra (London Clay), apresentou um método de cálculo em tensões efetivas a partir de:

$$q_L = \beta \cdot \sigma'_v \quad (2.25)$$

$$\beta = K_L \cdot \tan \phi' \quad (2.26)$$

Onde  $K_L$  e  $\phi'$  estão relacionados com os parâmetros da tensão efetivas. Valores médios de  $\beta$  podem ser obtidos empiricamente através de provas de carga, desde que tenha transcorrido tempo suficiente após a instalação e os testes sejam realizados lentamente. Também é possível estimar  $K_L$  e  $\phi'$  e então obter  $\beta$ .

Neste trabalho será adotado:

$$K_L = K_O = (1 - \sin \phi') \quad (2.27)$$

Onde:  $K_L$  = coeficiente de empuxo lateral;  
 $K_O$  = coeficiente de empuxo em repouso;  
 $\sigma'_v$  = tensão efetiva vertical do solo;  
 $\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo.

Em estacas escavadas, Burland (1973) recomenda usar  $\beta = 0,80$ , com um valor conservativo para projeto preliminar em argilas pré-adensadas de Londres.

d) Método de Touma e Reese

Touma e Reese (1974), com base na experiência americana de estacas escavadas executadas no Texas, propuseram:



$$q_L = \beta_1 \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi' \quad (2.28)$$

Onde:  $\beta_1$  = fator de redução;  
 $\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva do solo;  
 $\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo.

Este método foi baseado nas provas e carga realizadas pelos autores em cinco estacas escavadas instrumentadas. As estacas foram construídas em locais com perfis de solos formados por uma camada superior de argila e uma camada inferior de areia.

A partir dos resultados das provas de carga o valor indicado para  $\beta_1$  é 0,70 quando o embutimento na areia for menor que 7,63 m. Esse valor pode diminuir com maiores penetrações da estaca na areia.

Os autores concluíram que o comportamento de estacas escavadas em solos arenosos é um problema complexo e são necessários mais estudos experimentais e analíticos para melhorar o conhecimento do problema.

#### 2.4.2. Métodos Semi-Empíricos

O número de golpes ( $N_{SPT}$ ) obtidos em ensaios de penetração dinâmica (SPT – *Standard Penetration Test* – *NBR 6484*) é, em muitas vezes, o único dado disponível de resistência do solo. De acordo com Milititsky (1986), raramente são utilizados outros ensaios na solução de problemas correntes de fundações no Brasil. Velloso (1991) afirma que a utilização dos resultados deste ensaio na determinação da capacidade de carga das fundações, seja quanto à ruptura, seja quanto aos recalques, pode ser feita diretamente, isto é, por meio de correlações entre a carga de ruptura o recalque e o índice de penetração ( $N_{SPT}$ ). Em decorrência disto há uma intensa utilização de métodos semi-empíricos baseados em sondagens à percussão para determinação da capacidade de fundações.

A seguir será apresentado uma breve revisão destes métodos que se aplicam para o cálculo da capacidade de carga de estacas e avaliar o seu desempenho através de provas de carga.

##### 2.4.2.1. Método de Aoki e Velloso

O método Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de sondagens a percussão. Com o método é possível usar dados obtidos tanto do ensaio de cone holandês (CPT) como o da sondagem a

percussão ( $N_{SPT}$ ). Através de correlações entre o CPT e  $N_{SPT}$  por meio de um coeficiente de proporcionalidade  $K$ . Portanto a carga de ruptura ( $Q_r$ ) é estimada pela seguinte expressão:

$$Q_r = A_p \frac{K.N_p}{F_1} + U \sum \frac{\alpha.K.N_L}{F_2} . \Delta L \quad (2.29)$$

Onde:  $A_p$  = área da ponta da estaca

$N_p$  = valor de  $N_{SPT}$  na ponta da estaca

$U$  = perímetro da estaca

$N_L$  = valor médio do  $N_{SPT}$  para cada  $\Delta L$

$\Delta L$  = espessura de cada camada selo considerado (em metros)

$\alpha$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária no ensaio de CPT

$K$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária, do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica  $N_{SPT}$

$F_1$  e  $F_2$  = fatores de transformação (escala e tipo de estaca)

A primeira parcela da equação 2.29 refere-se à resistência de ponta e a segunda a resistência lateral. Os valores de  $K$  e  $\alpha$  dependem da natureza do solo e os valores  $F_1$  e  $F_2$  dependem do tipo de estaca e do processo executivo.

Os coeficientes de proporcionalidade propostos por Aoki e Velloso (1975), Danziger (1982), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997) são apresentados na tabela 2.2.

**Tabela 2. 2 – Valores de K e  $\alpha$  propostos por Aoki e Velloso (1975), Danziger (1982), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997)**

Classificação do Solo	Aoki e Velloso		Monteiro		Danziger	Laprovitera	
	K MPa	$\alpha$ (%)	K MPa	$\alpha$ (%)	K MPa	$\alpha$ (%)	$\alpha^*$ (%)
Areia	1,00	1,4	0,73	2,1	0,60	1,4	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0	0,68	2,3	0,53	1,9	1,9
Areia silto-argilosa	0,70	2,4	0,63	2,4	0,53	2,4	2,4
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8	0,57	2,9	0,53	2,8	2,8
Areia argilosa	0,60	3,0	0,54	2,8	0,53	3,0	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2	0,50	3,0	0,48	3,0	3,0
Silte areno-argiloso	0,45	2,8	0,45	3,2	0,38	3,0	3,0
Silte	0,40	3,0	0,48	3,2	0,48	3,0	3,0
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0	0,40	3,3	0,38	3,0	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4	0,32	3,6	0,30	3,4	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4	0,44	3,2	0,48	4,0	2,6
Argila areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	3,8	0,38	4,5	3,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0	0,33	4,1	0,38	5,0	3,3
Argila siltosa	0,22	4,0	0,26	4,5	0,25	5,5	3,6
Argila	0,20	6,0	0,25	5,5	0,25	6,0	4,0

\* valores no caso de sondagem não confiável.

Laprovitera (1988) propôs uma versão modificada do método Aoki e Volloso (1975) sugerindo novos valores para  $\alpha$ , conforme a confiabilidade da sondagem, e mantendo para  $K$  os valores estipulados por Danziger (1982). Monteiro (1997) com base em sua experiência na firma Estacas Franki Ltda., estabeleceu outros valores para  $K$  e  $\alpha$ , mostradas na tabela 2.2, como para  $F_1$  e  $F_2$  mostradas na tabela 2.4.

Alonso (1981), ao estudar os solos residuais em sete regiões da cidade de São Paulo, determinou valores diferentes para  $K$  e  $\alpha$ , conforme tabela 2.3.

Os coeficientes corretivos  $F_1$  e  $F_2$  propostos inicialmente por Aoki e Velloso (1975) foram obtidos a partir de retro-análise de resultados de 100 provas de carga em estacas. Inicialmente não havia proposição desses valores para estacas escavadas, que foram então propostos por Velloso et al (1978) Fontoura et al (1988).

**Tabela 2.3 - Valores de K e  $\alpha$  para cidade de São Paulo (Alonso 1981)**

Região Nº	SOLO	K (MPa)		$\alpha$ (%)	
		Valor c/ 80% de confiança	Valor mais prov.	Valor c/ 80% de Conf.	Valor mais prov.
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,22 – 0,41	0,31	2,0 – 4,0	3,1
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,24 – 0,46	0,34	2,1 – 2,8	2,5
	Argila siltosa pouco arenosa	0,49 – 0,48	0,33	1,3 – 3,0	2,4
3	Areia argilosa	0,50 – 1,46	0,60	0,9 -3,0	2,0
	Areia pouco argilosa pouco siltosa	0,44 – 0,87	0,50	-	-
	Silte argilosa arenoso (residual)	0,20 – 0,49	0,25	2,0 – 5,0	3,0
4	Areia argilosa	0,38 – 0,85	0,60	-	-
	Areia fina argilosa pouco siltosa	0,43 – 0,87	0,50	0,8 – 2,0	1,4
	Silte arenoso (residual)	0,35 - 0,65	0,55	1,0 – 2,0	1,3
	Silte pouco arenoso pouco argiloso (residual)	0,16 – 0,46	0,45	2,3 – 4,4	3,2
	Silte pouco argiloso pouco arenoso (residual)	0,17 – 0,84	0,25	-	-
	Argila arenosa	0,17 – 0,41	0,35	1,4 – 4,5	2,9
	Argila siltosa (residual)	0,49 – 1,03	0,22	1,5 – 4,4	2,7
5	Argila siltosa pouco arenosa	0,16 – 0,53	0,33	1,2 – 4,0	2,3
	Areia argilosa siltosa	0,25 – 0,99	0,50	1,1 – 3,0	2,2
6	Argila siltosa arenosa	0,20 – 0,55	0,33	-	-
	Silte argiloso com areia fina	0,14 – 0,35	0,25	-	-
7	Areia argilosa pouco siltosa	0,22 – 0,66	0,50	-	-
	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	0,23 – 0,56	0,45	2,0 – 4,0	3,0

Laprovitera (1988), apud Benegas (1993) e Monteiro (1997) também apresentaram novos valores para os coeficientes  $F_1$  e  $F_2$ . Para aplicação do método de Monteiro (1997), o

valor de  $N_{SPT}$  é limitado a 40 e para o cálculo da resistência de ponta  $Q_p$ , deverão ser considerados valores ao longo de espessura iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente.

Tabela 2. 4 – Valores de  $F_1$  e  $F_2$  (Aoki e Velosso,1975; Laprovitera,1988; Benegas,1993; e Monteiro,1977)

ESTACA	Aoki e Velloso (1975)		Laprovitera (1988) Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	$F_1$	$F_2$	$F_1$	$F_2$	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	2,50	2,50	3,00	-	-
Metálica	1,75	3,50	2,40	3,40	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	1,75	3,50	2,00	3,50	-	-
Escavada	3,0	6,0	4,50	4,50	-	-
Franki de fuste apilado	-	-	-	-	2,30	3,00
Franki de fuste vibrado	-	-	-	-	2,30	3,20
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	-	-	-	-	2,50	3,50
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	-	-	-	-	1,20	2,30
Escavada com lama betonítica	-	-	-	-	3,50	4,50
Raiz	-	-	-	-	2,20	2,40
Strauss	-	-	-	-	4,20	3,90
Hélice contínua	-	-	-	-	3,00	3,80

#### 2.4.2.2. Método de Décourt e Quaresma

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo expedito para determinação da carga de ruptura, com base apenas nos resultados fornecidos por sondagens à percussão. As estacas analisadas foram do tipo, pré-moldada de concreto. A carga de ruptura é definida pela expressão:

$$Q_r = C.N_p.A_p + A_L.q_L \quad (2.30)$$

Onde: C = coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo (tabela 2.6)

$N_p$  = valor médio do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior

$A_p$  = área da ponta da estaca

$A_L$  = área do fuste da estaca

$q_L$  = atrito lateral (tabela 2.5)

$N_L$  = valor médio do  $N_{SPT}$  ao longo do fuste da estaca

Para a parcela da resistência ao fuste, considera-se o  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, sem levar em conta àqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta. Tira-se a média e na tabela 2.5 obtém-se o atrito médio ao longo do fuste. Nenhuma distinção é feita quanto ao tipo de solo.

Tabela 2. 5 – Valores de atrito lateral ou adesão (Décourt e Quaresma, 1978)

$N_L$	Atrito lateral - $q_L$ (kPa)
$\leq 3$	20
6	30
9	40
12	50
$\geq 15$	60

Décourt (1982) fez modificações no estudo original propondo no que tange à resistência lateral (a resistência de ponta é calculada como antes), portanto, o valor de adesão média:

$$q_L = 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.31)$$

Na determinação do  $N_L$  (valor médio ao longo do fuste), os valores de  $N_{SPT} \leq 3$  devem ser considerados iguais a 3 e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50, adotar  $N_L=3$ .

Tabela 2. 6 – Fator característico do solo (C)

Tipo de Solo	Décourt e Quaresma (1978)	Décourt (1986)
	C (kPa)	C* (kPa)
Areias	400	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250	140
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200	120
Argilas	120	100

Obs.: C\* estacas escavadas

Em 1996, Décourt introduziu coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  na equação de capacidade de carga, (Tabela 2.7) para a reação unitária de ponta e de atrito lateral respectivamente, de modo a permitir estender o método original (desenvolvidos para estacas de deslocamento) para outros tipos de estacas. A expressão para determinar a capacidade de carga passa a ser a seguinte:

$$Q_r = \alpha.C.N_p.A_p + U.\beta.\sum 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) .\Delta L \quad (2.32)$$

Onde:  $N_p$  = valor médio do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior

C = coeficiente para resistência de ponta em função do tipo e solo (Tabela 2.6)

$A_p$  = área da ponta da estaca

U = perímetro da estaca

N = valor médio do  $N_{SPT}$  para cada  $\Delta L$

$\Delta L$  = espessura de cada camada selo considerado (em metros)

$\alpha$  e  $\beta$  = coeficientes em função do tipo de estaca

Tabela 2. 7 – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt 1996)

Tipo de solo	Tipo de Estaca									
	Escavada em geral		Escavada (betonita)		Hélice contínua		Raíz		Injetada sobaltas pressões	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	0,80*	0,85	0,90*	0,30*	1,0*	0,85*	1,5*	1,0*	3,0*
Intermediários	0,60	0,65*	0,60	0,75*	0,30*	1,0*	0,60*	0,6*	1,0*	3,0*
Areias	0,50	0,5*	0,50	0,6*	0,30*	1,0*	0,50*	1,5*	1,0*	3,0*

\* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Para ajustar o método as experiências regionais do Rio Grande do Sul são sugeridas a utilização de 70% dos valores encontrados neste método para o atrito lateral em estacas escavadas, Milititsky (1988).

#### 2.4.2.3. Método de P.P.C. Velloso

Velloso (1981) apresentou um método de estimativa de capacidade de carga (estacas com comprimento L, diâmetro de fuste  $D_f$  e diâmetro de ponta  $D_b$ ) a partir da equação 2.33, onde a primeira parcela é devido à resistência de ponta e a segunda devido ao atrito.

$$Q_r = \alpha \cdot \beta \cdot q_p \cdot A_p + \alpha \cdot \lambda \cdot U \cdot \sum q_L \Delta L \quad (2.33)$$

Onde:  $\alpha$  = fator de execução da estaca ( $\alpha = 1,0$  para estacas cravadas;  $\alpha = 0,5$  para estacas escavadas)

$\beta$  = fator de dimensão da estaca: ( $\beta = 1,016 - 0,016 \cdot D_b/d_c$  e  $\beta = 0$ , para estacas tracionadas,  $D_b = D_f$ )

$d_c$  = diâmetro da ponta do CPT (3,6cm no cone padrão).

$D_b$  = diâmetro da ponta da estaca

$D_f$  = diâmetro do fuste da estaca

$q_p$  = resistência de ponta

$A_p$  = área da ponta da estaca

$\lambda$  = fator de carregamento ( $\lambda = 1,0$  para estacas comprimidas e  $\lambda = 0,7$  para estacas tracionadas)

$U$  = perímetro da estaca

$q_L$  = atrito lateral na camada  $\Delta L$

$\Delta L$  = espessura de cada camada de solo considerado (em metros)

A partir dos resultados de um ensaio de penetração de cone nas imediações da estaca, a capacidade de carga do solo sob a ponta  $q_p$  é dada pela expressão:

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (2.34)$$

em que:  $q_{c1}$  = média dos resultados de resistência de ponta do ensaio CPT, de uma camada de espessura igual a  $8.D_b$  situada logo acima da ponta da estaca (adotar valores nulos de carga de ponta acima do nível do terreno, para o cálculo da média, quando  $L < 8.D_b$ , sendo  $L$  o comprimento da estaca).

$q_{c2}$  = idem, em uma camada de espessura igual a  $3,5.D_b$ , situada logo abaixo da ponta da estaca.

O atrito lateral médio  $q_L$  em cada camada de solo com espessura  $\Delta L$  atravessada pela estaca, pode ser considerado como:

$$q_L = f_c \quad (2.35)$$

em que  $f_c$ , é o atrito lateral medido na haste do CPT.

No caso de se dispor apenas dos resultados de sondagens à percussão, o autor adota correlações de  $N_{SPT}$ , com as resistências de ponta e lateral do ensaio de cone, segundo as equações:

$$q_c = a.N^b \quad (2.36)$$

$$f_c = a'.N^{b'} \quad (2.37)$$

em que  $a$ ,  $b$ ,  $a'$  e  $b'$  são parâmetros de correlação entre a sondagem de percussão e o ensaio de cone. Estes valores estão representados na tabela 2.8, em função do tipo de solo.

Meksraitis (1988) propôs uma variação neste método reduzindo a profundidade de influência do  $N_{SPT}$  para o cálculo da resistência de ponta, alterando de 2 diâmetros acima e 1 diâmetro abaixo da ponta.

**Tabela 2. 8 – Valores de a, b, a', b' obtidos por Velloso (1981)**

SOLO	Ponta		Atrito	
	a (kPa)	b	a' (kPa)	b'
Areias sedimentares submersas (1)	600	1	5,0	1
Argilas sedimentares submersas (1)	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaiss arenosiltoso submersos (1)	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersos	400 (1)	1 (1)	8,0 (1)	1 (1)
	470 (2)	0,96 (2)	12,1 (2)	0,74 (2)

( 1 ) Dados obtidos na área da Refinaria de Duque de Caxias (RJ).

( 2 ) Dados obtidos na área da Açominas (MG).

2.4.2.4. Proposta Milititsky e Alves

Milititsky e Alves (1985) apresentaram uma formulação empírica a partir de estudos estatísticos de quinze provas de carga realizadas em estacas escavadas no estado do Rio Grande do Sul. As previsões de  $q_L$  e  $q_P$  são dadas, respectivamente, por;

$$Q_R = M_2 \cdot N_P \cdot A_P + M_1 \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (2.38)$$

Onde:  $M_1, M_2$  = coeficientes de proporcionalidade (Tabela 2.9)

$N_P$  = média do  $N_{SPT}$  na profundidade da ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo.

$N_L$  = média dos valores da resistência à penetração dinâmica  $N_{SPT}$  do solo, ao longo do fuste da estaca, exceto o último valor acima da ponta da estaca;

$A_P$  = área da ponta da estaca

$U$  = perímetro da estaca

$L$  = comprimento da estaca

**Tabela 2. 9 – Valores de  $M_1$  e  $M_2$  (Militistky e Alves, 1985)**

Tipo de Escavação	$M_1$ ( kPa )	$M_2$ ( kPa )
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

2.4.2.5. Método de Teixeira

Teixeira (1996) desenvolveu um método com base nos índices de resistência à penetração do  $N_{SPT}$ . A capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser estimada pela equação:

$$Q_R = \alpha \cdot N_P \cdot A_P + U \cdot \beta \cdot N_L \cdot L \quad (2.39)$$

Onde:  $N_P$  = valor médio do  $N_{SPT}$  medidos no intervalo entre 4 diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo

$A_P$  = área da ponta da estaca

$U$  = perímetro da estaca

$N_L$  = valor médio do  $N_{SPT}$  ao longo do comprimento do fuste da estaca

$L$  = comprimento da estaca

$\alpha$  e  $\beta$  = parâmetros propostos pelo autor (Tabela 2.10)

Os parâmetros  $\alpha$  são em função da natureza do solo e do tipo de estaca e o parâmetro  $\beta$  depende, apenas, do tipo de estaca.



Tabela 2. 10 – Valores do parâmetro  $\alpha$  e  $\beta$  de Teixeira (1996)

Tipo de solo (4 < N < 40)	$\alpha$ (kPa)			
	Tipo de Estaca			
	Pré-moldada de concreto e metálicas	Tipo Franki	Escavada a céu aberto	Estacas Raiz
Areia c/ pedreg.	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia argilosa	300	240	200	190
Silte arenoso	260	210	160	160
Silte argiloso	210	160	130	140
Argila arenosa	160	120	110	110
Argila siltosa	110	100	100	100
<b>Valores de <math>\beta</math>(kPa)</b>	4,0	5,0	4,0	6,0

Os valores da tabela 2.10, não se aplicam ao cálculo do atrito lateral nos casos de estacas pré-moldadas cravadas em argilas moles sensíveis, em que normalmente o  $N_{SPT}$  é inferior a 3. Nestes casos são indicados os seguintes valores para atrito lateral:

- Argilas fluvio-lagunares e de baías holocênicas (SFT) – camadas situadas até cerca de 20/25m de profundidade, coloração cinza escuro, ligeiramente sobre-adsensadas, com  $N_{SPT} < 3$ :  $q_L = 20$  a 30 kPa.
- Argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes aos sedimentos (SFL) às vezes de coloração cinza clara, pressões maiores do que aquelas do SFL, com  $N_{SPT}$  de 4 a 8 :  $q_L = 60$  a 80 kPa.

#### 2.4.2.6. Método Vorcaro-Velloso

Segundo Velloso e Lopes (2002) este método utilizou a técnica de regressão linear múltipla aplicando os resultados de provas de carga estáticas do banco de dados da COPPE-UFRJ, com o solo caracterizado por sondagens a percussão. Os solos foram classificados em 5 grupos e desenvolvidos para estacas hélice contínua e escavadas.

Pelo método, a carga de ruptura para estacas escavadas é determinada pelas equações apresentadas na Tabela 2.11. Os valores  $XP$  e  $XF$  são determinados pelas equações a seguir:

$$XP = AN_{SPT,PONTA} \quad (2.40)$$

$$XF = U \sum N_{SPT,FUSTE} \Delta L \quad (2.41)$$

Onde: A = área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)  
 U = perímetro do fuste da estaca (m)  
 ΔL = espessura de solo (m) ao longo do qual o N<sub>SPT</sub> pode ser considerado constante

**Tabela 2. 11 – Grupo de solos e equações para previsão da carga de ruptura de estacas escavadas (adaptado de Velloso e Lopes, 2002)**

Grupo	Tipo de solos	Carga de ruptura (kN)
1	areia	$Q_{EST} = \exp [(7,32 \ln XP + 7,38 \ln XF)^{1/2}]$
2	areia siltosa, areia silto-argilosa, areia argilosa, areia argilo-siltosa	$Q_{EST} = \exp [(6,23 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}]$
3	silte, silte arenoso, argila arenosa	$Q_{EST} = \exp [(4,92 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}]$
4	silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila areno-siltosa, argila silto-arenosa	$Q_{EST} = \exp [(6,96 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}]$
5	silte argiloso, argila, argila siltosa	$Q_{EST} = \exp [(7,32 \ln XP + 7,38 \ln XF)^{1/2}]$

2.4.2.7. Método da UFRGS

O método apresentado por Lobo (2006), tem suas equações desenvolvidas a partir de conceitos da física, utilizando os princípios básicos de conservação de energia para calcular a força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrados SPT, ao contrário de outras metodologias consagradas na prática da engenharia.

A capacidade de carga da estaca é expressa pela seguinte equação:

$$Q_R = \alpha \cdot \frac{0,2 \cdot U}{a_l} \sum F_d \Delta L + \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} \tag{2.42}$$

Onde: Q<sub>R</sub> = Capacidade de carga da estaca  
 α = coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral  
 U = perímetro da estaca  
 a<sub>l</sub> = área lateral total do amostrador (área lateral externa + interna = 810,5cm<sup>2</sup>)  
 ΔL = espessura de cada camada de solo considerado  
 β = coeficiente de ajuste aplicado para resistência de ponta  
 A<sub>p</sub> = área da ponta ou base da estaca  
 a<sub>p</sub> = área de ponta do amostrador SPT ( 20,4cm<sup>2</sup>)  
 F<sub>d</sub> = variação da energia potencial

$$F_d = \frac{\eta_3 [\eta_1 (0,75 + \Delta\rho) M_m g + \eta_2 \Delta\rho M_h g]}{\Delta\rho} \tag{2.43}$$

Onde: η<sub>1</sub> = representa a eficiência do golpe = 0,761  
 η<sub>2</sub> = representa a eficiência das hastes = 1  
 η<sub>3</sub> = representa a eficiência do sistema = 0,0907-0,0066Z  
 M<sub>m</sub> = representa a massa do martelo

$M_h$  = representa a massa da haste  
 $g$  = aceleração da gravidade  
 $\Delta\rho$  = penetração do golpe = 30/N

**Tabela 2. 12 – Coeficiente  $\alpha$  e  $\beta$**

<b>Tipo de Estaca</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>
Cravada Pré-Moldada	1,5	1,1
Metálica	1,0	1,0
Hélice Contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , foram obtidos por meio de correlações estatísticas entre os valores previstos pelo método proposto e valores medidos em provas de carga estática para diferentes tipos de estacas, através da análise de um banco de dados composto de 324 provas de carga à compressão e 43 provas de carga à tração.

### **3. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

A área de estudo – Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG/UFSM) - teve sua implantação no trabalho desenvolvido por Emmer (2004). O projeto de implantação foi dividido em três fases: (a) investigações preliminares do subsolo, (b) investigações detalhadas do subsolo, e (c) projeto e execução de fundações e verificação do seu comportamento.

Esta dissertação trata do estudo do comportamento de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro, que são amplamente adotadas na região de Santa Maria em solos de origem sedimentar, executadas nesse campo experimental.

Este capítulo apresenta a descrição do programa experimental desenvolvido nesta dissertação, bem como os materiais, equipamentos e a metodologia adotada para os ensaios de prova de carga.

#### **3.1. Execução das Estacas**

No CEEG/UFSM foram executadas seis estacas escavadas de pequeno diâmetro para serem ensaiadas à compressão. O sistema utilizado para aplicação das cargas de compressão constituiu de um par de estacas de reação, situadas uma de cada lado da estaca ensaiada, unidas através de uma viga metálica de reação. Portanto, foram executadas seis estacas de compressão e oito estacas de reação. O comprimento das estacas de compressão variou de 3,0 a 5,30m. As estacas mais curtas com de 3,0m (EC1 e EC2) de profundidade, as estacas intermediárias atingiram a profundidade de 4,0m (EC3 e EC4), e as mais profundas chegaram a 5,20m (EC5) e 5,30m (EC6). Todas as estacas de compressão apresentam o diâmetro de 0,20m. As estacas de reação foram executadas todas com 6,0m de profundidade e diâmetro de 0,30m. As figuras 3.1 e 3.2 apresentam uma planta baixa e um perfil com o arranjo das estacas no campo experimental.

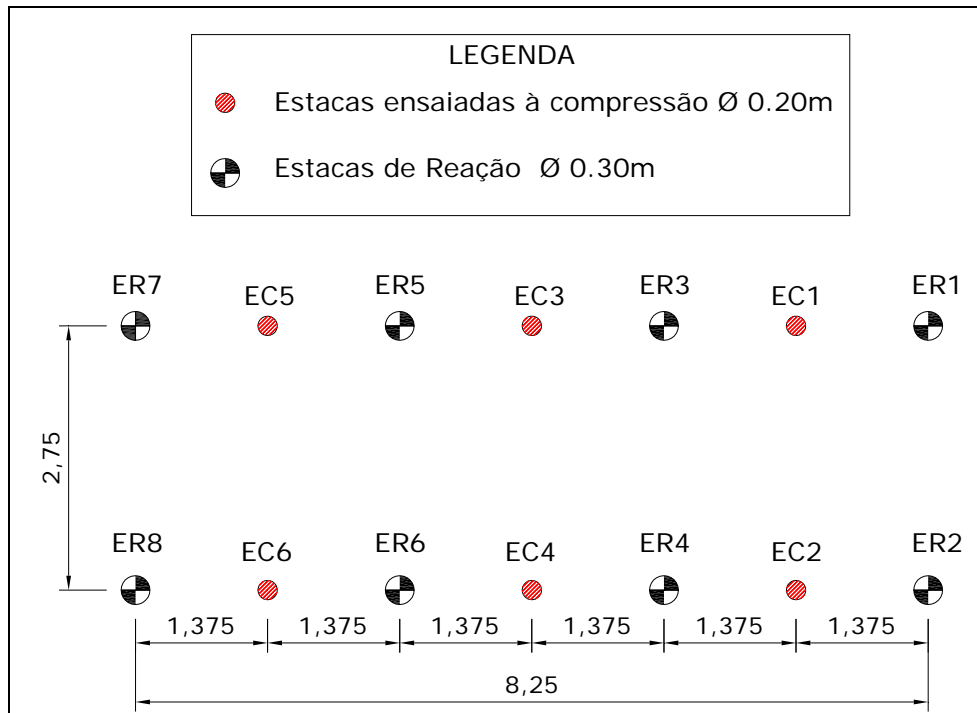


Figura 3. 1 – Disposi o das estacas de rea o e estacas de compress o

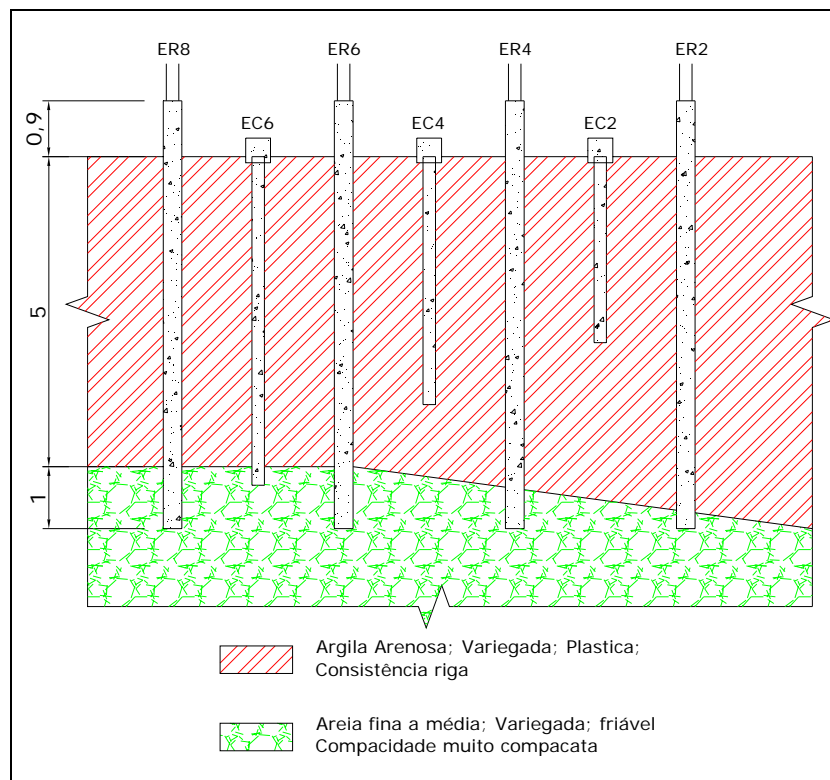


Figura 3. 2 - Perfil das estacas de rea o e estacas de compress o

Na figura 3.3 pode-se visualizar a escava o de uma estaca de rea o e no detalhe o solo da camada superior (argila-arenosa). As estacas de rea o foram executadas com

perfuratriz do tipo rotativa adaptada sobre caminh o. As estacas de compress o foram executadas com trado mec nico helicoidal manuseado por dois operadores (figura 3.4).



**Figura 3. 3 - Execu o da estaca de rea o com o caminh o perfuratriz**



**Figura 3. 4 - Equipamento utilizado para execu o das estacas de compress o**

As estacas foram executadas sem o uso de lama de conten o ou camisa de revestimento, pois as paredes apresentaram boa estabilidade. Houve um controle constante de verticalidade, profundidade e limpeza em cada escava o. Foi utilizado concreto usinado em

todos os elementos, e a cota de arrasamento foi ao n vel do terreno. A tabela 3.1 descreve as principais caracter sticas do concreto utilizado.

As estacas de rea o foram armadas em todo o seu comprimento, com seis barras de 10mm de di metro e estribo de 5mm de di metro espa ados a cada 20cm (figura 3.5).

**Tabela 3. 1 - Caracter sticas do concreto utilizado**

Especifica�es	� Estaca ( m )		Bloco de Coroamento	Pilares
	0,20	0,30		
fck (Mpa)	20	15	20	20
Abatimento (mm)	120	120	120	120



**Figura 3. 5 - Coloca o da armadura de rea o**

Ap s a cura do concreto das estacas foi executado sobre elas pilares com dimens es de 0,30 x 0,30m em concreto, nivelados, os quais serviram de apoio para a viga de rea o. Os