

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
CURSO DE POS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO A
COMPRESSÃO DE ESTACAS ESCAVADAS
DE PEQUENO DIÂMETRO EM SOLO
PARCIALMENTE SATURADO**

MIRTES CARON PERES RAMIRES


Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil como parte dos requisitos para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

Porto Alegre, março de 1993

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. Jarbas Milititsky
Orientador



Prof. Ademar Gilberto Groehs
Coordenador do Curso de Pós-Graduação
em Engenharia Civil - UFRGS

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Jarbas Milititsky (Orientador)
Ph.D. pela University of Surrey
- Prof. Cláudio Dias
D.Sc. pela COPPE/UFRJ
- Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford
- Prof. Luiz Antonio Bressani
Ph.D. pelo Imperial College

Aos meus pais, Alceu e Mirian
Ao meu esposo, Marcus Vinicius

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Jarbas Milititsky, pela instrutiva orientação e apoio fundamentais para o enriquecimento desta dissertação.

À Professora Wai Ying Yuk Gehling, pela co-orientação, amizade e indispensáveis contribuições para o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Professor Luiz Antonio Bressani, pelo incentivo e importantes sugestões no aperfeiçoamento deste trabalho.

Ao colega Francisco Gomes Luzzardi, pelo companherismo e colaboração nas tarefas desenvolvidas em conjunto.

Aos auxiliares de pesquisa José Henrique Averbeck, Geraldo Reichert e Leandro Maia, pela valiosa cooperação.

Aos funcionários dos Laboratórios de Mecânica dos Solos e de Ensaios de Modelos Estruturais da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, pelo auxílio prestado.

Aos colegas, docentes e funcionários do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - CPGEC da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, pelos ensinamentos recebidos e prazer do convívio.

Aos órgãos financiadores CNPq, CAPES, FAPERGS e FINEP cujos recursos possibilitaram a realização desta pesquisa.

À Companhia Estadual de Energia Elétrica - CEEE, pela cedência do campo experimental e execução das sondagens.

À Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, à GERDAU Siderúrgica Riograndense S.A. e à GEYER Estaqueamento Ltda., pelo inestimável apoio recebido.

A Prefeitura do Campus da UFRGS, pelos recursos materiais e humanos.

A Juliana Z. Bonilha, pela colaboração na organização das referências bibliográficas.

A Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS, pelo incentivo recebido.

A minha família, por significar tanto para mim.

A todos que de forma direta ou indireta participaram deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	xvii
RESUMO	xxi
ABSTRACT	xxii
1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. GENERALIDADES	4
2.2. PROVAS DE CARGA	5
2.2.1. Interpretação dos Resultados	7
2.2.2. Métodos para Determinação da Carga de Ruptura por Extrapolação	10
2.3. MÉTODOS DE PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA	12
2.3.1. Correlações com Base em Sondagens à Percussão	12
2.3.1.1. Método de Aoki e Velloso	13
2.3.1.2. Método de Décourt e Quaresma	17
2.3.1.3. Método de P.P.C. Velloso	20
2.3.1.4. Proposta Milititsky e Alves	22
2.3.2. Métodos Estáticos	23
2.3.2.1. Resistência de Ponta	23
2.3.2.1.1. Método de Terzaghi e Peck	23
2.3.2.2. Resistência Lateral	24
2.3.2.2.1. Método de Kézdi	24
2.3.2.2.2. Método de Chandler	25
2.3.2.2.3. Método de Burland	25
2.3.2.2.4. Método de Touma e Reese	26

3. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO DE PROVA	30
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	30
3.2. SONDAGENS À PERCUSSÃO	33
3.3. EXECUÇÃO DAS ESTACAS	33
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	40
4.1. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	40
4.2. METODOLOGIA DO ENSAIO	41
4.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	42
4.4. REINTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS ANTERIORES	43
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	51
5.1. COMPORTAMENTO DAS CURVAS DE COMPRESSÃO	51
5.1.1. Análise dos Dados Experimentais da FASE 2 ..	52
5.1.2. Análise Comparativa de Todos os Resultados .	54
5.2. ANÁLISE PARA OBTENÇÃO DAS RESISTÊNCIAS MÉDIAS REPRESENTATIVAS	55
5.2.1. Análise dos Dados Experimentais da FASE 2 ..	55
5.2.2. Análise dos Dados da FASE 1	56
5.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIAS PREVISTAS E MEDIDAS .	58
5.3.1. Previsões com Base nas Sondagens à Percussão	58
5.3.1.1. Análise dos Dados Experimentais da FASE 2	59
5.3.1.2. Análise dos Dados da FASE 1	59
5.3.2. Previsões por Métodos Estáticos	69
5.3.2.1. Análise dos Dados Experimentais da FASE 2	70
5.3.2.2. Análise dos Dados da FASE 1	70
5.4. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA POR EXTRAPOLAÇÃO .	80
5.4.1. Análise dos Dados Experimentais da FASE 2 ..	81
5.4.2. Análise dos Dados da FASE 1	83
5.5. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA SEGUNDO INTERPRETAÇÃO DO LCPC	85
5.5.1. Análise dos Dados Experimentais da FASE 2 ..	85
5.5.2. Análise dos Dados da FASE 1	86

6. RETROANÁLISE	103
6.1. RESISTÊNCIAS UNITÁRIAS MÉDIAS REPRESENTATIVAS	103
6.2. COEFICIENTES DE PROPORCIONALIDADE A PARTIR DE CORRELAÇÕES COM SONDAGENS A PERCUSSÃO	104
6.3. COEFICIENTES DE EMPUXO LATERAL	107
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	110
7.1. CONCLUSÕES	110
7.2. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	114
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

FIGURA 2.1	- Tempo de duração de diferentes métodos de provas de carga, FELLENIUS (1975)	27
FIGURA 2.2	- Curva carga x recalque de uma estaca em escalas distintas, VAN DER VEEN (1953)	28
FIGURA 2.3	- Mobilização da resistência lateral e de ponta em estacas, AOKI (1985)	29

CAPÍTULO 3

FIGURA 3.1	- Localização do campo de prova	36
FIGURA 3.2	- Localização das estacas, sondagens e furos de amostragem	37
FIGURA 3.3	- Resultados das sondagens SPT da FASE 1	38
FIGURA 3.4	- Resultados das sondagens SPT da FASE 2	39

CAPÍTULO 4

FIGURA 4.1	- Curva carga x recalque da estaca T ₁₅	44
FIGURA 4.2	- Curva carga x recalque da estaca T ₁₆	45
FIGURA 4.3	- Curva carga x recalque da estaca T ₁₇	46
FIGURA 4.4	- Curva carga x recalque da estaca T ₁₈	47
FIGURA 4.5	- Curva carga x recalque da estaca T ₁₉	48
FIGURA 4.6	- Curva carga x recalque da estaca T ₂₀	49
FIGURA 4.7	- Curva carga x recalque da estaca T ₂₁	50

CAPÍTULO 5

FIGURA 5.1	- Comparação entre as curvas carga x recalque das estacas T ₁₅ , T ₁₆ e T ₁₇	88
FIGURA 5.2	- Comparação entre as curvas carga x recalque das estacas T ₁₈ , T ₁₉ , T ₂₀ e T ₂₁	89
FIGURA 5.3	- Comparação entre as curvas carga x recalque das estacas T ₁₇ e T ₁₈	90
FIGURA 5.4	- Avaliação das previsões de Q _L com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2	91
FIGURA 5.5	- Avaliação das previsões de Q _P , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2	92
FIGURA 5.6	- Avaliação das previsões de Q _P , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2	93
FIGURA 5.7	- Avaliação das previsões de Q _T , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2	94
FIGURA 5.8	- Avaliação das previsões de Q _T , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2	95
FIGURA 5.9	- Avaliação das previsões de Q _L com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1	96
FIGURA 5.10	- Avaliação das previsões de Q _P , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1	97
FIGURA 5.11	- Avaliação das previsões de Q _P , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1	98
FIGURA 5.12	- Avaliação das previsões de Q _T , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1	99
FIGURA 5.13	- Avaliação das previsões de Q _T , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1	100

FIGURA 5.14 - Avaliação das previsões de Q_L com base nos parâmetros efetivos do ensaio triaxial - FASE 2	101
FIGURA 5.15 - Avaliação das previsões de Q_L com base nos parâmetros efetivos do ensaio triaxial - FASE 1	102

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

TABELA 2.1	-	Valores originais de k e α , AOKI e VELLOSO (1975)	15
TABELA 2.2	-	Valores de k e α para a cidade de São Paulo, ALONSO (1981)	16
TABELA 2.3	-	Valores originais de F_1 e F_2 , AOKI e VELLOSO (1975)	17
TABELA 2.4	-	Valores modificados de F_1 e F_2 , LAPROVITERA (1988)	17
TABELA 2.5	-	Valores de adesão sugeridos por DÉCOURT e QUARESMA (1978)	18
TABELA 2.6	-	Valores de C , DÉCOURT e QUARESMA (1978)	18
TABELA 2.7	-	Valores de C para estacas escavadas, DÉCOURT (1982)	19
TABELA 2.8	-	Valores de a, b, a', b' obtidos por VELLOSO (1981), apud DANZIGER (1982)	21
TABELA 2.9	-	Valores de M_1 e M_2 , MILITITSKY e ALVES (1985)	22

CAPÍTULO 3

TABELA 3.1	-	Resultados dos ensaios de laboratório, MEKSRAITIS (1988) e MATOS (1989)	31
TABELA 3.2	-	Especificações técnicas do concreto	35

CAPÍTULO 4

TABELA 4.1	- Resistências totais, parciais e unitárias segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa	43
TABELA 4.2	- Resistências totais, parciais e unitárias segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa - reinterpretação dos resultados anteriores	43

CAPÍTULO 5

TABELA 5.1	- Valores médios das resistências totais e parciais da FASE 2	56
TABELA 5.2	- Valores médios das resistências totais e parciais reinterpretadas	57
TABELA 5.3	- Valores das resistências à penetração dinâmica	58
TABELA 5.4	- Previsão da capacidade de carga para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASES 1 e 2)	60
TABELA 5.5	- Previsão da capacidade de carga para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)	61
TABELA 5.6	- Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)	62
TABELA 5.7	- Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)	63
TABELA 5.8	- Razão média entre resistências prevista e medida para estacas da FASE 2	64
TABELA 5.9	- Previsão da capacidade de carga para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)	65

TABELA 5.10 - Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 1)	66
TABELA 5.11 - Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)	67
TABELA 5.12 - Razão média entre resistências prevista e medida para estacas da FASE 1	68
TABELA 5.13 - Previsão da capacidade de carga, em termos efetivos, para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASES 1 e 2)	71
TABELA 5.14 - Previsão da capacidade de carga, em termos efetivos, para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)	72
TABELA 5.15 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)	73
TABELA 5.16 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)	74
TABELA 5.17 - Razão média entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas da FASE 2	75
TABELA 5.18 - Previsão da capacidade de carga, em termos efetivos, para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)	76
TABELA 5.19 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 1)	77

TABELA 5.20 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)	78
TABELA 5.21 - Razão média entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas da FASE 1	79
TABELA 5.22 - Comparação da carga de ruptura prevista por VAN DER VEEN (1953) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 2)	81
TABELA 5.23 - Comparação da carga de ruptura prevista por MAZURKIEWICZ (1972) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 2)	82
TABELA 5.24 - Comparação da carga de ruptura prevista por MASSAD (1986) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 2)	82
TABELA 5.25 - Comparação da carga de ruptura prevista por VAN DER VEEN (1953) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 1)	83
TABELA 5.26 - Comparação da carga de ruptura prevista por MAZURKIEWICZ (1972) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 1)	84
TABELA 5.27 - Comparação da carga de ruptura prevista por MASSAD (1986) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 1)	84
TABELA 5.28 - Cargas de ruptura obtidas para as estacas da FASE 2	86
TABELA 5.29 - Cargas de ruptura reinterpretadas para as estacas da FASE 1	87

CAPÍTULO 6

TABELA 6.1	- Valores das resistências unitárias das estacas das FASES 1 e 2	104
TABELA 6.2	- Coeficientes de proporcionalidade para as estacas das FASES 1 e 2	105
TABELA 6.3	- Coeficientes médios de proporcionalidade para a resistência lateral	106
TABELA 6.4	- Coeficientes médios de proporcionalidade para a resistência de ponta	106
TABELA 6.5	- Coeficientes de empuxo lateral a partir dos índices sugeridos por POTYONDY (1961) ..	108
TABELA 6.6	- Coeficientes médios de empuxo obtidos a partir dos valores propostos por POTYONDY (1961)	109

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ALFABETO ROMANO

a	parâmetro do critério do LCPC para determinação da carga de ruptura
a, b, a', b'	parâmetros de correlação entre a sondagem de percussão e o ensaio de cone do método de P.P.C. Velloso
A	área da seção transversal
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A _L	área da superfície lateral da estaca
A _B	área da base da estaca
c	coesão do solo
c'	coesão do solo em termos efetivos
c _a	adesão
C	coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo do método de Décourt e Quaresma
CLT	ensaio com carga cíclica (Cyclic Load Test)
CPT	sondagem de penetração estática (Cone Penetration Test)
CRP	ensaio à penetração constante (Constant Rate of Penetration)
CU	ensaio triaxial adensado, não drenado
d _b	diâmetro da base da estaca
d _c	diâmetro da ponta do ensaio de cone
D	diâmetro da fundação
e	índice de vazios do solo
E	módulo de elasticidade longitudinal

f_{u1}	atrito lateral médio em cada camada de solo do método de P.P.C. Velloso
F_1, F_2	coeficientes de escala estaca-penetrômetro CPT e relacionados com a forma de instalação da estaca do método de Aoki e Velloso
IP	índice de plasticidade
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A.
k	coeficiente de proporcionalidade, $q_{P0} = k N$
k_{AV}	"k" propostos pelo método de Aoki e Velloso
k_D	"k" propostos por Danziger
k_L	coeficiente de proporcionalidade para a resistência lateral obtido neste trabalho
k_L	coeficiente médio de proporcionalidade para a resistência lateral obtido neste trabalho
k_P	coeficiente de proporcionalidade para a resistência de ponta obtido neste trabalho
k_P	coeficiente médio de proporcionalidade para a resistência de ponta obtido neste trabalho
K	coeficiente de empuxo lateral obtido neste trabalho
K	coeficiente médio de empuxo lateral obtido neste trabalho
K_a	coeficiente de empuxo ativo
K_o	coeficiente de empuxo em repouso
K_L	coeficiente de empuxo lateral ($K_L = \sigma'_h / \sigma'_v$)
L	profundidade da fundação
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
LL	limite de liquidez
M_1, M_2	coeficientes de proporcionalidade propostos por Milititsky e Alves
N, N_{SPT}	resistência à penetração dinâmica do ensaio SPT
N_c, N_q, N	fatores de capacidade de carga, função do ângulo de atrito interno do solo
N_L	resistência à penetração dinâmica média do ensaio SPT ao longo do fuste da estaca

N_P	resistência à penetração dinâmica média do ensaio SPT na ponta da estaca
OCR	razão de pré-adensamento
q_L	resistência lateral unitária
q_{Lc}	atrito lateral unitário no cone
q_P	resistência de ponta unitária
q_{Pc}	resistência de ponta unitária no cone
q_u	pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca do método de P.P.C. Velloso
Q	carga de ensaio na estaca
Q_L	resistência lateral
QML	ensaio com carga incremental mantida rápida (Quick Maintained Load)
Q_P	resistência de ponta
Q_r	carga de ruptura da estaca
Q_T	resistência total à compressão
S	grau de saturação do solo
SML	ensaio com carga incremental mantida lenta (Slow Maintained Load)
SPT	sondagem à percussão, sondagem de penetração dinâmica, (Standard Penetration Test)
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
t	tempo
w	recalque
w_o	recalque instantâneo

ALFABETO GREGO

α	coeficiente de proporcionalidade, $q_{Lc} = \alpha q_{Pc}$
α_{AV}	" α " propostos pelo método de Aoki e Velloso
α_B	" α " propostos por Begemann
α_L	" α " propostos por Laprovitera

α_L^*	" α " propostos por Laprovitera, no caso de sondagem não confiável
α_1	fator de execução da estaca do método de P.P.C. Velloso
β	coeficiente ($\beta = k \tan \phi'$)
β_1	coeficiente de forma da curva carga x recalque do método de Van der Veen
β_2	fator de dimensão da base do método de P.P.C. Velloso
γ	peso específico natural do solo
δ	ângulo de atrito entre solo e fundação
λ	fator de carregamento do método de P.P.C. Velloso
σ'_h	tensão efetiva horizontal do solo
σ'_v	tensão vertical do solo
σ'_v	tensão efetiva vertical do solo
σ'_{vm}	tensão efetiva de pré-adensamento
ϕ	ângulo de atrito interno do solo
ϕ'	ângulo de atrito interno efetivo
ω	teor de umidade do solo

RESUMO

Esta dissertação aborda o estudo do comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro executadas em solo laterítico parcialmente saturado. Sete estacas com diferentes diâmetros (0,20 m e 0,35 m) e 2,00 m de comprimento foram construídas e ensaiadas à compressão até atingir a ruptura. Houve reteste em seis destas estacas.

O campo experimental está localizado na subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica, no município de Cachoeirinha, Rio Grande do Sul. Os resultados de oito estacas com diâmetro constante (0,20 m) e comprimentos diferentes (2,00 m e 3,00 m) ensaiadas anteriormente no mesmo local são reinterpretados.

As previsões da capacidade de carga obtidas através de métodos de correlações com as sondagens à penetração dinâmica e por métodos estáticos são avaliadas experimentalmente. As cargas de ruptura definidas por extrapolação são comparadas com as cargas de ruptura obtidas nos ensaios interpretadas segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa.

A comparação entre os resultados de provas de carga e os valores de capacidade de carga calculados pelos métodos estudados mostram que estes métodos subestimam os valores da resistência lateral e superestimam os valores da resistência de ponta.

ABSTRACT

This work presents a study of the behavior of small diameter bored piles in partially saturated lateritic soil. Seven piles with different diameter (0,20 m and 0,35 m) and two meters long were built and tested to compression up to failure. Six of them were retested.

The experimental site is located at the substation of the State Electricity Company, in Cachoeirinha county, Rio Grande do Sul. Results of tests in eight piles of different lengths (2,00 m and 3,00 m) and same diameter (0,20 m), previously performed in the same site, were included in the analysis.

Load bearing capacity values obtained by correlations with dynamic penetration sounding results and by static methods are experimentally evaluated. Failure loads defined by extrapolation of the test results are compared with those obtained following the Brazilian standards and the British Practice.

The comparison between the load tests results and the load bearing capacity values calculated by the studied methods shows that these methods underestimate lateral resistance values and overestimate point resistance values.

1 . INTRODUÇÃO

A crescente utilização de estacas escavadas de pequeno diâmetro em engenharia de fundações é justificada por ser uma solução de baixo custo e de rápida execução. Ao optar por este tipo de fundação ocorre, de imediato, uma preocupação quanto ao comportamento.

Os métodos de previsão da capacidade de carga de fundações profundas resultam da avaliação de um determinado número de provas de carga que, a partir de um modelo analítico simples, representa a experiência organizada. Até o presente momento não há um método totalmente satisfatório para os solos regionais brasileiros devido à grande quantidade de variáveis envolvidas. Além de ser um assunto complexo, há outros fatores que afetam a efetividade das estimativas como, por exemplo, os procedimentos construtivos desiguais e os diferentes locais das estacas ensaiadas que servem de base para a determinação de um método. Muitas vezes a definição de ruptura é obtida por extrapolação da curva carga x recalque e o conhecimento das propriedades do solo é limitado. Os métodos que utilizam correlações com as sondagens à penetração dinâmica somente podem ser considerados semi-empíricos, embora extremamente úteis na prática de engenharia. O uso dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo raramente fornecem estimativas confiáveis devido à ausência de conhecimento na solução dos problemas de fundações para solos parcialmente saturados. Alguns métodos de previsão abordam parte destas influências, mas nenhum que leve em consideração todos estes efeitos num único método. Portanto, é necessário aprofundar o estudo sistemático do comportamento de cada tipo de fundação nos solos em questão.

A partir desta realidade, busca-se contribuir desenvolvendo nesta dissertação um estudo específico do comportamento de estacas escavadas com diferentes diâmetros (0,20 m e 0,35 m) quando submetidas a esforços de compressão em solo parcialmente saturado (FASE 2). Esta pesquisa aprofunda o estudo iniciado por MEKSRAITIS (1988) em estacas com diferentes comprimentos (2,0 m e 3,0 m) submetidas aos mesmos esforços e no mesmo campo de prova (FASE 1). A decisão de estudar de forma intensiva um local possibilita avaliar a variabilidade das respostas das fundações ensaiadas sob carregamentos que levassem a grandes deformações.

O primeiro capítulo mostra a importância de um estudo sistemático do comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solos parcialmente saturados.

No segundo capítulo, aborda-se os diferentes procedimentos para interpretar provas de carga de forma ampla e genérica, com o objetivo de criar um embasamento teórico que facilite o entendimento dos assuntos desenvolvidos nos capítulos seguintes. Procura-se também, neste capítulo, descrever os métodos de previsão da capacidade de carga mais relevantes ao trabalho experimental destacando as alterações acrescentadas nos métodos que utilizam correlações com as sondagens à percussão e as limitações dos métodos estáticos nos solos parcialmente saturados.

No terceiro capítulo, faz-se uma caracterização do campo experimental. São mostrados os perfis do subsolo e os procedimentos construtivos adotados nas estacas estudadas.

O quarto capítulo versa sobre a parte experimental da dissertação, descreve os equipamentos utilizados, a metodologia desenvolvida e os resultados das provas de carga. Os dados anteriores obtidos neste campo de provas foram reinterpretados seguindo os mesmos critérios.

No quinto capítulo é feita uma análise dos resultados obtidos considerando as diferentes interpretações e as características geométricas das estacas ensaiadas. São

avaliados os métodos de previsão descritos no segundo capítulo com base nos resultados experimentais.

No sexto capítulo apresenta-se os coeficientes de ajuste dos modelos de cálculo determinados a partir dos valores medidos no campo de provas, das sondagens à percussão e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em laboratório.

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

2. REVISAO BIBLIOGRÁFICA

2.1. GENERALIDADES

As estacas escavadas de diâmetro inferior a 60 cm constituem um tipo de fundação que vem sendo amplamente utilizada para solucionar problemas de infra-estrutura em obras civis. Esta dissertação é a quinta de uma série que aborda métodos de previsão de comportamento utilizando sondagens à percussão e estudo do desempenho de estacas escavadas, vale referir aqui as revisões já realizadas nos trabalhos de ALVES (1984), MEKSRAITIS (1988), MATOS (1989) e PREZZI (1990) sobre processos construtivos, métodos de previsão de comportamento e comparação entre os métodos. 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.

No controle executivo de um estaqueamento devem ser verificados 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 o fim da escavação e a concretagem;
- . irregularidades na concretagem;

. volume de concreto utilizado.

2.2. PROVAS DE CARGA

Para estudar o comportamento real das estacas executadas, utilizam-se provas de carga com monitoramento.

Durante a execução da prova de carga é preciso garantir uma referência fixa para a medida correta da deformação. Deve-se aplicar as cargas do ensaio através 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, onde pequenos erros podem produzir grande excentricidade. Os erros de medidas podem acarretar diferenças significativas na interpretação dos resultados.

No Brasil, as primeiras provas de carga executadas em estacas foram realizadas sem uma metodologia definida e sem conhecimento prévio do solo onde as fundações iriam ser instaladas devido à falta de equipamento de sondagem. O único modo de conhecer o solo era através de execução de poços, quando era possível realizar, ou quando da execução de estacas moldadas no local. Os arquivos do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A.), apud MASSAD (1985), mostram que uma das primeiras provas de carga foi executada em fevereiro de 1936, pelo professor Telemaco Van Langendonck, 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".

Inicialmente os ensaios executados seguiam a normalização alemã, DIN 1054/1934, ou alterações desta. Os debates ocorridos na Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (1936) culminaram na elaboração

de um código de obras para a cidade de Boston, publicado em 1944.

As normas brasileiras surgiram com as publicações da NB 20/1951, Prova 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 12131/1992, Estacas - prova de carga estática, e NBR 6122/1986, Projeto e Execução de Fundações.

A norma NBR 12131/1992, Estacas - prova de carga estática, substitui a norma NBR 6121/1986, Estaca e tubulão - prova de carga.

MILITITSKY (1991) apresenta um trabalho sobre provas de carga estáticas com revisão crítica do assunto e referências às novas especificações da norma brasileira para provas de carga. É feito a comparação entre as várias metodologias de ensaio, abordando aspectos de análise de resultados e efeitos de velocidade de carregamento no desempenho das estacas sobre carga.

Os principais objetivos de uma prova de carga em estacas são: verificar a capacidade de carga comparando com o resultado estimado e determinar a carga de trabalho considerando as condições de recalque admissível e fator de segurança.

Entre os diferentes métodos de prova de carga destacam-se: Carga Incremental Mantida Lenta (SML), Carga Incremental Mantida Rápida (QML), Ensaio à Penetração Constante (CRP), Carga Cíclica (CLT) e Método do Equilíbrio.

FELLENIOUS (1975) comparou os primeiros quatro testes acima mencionados de acordo com o fator tempo de duração, FIGURA 2.1. Como pode-se ver do gráfico, os testes que consomem maior tempo são Carga Incremental Mantida Lenta e Carga Cíclica.

2.2.1. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A execução de provas de carga em estacas tem o propósito de avaliar seu desempenho. Os resultados são apresentados sob a forma de curvas que mostram o valor da carga aplicada e o recalque medido na cabeça da estaca, caracterizando o comportamento geral da estaca quanto à sua funcionalidade. Todavia, os resultados de uma prova de carga nem sempre são fáceis de ser interpretados.

VESIC (1977) chamou atenção de que a ruptura em fundações profundas, e particularmente em estacas, tende a ocorrer por puncionamento na base da fundação, ainda que se desenvolvam esforços significativos de resistência lateral.

A carga de ruptura raramente é bem definida já que muitas vezes nem o colapso da estaca nem a carga máxima de pico são bem caracterizados, VESIC (1977).

A definição da carga de ruptura baseada numa interpretação visual das curvas de carga x recalque obtidos nas provas de carga pode ser bastante subjetiva.

Um aspecto que deve ser considerado é a escala escolhida. Diferentes curvas de carga x recalque, resultantes de uma mesma prova de carga, podem ser obtidas quando traçadas em escalas diferentes. A FIGURA 2.2 apresenta o resultado de uma prova de carga em duas escalas diferentes, VAN DER VEN (1953). O primeiro diagrama sugere que a carga limite é em torno de 1000 kN, enquanto o segundo indica que a estaca ainda não alcançou a ruptura neste nível de carga.

Normalmente uma prova de carga é afetada por ocorrências imprevistas e nem sempre bem controladas. Segundo FELLENIUS (1980), estes erros estão incluídos no fator de segurança

DAVISSON (1972), apud FELLENIUS (1975), declarou que as provas de carga não fornecem respostas, apenas dados para serem interpretados.

A escolha de um critério para definir a carga de ruptura é um fator fundamental na análise dos resultados.

O método de DAVISSON(1972), apud VELLOSO (1987), sugere que a carga de ruptura seja definida como a que excede a compressão elástica da estaca de um valor igual a 4 mm, acrescido de um fator que depende do diâmetro da estaca,

$$w = \left[4 + \frac{D}{120} \right] + \frac{Q_r L}{A E} \quad (2.1)$$

A NBR 6122/1986 apresenta um critério similar com a seguinte expressão

$$w = \frac{D}{30} + \frac{Q_r L}{A E} \quad (2.2)$$

onde a carga de ruptura é aquela necessária para produzir um movimento no topo da estaca igual à compressão elástica mais 1/30 do diâmetro, no teste do tipo SML.

A equação 2.2 é usada quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga x recalque não apresenta uma clara carga de ruptura, mas um crescimento constante do recalque com a carga.

De acordo com a NBR 6122/1986, na interpretação da prova de carga devem ser consideradas: a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques. Uma prova de carga em que não há estabilização dos recalques só indica a carga de ruptura. Para que possa estabelecer uma relação carga x recalque é necessário que haja estabilização dos recalques nos estágios do ensaio pelo menos até aquela carga.

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 10 mm. A mobilização da resistência de ponta está

relacionado 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.

Como os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência lateral e de ponta são diferentes, utilizam-se fatores de segurança independentes para definir a carga de projeto. A NBR 6122/1986 adota a filosofia dos coeficientes de segurança globais ao invés dos coeficientes de segurança parciais, atualmente em voga no cálculo estrutural.

Quando as condições de contorno do problema consistem na aplicação de carga sobre uma estaca de diâmetro maior ou igual a 20 cm, VÉSIC (1977) indicou que a mobilização da resistência lateral é total para pequenas deformações, em torno de 5 a 15 mm, enquanto a resistência da ponta só é mobilizada para recalques da ordem de 8% a 15% do diâmetro da base da estaca, se for cravada, e de até 30% do diâmetro da base, se for escavada.

AOKI (1985) considerou dimensões normais as estacas com diâmetro maior ou igual a 15 cm e que o atrito lateral é sempre mobilizado antes da ponta ser totalmente solicitada, conforme a FIGURA 2.3. Esta figura também indica que as estacas com dimensões menores, incluindo o cone holandês, não mantêm esta importante característica de uma estaca com dimensão real. O ensaio de cone holandês pode ser considerado uma estaca prensada de 3,6 cm de diâmetro submetida a uma prova de carga contínua, na ruptura, com velocidade de penetração controlada. A resistência de ponta é mobilizada, nestes casos, antes da total mobilização do atrito lateral.

Uma definição comum de carga de ruptura tem sido a carga correspondente a um recalque na cabeça da estaca que ultrapasse um determinado valor. Usualmente 10% do diâmetro da estaca é adotado seguindo a Prática Inglesa. FELLENIUS (1980) acentuou que esta definição não considera as deformações elásticas da estaca, que podem ser essenciais para estacas de grandes comprimentos, no entanto, insignificantes para pequenas estacas.

O critério do LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), segundo CASSAN (1978), representa os recalques sob carga constante por uma função linear do logaritmo do tempo

$$w = w_0 + a \log(t). \quad (2.3)$$

A experiência francesa mostra que este comportamento é quase sempre obtido. A carga limite corresponde ao ponto onde ocorre uma mudança de direção no gráfico do parâmetro a em função das cargas. As prescrições do LCPC indicam que se a curva carga x recalque não apresentar carga definida pode ser fixada a carga limite correspondente a um recalque de um décimo do diâmetro da estaca.

FELLENIOUS (1980) comenta que a definição de ruptura deve estar baseada em alguma regra matemática e deve reproduzir um valor que seja independente de relações de escala e da opinião individual do intérprete. De certo modo, deveria ser considerado a forma da curva carga x recalque ou, se não, deveria considerar a geometria da estaca, o que indiretamente a curva reflete.

2.2.2. MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA POR EXTRAPOLAÇÃO

A extrapolação da curva carga x recalque para a determinação da carga de ruptura é realizada quando não se leva a estaca à ruptura ou a estaca tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que pode ser aplicada na prova de carga.

VAN DER VEEN (1953) propôs um método bastante utilizado para extrapolar a curva carga x 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

$$Q = Q_r [1 - \exp(-\beta_1 w)] \quad (2.4)$$

onde

- Q = carga de ensaio na estaca;
- Q_r = carga de ruptura da estaca;
- β₁ = coeficiente de forma da curva;
- w = recalque causado pela carga Q.

A expressão anterior pode ser escrita da forma

$$w = -\ln[1 - (Q/Q_r)] (1/\beta_1) \quad (2.5)$$

onde se relaciona em um gráfico semi-logarítmico os valores de recalques w obtidos no ensaio para cada valor de carga Q, contra a relação [1-(Q/Q_r)] em que Q_r são valores arbitrados. Quando o alinhamento dos pontos aproxima-se de uma reta a carga arbitrada para Q_r representa a carga de ruptura.

MAZURKIEWICZ (1972), conforme FELLENIUS (1975), apresentou um método de extrapolação da curva carga x recalque, quando esta é interrompida antes de atingir a carga de ruptura. O método admite a curva como parabólica. Para obter a carga de ruptura provável da estaca o método constrói uma curva extrapolada por meios geométricos.

MASSAD (1986), sugeriu um novo método similar aos anteriores, com base nos mesmos princípios. O método relaciona uma série de recalques igualmente espaçados com valores de cargas associadas plotadas 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 graus determina a carga de ruptura.

Segundo o autor, uma maior precisão de cálculo pode ser obtida através de uma regressão linear pelo método dos mínimos quadrados conforme a equação

$$Q_{n+1} = a + b Q_n \quad (2.6)$$

onde a carga de ruptura é dada por

$$Q_r = [a/(1-b)]. \quad (2.7)$$

Uma vantagem do método de MASSAD (1986), segundo o autor, sobre o de MAZURKIEWICZ (1972), apud FELLENIUS (1975), é a melhor precisão, porque elimina uma operação ($Q_{n+1} - Q_n$).

Outra vantagem relativa ao método de VAN DER VEEN (1953), que requer tempo para escolher o valor correto para a carga de ruptura, é a que o novo método dá este valor de forma direta. Além disso, permite uma verificação contínua do ensaio e uma previsão da carga máxima, se for feito um gráfico simultâneo ao prosseguimento do ensaio.

2.3. MÉTODOS DE PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA

2.3.1. CORRELAÇÕES COM BASE EM SONDAgens À PERCUSSÃO

No Brasil, o resultado do ensaio de penetração dinâmica geralmente é o único dado disponível. Em decorrência disto há uma intensa utilização de métodos semi-empíricos baseados no SPT para o cálculo da capacidade de carga de fundações. Nesta dissertação é feita uma ampla revisão destes métodos visando avaliar o seu desempenho quando aplicados a estacas escavadas de pequeno diâmetro, através da comparação das previsões com os resultados das provas de carga executadas.

A previsão da resistência total é dada por

$$Q_T = Q_L + Q_P \quad (2.8)$$

sendo

$$Q_L = q_L A_L \quad (2.9)$$

$$Q_P = q_P A_P \quad (2.10)$$

onde

Q_T = resistência total à compressão;

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.

2.3.1.1. MÉTODO DE AOKI E VELLOSO

AOKI e VELLOSO (1975) elaboraram um método onde é possível usar dados obtidos tanto do ensaio de cone holandês como do SPT, através de correlações entre "Diepsondering" e SPT por meio de um coeficiente de proporcionalidade k .

A resistência lateral unitária é expressa por

$$q_L = (\alpha k N_L)/F_L \quad (2.11)$$

A resistência de ponta unitária é dada por

$$q_P = (k N_P)/F_P \quad (2.12)$$

onde

α = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária, ou seja, $q_{Lc} = \alpha q_{Pc}$, no ensaio CPT;

k = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária q_{Pc} , do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica N , do ensaio SPT, ou seja,
 $q_{Pc} = k N$;

N_L = valor médio da resistência à penetração dinâmica SPT do solo, ao longo do comprimento;

N_P = valor médio da resistência à penetração dinâmica SPT situado dois diâmetros acima e um diâmetro abaixo da ponta da estaca;

F_1, F_2 = coeficientes de escala estaca-penetrômetro CPT e relacionados com a forma de instalação da estaca.

Os valores de k e α dependem da natureza do solo e os de F_1 e F_2 dependem do tipo de estaca e do processo executivo.

Os coeficientes de proporcionalidade propostos por BEGEMANN (1965), AOKI e VELLOSO (1975), DANZIGER (1982) e LAPROVITERA (1988) são apresentados na TABELA 2.1.

LAPROVITERA (1988) propôs uma versão modificada do método AOKI e VELLOSO (1975) sugerindo novos valores para α , conforme a confiabilidade da sondagem, e mantendo para k os estipulados por DANZIGER (1982).

À medida que o solo vai ficando mais fino, o valor de k diminui e o de α , aumenta.

ALONSO (1981), ao estudar os solos residuais da cidade de São Paulo, determinou valores diferentes para k e α , conforme TABELA 2.2.

TABELA 2.1 - Valores originais de k e α , AOKI e
VELLOSO (1975)

CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	k_{AV} kN/m ²	k_D kN/m ²	α_B (%)	α_{AV} (%)	α_L (%)	α_{L^*} (%)
Areia	980,7	588,4	1,2 a 1,6	1,4	1,4	1,4
Areia siltosa	784,5	519,8	1,6 a 2,2	2,0	1,9	1,9
Areia silto-argilosa	686,5	519,8		2,4	2,4	2,4
Areia argilo-siltosa	490,3	519,8		2,8	2,8	2,8
Areia argilosa	588,4	519,8	2,2	3,0	3,0	3,0
Silte arenoso	539,4	470,7	a	2,2	3,0	3,0
Silte areno-argiloso	441,3	372,7	4,0	2,8	3,0	3,0
Silte	392,3	470,7		3,0	3,0	3,0
Silte argilo-arenoso	245,2	372,7		3,0	3,0	3,0
Silte argiloso	225,6	294,2		3,4	3,4	3,4
Argila arenosa	343,2	470,7		2,4	4,0	2,6
Argila areno-siltosa	294,2	372,7	4,0	2,8	4,5	3,0
Argila silto-arenosa	323,6	372,7	a	3,0	5,0	3,3
Argila siltosa	215,7	245,2	6,0	4,0	5,5	3,6
Argila	196,1	245,2		6,0	6,0	4,0
<p>Coefficientes sugeridos por:</p> <p>k_{AV} - AOKI e VELLOSO (1975); k_D - DANZIGER, B. (1982); α_B - BEGEMANN (1965); α_{AV} - AOKI e VELLOSO (1975); α_L - LAPROVITERA (1988); α_{L^*} - LAPROVITERA (1988), no caso de sondagem não confiável.</p>						
<p>Conversão usada: 1 kgf/cm² = 98,067 kN/m²</p>						

TABELA 2.2 - Valores de k e α para a cidade de São Paulo, ALONSO (1981)

RE- GI- AO Nº	SOLO	k (kN/m ²)		α (%)	
		Valor c/ 80% de confiança	Valor mais prov.	Valor c/80% conf.	Valor mais prov.
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	215,7- 402,1	304,0	2,0-4,0	3,1
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	235,4- 451,1	333,4	2,1-2,8	2,5
	Argila siltosa pouco arenosa	186,3- 470,7	323,6	1,3-3,0	2,4
3	Areia argilosa	490,3-1431,8	921,8	0,9-3,0	2,0
	Areia pouco argilosa pouco siltosa	431,5- 853,2	588,4	-	-
	Silte argilosa arenoso (residual)	196,1- 480,5	323,6	2,0-5,0	3,0
4	Areia argilosa	372,7- 833,6	549,2	-	-
	Areia fina argilosa pouco siltosa	421,7- 853,2	627,6	0,8-2,0	1,4
	Silte arenoso (residual)	343,2- 637,4	509,9	1,0-2,0	1,3
	Silte pouco arenoso pouco argiloso (res.)	156,9- 451,1	255,0	2,3-4,4	3,2
	Silte pouco argiloso pouco arenoso (res.)	166,7- 823,8	490,3	-	-
	Argila arenosa	166,7- 402,1	264,8	1,4-4,5	2,9
	Argila siltosa (res.)	480,5-1010,1	706,1	1,5-4,4	2,7
5	Argila siltosa pouco arenosa	156,9- 519,8	274,6	1,2-4,0	2,3
	Areia argilosa siltosa	245,2- 970,9	598,2	1,1-3,0	2,2
6	Argila siltosa arenosa	196,1- 539,4	343,2	-	-
	Silte argiloso com areia fina	137,3- 343,2	205,9	-	-
7	Areia argilosa pouco siltosa	215,7- 647,2	372,7	-	-
	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	225,6- 549,2	323,6	2,0-4,0	3,0
Conversão usada: 1 kgf/cm ² = 98,067 kN/m ²					

Os coeficientes corretivos F_1 e F_2 propostos inicialmente por AOKI e VELLOSO (1975) estão na TABELA 2.3.

TABELA 2.3 - Valores originais de F_1 e F_2 , AOKI e VELLOSO (1975)

ESTACA	F_1	F_2
Tipo Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	1,75	3,50

Para estacas escavadas, VELLOSO, AOKI e SALAMONI (1978) indicaram os valores: $F_1=3,5$ e $F_2=7,0$. FONTOURA, VELLOSO e PEDROSA (1982) propuseram: $F_1=3,0$ e $F_2=6,0$.

LAPROVITERA (1988) apresentou também novos fatores de escala e execução, F_1 e F_2 respectivamente, conforme TABELA 2.4.

TABELA 2.4 - Valores modificados de F_1 e F_2 , LAPROVITERA (1988)

ESTACA	F_1	F_2
Tipo Franki	2,50	2,00
Metálica	1,70	3,00
Pré-moldada de pequeno diâmetro	1,90	1,40
Pré-moldada de grande diâmetro	2,50	1,40
Escavadas de grande diâmetro	6,10	5,20
Tipo Strauss	4,20	3,80

2.3.1.2. MÉTODO DE DECOURT E QUARESMA

DECOURT 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 são do tipo pré-moldadas de concreto.

A estimativa de resistência lateral considera os valores de SPT ao longo do fuste, é calculada a média dos valores e na TABELA 2.5 obtém-se a adesão média.

TABELA 2.5 - Valores de adesão sugeridos por DÉCOURT e QUARESMA (1978)

N_L	ADESÃO (kN/m ²)
≤ 3	19,6
6	29,4
9	39,2
12	49,0
≥ 15	58,8

Para o cálculo da resistência de ponta tem-se

$$q_P = C N_P \quad (2.13)$$

onde

C = coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo dado pela TABELA 2.6.

Na resistência de ponta é considerada como valor de SPT a média entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

TABELA 2.6 - Valores de C, DÉCOURT e QUARESMA (1978)

NATUREZA DO SOLO	C (kN/m ²)
Areias	392,3
Siltes arenosos (alteração de rocha)	245,2
Siltes argilosos (alteração de rocha)	196,1
Argilas	117,7

DÉCOURT (1982) propôs modificações no estudo original
como:

- 1ª) distinção entre estacas escavadas, pré-moldadas, Franki, Strauss e tubulões;
- 2ª) o limite de N_L , valor médio ao longo do fuste, muda de 15 para 50;
- 3ª) recomenda o valor de adesão média, em kN/m^2 ,

$$q_L = [(9,8 N_L)/3] + 9,8 \quad (2.14)$$

expressão igual aos valores propostos na TABELA 2.5.

Para:

$N_L \leq 3$ - adotar $N_L=3$, mantido o limite anterior;

$N_L > 50$ - adotar $N_L=50$, modificado o limite anterior de 15, este valor é mantido para estacas tipo Strauss e tubulões a céu aberto.

- 4ª) para a determinação da parcela de carga de ruptura correspondente à ponta da estaca, os valores de C utilizados estão na TABELA 2.7.

TABELA 2.7 - Valores de C para estacas escavadas,
DÉCOURT (1982)

NATUREZA DO SOLO	C (kN/m^2)
Areias	196,1
Siltes arenosos (solos residuais)	137,3
Siltes argilosos (solos residuais)	117,7
Argilas	98,1

Para ajustar o método à experiência regional do Rio Grande do Sul é sugerida a utilização de 70% dos valores encontrados neste método para o atrito lateral em estacas escavadas, MILITITSKY (1988).

2.3.1.3. MÉTODO DE P.P.C. VELLOSO

VELLOSO (1981), apud DANZIGER (1982), utilizou correlações entre o penetrômetro estático e dinâmico.

A resistência lateral unitária é determinada por

$$q_L = \alpha_1 \lambda f_{u1} \quad (2.15)$$

sendo

$$f_{u1} = a' N_L^{b'}. \quad (2.16)$$

Enquanto que a resistência de ponta unitária segue a expressão

$$q_P = \alpha_1 \beta_2 q_u \quad (2.17)$$

e

$$q_u = [(q_{u1} + q_{u2})/2] \quad (2.18)$$

sabendo que

$$q_{u1} = a N_1^b \quad (2.19)$$

$$q_{u2} = a N_2^b. \quad (2.20)$$

Os valores necessários para o cálculo são:

α_1 = fator de execução da estaca. Para estacas

cravadas $\alpha_1=1$ e para as escavadas $\alpha_1=0,5$;

λ = fator de carregamento. Para estacas comprimidas $\lambda=1$ e para as tracionadas $\lambda=0,7$;

β_2 = fator de dimensão da base. Estacas comprimidas: $1,016 - 0,016 d_b/d_c$, estacas tracionadas: zero;

d_b = diâmetro da base da estaca;

d_c = diâmetro da ponta do ensaio de cone;

f_{u1} = atrito lateral médio em cada camada de solo atravessada pela estaca;

q_u = pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca;

N = valor médio do SPT ao longo do comprimento para a resistência lateral. Na resistência de ponta usa-se os valores do SPT situados 8 diâmetros acima da ponta da estaca (N_1) e 3,5 diâmetros abaixo (N_2);

a, b, a', b' = parâmetros de correlação entre a sondagem de percussão e o ensaio de cone, depende do solo,

TABELA 2.8.

TABELA 2.8 - Valores de a, b, a', b' obtidos por VELLOSO (1981), apud DANZIGER (1982)

SOLO	a (kN/m ²)	b	a' (kN/m ²)	b'
Areias sedimentares submersas*	588,4	1	4,9	1
Argilas sedimentares submersas*	245,2	1	6,2	1
Solos residuais de gnaiss areno-siltosos submersos*	490,3	1	8,3	1
Solos residuais de gnaiss silo-arenosos submersos*	392,3*	1*	7,8*	1*
	460,9**	0,96**	11,9**	0,74**
* Dados obtidos na área da Refinaria Duque de Caxias (RJ)				
** Dados obtidos na área da AÇOMINAS (MG)				

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

2.3.1.4. PROPOSTA MILITITSKY E ALVES

MILITITSKY e ALVES (1985) apresentaram uma formulação empírica a partir de estudo estatístico 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

$$q_L = M_1 N_L \quad (2.21)$$

e

$$q_P = M_2 N_P \quad (2.22)$$

onde

M_1, M_2 = coeficientes de proporcionalidade, TABELA 2.9;

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

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

TABELA 2.9 - Valores de M_1 e M_2 , MILITITSKY e ALVES (1985)

TIPO DE ESCAVAÇÃO	M_1 (kN/m ²)	M_2 (kN/m ²)
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

2.3.2. MÉTODOS ESTÁTICOS

Os métodos estáticos estimam a capacidade de ponta unitária e a capacidade lateral unitária em função dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Seu uso é restrito aos países onde ensaios de laboratório constituem prática corrente na investigação do subsolo. Esta não é a prática brasileira.

2.3.2.1. RESISTÊNCIA DE PONTA

2.3.2.1.1. MÉTODO DE TERZAGHI E PECK

Método clássico, estabelecido para definição de carga limite de fundações diretas. No presente trabalho usado para simples verificação de desempenho, mesmo com o conhecimento que os mecanismos de ruptura para fundações profundas são diferentes e o modelo não é adequado.

A previsão da resistência de ponta unitária baseou-se na equação de TERZAGHI e PECK (1967) para ruptura generalizada, dada por

$$q_P = 1,2 c N_c + \gamma' L N_q + 0,3 \gamma' D N_\gamma \quad (2.23)$$

onde

c = coesão do solo na base da fundação;

γ' = peso específico natural do solo;

L = profundidade da fundação;

D = diâmetro da fundação;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade suporte, função do

ângulo de atrito interno do solo e definidos por

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.24)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (2.25)$$

$$N_r = 2 (N_q + 1) \tan \phi. \quad (2.26)$$

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

$$\tan \phi' = (2/3) \tan \phi \quad (2.27)$$

$$c' = (2/3) c. \quad (2.28)$$

2.3.2.2. RESISTÊNCIA LATERAL

2.3.2.2.1. MÉTODO DE KÉZDI

KÉZDI (1965) a partir de estacas escavadas em areias determinou a equação

$$q_L = K_L \sigma'_v \tan \delta \quad (2.29)$$

onde

$$K_L = K_o = (1 - \sin \phi') \quad , \text{ se } L < 20 D; \quad (2.30)$$

$$K_L = K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi'/2) \quad , \text{ se } L > 20 D; \quad (2.31)$$

$$\delta = (3/4) \phi' \quad , \text{ para estacas de concreto.} \quad (2.32)$$

A versão modificada emprega o valor do ângulo de atrito interno do solo no lugar do valor do ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

2.3.2.2.2. MÉTODO DE CHANDLER

CHANDLER (1968) ao estudar argilas normalmente consolidadas, propôs a estimativa do atrito lateral unitário em tensões efetivas através de

$$q_L = c' + (1 - \sin \phi') \sigma'_v \tan \phi'. \quad (2.33)$$

alterando a prática inglesa de relacionar resistência lateral com a resistência não drenada S_u .

2.3.2.2.3. MÉTODO DE BURLAND

BURLAND (1973) reanalizando 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

$$q_L = \beta \sigma'_v \quad (2.34)$$

sendo

$$\beta = K_L \tan \phi' \quad (2.35)$$

onde K_L e ϕ' estão relacionados com os parâmetros da tensão efetiva. Valores médios de β 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 ϕ' e então obter β . No presente trabalho foi adotado

$$K_L = K_o = (1 - \sin \phi'). \quad (2.36)$$

Em estacas escavadas, BURLAND (1973) recomenda usar $\beta = 0,8$, como um valor conservativo para projeto preliminar em argilas pré-adensadas de Londres.

2.3.2.2.4. MÉTODO DE TOUMA E REESE

TOUMA e REESE (1974), com base na experiência americana de estacas escavadas executadas no Texas, propuseram

$$q_L = f \sigma_v \tan \phi'. \quad (2.37)$$

Este método foi baseado nas provas de 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 f é 0,7 quando o embutimento na areia for menor que 7,63 m.

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.

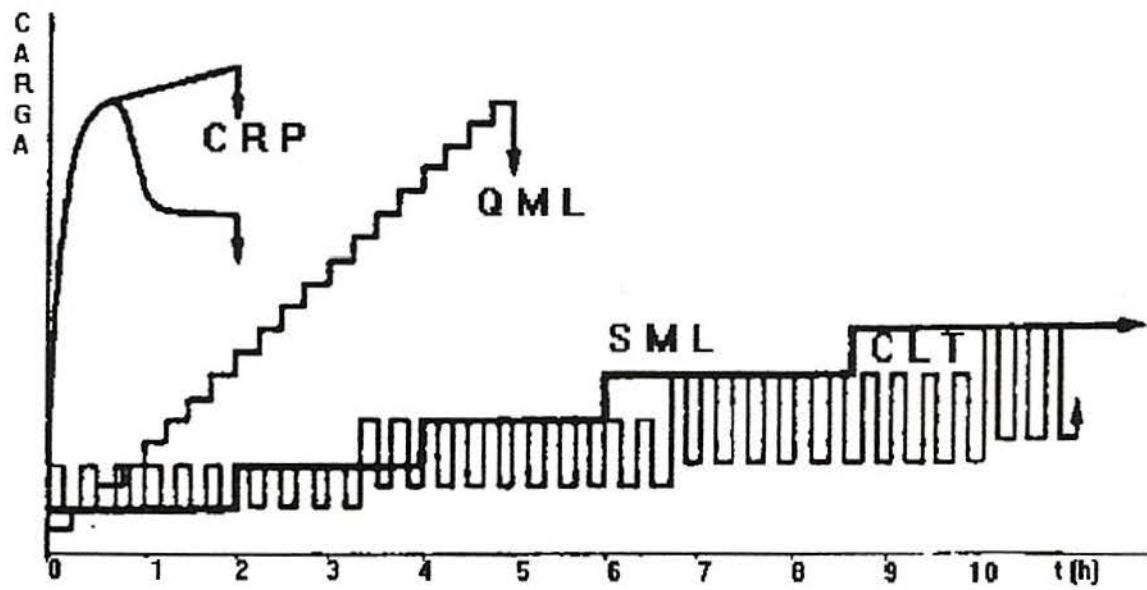


FIGURA 2.1 - Tempo de duração de diferentes métodos de provas de carga, FELLENIUS (1975)

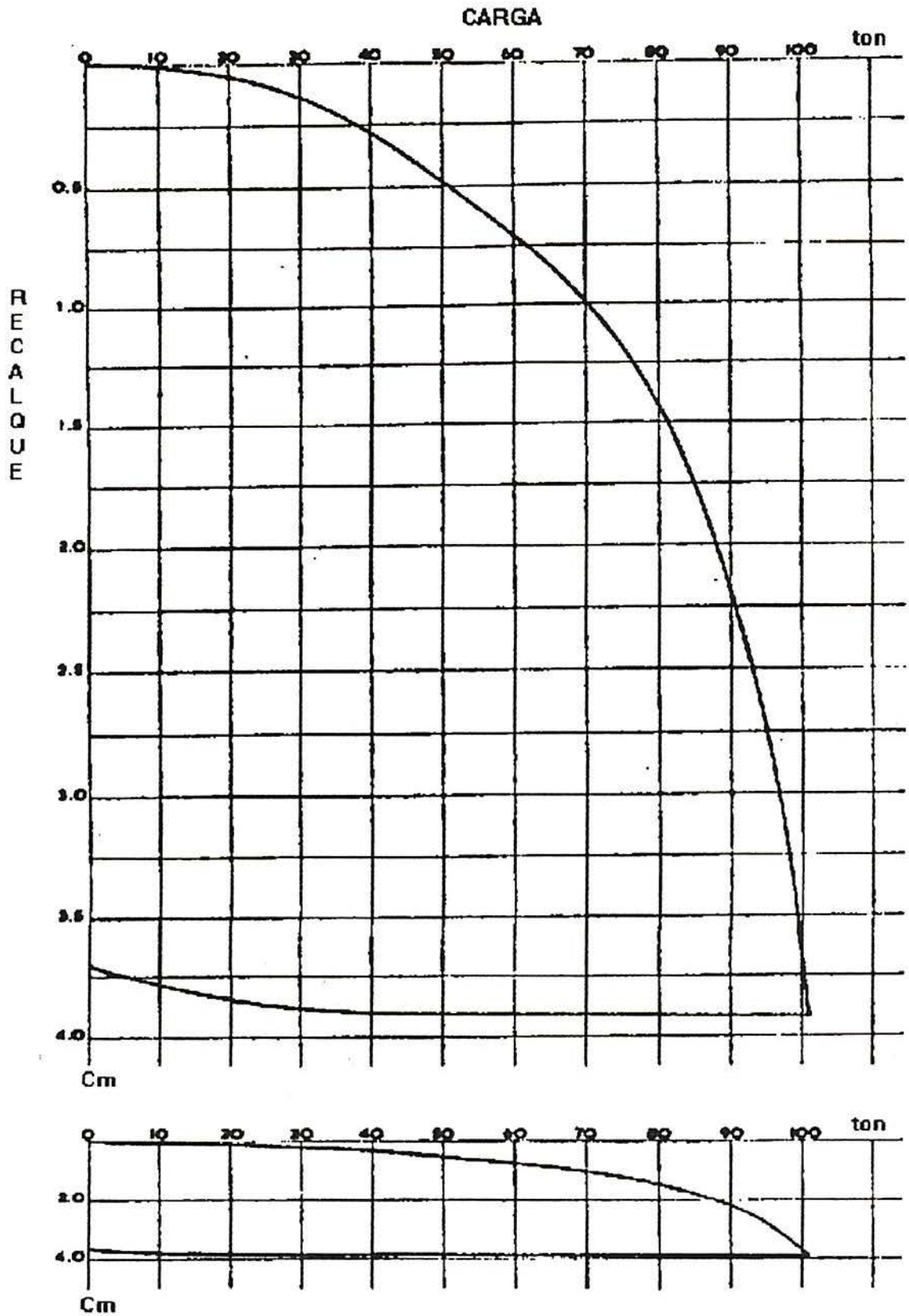


FIGURA 2.2 - Curva carga x recalque de uma estaca em escalas distintas, VAN DER VEEN (1953)

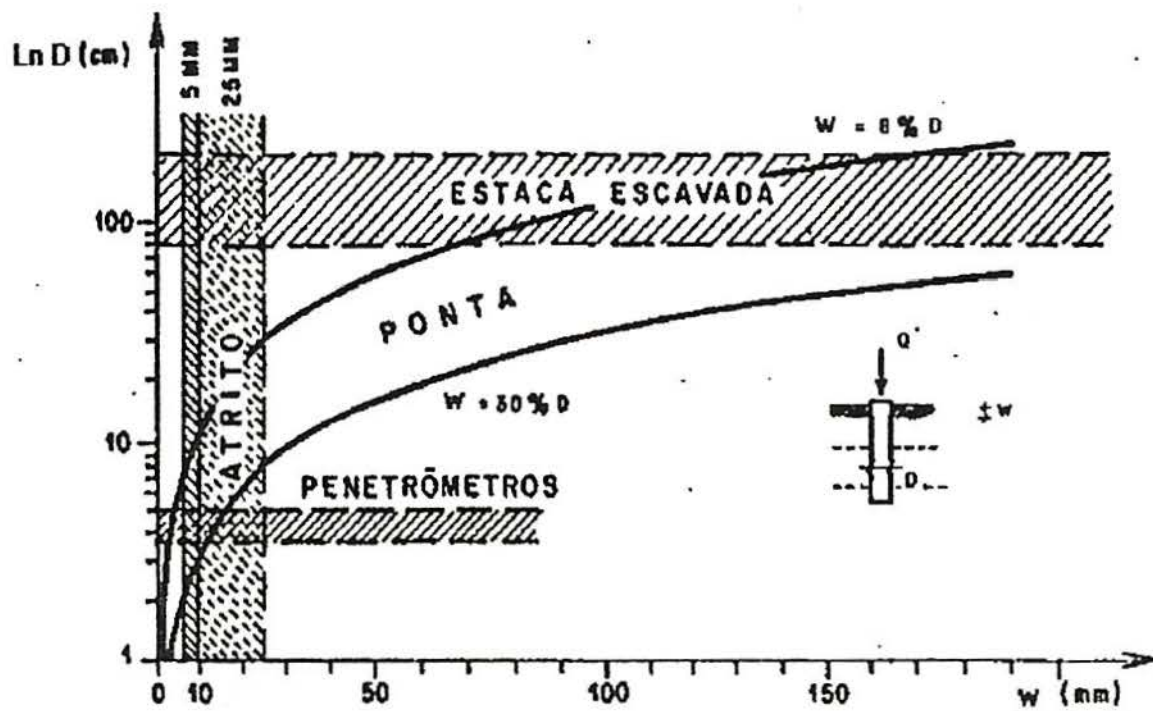


FIGURA 2.3 - Mobilização da resistência lateral e de ponta em estacas, AOKI (1985)

3. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO DE PROVA

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O campo experimental ocupa uma área de 200 m² e está situado na subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica, no município de Cachoeirinha, no estado do Rio Grande do Sul, de acordo com a FIGURA 3.1.

A presente pesquisa, chamada FASE 2, ampliou a quantidade de estacas-modelo e de sondagens à penetração dinâmica para estudar a variabilidade de resultados.

A localização das estacas, sondagens à percussão e furos de amostragem estão na FIGURA 3.2.

A região do campo de prova é caracterizada, geologicamente, por uma alternância de arenitos médios a finos, siltitos argilosos e arenosos e argilitos, sedimentos terciários da formação Gravataí. Pedologicamente, BRASIL - DEPARTAMENTO NACIONAL DE PESQUISA AGROPECUARIA (1973), é classificado como PVA (Podzólico Vermelho-Amarelo), pertencente à Unidade de Mapeamento Gravataí, constituído por solos bem drenados nos horizontes superficiais (A e B), podzolizados. O horizonte C é formado por solos oriundos de argilito, no local.

Na etapa inicial denominada FASE 1 foram realizadas:

- . duas sondagens à percussão (S₁ e S₂);
- . nove estacas de teste com diâmetro de 0,20 m e comprimentos de 2 m (T₄, T₅, T₆) e 3 m (T₁, T₂, T₃, T₇, T₈, T₉). A estaca T₇ foi executada com solo fofo na

base da fundação de forma a não apresentar resistência de ponta. As estacas foram ensaiadas primeiro à compressão, MEKSRAITIS (1988), e depois à tração, MATOS (1989), com exceção da estaca T₈ que foi testada somente à tração. Os ensaios de compressão foram efetuados pelo método recomendado pela NBR 6121/1986 (SML - Carregamento Lento), apenas no ensaio da estaca T₂ houve uma alteração que consistia em descarregar totalmente a estaca no final de cada estágio de carregamento após a estabilização dos recalques, este procedimento foi denominado de Carga e Descarga, MEKSRAITIS (1988);

. perfurações para coleta de amostras.

Os resultados dos ensaios de identificação e resistência citados por RAMIRES e MILITITSKY (1991) estão na TABELA 3.1.

TABELA 3.1 - Resultados dos ensaios de laboratório,
MEKSRAITIS (1988) e MATOS (1989)

(a)

PROFUNDIDADE (m)	γ' (kN/m ³)	ω (%)	e	S (%)	σ'_{vm} (kN/m ²)	OCR
0,5 - 1,0	17,4	22,7	1,02	60,8	75- 85	4,3
1,5 - 2,0	-	-	-	-	180-200	5,0
2,0 - 2,5	18,3	23,8	0,83	76,1	150-170	3,3
3,0 - 3,5	20,7	20,5	0,54	85,3	-	-

(b)

FURTO	PROFUND. (m)	LL (%)	IP (%)	FRAÇÕES ABNT (%)							CLASSIF. SUCS	
				19 4,75 2 0,425 0,075 0,002		SILTE	ARGILA	PEDREG.		AREIA		
				M	F			G	M	F		
1	0,5	21	8	0	0	0	5	50	30	15	SC	
	1,0	30	14	0	0	0	6	38	32	24	CL	
	2,0	35	15	0	0	0	4	38	28	30	CL	
	3,0	38	16	0	0	0	5	45	28	22	CL	
	3,2	35	16	0	0	0	5	40	30	25	CL	
	3,7	35	12	0	0	0	6	44	30	20	CL	
2	0,5	17	4	0	0	0	6	54	28	12	SC-SM	
	1,0	32	15	0	0	0	5	47	24	24	CL	
	1,5	38	19	0	0	0	4	42	28	26	CL	
	2,0	25	13	0	0	0	6	41	30	23	CL	

(c)

PROFUNDIDADE (m)	CISALHAMENTO DIRETO				COMPRESSÃO TRIAXIAL			
	PICO		GRANDE DEFORMAÇÃO		TOTAL		EFETIVO	
	c kN/m ²	∅ (°)	c kN/m ²	∅ (°)	c kN/m ²	∅ (°)	c kN/m ²	∅ (°)
0,5 - 1,0	20,0	22,6	10,5	30,2	8,8	23,3	6,9	38,7
2,0 - 2,5	25,0	23,7	19,0	26,6	18,6	18,0	9,5	36,2
3,0 - 3,5	55,0	38,0	14,0	35,0	-	-	-	-

A TABELA 3.1(c) apresenta os resultados obtidos em amostras com teor de umidade natural para os ensaios de cisalhamento direto e em amostras saturadas para os ensaios de compressão triaxial (tipo CU).

MATOS (1989) destaca que o fato da resistência a grande deformação ultrapassar em alguns ensaios a resistência de pico evidencia a grande heterogeneidade do solo. Esta

heterogeneidade impossibilitou a moldagem de corpos de prova cilíndricos para a caracterização do solo de 3,0 m a 3,5 m de profundidade, através do ensaio de compressão triaxial.

3.2. SONDAGENS À PERCUSSÃO

As FIGURAS 3.3 e 3.4 apresentam os resultados das sondagens da FASE 1 e da FASE 2, respectivamente, mostrando a grande heterogeneidade local do subsolo. Utilizou-se apenas a S_1 , da FASE 1, devido a proximidade com as sondagens executadas na FASE 2.

Para a FASE 2 foram realizadas quatro sondagens de simples reconhecimento segundo as especificações da NBR 6484/1980, sendo identificadas por S_3 , S_4 , S_5 e S_6 . A distância máxima entre estas sondagens foi de 3,0 m e elas atingiram as profundidades de 4,0 m a 4,5 m, sem a presença do lençol freático.

Com os dados das cinco sondagens foi estimada a capacidade de carga a partir dos valores de N_{SPT} mínimo, N_{SPT} médio e N_{SPT} máximo, a serem apresentadas no capítulo cinco. O valor de N_{SPT} mínimo corresponde ao menor valor da envoltória de todos os ensaios. O valor de N_{SPT} médio indica a média aritmética de todos os ensaios. O valor de N_{SPT} máximo corresponde ao maior valor da envoltória de todos os ensaios.

3.3. EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Foram executadas, na FASE 2, sete estacas de teste e cinco de reação. O comprimento das estacas de teste foi de 2,00 m e o diâmetro de 0,20 m (T_{15} , T_{16} , T_{17}) e 0,35 m (T_{18} , T_{19} , T_{20} , T_{21}). As estacas de reação tiveram o comprimento de 3,00 m e diâmetro de 0,46 m. Duas destas estacas farão parte de uma

etapa seguinte, FASE 3, a ser desenvolvida sobre estacas de base alargada.

As estacas foram construídas sem o uso de lama de contenção ou camisa de revestimento. As paredes dos furos apresentaram uma boa estabilidade. Houve um controle constante da verticalidade, profundidade e limpeza em cada fundação.

Realizou-se a escavação das estacas de diâmetro igual a 0,20 m com um trado mecânico helicoidal suspenso por dois operadores. Para as estacas com diâmetros de 0,35 m e 0,46 m foi utilizada uma perfuratriz do tipo rotativa adaptada sobre um caminhão.

Duas das estacas (T_{17} e T_{18}) tiveram um comprimento adicional escavado de 0,30 m. Para reduzir ou eliminar a resistência de ponta utilizou-se na estaca T_{17} flocos de isopor soltos e na T_{18} foi lançado isopor em pedaços de forma compacta num invólucro plástico. Nas duas estacas teve-se o cuidado de preencher a profundidade que ficou excedente.

Imediatamente após cada perfuração, que demorou em média meia hora, realizou-se a concretagem com o uso de concreto usinado. No início com uma camada em torno de 0,15 m, sobre a qual foi colocada a armadura para prosseguir a concretagem. O lançamento foi feito através de um funil para evitar o contato do concreto com o solo das paredes da escavação. O funil possuía uma altura igual a 0,78 m sendo a base superior de 0,40 m e a inferior, 0,10 m. O concreto foi adensado manualmente por meio de um soquete de madeira.

A concretagem parou no nível do terreno. As barras da armadura ficaram cerca de 0,50 m acima do topo da estaca ultrapassando o bloco de coroamento. As características técnicas do concreto utilizado estão na TABELA 3.2.

TABELA 3.2 - Especificações técnicas do concreto

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS	DIAMETRO DAS ESTACAS (m)			BLOCOS DE COROAMENTO
	0,20	0,35	0,46	
Cimento Portland Comum	CP 32	CP 32	CP 32	CP 32
f_{ck} (MPa)	11	11	11	18
Diâmetro Máx. Agregado(mm)	19	19	19	19
Umidade Areia (%)	6	6	6	7
Abatimento (mm)	140	140	140	140
Módulo de deformação*(MPa)	25132	25132	25132	30602

Nota: * Módulo de deformação longitudinal à compressão segundo NBR 6118/1978.

A armadura das estacas é constituída por quatro barras de aço CA 50A com diâmetro de 12 mm, estribos circulares de aço CA 60 com 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 0,15 m. Para os testes de compressão foi desnecessário o uso de armadura, mas imprescindível para futuros ensaios de tração.

Após a cura do concreto foi escavado 0,20 m a partir do nível da cabeça da estaca sendo 0,10 m preenchido com areia. A seguir, colocou-se as formas do bloco de coroamento sobre a base de areia de modo que o topo da fundação entrasse 0,10 m no bloco. Em seguida foi posicionada a armadura do bloco e executada a concretagem.

Os blocos de coroamento foram necessários para aplicação das cargas e apoio dos defletômetros. As dimensões foram de 0,40 m x 0,40 m em planta e altura de 0,30 m. As armaduras dos blocos foram do tipo gaiola, para as barras verticais usou-se aço CA 50A com diâmetro de 8 mm e para as horizontais, 5mm.

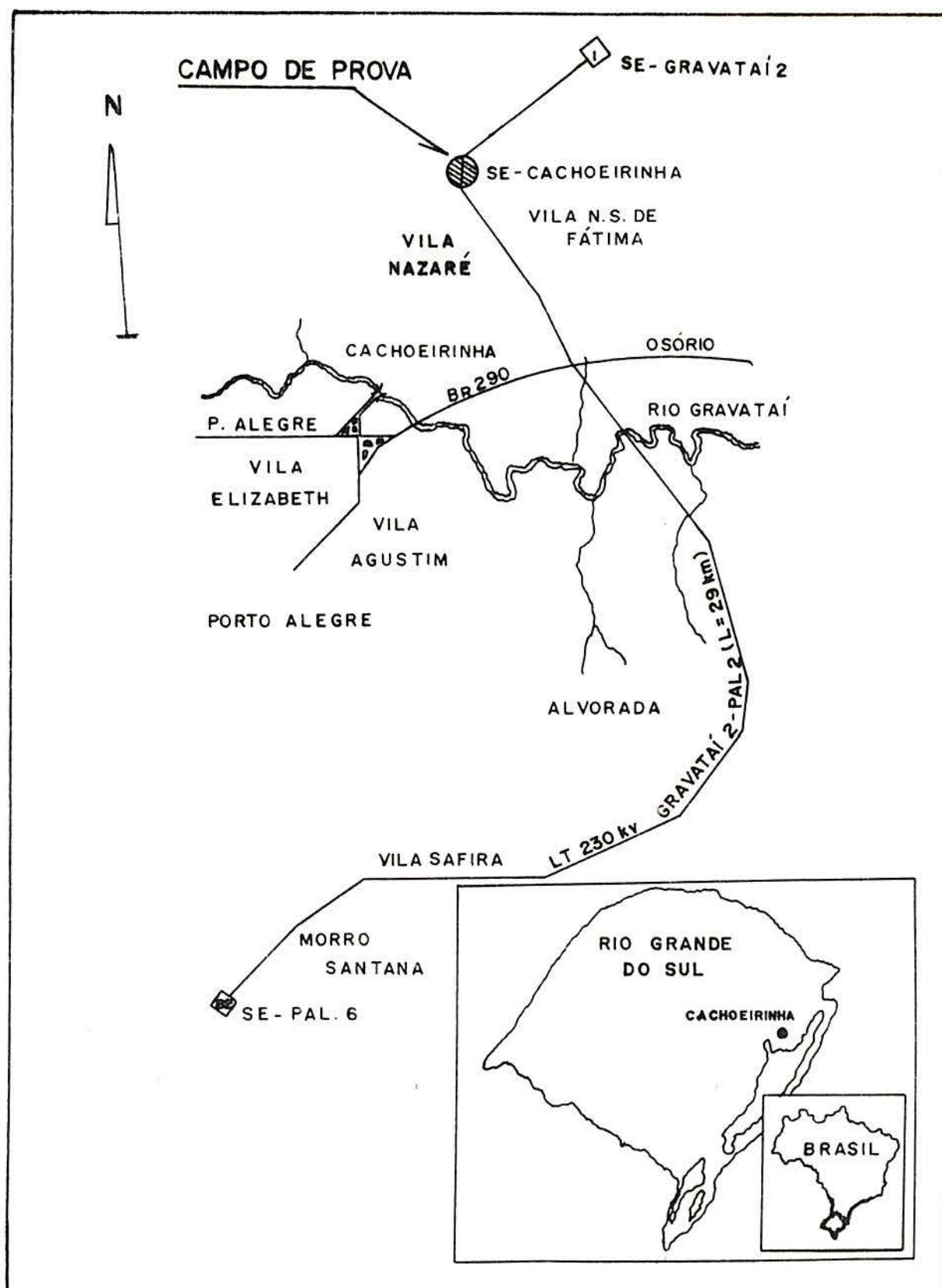
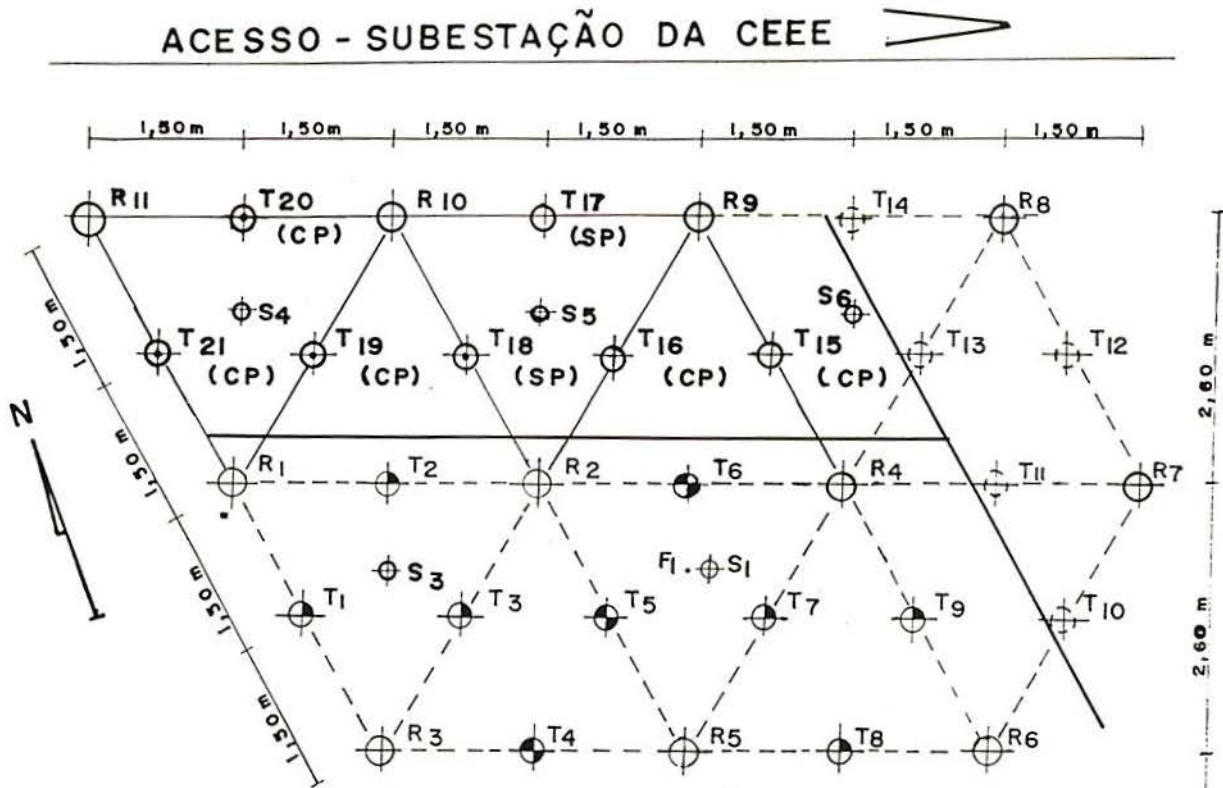


FIGURA 3.1 - Localização do campo de prova

**LEGENDAS** **R_i - ESTACA DE REAÇÃO****FASE 1:**

R_i - (D=0,46m; L= 3,00m)

FASE 2:

R_i - (D=0,46m; L= 3,00m)

 T_i - ESTACA DE TESTE**FASE 1:**

T_i - (D=0,20m; L= 2,00m)

T_i - (D=0,20m; L= 3,00m)

S_i - POSIÇÃO DA SONDAGEM

• F_i - POSIÇÃO DOS FUROS EXECUTADOS COM TRADO MANUAL

• - POSIÇÃO DO BLOCO DE AMOSTRA INDEFORMADA

FASE 2:

T_i - (D=0,20m; L= 2,00m)

T_i - (D=0,35m; L= 2,00m)

S_i - POSIÇÃO DA SONDAGEM

FASE 3:

T_i - ESTACA DE TESTE A CONSTRUIR COM BASE ALARGADA

CONVENÇÕES

D - DIÂMETRO

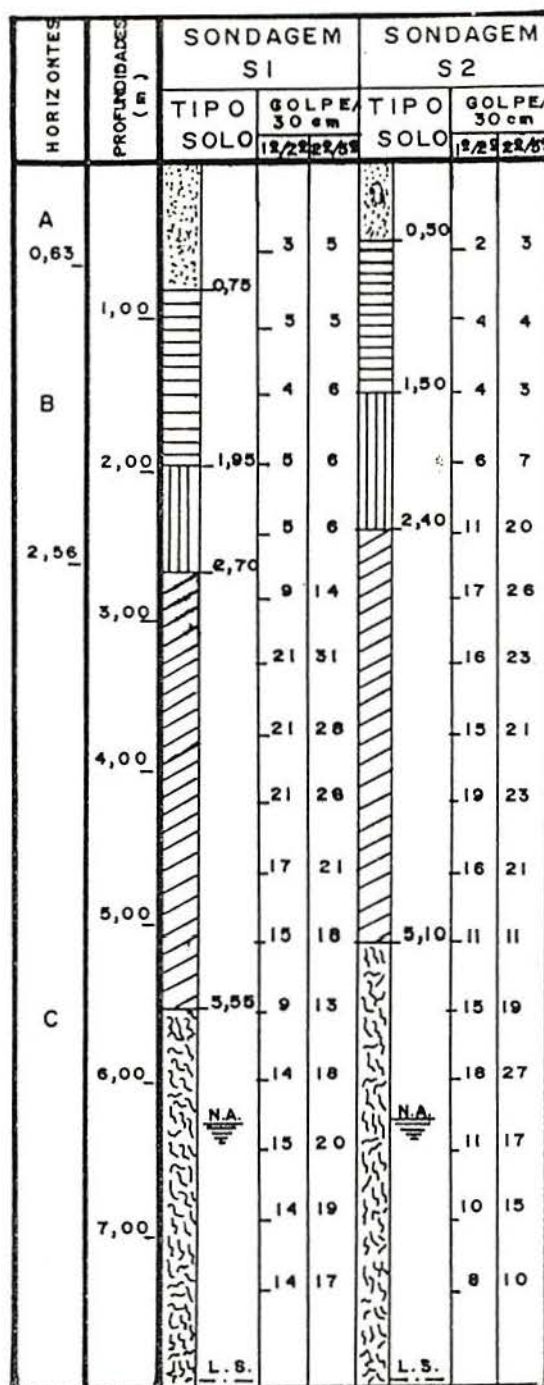
L - COMPRIMENTO

CP - COM PONTA

SP - SEM PONTA






 $S_2 \oplus \cdot F_2$

FIGURA 3.2 - Localização das estacas, sondagens e furos de amostragem



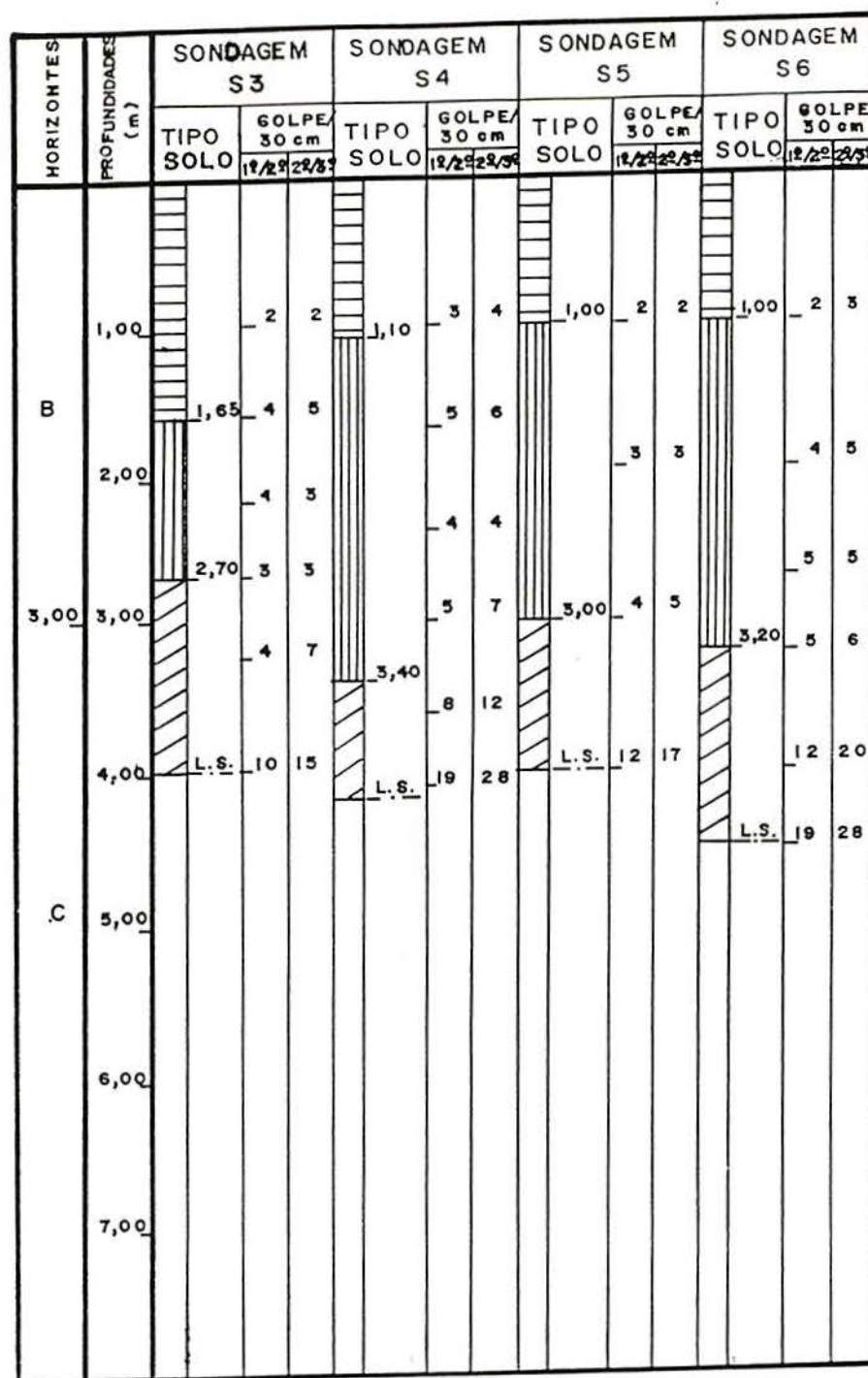
— L.S. — = LIMITE DE SONDAGEM

≡ N.A. = NÍVEL DE ÁGUA




-  AREIA SILTO-ARGILOSA MARROM, COM RAÍZES
-  ARGILA SILTO-ARENOSA MARRON AVERMELHADA
-  ARGILA SILTO-ARENOSA VERMELHA
-  ARGILA SILTO-ARENOSA, VERMELHA COM INCLUSÕES CINZENTA E AMARELA
-  ARGILA SILTO-ARENOSA, CINZENTA COM INCLUSÕES AMARELA E VERMELHA

NOTA: Profundidades medidas a partir do nível do terreno.

FIGURA 3.3 - Resultados das sondagens SPT da FASE 1



— L.S. — = LIMITE DA SONDAGEM

-  ARGILA SILTO-ARENOSA NARROM AVERMELHADA
-  ARGILA SILTO-ARENOSA VERMELHA
-  ARGILA SILTO-ARENOSA, VERMELHA COM INCLUSÕES CINZENTA E AMARELA

NOTA: Profundidades medidas a partir do nível do terreno.

FIGURA 3.4 - Resultados das sondagens SPT da FASE 2

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

O sistema utilizado para a aplicação das cargas de compressão consistiu de duas estacas de reação, situadas uma de cada lado da estaca-modelo, no mesmo alinhamento, uma viga metálica de reação formada por dois perfis I com 254 mm de altura e perfis U colocados transversalmente para suportar a viga e fixados no prolongamento da armadura das estacas de reação. Teve-se o cuidado de garantir a horizontalidade da viga de reação e para que o ponto médio desta viga coincidisse com o eixo longitudinal da estaca a ser ensaiada.

Acima do bloco de coroamento foram colocados apoios de madeira, após o macaco hidráulico e sobre este a célula de carga. A carga foi aplicada na estaca-modelo através do macaco e transmitida por reação à viga e estacas de reação. A carga foi medida pela célula de carga elétrica que fornecia a leitura da carga conforme uma prévia calibração.

Para a medição dos deslocamentos do topo da estaca foram usados dois defletômetros com precisão de 10^{-3} mm, colocados diagonalmente na face superior do bloco de coroamento e fixados numa viga de referência de madeira através de suportes. A viga de referência com 3,80 m de comprimento foi instalada transversalmente à viga de reação, distanciada lateralmente cerca de 0,50 m da estaca de teste, apoiada nas extremidades a uma distância de 1,90 m, para evitar que os deslocamentos devido ao movimento do solo em torno das estacas comprimidas afetassem as leituras.

4.2. METODOLOGIA DO ENSAIO

Antes de começar cada prova de carga foi executada uma escavação em torno do bloco de coroamento para evitar o contato entre o bloco e o solo.

Os ensaios de compressão seguiram, basicamente, as recomendações preconizadas na NBR 6121/1986. A metodologia convencional é a prova de carga de carregamento lento.

Para a primeira estaca a ser ensaiada, a T₁₅, foi adotado o método convencional ficando condicionado aos resultados a continuidade deste procedimento inicial. Os incrementos de carga foram de 20% do valor do atrito lateral obtido nas provas de cargas realizadas durante a FASE 1 em estacas com dimensões iguais a T₁₅.

Após o primeiro ensaio decidiu-se manter o tipo de procedimento e ajustar os incrementos de carga para as duas estacas seguintes em 42% e 25%, respectivamente, por razões operacionais.

As estacas com diâmetro maior tiveram um acréscimo de atrito lateral projetado em 50%. Na estaca T₁₈ usou-se incrementos de 20% deste atrito e nas demais estacas os estágios foram de 28%.

Em duas estacas, T₁₅ e T₁₈, os ensaios foram interrompidos devido a períodos de chuva, sendo necessário recomeçar para a determinação da curva carga x recalque.

Cada prova de carga foi limitada a uma duração máxima de 10 horas devido aos recursos operacionais disponíveis. Nos estágios iniciais de carregamento a ocorrência de estabilização de deslocamentos foi rápida, sendo suficiente o intervalo de 30 minutos entre aplicação de incrementos sucessivos. Alguns estágios de maior carga apresentaram problemas de estabilização dos deslocamentos optando-se por fixar um limite máximo de 2 horas em cada estágio, a fim de realizar o ensaio completo em um dia de trabalho.

As estacas foram ensaiadas até a ruptura. Para a determinação da carga de ruptura foram utilizados os critérios definidos pela NBR 6122/1986, pela Prática Inglesa e pelo LCPC, descritos no capítulo dois.

No dia seguinte ao teste, cada estaca foi submetida a um reteste. A finalidade de ensaiar novamente uma estaca rompida consiste em identificar possíveis alterações na curva carga x recalque. Apenas na estaca T₁₅ não houve reteste. O primeiro estágio do reteste foi de 50% da carga máxima atingida no ensaio, o segundo estágio foi a própria carga máxima e após seguiu-se com o mesmo intervalo de incrementos de carga aplicados no teste.

4.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

As curvas carga x recalque das estacas ensaiadas na FASE 2 são apresentadas nas FIGURAS 4.1 a 4.7. Realizaram-se treze provas de carga das quais seis foram retestes. Os retestes estão plotados, em linhas tracejadas, junto com os resultados dos respectivos ensaios.

Os recalques indicados nos gráficos representam a média aritmética dos deslocamentos registrados pelos dois defletômetros instalados diagonalmente sobre o bloco de coroamento da estaca ensaiada. As curvas carga x recalque das estacas T₁₅, T₁₈ e T₁₉ foram ajustadas por regressão linear no segundo segmento retilíneo.

A TABELA 4.1 apresenta os valores de carga obtidos das curvas dos ensaios de compressão para diferentes definições de ruptura. As componentes de resistência das estacas foram determinadas da seguinte forma: a resistência lateral é obtida pela concorrência do prolongamento de dois trechos retilíneos; a resistência de ponta corresponde a parcela complementar da resistência total. Este procedimento foi utilizado, em detrimento de outros possíveis métodos, pela simplicidade e unicidade dos resultados, PERES e MILITITSKY (1990).

TABELA 4.1 - Resistências totais, parciais e unitárias
segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _T (kN)		Q _L (kN)	q _L kN/m ²	Q _P (kN)		q _P (kN/m ²)	
			NBR 6122	10%D			NBR 6122	10%D	NBR 6122	10% D
T ₁₅	2,0	0,20	25,0	28,4	23,6	18,78	1,4	4,8	44,56	152,79
T ₁₆			18,3	20,3	17,3	13,77	1,0	3,0	31,83	95,49
T ₁₇			18,0	18,8	17,7	14,09	0,3	1,1	9,55	35,01
T ₁₈	2,0	0,35	37,9	45,0	35,7	16,23	2,2	9,3	22,87	96,66
T ₁₉			30,6	38,7	26,9	12,23	3,7	11,8	38,46	122,65
T ₂₀			29,6	34,3	27,1	12,32	2,5	7,2	25,98	74,84
T ₂₁			30,3	34,0	28,2	12,82	2,1	5,8	21,83	60,28

4.4. REINTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS ANTERIORES

Os resultados experimentais obtidos na FASE 1, MEKSRAITIS (1988), foram reinterpretados nesta pesquisa.

Os procedimentos adotados para a determinação da ruptura e das parcelas da resistência foram os mesmos descritos no item 4.3 e são mostrados na TABELA 4.2.

TABELA 4.2 - Resistências totais, parciais e unitárias
segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa
- reinterpretação dos resultados anteriores

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _T (kN)		Q _L (kN)	q _L kN/m ²	Q _P (kN)		q _P (kN/m ²)	
			NBR 6122	10%D			NBR 6122	10%D	NBR 6122	10% D
T ₁	3,0	0,20	45,5	67,5	34,3	18,20	11,2	33,2	356,51	1056,80
T ₃			47,2	65,6	37,8	20,05	9,4	27,8	299,21	884,90
T ₆			40,3	58,2	31,2	16,55	9,1	27,0	289,66	859,44
T ₉			37,6	59,8	26,4	14,01	11,2	33,4	356,51	1063,20
T ₇			36,6	44,2	32,8	17,40	3,8	11,4	120,96	362,87
T ₂			34,2	50,8	25,9	13,74	8,3	24,9	264,20	792,59
T ₄	2,0	0,20	13,0	17,1	11,0	8,75	2,0	6,1	63,66	194,17
T ₅			13,7	18,0	11,5	9,15	2,2	6,5	70,03	206,90

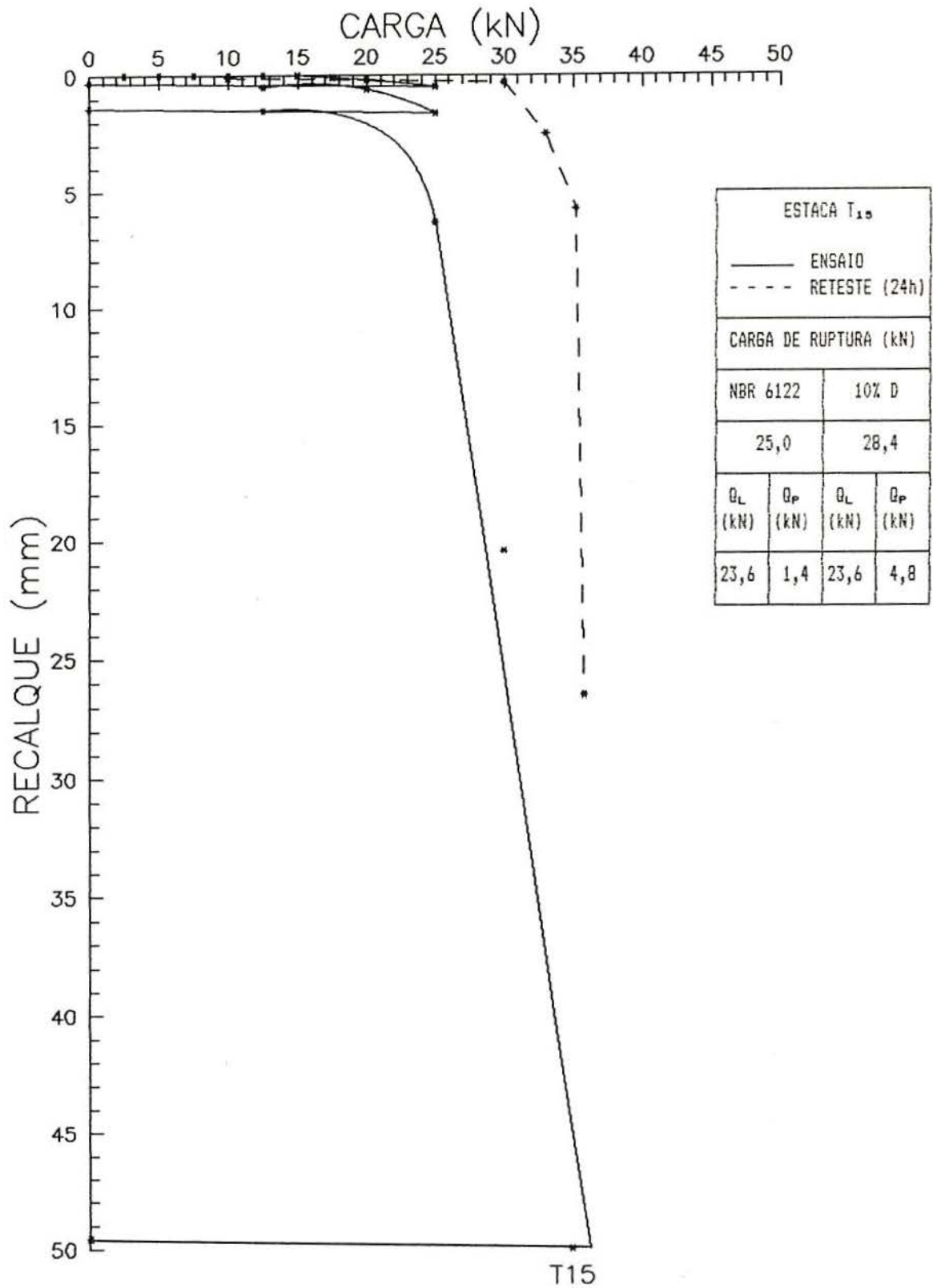


FIGURA 4.1 - Curva carga x recalque da estaca T₁₅

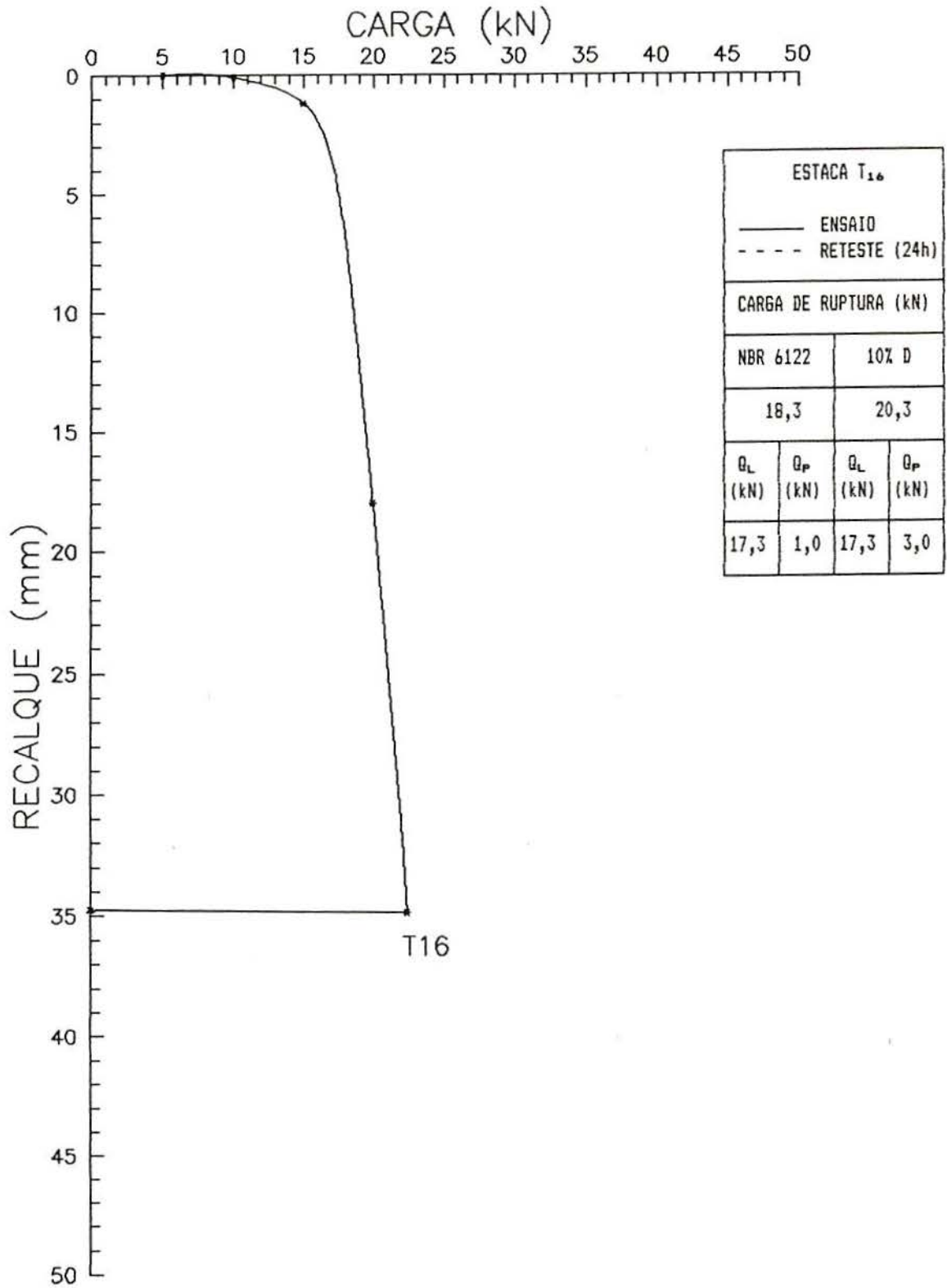


FIGURA 4.2 - Curva carga x recalque da estaca T16

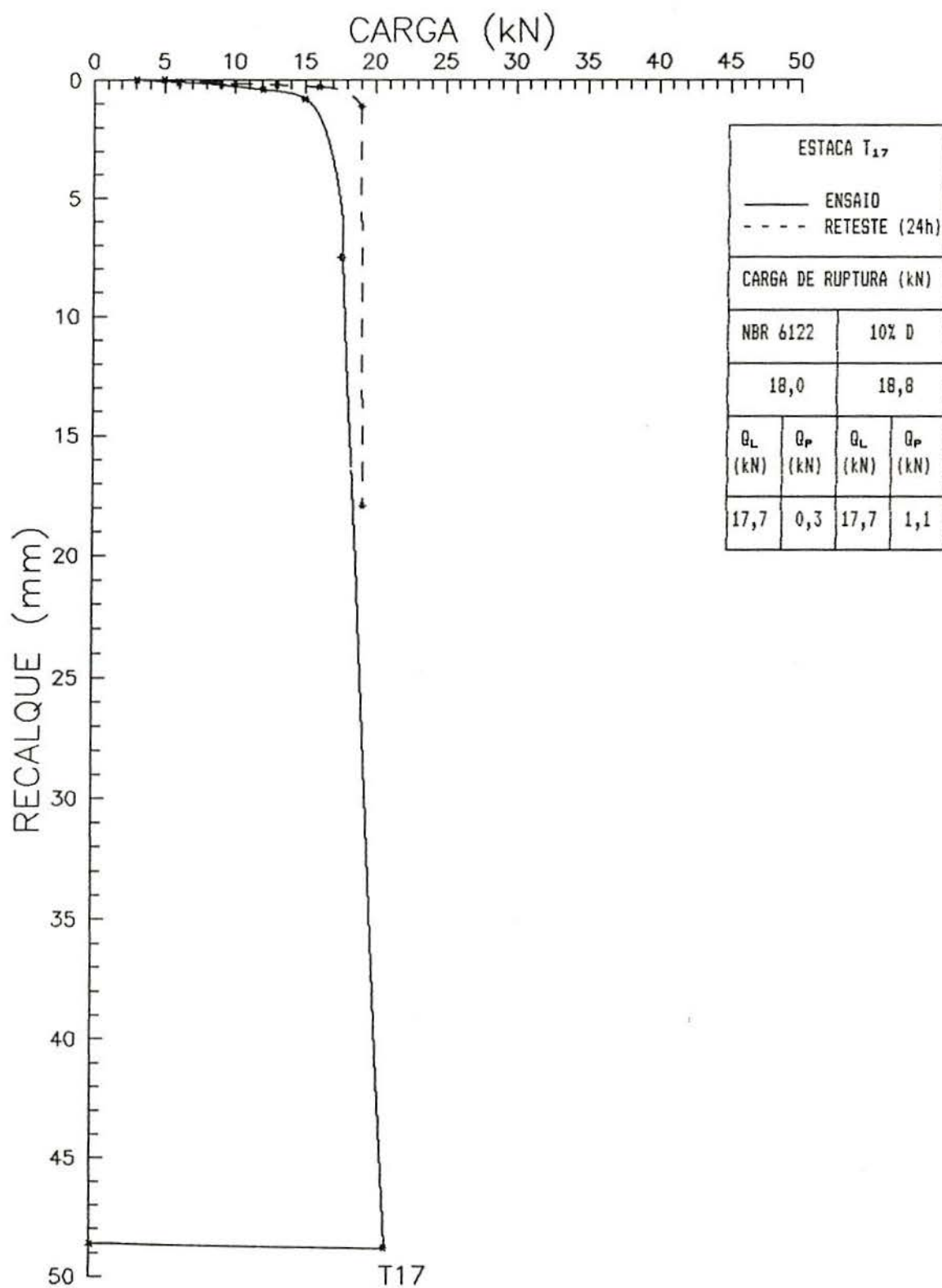


FIGURA 4.3 - Curva carga x recalque da estaca T₁₇

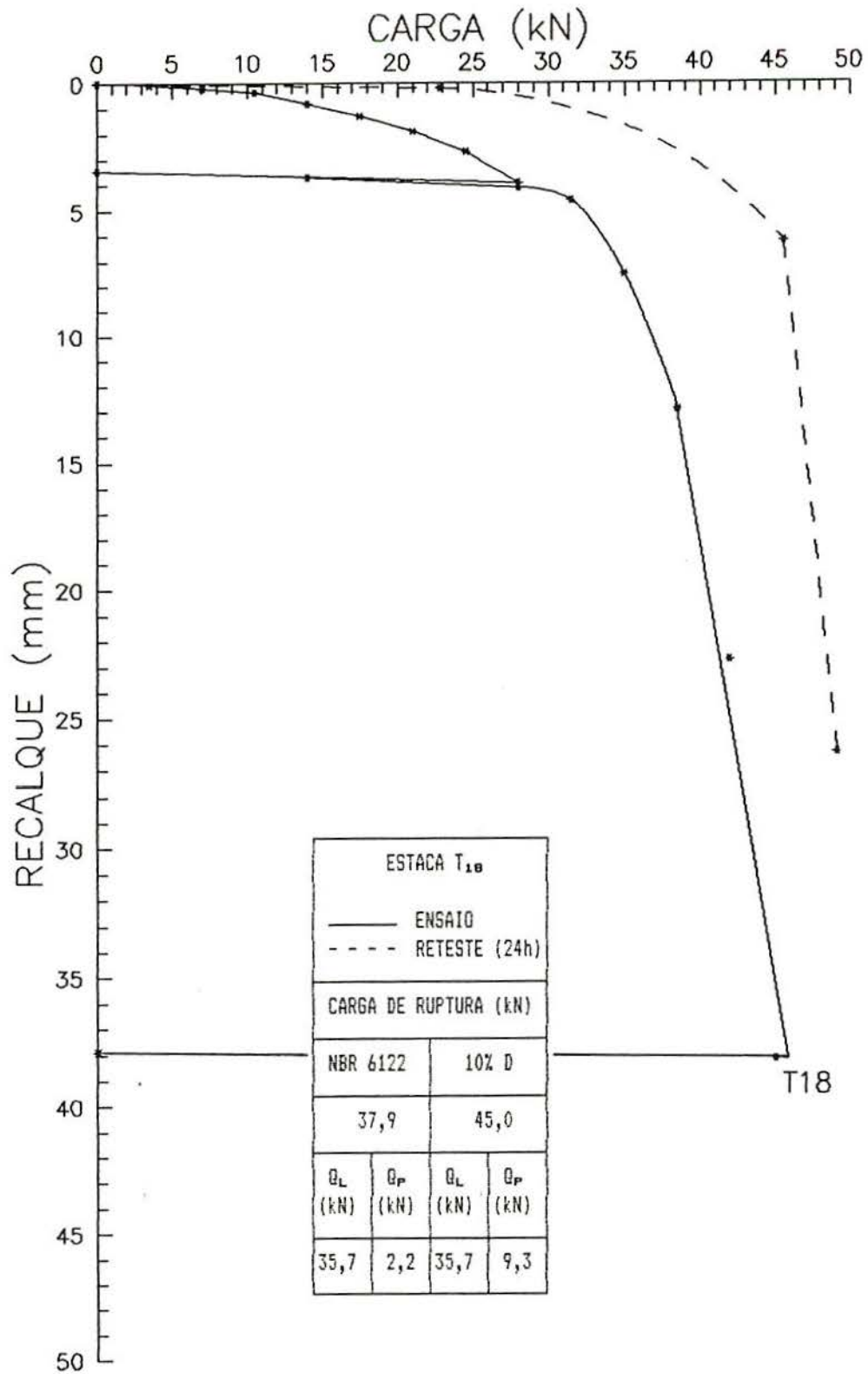


FIGURA 4.4 - Curva carga x recalque da estaca T₁₈

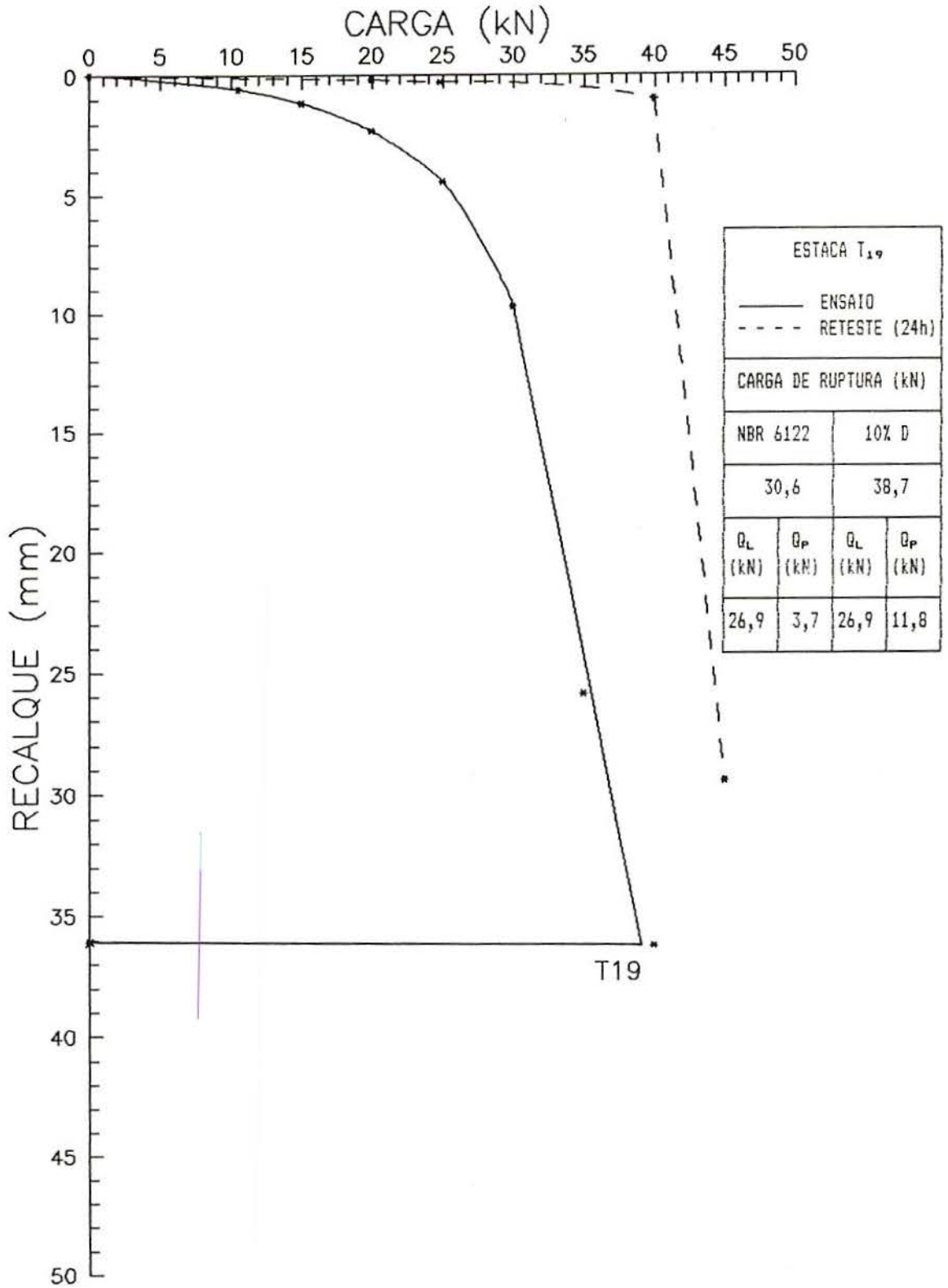


FIGURA 4.5 - Curva carga x recalque da estaca T₁₉

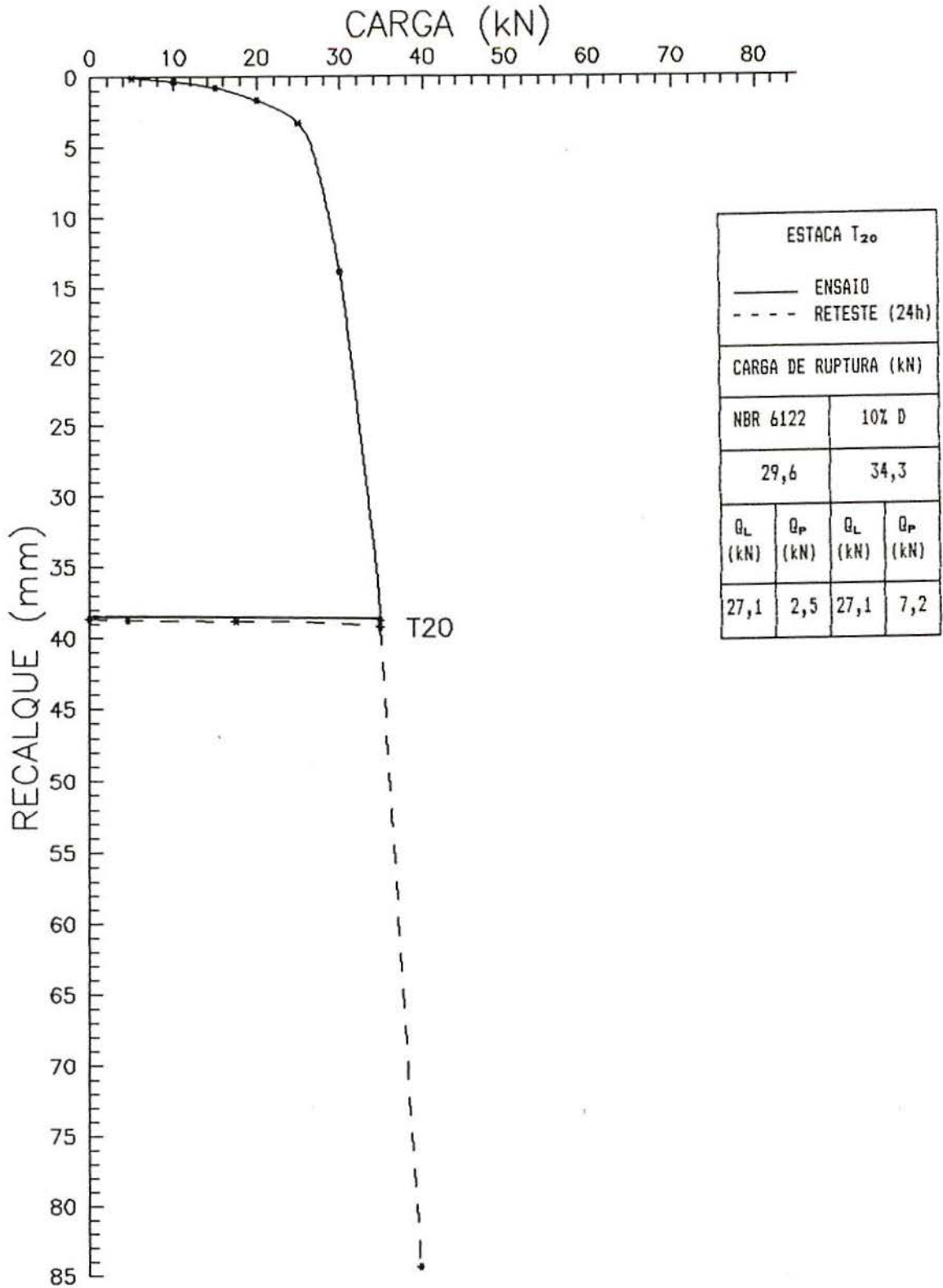


FIGURA 4.6 - Curva carga x recalque da estaca T₂₀

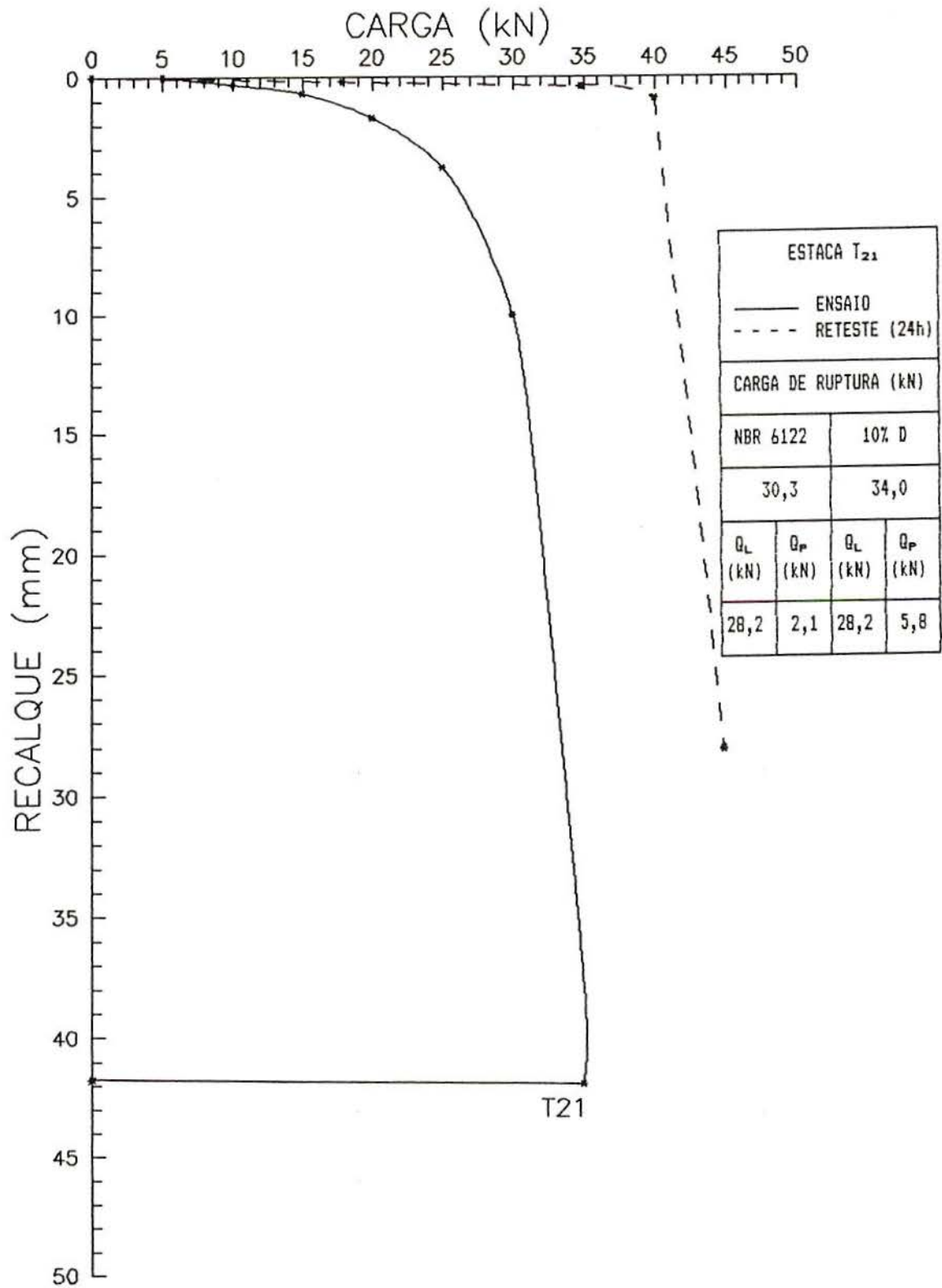


FIGURA 4.7 - Curva carga x recalque da estaca T₂₁

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo compreende a análise dos dados experimentais das estacas escavadas T₁₅ a T₂₁ (FASE 2) e a análise dos resultados reinterpretados das estacas escavadas T₁ a T₅ e T₇ a T₉ ensaiadas no mesmo campo experimental (FASE 1).

5.1. COMPORTAMENTO DAS CURVAS DE COMPRESSÃO

Como não foi possível instrumentar as estacas para a identificação experimental das parcelas de resistência lateral e de ponta, houve a necessidade de estabelecer critério objetivo para definição destas parcelas de resistência, a partir das curvas carga x recalque. O critério utilizado é descrito a seguir.

Os resultados de todos os ensaios podem ser descritos como curvas compostas por dois segmentos retilíneos ligados por uma curva de transição.

As cargas aplicadas no primeiro segmento retilíneo são de pouca magnitude e causam pequenos recalques, onde se conclui que provavelmente a carga é transferida ao solo pela área lateral da estaca. A mobilização da resistência lateral apresentou recalques sempre inferiores a 3 mm. A resistência lateral média foi determinada a partir dos valores encontrados nas estacas com as mesmas características geométricas, sem interessar a existência ou não da ponta.

O segundo segmento retilíneo registra a mobilização da resistência de ponta, mostra que para cargas maiores há um crescimento dos recalques praticamente linear até grandes

deslocamentos. No ensaio, estes deslocamentos correspondem a mais de um décimo do diâmetro das estacas.

Comparando as curvas carga x recalque das estacas com ponta e sem ponta observa-se que os incrementos de carga iniciais não causam recalques significativamente diferentes. É razoável supor que a ponta da estaca ainda não está solicitada neste nível de carga e que a carga é resistida somente pelo atrito lateral. A partir de uma determinada carga, incrementos de carga iguais nas estacas provocam recalques maiores nas estacas ditas sem ponta, indicando a redução na parcela de resistência mobilizada pela extremidade destas estacas.

As estacas foram ensaiadas até a ruptura. A descarga apresentou deslocamentos permanentes não reversíveis.

O recarregamento mostrou um comportamento linear sem ocorrer recalques significativos até atingir a carga máxima anterior. Para carregamentos superiores à carga máxima atingida no ciclo anterior, os recalques seguiram o comportamento das estacas ensaiadas sem descarregamento. Nenhum reteste mostrou perda de resistência.

O comportamento da curva carga x recalque obtida no teste, e comprovada no reteste, indica uma típica ruptura por puncionamento no solo da ponta da estaca.

O valor da carga de ruptura e da resistência de ponta obtidas segundo a Prática Inglesa foram superiores aos valores determinados pela Norma Brasileira, já que adota recalques limite maiores do que a norma admite. Para a resistência lateral obteve-se o mesmo valor, independente do critério adotado. Os valores das resistências estão reunidos nas TABELAS 4.1 e 4.2.

5.1.1. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS DA FASE 2

A FASE 2 relaciona as estacas com diâmetros diferentes. A observação das curvas carga x recalque das

FIGURAS 4.1 a 4.7 e dos resultados apresentados na TABELA 4.1 permitem as conclusões que seguem.

A carga de ruptura das estacas com ponta e diâmetro de 0,20 m pelo critério da Prática Inglesa foi de 10,9% a 13,6% superior ao da Norma Brasileira. Para as estacas com ponta e diâmetro de 0,35 m esta variação foi de 12,2% a 26,5%. As estacas ditas sem ponta apresentaram um acréscimo de 4,4% e 18,7% para diâmetros de 0,20 m e 0,35 m, respectivamente.

Segundo a NBR 6122/1986 a variação máxima da carga de ruptura média das estacas com ponta e diâmetros de 0,20 m e 0,35 m foi, respectivamente, de 15,5% e 1,9%. Houve uma relação de 36,6% entre o valor máximo e mínimo para as estacas com diâmetro de 0,20 m, para as demais foi de 3,4%.

O valor médio da carga de ruptura, estabelecida pela Prática Inglesa, apresentou uma variação máxima de 16,6% para as estacas com ponta e diâmetro igual a 0,20 m e de 8,5% para as estacas com ponta e diâmetro de 0,35 m. A variação do valor máximo em relação ao mínimo foi de 39,9% e de 13,8%, respectivamente.

A resistência lateral média nas estacas com diâmetro de 0,20 m apresentou uma variação máxima de 20,8% e entre o valor máximo e o mínimo teve uma variação de 36,4%. Para as estacas com diâmetro de 0,35 m a variação máxima foi de 21,1% sendo a relação entre as valores extremos de 32,7%.

O acréscimo de 75% no diâmetro das estacas provocou um aumento na resistência lateral de 55,5% nos valores mínimos e de 51,3% nos valores máximos.

A resistência de ponta mobilizada pelo critério da Prática Inglesa foi de 200% a 242,9% superior que a determinada pela NBR 6122/1986 para as estacas com diâmetro de 0,20 m. Nas estacas com diâmetro de 0,35 m esta relação foi de 176,2% a 218,9%. As estacas sem ponta registaram um aumento de 266,7% e 322,7% para diâmetros de 0,20 m e 0,35 m, respectivamente.

A variação máxima da resistência de ponta média das estacas com ponta e diâmetro igual a 0,20 m foi 16,7% segundo a

Norma Brasileira. O valor máximo variou 40% em relação ao mínimo. Para as estacas com ponta e diâmetro de 0,35 m teve uma variação máxima de 33,6%. O valor máximo em relação ao mínimo foi 76,2%.

Conforme a Prática Inglesa, a variação máxima da resistência de ponta média das estacas com ponta e diâmetro de 0,20 m foi 23,1%. Variou 60% entre os valores extremos. As estacas com ponta e diâmetro de 0,35 m apresentaram uma variação máxima de 42,7% e uma relação de 103,4% entre o valor máximo e o mínimo.

As FIGURAS 4.3 e 4.4 mostram o desempenho das estacas T₁₇ e T₁₈ construídas de modo diferenciado das demais, com isopor na base. A curva carga x recalque da estaca T₁₇ indica uma resistência de ponta bastante reduzida. No entanto a curva da T₁₈ apresenta uma falsa resistência de ponta possivelmente devido a forma construtiva adotada para minimizar esta resistência.

5.1.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE TODOS OS RESULTADOS

A FASE 2 em conjunto com a FASE 1 totalizam quinze estacas com diâmetros e comprimentos variados. Os resultados das TABELAS 4.1 e 4.2 permitem determinar as resistências médias para os diversos grupos de estacas reunidas segundo as mesmas características geométricas.

Comparando as estacas de dimensões iguais ensaiadas em diferentes fases (T₄, T₅ e T₁₅, T₁₆) observa-se que as estacas da FASE 1 apresentaram: resistências totais inferiores 38,3% pela Norma Brasileira e 27,9% pela Prática Inglesa; resistência lateral inferior 42,4% e resistências de ponta superiores 75% pela Norma Brasileira e 61,5% pela Prática Inglesa.

O acréscimo de 75% no diâmetro das estacas resultou num aumento das resistências de ponta de 24,2% pela Norma Brasileira e de 23,8% pela Prática Inglesa.

5.2. ANÁLISE PARA OBTENÇÃO DAS RESISTÊNCIAS MÉDIAS REPRESENTATIVAS

5.2.1. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS DA FASE 2

As FIGURAS 5.1 e 5.2 reúnem as curvas carga x recalque das estacas ensaiadas com as mesmas características geométricas.

Na FIGURA 5.1 estão as curvas das estacas com diâmetro igual a 0,20 m e comprimento de 2,0 m. Observa-se que a curva da estaca T₁₅ difere das demais. Na curva da estaca T₁₇ o segundo segmento retilíneo possui pouca inclinação, o que comprova a redução do efeito de ponta. A curva da T₁₆ indica resultados considerados representativos para estacas com ponta.

As curvas das estacas com diâmetro de 0,35 m e comprimento de 2,0 m estão na FIGURA 5.2. A estaca T₁₈ mostra resistências maiores quando comparada com as demais, a elevada inclinação do segundo segmento retilíneo indica a existência de um falso efeito de ponta. As curvas das estacas T₁₉, T₂₀ e T₂₁ apresentam desempenhos semelhantes e, portanto, considerados representativos. Cabe salientar os comportamentos praticamente idênticos das estacas T₂₀ e T₂₁.

Na FIGURA 5.3 são comparadas as estacas com diâmetros diferentes e construídas com isopor na base, T₁₇ e T₁₈. Nota-se que apenas a T₁₇ apresentou uma resistência de ponta reduzida.

A TABELA 5.1 apresenta os valores médios das resistências totais e parciais obtidos nas curvas carga x recalque da FASE 2. As resistências das estacas T₁₅ e T₁₈ foram separadas das demais devido às discrepâncias dos resultados. A separação da T₁₇ foi devido ao seu processo construtivo, mas sua parcela lateral contribuiu para obter o valor médio representativo. As parcelas laterais da T₁₅ e T₁₈ em relação aos valores médios representativos foram 34,9% e 30,3% superiores, respectivamente.

TABELA 5.1 - Valores médios das resistências totais e parciais da FASE 2

ESTACA	COMPRIMENTO (m)	DIAMETRO (m)	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)		
			NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D	
T ₁₅	2,0	0,20	25,0	28,4	23,6	1,4	4,8	
T ₁₆			18,3	20,3		17,5	1,0	3,0
T ₁₇			18,0	18,8			0,3	1,1
T ₁₈		0,35	37,9	45,0	35,7	2,2	9,3	
T ₁₉ T ₂₀ T ₂₁			30,2	35,7	27,4	2,8	8,3	

Nota: Os valores grafados em negrito foram considerados representativos para avaliação das resistências previstas.

5.2.2 ANÁLISE DOS DADOS DA FASE 1

Apesar de apresentarem as mesmas dimensões, as estacas T₁₅, T₁₆, T₁₇ (FASE 2) e T₄, T₅ (FASE 1) forneceram resistências

diferenciadas, tornando inviável a unificação dos valores médios representativos totais e parciais. A distância entre estes dois grupos variou de 2,6 m a 5,2 m.

A TABELA 5.2 indica os valores médios das resistências reinterpretadas da FASE 1. A separação da estaca T₂ decorre do procedimento de ensaio diferente das demais. A T₇ foi construída para ter uma redução na resistência de ponta, usando-se apenas a sua resistência lateral para determinar o valor médio representativo.

TABELA 5.2 - Valores médios das resistências totais e parciais reinterpretadas

ESTACA	COMPRIMENTO (m)	DIAMETRO (m)	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)	
			NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D
T ₁ T ₃ T ₈ T ₉	3,0	0,20	42,7	62,8	32,5	10,2	30,4
T ₇			36,6	44,2		3,8	11,4
T ₂	34,2		50,8	25,9	8,3	24,9	
T ₄ T ₅	2,0		13,4	17,6	11,3	2,1	6,3

Nota: Os valores grafados em negrito foram considerados representativos para avaliação das resistências previstas.

5.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIAS PREVISTAS E MEDIDAS

5.3.1. PREVISÕES COM BASE NAS SONDAJENS À PERCUSSÃO

Para os cálculos das previsões da capacidade de carga adotou-se os resultados das sondagens S_1, S_3, S_4, S_5 e S_6 . Os valores do N_{SPT} foram definidos como máximo, médio e mínimo para as camadas iniciais, conforme TABELA 5.3, evidenciando as resistências à penetração dinâmica a cada metro. Os valores máximo e mínimo correspondem, respectivamente, ao maior e ao menor valor da envoltória de todas as sondagens de penetração dinâmica. O valor médio corresponde a média aritmética de todos os ensaios.

TABELA 5.3 - Valores das resistências à penetração dinâmica

PROFUNDIDADE (m)	N_{SPT}		
	MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO
0,0 - 1,2	2	3,2	5
1,2 - 2,9	3	4,5	6
2,9 - 4,3	5	9,0	22

Nota: Para o método DÉCOURT e QUARESMA (1978) o valor mínimo de N_L é 3.

Os métodos de AOKI e VELLOSO (1975) com parâmetros propostos por VELLOSO, AOKI e SALAMONI (1978) juntamente com a proposta de MILITITSKY e ALVES (1985) forneceram as estimativas mais ajustadas seguidos por URBANO ALONSO (1981), FONTOURA, VELLOSO e PEDROSA (1982), LAPROVITERA (1988), DANZIGER (1982). Após vieram P.P.C. VELLOSO (1981), P.P.C. VELLOSO (1981) modificado por MEKSRAITIS (1988), DÉCOURT e QUARESMA (1978) com ajuste de 70% proposto por MILITITSKY (1988), DÉCOURT e QUARESMA (1978) com alterações propostas por DÉCOURT (1982).

5.3.1.1. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS DA FASE 2

As TABELAS 5.4 e 5.5 apresentam as resistências totais e parciais previstas considerando os valores extremos e médio do N para estacas com diâmetros de 0,20 m e 0,35 m, respectivamente.

Para avaliar as resistências previstas foram utilizadas as resistências médias representativas apresentadas na TABELA 5.1.

As razões entre resistências totais e parciais previstas por resistências totais e parciais medidas na FASE 2 estão nas TABELAS 5.6 e 5.7. Na TABELA 5.8 estão as razões médias.

As FIGURAS 5.4 a 5.8 representam graficamente as resistências parciais e totais obtidas para valores médios de N nas TABELAS 5.6 e 5.7.

5.3.1.2. ANÁLISE DOS DADOS DA FASE 1

As resistências totais e parciais previstas para estacas com diâmetro constante (0,20 m) e comprimentos de 2,00 m e 3,00 m estão, respectivamente, nas TABELAS 5.4 e 5.9.

Para analisar as resistências previstas foram utilizadas as resistências médias representativas indicadas na TABELA 5.2.

As TABELAS 5.10 e 5.11 apresentam as razões entre as resistências previstas e as medidas para as estacas da FASE 1. Na TABELA 5.12 estão as razões médias.

As FIGURAS 5.9 a 5.13 comparam graficamente as resistências parciais e totais calculadas para N médio que constam nas TABELAS 5.10 e 5.11.

TABELA 5.4 - Previsão da capacidade de carga para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASES 1 e 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)	Q _L (kN)	Q _F (kN)	
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mínimo médio máximo	12,9 19,6 26,8	4,2 6,5 9,4	8,7 13,1 17,4	
M2		URBANO ALONSO (1981)	mínimo médio máximo	13,6 20,8 28,5	4,4 6,9 10,0	9,2 13,9 18,5	
M3		FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mínimo médio máximo	15,1 22,8 31,3	4,9 7,6 11,0	10,2 15,2 20,3	
M4		DANZIGER (1982)	mínimo médio máximo	17,3 26,3 36,0	5,6 8,7 12,6	11,7 17,6 23,4	
M5		LAPROVITERA (1988)	mínimo médio máximo	16,6 25,4 35,8	10,8 16,8 24,3	5,8 8,6 11,5	
M6		DÉCOURT E QUARESMA	DÉCOURT (1982)	mínimo médio máximo	33,8 41,5 53,0	24,6 27,6 34,5	9,2 13,9 18,5
M7		(1978)	MILITITSKY (1988)	mínimo médio máximo	26,4 33,2 42,7	17,2 19,3 24,2	9,2 13,9 18,5
M8		P.P.C. VELLOSO	ORIGINAL	mínimo médio máximo	18,0 27,8 40,1	9,3 14,5 21,0	8,7 13,3 19,1
M9		(1981)	MEKSRAITIS (1988)	mínimo médio máximo	19,7 30,1 41,8	9,3 14,5 21,0	10,4 15,6 20,8
M10		MILITITSKY E ALVES (1985)		mínimo médio máximo	13,1 20,0 27,9	7,4 11,5 16,6	5,7 8,5 11,3

TABELA 5.5 - Previsão da capacidade de carga para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)	Q _L (kN)	Q _P (kN)
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mínimo médio máximo	34,0 51,3 69,9	7,3 11,3 16,5	26,7 40,0 53,4
M2		URBANO ALONSO (1981)	mínimo médio máximo	36,1 54,5 74,1	7,8 12,0 17,5	28,3 42,5 56,6
M3		FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mínimo médio máximo	39,6 59,9 81,5	8,5 13,2 19,2	31,1 46,7 62,3
M4		DANZIGER (1982)	mínimo médio máximo	45,7 69,0 93,8	9,8 15,2 22,1	35,9 53,8 71,7
M5		LAPROVITERA (1988)	mínimo médio máximo	36,5 55,8 77,9	18,9 29,3 42,6	17,6 26,5 35,3
M6	DECOURT E QUARESMA (1978)	DECOURT (1982)	mínimo médio máximo	71,4 90,8 117,0	43,1 48,3 60,4	28,3 42,5 56,6
M7		MILITITSKY (1988)	mínimo médio máximo	58,5 76,3 98,9	30,2 33,8 42,3	28,3 42,5 56,6
M8	P.P.C. VELLOSO (1981)	ORIGINAL	mínimo médio máximo	- - -	16,4 25,3 36,8	- - -
M9		MEKSRAITIS (1988)	mínimo médio máximo	48,2 73,1 100,5	16,4 25,3 36,8	31,8 47,8 63,7
M10	MILITITSKY E ALVES (1985)		mínimo médio máximo	30,2 46,0 63,7	12,9 20,0 29,1	17,3 26,0 34,6

Nota: Para o método P.P.C. VELLOSO (1981) não foi possível determinar a previsão da capacidade de ponta, porque 8D acima equivale a 2,8 m que ultrapassa a profundidade das estacas (2,0 m).

TABELA 5.6 - Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)	
				NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mín méd máx	0,70 1,07 1,46	0,64 0,97 1,32	0,24 0,37 0,54	8,70 13,10 17,40	2,90 4,37 5,80
M2		URBANO ALONSO (1981)	mín méd máx	0,74 1,14 1,56	0,67 1,02 1,40	0,25 0,39 0,57	9,20 13,90 18,50	3,07 4,63 6,17
M3		FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mín méd máx	0,83 1,25 1,71	0,74 1,12 1,54	0,28 0,43 0,63	10,20 15,20 20,30	3,40 5,07 6,77
M4		DANZIGER (1982)	mín méd máx	0,95 1,44 1,97	0,85 1,30 1,77	0,32 0,50 0,72	11,70 17,60 23,40	3,90 5,87 7,80
M5		LAPROVITERA (1988)	mín méd máx	0,91 1,39 1,96	0,82 1,25 1,76	0,62 0,96 1,39	5,80 8,60 11,50	1,93 2,87 3,83
M6	DÉCOURT E QUARESMA (1978)	DÉCOURT (1982)	mín méd máx	1,85 2,27 2,90	1,67 2,04 2,61	1,41 1,58 1,97	9,20 13,90 18,50	3,07 4,63 6,17
M7		MILITITSKY (1988)	mín méd máx	1,44 1,81 2,33	1,30 1,64 2,10	0,98 1,10 1,38	9,20 13,90 18,50	3,07 4,63 6,17
M8	P.P.C. VELLOSO (1981)	ORIGINAL	mín méd máx	0,98 1,52 2,19	0,89 1,37 1,98	0,53 0,83 1,20	8,70 13,30 19,10	2,90 4,43 6,37
M9		MEKSRAITIS (1988)	mín méd máx	1,08 1,64 2,28	0,97 1,48 2,06	0,53 0,83 1,20	10,40 15,60 20,80	3,47 5,20 6,93
M10	MILITITSKY E ALVES (1985)		mín méd máx	0,72 1,09 1,52	0,65 0,99 1,37	0,42 0,66 0,95	5,70 8,50 11,30	1,90 2,83 3,77

TABELA 5.7 - Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)		
				NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D	
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mín méd máx	1,13 1,70 2,31	0,95 1,44 1,96	0,27 0,41 0,60	9,54 14,29 19,07	3,22 4,82 6,43	
M2		URBANO ALONSO (1981)	mín méd máx	1,20 1,80 2,45	1,01 1,53 2,08	0,28 0,44 0,64	10,11 15,18 20,21	3,41 5,12 6,82	
M3		FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mín méd máx	1,31 1,99 2,70	1,11 1,68 2,28	0,31 0,48 0,70	11,11 16,68 22,25	3,75 5,63 7,51	
M4		DANZIGER (1982)	mín méd máx	1,51 2,28 3,11	1,28 1,93 2,63	0,36 0,55 0,81	12,82 19,21 25,61	4,33 6,48 8,64	
M5		LAPROVITERA (1988)	mín méd máx	1,21 1,85 2,58	1,02 1,56 2,18	0,69 1,07 1,55	6,29 9,46 12,61	2,12 3,19 4,25	
M6		DÉCOURT E QUARESMA	DECOURT (1982)	mín méd máx	2,36 3,00 3,87	2,00 2,54 3,28	1,57 1,76 2,20	10,11 15,18 20,20	3,41 5,12 6,82
M7		(1978)	MILITITSKY (1988)	mín méd máx	1,94 2,53 3,27	1,64 2,14 2,77	1,10 1,23 1,54	10,11 15,18 20,20	3,41 5,12 6,82
M8		P.P.C. VELLOSO	ORIGINAL	mín méd máx	- - -	- - -	0,60 0,92 1,34	- - -	- - -
M9		(1981)	MEKSRAITIS (1988)	mín méd máx	1,60 2,42 3,33	1,35 2,05 2,82	0,60 0,92 1,34	11,36 17,07 22,75	3,83 5,76 7,67
M10			MILITITSKY E ALVES (1985)	mín méd máx	1,00 1,52 2,11	0,85 1,29 1,78	0,47 0,73 1,06	6,18 9,29 12,36	2,08 3,13 4,17

Nota: Para o método P.P.C. VELLOSO (1981) não foi possível determinar a previsão da capacidade de ponta, porque 8D acima ultrapassa a profundidade das estacas (2,0 m).

TABELA 5.8 - Razão média entre resistências prevista e medida para estacas da FASE 2

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)	
				NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mín méd máx	0,95 1,39 1,89	0,80 1,21 1,64	0,26 0,39 0,57	9,12 13,70 18,24	3,06 4,60 6,12
M2		URBANO ALONSO (1981)	mín méd máx	0,97 1,47 2,01	0,84 1,28 1,74	0,27 0,42 0,61	9,66 14,54 19,36	3,24 4,88 6,50
M3		FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mín méd máx	1,07 1,62 2,21	0,93 1,40 1,91	0,30 0,46 0,67	10,66 15,94 21,28	3,58 5,35 7,14
M4		DANZIGER (1982)	mín méd máx	1,23 1,86 2,54	1,07 1,62 2,20	0,34 0,53 0,77	12,26 18,41 24,51	4,12 6,18 8,22
M5		LAPROVITERA (1988)	mín méd máx	1,06 1,62 2,27	0,92 1,41 1,97	0,66 1,02 1,47	6,05 9,03 12,06	2,03 3,03 4,04
M6	DÉCOURT E QUARESMA (1978)	DÉCOURT (1982)	mín méd máx	2,11 2,64 3,39	1,84 2,29 2,95	1,49 1,67 2,09	9,67 14,54 19,35	3,24 4,88 6,50
M7		MILITITSKY (1988)	mín méd máx	1,69 2,17 2,80	1,47 1,89 2,44	1,04 1,17 1,46	9,67 14,54 19,35	3,24 4,88 6,50
M8	P.P.C. VELLOSO (1981)	ORIGINAL	mín méd máx	- - -	- - -	0,57 0,88 1,27	- - -	- - -
M9		MEKSRAITIS (1988)	mín méd máx	1,34 2,03 2,81	1,16 1,77 2,44	0,57 0,88 1,27	10,88 16,34 21,78	3,65 5,48 7,30
M10	MILITITSKY E ALVES (1985)		mín méd máx	0,86 1,31 1,82	0,75 1,14 1,58	0,45 0,70 1,01	5,94 8,90 11,83	1,99 2,98 3,97

Nota: Para o método P.P.C. VELLOSO (1981) não foi possível determinar a previsão da capacidade de ponta, porque 8D acima ultrapassa a profundidade das estacas (2,0 m).

TABELA 5.9 - Previsão da capacidade de carga para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)	Q _L (kN)	Q _P (kN)	
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mínimo	23,0	8,5	14,5	
médio			40,4	14,3	26,1		
máximo			92,5	28,6	63,9		
M2		URBANO ALONSO (1981)	mínimo	24,5	9,1	15,4	
médio			42,9	15,2	27,7		
M3	AOKI E VELLOSO (1975)	FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mínimo	26,9	10,0	16,9	
médio			47,2	16,7	30,5		
máximo			108,0	33,4	74,6		
M4		DANZIGER (1982)	mínimo	31,0	11,5	19,5	
médio			54,4	19,3	35,1		
M5	AOKI E VELLOSO (1975)	LAPROVITERA (1988)	máximo	124,3	38,4	85,9	
mínimo			31,7	22,1	9,6		
médio			54,3	37,0	17,3		
M6		DÉCOURT E QUARESMA (1978)	DÉCOURT (1982)	máximo	116,1	73,9	42,2
mínimo				54,0	38,6	15,4	
médio	80,0	52,3		27,7			
M7	P.P.C. VELLOSO (1981)	MILITITSKY (1988)	máximo	153,6	85,8	67,8	
mínimo			42,4	27,0	15,4		
médio			64,3	36,6	27,7		
M8		ORIGINAL	MILITITSKY (1988)	máximo	127,9	60,1	67,8
mínimo				33,0	19,1	13,9	
médio	55,4	32,0		23,4			
M9	P.P.C. VELLOSO (1981)	MEKSRAITIS (1988)	máximo	112,4	63,9	48,5	
mínimo			33,0	19,1	13,9		
médio			55,4	32,0	23,4		
M10		MILITITSKY E ALVES (1985)	MILITITSKY E ALVES (1985)	máximo	112,4	63,9	48,5
mínimo				23,3	15,1	8,2	
médio	39,4			25,3	14,1		
			máximo	81,9	50,5	31,4	

TABELA 5.10 - Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 1)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)	
				NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mín méd máx	0,96 1,46 2,00	0,73 1,11 1,52	0,37 0,58 0,83	4,14 6,24 8,29	1,38 2,08 2,76
M2		URBANO ALONSO (1981)	mín méd máx	1,01 1,55 2,13	0,77 1,18 1,62	0,39 0,61 0,88	4,38 6,62 8,81	1,46 2,21 2,94
M3		FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mín méd máx	1,12 1,70 2,34	0,86 1,30 1,78	0,43 0,67 0,97	4,86 7,24 9,67	1,62 2,41 3,22
M4		DANZIGER (1982)	mín méd máx	1,29 1,96 2,69	0,98 1,49 2,05	0,50 0,77 1,12	5,57 8,38 11,14	1,86 2,79 3,71
M5		LAPROVITERA (1988)	mín méd máx	1,24 1,90 2,67	0,94 1,44 2,03	0,96 1,49 2,15	2,76 4,10 5,48	0,92 1,37 1,83
M6	DÉCOURT E QUARESMA (1978)	DÉCOURT (1982)	mín méd máx	2,52 3,10 3,96	1,92 2,36 3,01	2,18 2,44 3,05	4,40 6,62 8,81	1,46 2,21 2,94
M7		MILITITSKY (1988)	mín méd máx	1,97 2,48 3,19	1,50 1,89 2,43	1,52 1,71 2,14	4,40 6,62 8,81	1,46 2,21 2,94
M8	P.P.C. VELLOSO (1981)	ORIGINAL	mín méd máx	1,34 2,07 2,99	1,02 1,58 2,28	0,82 1,28 1,86	4,14 6,33 9,10	1,38 2,11 3,03
M9		MEKSRAITIS (1988)	mín méd máx	1,47 2,25 3,12	1,12 1,71 2,38	0,82 1,28 1,86	4,95 7,43 9,90	1,65 2,48 3,30
M10	MILITITSKY E ALVES (1985)		mín méd máx	0,98 1,49 2,08	0,74 1,14 1,58	0,65 1,02 1,47	2,71 4,05 5,38	0,90 1,35 1,79

TABELA 5.11 - Razão entre resistências prevista e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)		
				NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D	
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mín	0,54	0,37	0,26	1,42	0,48	
méd			0,95	0,64	0,44	2,56	0,86		
máx			2,17	1,47	0,88	6,26	2,10		
M2		URBANO ALONSO (1981)	mín	0,57	0,39	0,28	1,51	0,51	
méd		1,00	0,68	0,47	2,72	0,91			
máx	2,30	1,56	0,93	6,65	2,23				
M3	(1975)	FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mín	0,63	0,43	0,31	1,66	0,56	
méd			1,11	0,75	0,51	2,99	1,00		
máx			2,53	1,72	1,03	7,31	2,45		
M4		DANZIGER (1982)	mín	0,73	0,49	0,35	1,91	0,64	
méd		1,27	0,87	0,59	3,44	1,15			
máx	2,91	1,98	1,18	8,42	2,83				
M5	(1975)	LAPROVITERA (1988)	mín	0,74	0,50	0,68	0,94	0,32	
méd			1,27	0,86	1,14	1,70	0,57		
máx			2,72	1,85	2,27	4,14	1,39		
M6		DÉCOURT E QUARESMA (1978)	DÉCOURT (1982)	mín	1,26	0,86	1,19	1,52	0,51
méd				1,87	1,27	1,61	2,72	0,91	
máx	3,60	2,45	2,64	6,65	2,23				
M7	(1978)	MILITITSKY (1988)	mín	0,99	0,68	0,83	1,52	0,51	
méd			1,51	1,02	1,13	2,72	0,91		
máx			3,00	2,04	1,85	6,65	2,23		
M8	P.P.C. VELLOSO (1981)	ORIGINAL	mín	0,77	0,53	0,59	1,36	0,46	
méd			1,30	0,88	0,98	2,29	0,77		
máx	2,63	1,79	1,97	4,75	1,60				
M9	(1981)	MEKSRAITIS (1988)	mín	0,77	0,53	0,59	1,36	0,46	
méd			1,30	0,88	0,98	2,29	0,77		
máx			2,63	1,79	1,97	4,75	1,60		
M10	MILITITSKY E ALVES (1985)		mín	0,55	0,37	0,46	0,80	0,27	
méd	0,92	0,63	0,78	1,38	0,46				
máx	1,92	1,30	1,55	3,08	1,03				

TABELA 5.12 - Razão média entre resistências prevista e medida para estacas da FASE 1

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO		N	Q _T (kN)		Q _L (kN)	Q _P (kN)	
				NBR 6122	10%D		NBR 6122	10%D
M1	AOKI E VELLOSO (1975)	VELLOSO, AOKI E SALAMONI (1978)	mín méd máx	0,75 1,21 2,09	0,55 0,88 1,50	0,32 0,51 0,86	2,78 4,40 7,28	0,93 1,47 2,43
M2		URBANO ALONSO (1981)	mín méd máx	0,79 1,28 2,22	0,58 0,93 1,59	0,34 0,54 0,91	2,95 4,67 7,73	0,99 1,56 2,59
M3		FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA (1982)	mín méd máx	0,88 1,41 2,44	0,65 1,03 1,75	0,37 0,59 1,41	3,26 5,12 8,49	1,09 1,71 2,84
M4		DANZIGER (1982)	mín méd máx	1,01 1,62 2,80	0,74 1,18 2,02	0,43 0,68 1,15	3,74 5,91 9,78	1,25 1,97 3,27
M5		LAPROVITERA (1988)	mín méd máx	0,99 1,59 2,70	0,72 1,15 1,94	0,82 1,32 2,21	1,85 2,90 4,81	0,62 0,97 1,61
M6	DÉCOURT E QUARESMA (1978)	DÉCOURT (1982)	mín méd máx	1,89 2,49 3,78	1,39 1,82 2,73	1,69 2,03 2,85	2,96 4,67 7,73	0,99 1,56 2,59
M7		MILITITSKY (1988)	mín méd máx	1,48 2,00 3,10	1,09 1,46 2,24	1,18 1,42 2,00	2,96 4,67 7,73	0,99 1,56 2,59
M8	P.P.C. VELLOSO (1981)	ORIGINAL	mín méd máx	1,06 1,69 2,81	0,76 1,23 2,04	0,71 1,13 1,92	2,75 4,31 6,93	0,92 1,44 2,32
M9		MEKSRAITIS (1988)	mín méd máx	1,12 1,78 2,88	0,83 1,30 2,09	0,71 1,13 1,92	3,16 4,86 7,33	1,06 1,63 2,45
M10	MILITITSKY E ALVES (1985)		mín méd máx	0,77 1,21 2,00	0,56 0,89 1,44	0,56 0,90 1,51	1,76 2,72 4,23	0,59 0,91 1,41

5.3.2. PREVISÕES POR MÉTODOS ESTÁTICOS

Na previsão da resistência de ponta utilizou-se o método de TERZAGHI e PECK (1967) considerando ruptura geral e ruptura local, mesmo sabendo da impropriedade de tal uso para fundações profundas, apenas como exercício. O método TERZAGHI e PECK (1967) para ruptura local reduz em 1/3 os valores da coesão e da tangente do ângulo de atrito interno.

A estimativa da resistência lateral foi calculada pelos métodos estáticos de CHANDLER (1968), BURLAND (1973) com β calculado e com $\beta = 0,8$, TOUMA e REESE (1974), KEZDI (1965) e uma alteração deste método, KEZDI MODIFICADO, que emprega o valor do ângulo de atrito interno do solo no lugar do valor do ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

Para a previsão da capacidade de carga usou-se os valores da coesão e do ângulo de atrito interno obtidos no ensaio de compressão triaxial do tipo consolidado e não drenado, em termos efetivos, conforme a TABELA 3.1. Como não foi realizado o ensaio triaxial CU para a profundidade de 3,0 m repetiram-se os valores da camada superior.

A melhor previsão da resistência lateral foi calculada pelo método de CHANDLER (1968) seguida pelo método de TOUMA e REESE (1974), os demais métodos subestimam a resistência lateral.

O método de TERZAGHI e PECK (1967) considerando a ruptura local foi o mais adequado para a estimativa da resistência de ponta. A previsão da resistência de ponta foi superestimada em todos os métodos estudados, possivelmente por problemas de limpeza na ponta das estacas e pouca representatividade das estacas-modelo com relação ao nível de resistência usual de fundações reais.

5.3.2.1. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS DA FASE 2

As TABELAS 5.13 e 5.14 mostram as resistências totais e parciais previstas considerando os parâmetros em termos efetivos para estacas com diâmetros de 0,20 m e 0,35 m, respectivamente.

As resistências previstas foram comparadas com as resistências médias representativas apresentadas na TABELA 5.1.

As razões entre resistências totais e parciais previstas por resistências totais e parciais medidas na FASE 2 estão nas TABELAS 5.15 e 5.16. Na TABELA 5.17 estão as razões médias.

Os gráficos da FIGURA 5.14 representam os resultados das TABELAS 5.15 e 5.16 para as resistências laterais.

5.3.2.2. ANÁLISE DOS DADOS DA FASE 1

As resistências totais e parciais previstas para estacas com diâmetro constante (0,20 m) e comprimentos de 2,00 m e 3,00 m estão nas TABELAS 5.13 e 5.18, respectivamente.

Para analisar as resistências previstas foram utilizadas as resistências médias representativas indicadas na TABELA 5.2.

As TABELAS 5.19 e 5.20 apresentam as razões entre as resistências previstas e as medidas para as estacas da FASE 1. Na TABELA 5.21 estão as razões médias.

A FIGURA 5.15 compara graficamente as resistências laterais calculadas em termos efetivos que constam nas TABELAS 5.19 e 5.20.

TABELA 5.13 - Previsão da capacidade de carga, em termos efetivos, para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASES 1 e 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q_P (kN)	TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q_L (kN)	Q_T (kN)			
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	63,7	ME3	KEZDI (1965)	4,5	68,2			
			ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	6,5	70,2			
			ME5	CHANDLER (1968)	16,5	80,2			
			ME6	BURLAND (1973)	6,5	70,2			
			ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	26,9	90,6			
			ME8	TOUMA e REESE (1974)	18,0	81,7			
			ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	19,0	ME3	KEZDI (1965)	4,5	23,5
						ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	6,5	25,5
ME5	CHANDLER (1968)	16,5				35,5			
ME6	BURLAND (1973)	6,5				25,5			
ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	26,9				45,9			
ME8	TOUMA e REESE (1974)	18,0				37,0			

TABELA 5.14 - Previsão da capacidade de carga, em termos efetivos, para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q_P (kN)	TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q_L (kN)	Q_T (kN)			
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	199,6	ME3	KÉZDI (1965)	7,9	207,5			
			ME4	KÉZDI (1965) MODIFICADO	11,3	210,9			
			ME5	CHANDLER (1968)	28,8	228,4			
			ME6	BURLAND (1973)	11,3	210,9			
			ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	47,0	246,6			
			ME8	TOUMA e REESE (1974)	31,5	231,1			
			ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	59,1	ME3	KÉZDI (1965)	7,9	67,0
						ME4	KÉZDI (1965) MODIFICADO	11,3	70,4
ME5	CHANDLER (1968)	28,8				87,9			
ME6	BURLAND (1973)	11,3				70,4			
ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	47,0				106,1			
ME8	TOUMA e REESE (1974)	31,5				90,6			

TABELA 5.15 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _P (kN)		TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _L (kN)	Q _T (kN)	
		NBR 6122	10% D				NBR 6122	10% D
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	63,70	21,23	ME3	KEZDI (1965)	0,26	3,73	3,36
				ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,37	3,84	3,46
				ME5	CHANDLER (1968)	0,94	4,38	3,95
				ME6	BURLAND (1973)	0,37	3,84	3,46
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,54	4,95	4,46
				ME8	TOUMA e REESE (1974)	1,03	4,46	4,02
				ME3	KEZDI (1965)	0,26	1,28	1,16
				ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,37	1,39	1,26
ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	19,00	6,33	ME5	CHANDLER (1968)	0,94	1,94	1,75
				ME6	BURLAND (1973)	0,37	1,39	1,26
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,54	2,51	2,26
				ME8	TOUMA e REESE (1974)	1,03	2,02	1,82

TABELA 5.16 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,35 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 2)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _P (kN)		TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _L (kN)	Q _R (kN)					
		NBR 6122	10% D				NBR 6122	10% D				
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL (1967)	71,29	24,05	ME3	KEZDI (1965)	0,29	6,87	5,81				
				ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,41	6,98	5,91				
				ME5	CHANDLER (1968)	1,05	7,56	6,40				
				ME6	BURLAND (1973)	0,41	6,98	5,91				
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,72	8,17	6,91				
				ME8	TOUMA e REESE (1974)	1,15	7,65	6,47				
				ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	21,11	7,12	ME3	KEZDI (1965)	0,29	2,22	1,88
								ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,41	2,33	1,97
ME5	CHANDLER (1968)	1,05	2,91					2,46				
ME6	BURLAND (1973)	0,41	2,33					1,97				
ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,72	3,51					2,97				
ME8	TOUMA e REESE (1974)	1,15	3,00					2,54				

TABELA 5.17 - Razão média entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas da FASE 2

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _P (kN)		TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _L (kN)	Q _T (kN)	
		NBR 6122	10% D				NBR 6122	10% D
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	67,50	22,64	ME3	KEZDI (1965)	0,28	5,30	4,59
				ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,39	5,41	4,69
				ME5	CHANDLER (1968)	1,00	5,97	5,18
				ME6	BURLAND (1973)	0,39	5,41	4,69
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,63	6,56	5,69
				ME8	TOUMA e REESE (1974)	1,09	6,06	5,25
				ME3	KEZDI (1965)	0,28	1,75	1,52
				ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,39	1,86	1,62
ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	20,06	6,73	ME5	CHANDLER (1968)	1,00	2,43	2,11
				ME6	BURLAND (1973)	0,39	1,86	1,62
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,63	3,01	2,62
				ME8	TOUMA e REESE (1974)	1,09	2,51	2,18

TABELA 5.18 - Previsão da capacidade de carga, em termos efetivos, para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q_P (kN)	TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q_L (kN)	Q_T (kN)			
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	86,5	ME3	KEZDI (1965)	10,3	96,8			
			ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	14,7	101,2			
			ME5	CHANDLER (1968)	30,7	117,2			
			ME6	BURLAND (1973)	14,7	101,2			
			ME7	BURLAND (1973) COM $\beta = 0,8$	59,7	146,2			
			ME8	TOUMA e REESE (1974)	39,0	125,5			
			ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	25,9	ME3	KEZDI (1965)	10,3	36,2
						ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	14,7	40,6
ME5	CHANDLER (1968)	30,7				56,6			
ME6	BURLAND (1973)	14,7				40,6			
ME7	BURLAND (1973) COM $\beta = 0,8$	59,7				85,6			
ME8	TOUMA & REESE (1974)	39,0				64,9			

TABELA 5.19 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 2,00 m de comprimento (FASE 1)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _P (kN)		TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _L (kN)	Q _T (kN)	
		NBR 6122	10% D				NBR 6122	10% D
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	30,30	10,11	ME3	KÉZDI (1965)	0,40	5,09	3,88
				ME4	KÉZDI (1965) MODIFICADO	0,58	5,24	3,99
				ME5	CHANDLER (1968)	1,46	5,99	4,56
				ME6	BURLAND (1973)	0,58	5,24	3,99
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta = 0,8$	2,38	6,76	5,15
				ME8	TOUMA & REESE (1974)	1,59	6,10	4,64
				ME3	KÉZDI (1965)	0,40	1,75	1,34
				ME4	KÉZDI (1965) MODIFICADO	0,58	1,90	1,45
ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	9,05	3,02	ME5	CHANDLER (1968)	1,46	2,65	2,02
				ME6	BURLAND (1973)	0,58	1,90	1,45
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta = 0,8$	2,38	3,43	2,61
				ME8	TOUMA & REESE (1974)	1,59	2,76	2,10

TABELA 5.20 - Razão entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas com 0,20 m de diâmetro e 3,00 m de comprimento (FASE 1)

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _P (kN)		TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _L (kN)	Q _T (kN)	
		NBR 6122	10% D				NBR 6122	10% D
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	8,48	2,85	ME3	KÉZDI (1965)	0,32	2,27	1,54
				ME4	KÉZDI (1965) MODIFICADO	0,45	2,37	1,61
				ME5	CHANDLER (1968)	0,94	2,74	1,87
				ME6	BURLAND (1973)	0,45	2,37	1,61
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,84	3,42	2,33
				ME8	TOUMA & REESE (1974)	1,20	2,94	2,00
				ME3	KÉZDI (1965)	0,32	0,85	0,58
				ME4	KÉZDI (1965) MODIFICADO	0,45	0,95	0,65
ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	2,54	0,85	ME5	CHANDLER (1968)	0,94	1,33	0,90
				ME6	BURLAND (1973)	0,45	0,95	0,65
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	1,84	2,00	1,36
				ME8	TOUMA & REESE (1974)	1,20	1,52	1,03

TABELA 5.21 - Razão média entre resistências prevista, em termos efetivos, e medida para estacas da FASE 1

TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _P (kN)		TIPO	MÉTODOS DE PREVISÃO	Q _L (kN)	Q _T (kN)	
		NBR 6122	10% D				NBR 6122	10% D
ME1	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA GERAL	19,39	6,48	ME3	KEZDI (1965)	0,36	3,68	2,71
				ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,52	3,81	2,80
				ME5	CHANDLER (1968)	1,20	4,37	3,22
				ME6	BURLAND (1973)	0,52	3,81	2,80
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	2,11	5,09	3,74
				ME8	TOUMA & REESE (1974)	1,40	4,52	3,32
				ME3	KEZDI (1965)	0,36	1,30	0,96
				ME4	KEZDI (1965) MODIFICADO	0,52	1,43	1,05
ME2	TERZAGHI E PECK (1967) RUPTURA LOCAL	5,80	1,94	ME5	CHANDLER (1968)	1,20	1,99	1,46
				ME6	BURLAND (1973)	0,52	1,43	1,05
				ME7	BURLAND (1973) COM $\beta=0,8$	2,11	2,72	1,99
				ME8	TOUMA & REESE (1974)	1,40	2,14	1,57

5.4. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA POR EXTRAPOLAÇÃO

Com a finalidade de verificar a adequação dos métodos usados correntemente na prática brasileira para extrapolação das curvas carga x recalque e definição da carga de ruptura quando a mesma não é atingida em ensaios, foram utilizados nas estacas em estudo os critérios de extrapolação propostos por VAN DER VEEN (1953), MAZURKIEWICZ (1972) e MASSAD (1986) para comparação com os valores experimentais.

Usou-se, em média, seis pontos (equivalendo a porcentagem da carga total) para obter a carga de ruptura por extrapolação. As tabelas a seguir mostram que, de modo geral, os métodos de extrapolação estudados forneceram previsões inferiores às cargas reais interpretadas segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa, tendo desempenho errático.

Ocorreram algumas dificuldades na aplicação do método de VAN DER VEEN (1953) devido a quantidade insuficiente de incrementos de carga para a obtenção da linha reta que identifica a carga de ruptura. A faixa de ocorrência carga prevista/carga medida fica entre 0,36 e 1,10 (Norma Brasileira) e 0,32 e 0,97 (Prática Inglesa).

O método de MAZURKIEWICZ (1972) apresentou um bom desempenho na previsão da carga de ruptura quando comparado tanto com Norma Brasileira quanto com Prática Inglesa, sempre a favor da segurança, com faixa de ocorrência carga prevista/carga medida entre 0,63 e 0,98 (Norma Brasileira) e 0,49 e 0,86 (Prática Inglesa).

As cargas de ruptura obtidas pelo método de extrapolação das curvas carga x recalque de MASSAD (1986) foram, de modo geral, inferiores às cargas de ruptura interpretadas segundo a Norma Brasileira e Prática Inglesa, com faixa de ocorrência carga prevista/carga medida entre 0,61 e 1,05 (Norma Brasileira) e 0,49 e 0,92 (Prática Inglesa).

5.4.1. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS DA FASE 2

As TABELAS 5.22 a 5.24 apresentam as cargas de ruptura obtidas através dos métodos de extrapolação e comparam com as cargas de ruptura definidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa para as estacas da FASE 2.

A previsão da carga total pelo método de VAN DER VEEN (1953) foi discrepante para a estaca T₂₁.

TABELA 5.22 - Comparação da carga de ruptura prevista por VAN DER VEEN (1953) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 2)

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _r PREVISTO (kN)	Q _r MEDIDO (kN)		Q _r PREV/Q _r MED	
				NBR 6122	10% D	NBR 6122	10% D
T ₁₅	2,00	0,20	27,6	25,0	28,4	1,10	0,97
T ₁₆			12,1	18,3	20,3	0,66	0,60
T ₁₇			16,5	18,0	18,8	0,92	0,88
T ₁₈	2,00	0,35	38,6	37,9	45,0	1,02	0,86
T ₁₉			25,0	30,6	38,7	0,82	0,65
T ₂₀			30,1	29,6	34,3	1,02	0,88
T ₂₁			11,0	30,3	34,0	0,36	0,32

TABELA 5.23 - Comparação da carga de ruptura prevista por MAZURKIEWICZ (1972) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 2)

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _T PREVISTO (kN)	Q _T MEDIDO (kN)		Q _T PREV/Q _T MED	
				NBR 6122	10% D	NBR 6122	10% D
T ₁₅	2,00	0,20	24,5	25,0	28,4	0,98	0,86
T ₁₆			11,5	18,3	20,3	0,63	0,57
T ₁₇			15,0	18,0	18,8	0,83	0,80
T ₁₈	2,00	0,35	33,0	37,9	45,0	0,87	0,73
T ₁₉			29,0	30,6	38,7	0,95	0,75
T ₂₀			28,0	29,6	34,3	0,95	0,82
T ₂₁			28,5	30,3	34,0	0,94	0,84

TABELA 5.24 - Comparação da carga de ruptura prevista por MASSAD (1986) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 2)

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _T PREVISTO (kN)	Q _T MEDIDO (kN)		Q _T PREV/Q _T MED	
				NBR 6122	10% D	NBR 6122	10% D
T ₁₅	2,00	0,20	26,2	25,0	28,4	1,05	0,92
T ₁₆			11,3	18,3	20,3	0,62	0,56
T ₁₇			13,2	18,0	18,8	0,73	0,70
T ₁₈	2,00	0,35	31,3	37,9	45,0	0,83	0,70
T ₁₉			28,2	30,6	38,7	0,92	0,73
T ₂₀			26,9	29,6	34,3	0,91	0,78
T ₂₁			18,5	30,3	34,0	0,61	0,54

5.4.2. ANÁLISE DOS DADOS DA FASE 1

As cargas de ruptura obtidas por extrapolação para as estacas da FASE 1 estão nas TABELAS 5.25 a 5.27, bem como as relações com as cargas de ruptura interpretadas segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa. Observa-se que os valores determinados por extrapolação foram sempre inferiores aos resultados definidos pela NBR 6122/1986 e Prática Inglesa. Para a estaca T_8 não foi possível obter a carga de ruptura pelo critério de VAN DER VEEN (1953) devido a prova de carga ter iniciado com carga elevada.

TABELA 5.25 - Comparação da carga de ruptura prevista por VAN DER VEEN (1953) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 1)

ESTACA	L (m)	D (m)	Q_T PREVISTO (kN)	Q_T MEDIDO (kN)		Q_T PREV/ Q_T MED	
				NBR 6122	10% D	NBR 6122	10% D
T_1	2,00	0,20	36,2	45,5	67,5	0,80	0,54
T_3			36,4	47,2	65,6	0,77	0,55
T_8			-	40,3	58,2	-	-
T_9			24,1	37,6	59,8	0,64	0,40
T_7			33,0	36,6	44,2	0,90	0,75
T_2			24,1	34,2	50,8	0,70	0,47
T_4			3,00		9,0	13,0	17,1
T_5	10,4	13,7			18,0	0,76	0,58

TABELA 5.26 - Comparação da carga de ruptura prevista por MAZURKIEWICZ (1972) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 1)

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _T PREVISTO (kN)	Q _T MEDIDO (kN)		Q _T PREV/Q _T MED	
				NBR 6122	10% D	NBR 6122	10% D
T ₁	2,00	0,20	36,0	45,5	67,5	0,79	0,53
T ₃			37,5	47,2	65,6	0,79	0,57
T ₈			31,0	40,3	58,2	0,77	0,53
T ₉			31,0	37,6	59,8	0,82	0,52
T ₇			34,0	36,6	44,2	0,93	0,77
T ₂			25,0	34,2	50,8	0,73	0,49
T ₄	3,00		11,3	13,0	17,1	0,87	0,66
T ₅			11,0	13,7	18,0	0,80	0,61

TABELA 5.27 - Comparação da carga de ruptura prevista por MASSAD (1986) com as cargas de ruptura obtidas pela Norma Brasileira e pela Prática Inglesa (FASE 1)

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _T PREVISTO (kN)	Q _T MEDIDO (kN)		Q _T PREV/Q _T MED	
				NBR 6122	10% D	NBR 6122	10% D
T ₁	2,00	0,20	35,7	45,5	67,5	0,78	0,53
T ₃			37,8	47,2	65,6	0,80	0,58
T ₈			30,7	40,3	58,2	0,76	0,53
T ₉			29,5	37,6	59,8	0,78	0,49
T ₇			35,6	36,6	44,2	0,97	0,80
T ₂			24,9	34,2	50,8	0,73	0,49
T ₄	3,00		9,9	13,0	17,1	0,76	0,58
T ₅			10,9	13,7	18,0	0,80	0,61

5.5. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA SEGUNDO INTERPRETAÇÃO DO LCPC

A seguir são apresentadas as cargas de ruptura determinadas pela interpretação do LCPC juntamente com as cargas de ruptura obtidas segundo a Norma Brasileira e a Prática Inglesa e segundo os critérios de extrapolação de VAN DER VEEN (1953), MAZURKIEWICZ (1972) e MASSAD (1986).

A variabilidade entre os resultados das cargas de ruptura é porque os critérios são usados em diferentes provas de carga e os recalques que determinam a ruptura do solo, em cada critério, são distintos. As definições das cargas de ruptura segundo a Prática Inglesa e o LCPC são indicadas para serem aplicadas em provas de carga com procedimentos diferentes do enunciado pela Norma Brasileira, que é o procedimento de ensaio adotado nesta pesquisa. Quando um critério de interpretação de carga de ruptura é aplicado em um ensaio diferente daquele em que é usualmente adotado ocorre a determinação de valores diferentes para a carga de ruptura.

A escolha de diferentes critérios para obtenção da carga de ruptura, quando realizado o ensaio de prova de carga descrito pela Norma Brasileira, fica condicionada a utilização de fatores de segurança. A carga admissível especificada para a estaca não deve provocar recalques excessivos na estrutura.

5.5.1. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS DA FASE 2

A TABELA 2.28 mostra as cargas de ruptura definidas segundo o LCPC para as estacas ensaiadas na FASE 2.

As cargas de ruptura obtidas pelo critério do LCPC com relação as cargas de ruptura determinadas pela Norma Brasileira apresentaram valores extremos de 20% superior na estaca T₁₅ e de 18% inferior na estaca T₁₆, nas demais os valores foram praticamente iguais.

As cargas de ruptura definidas por LCPC foram menores que as cargas de ruptura obtidas pela Prática Inglesa, com exceção da estaca T₁₅.

Para as estacas ensaiadas, as cargas de ruptura determinadas pelo LCPC foram superiores que as cargas de ruptura definidas pelos três critérios de extrapolação, com exceção das estacas T₁₈ e T₂₀ que forneceram valores iguais.

TABELA 5.28 - Cargas de ruptura obtidas para as estacas da FASE 2

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _r (kN)		Q _r POR EXTRAPOLAÇÃO (kN)			Q _r (kN) LCPC
			NBR 6122	10% D	VAN DER VEEN (1953)	MAZURK. (1972)	MASSAD (1986)	
T ₁₅	2,00	0,20	25,0	28,4	27,6	24,5	26,2	30,0
T ₁₆			18,3	20,3	12,1	11,5	11,3	15,0
T ₁₇			18,0	18,8	16,5	15,0	13,2	18,0
T ₁₈	2,00	0,35	37,9	45,0	38,6	33,0	31,3	38,5
T ₁₉			30,6	38,7	25,0	29,0	28,2	30,0
T ₂₀			29,6	34,3	30,1	28,0	26,9	30,0
T ₂₁			30,3	34,0	11,0	28,5	28,3	30,0

5.5.2. ANÁLISE DOS DADOS DA FASE 1

As cargas de ruptura das estacas ensaiadas na FASE 1 obtidas pelo critério do LCPC estão na TABELA 2.29.

Comparando os resultados das cargas de ruptura determinadas por LCPC com as cargas de ruptura interpretadas segundo a Norma Brasileira apenas para a estaca T₅ o valor foi superior. Com relação a Prática Inglesa os valores das cargas de ruptura foram sempre menores.

Para as estacas da FASE 1, as cargas de ruptura definidas pelo LCPC foram superiores que as cargas de ruptura

definidas pelos critérios de extrapolação nas estacas T₂ e T₅, nas demais os valores se mantiveram próximos.

TABELA 5.29 - Cargas de ruptura reinterpretadas para as estacas da FASE 1

ESTACA	L (m)	D (m)	Q _r (kN)		Q _r POR EXTRAPOLAÇÃO (kN)			Q _r (kN)
			NBR 6122	10% D	VAN DER VEEN (1953)	MAZURK. (1972)	MASSAD (1986)	
T ₁	3,00	0,20	45,5	67,5	36,2	36,0	35,7	36,0
T ₃			47,2	65,6	36,4	37,5	37,8	36,0
T ₆			40,3	58,2	-	31,0	30,7	30,0
T ₉			37,6	59,8	24,1	31,0	29,5	30,0
T ₇			36,6	44,2	33,0	34,0	35,6	32,0
T ₂			34,2	50,8	24,1	25,0	24,9	30,0
T ₄	2,00		13,0	17,1	9,0	11,3	9,9	10,0
T ₅			13,7	18,0	10,4	11,0	10,9	15,0

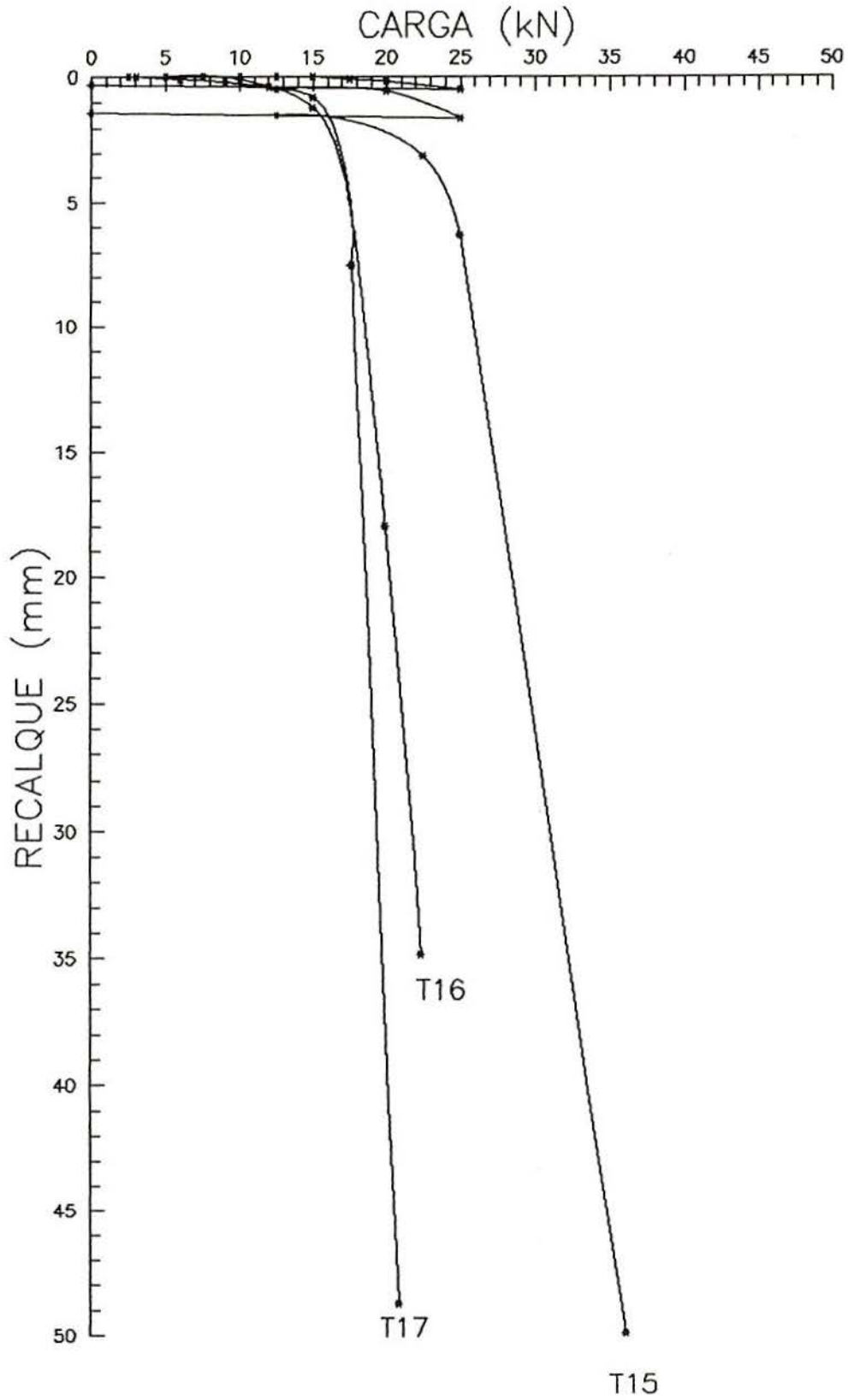


FIGURA 5.1 - Comparação entre as curvas carga x recalque das estacas T15, T16 e T17

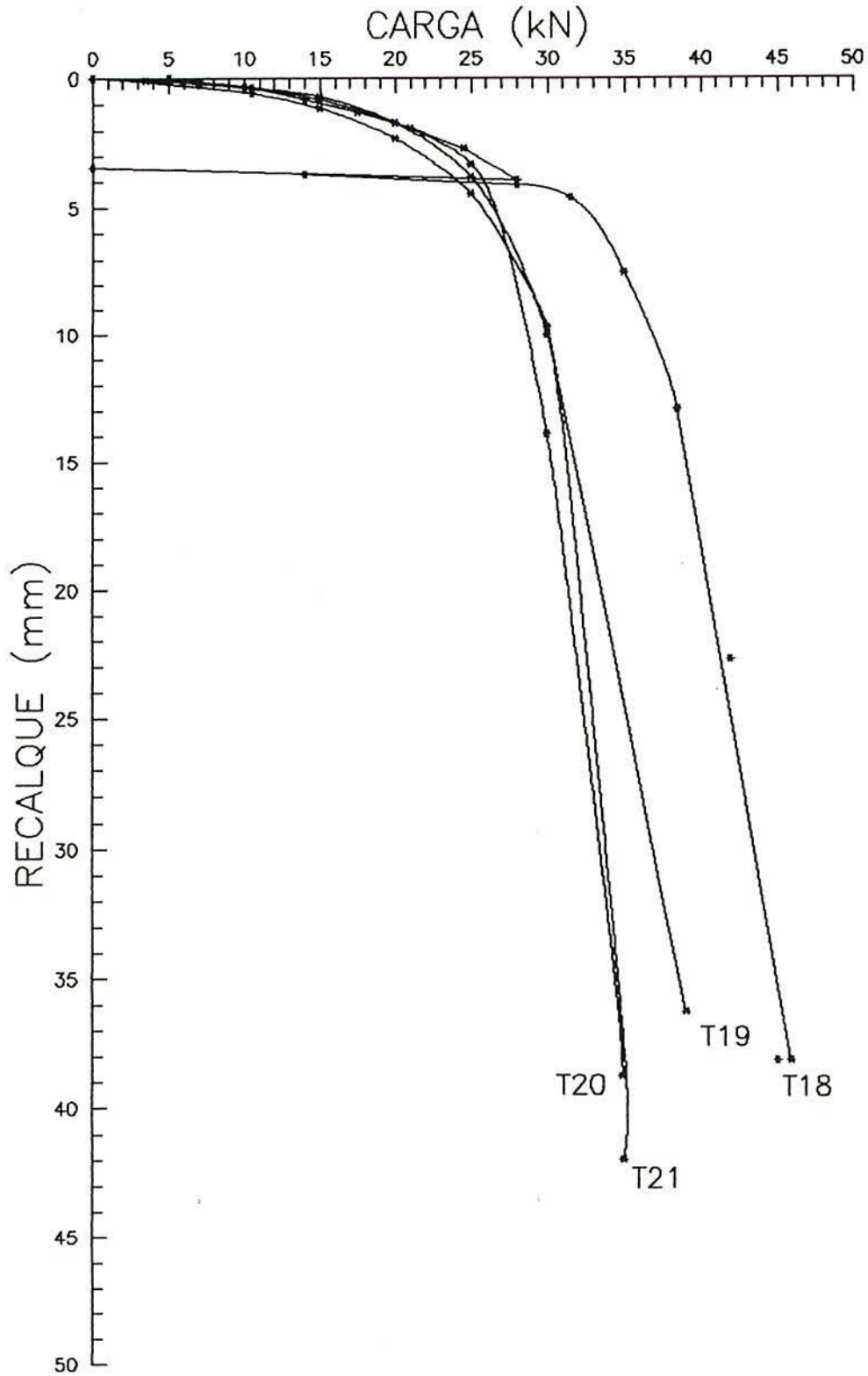


FIGURA 5.2 - Comparação entre as curvas carga x recalque das estacas T18, T19, T20 e T21

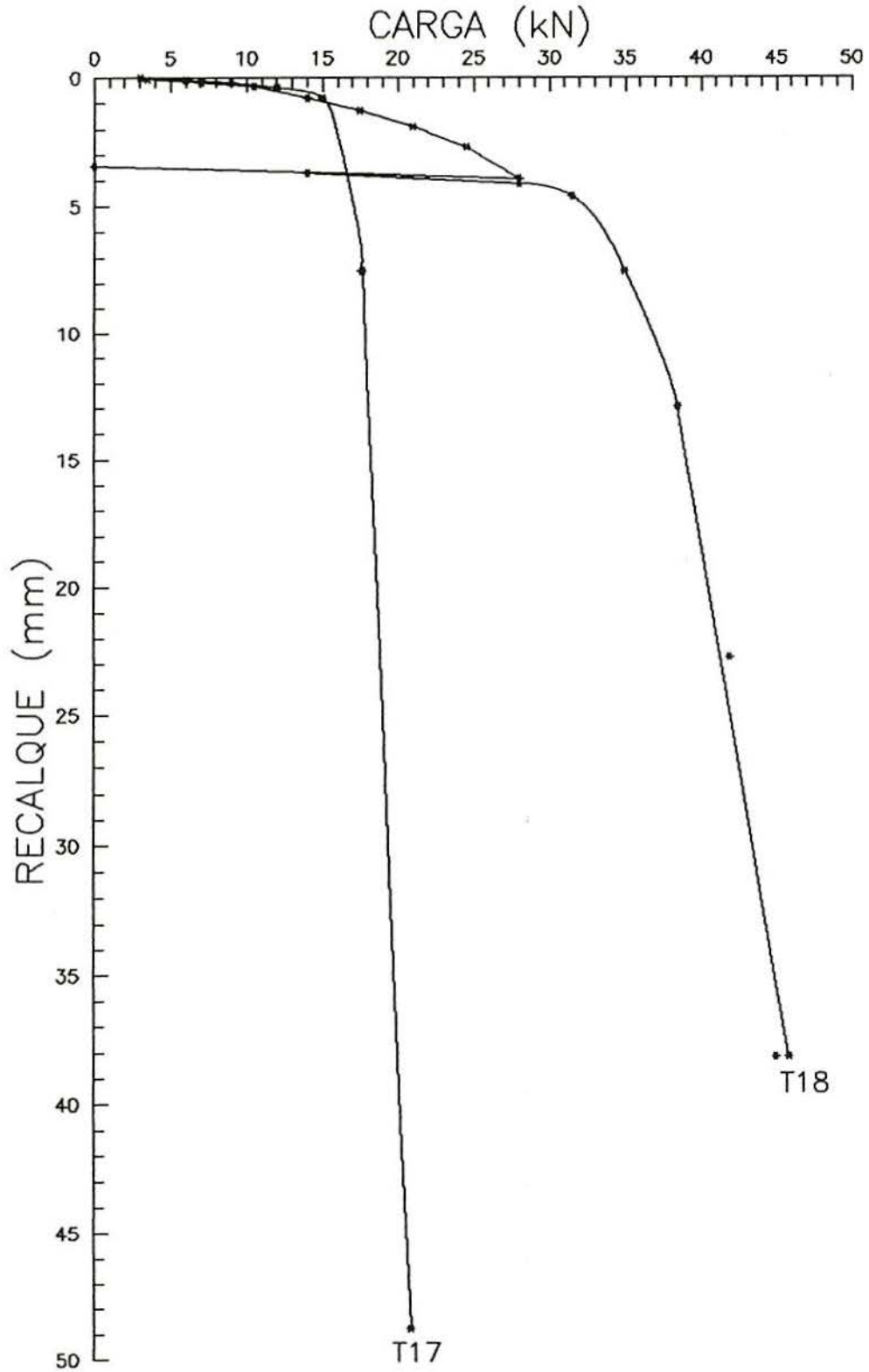


FIGURA 5.3 - Comparação entre as curvas carga x recalque das estacas T17 e T18

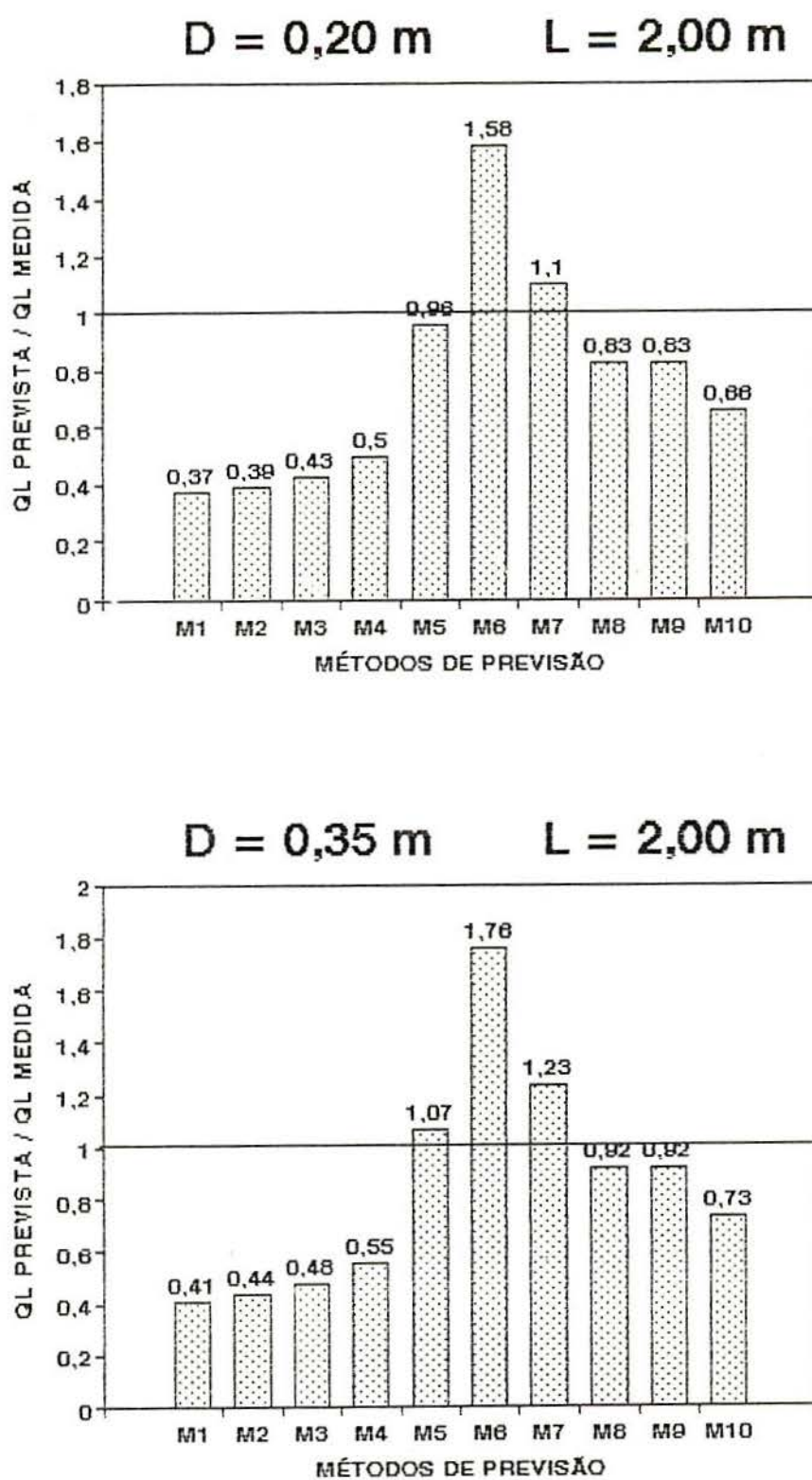


FIGURA 5.4 - Avaliação das previsões de Q_L com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2

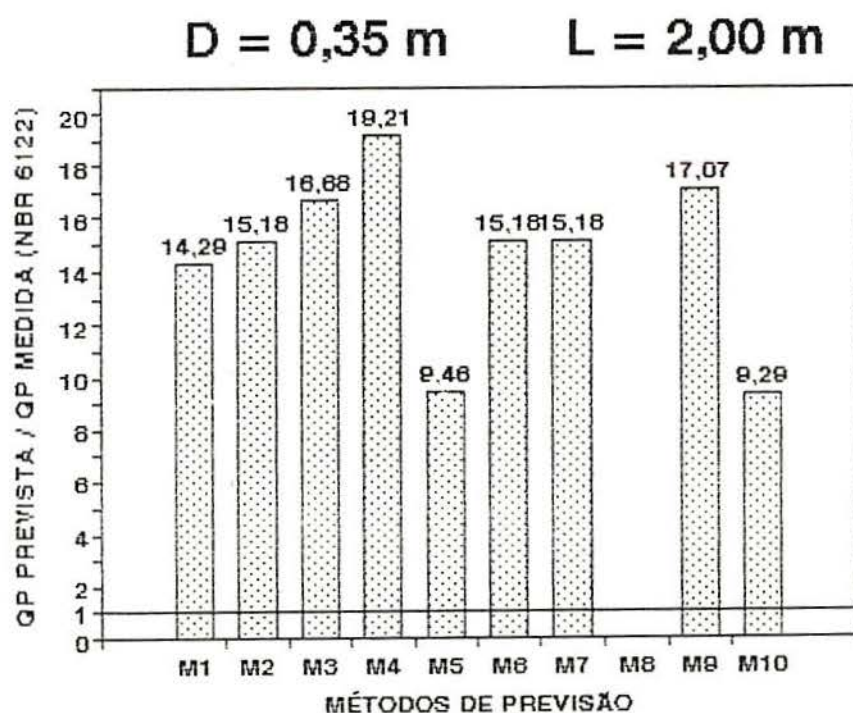
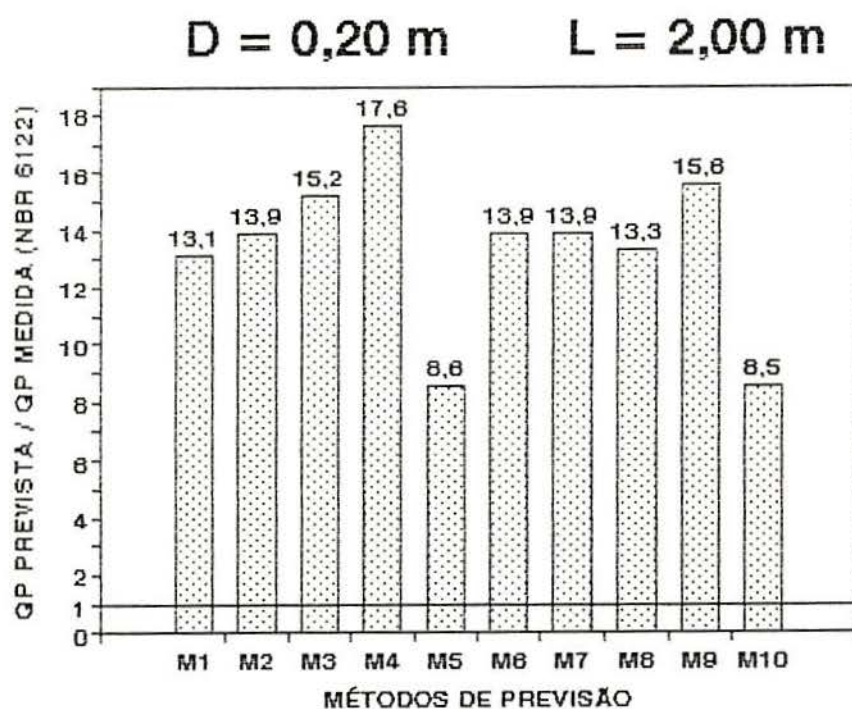


FIGURA 5.5 - Avaliação das previsões de Q_P , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2

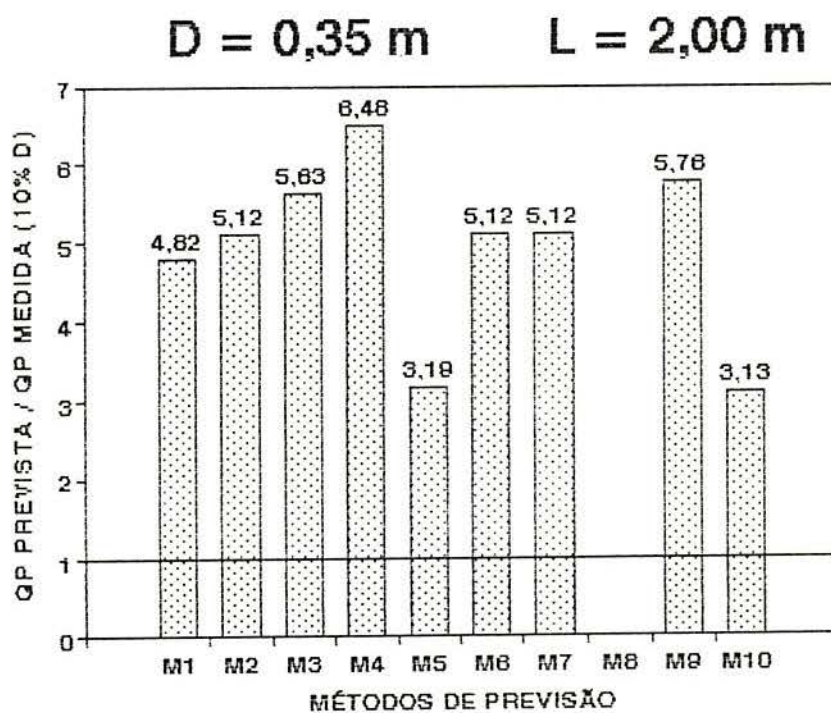
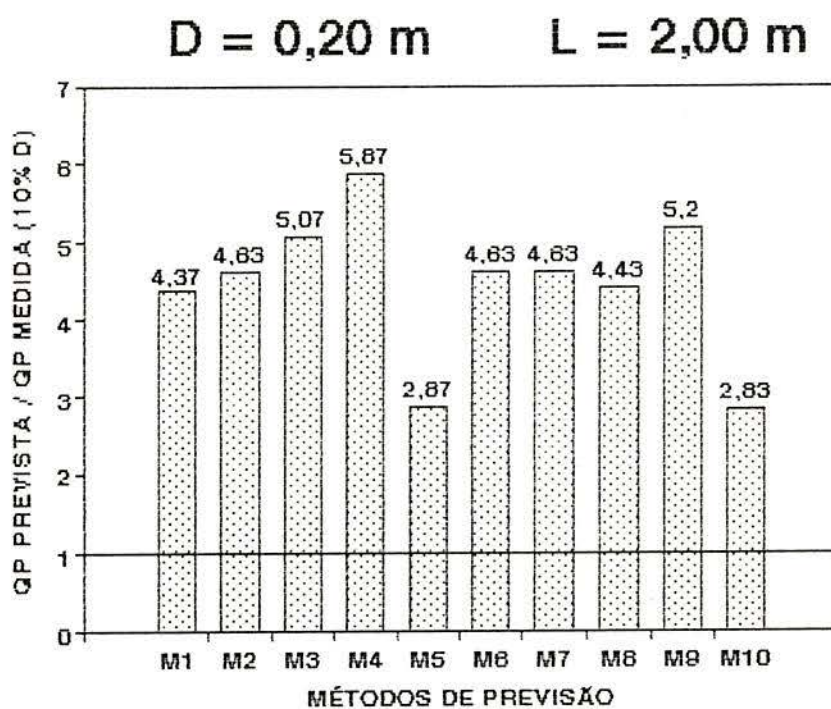


FIGURA 5.6 - Avaliação das previsões de Q_P , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2

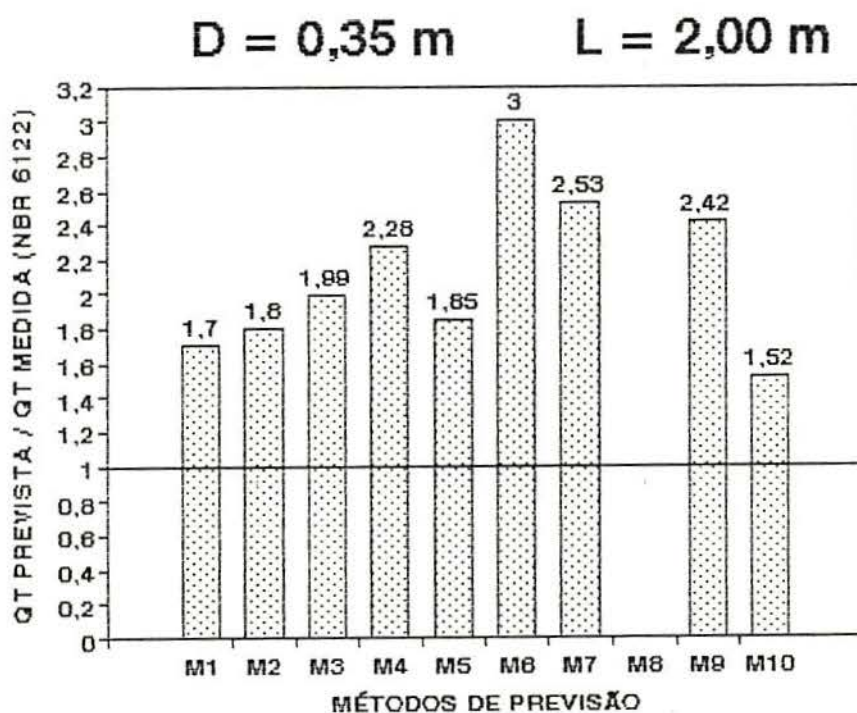
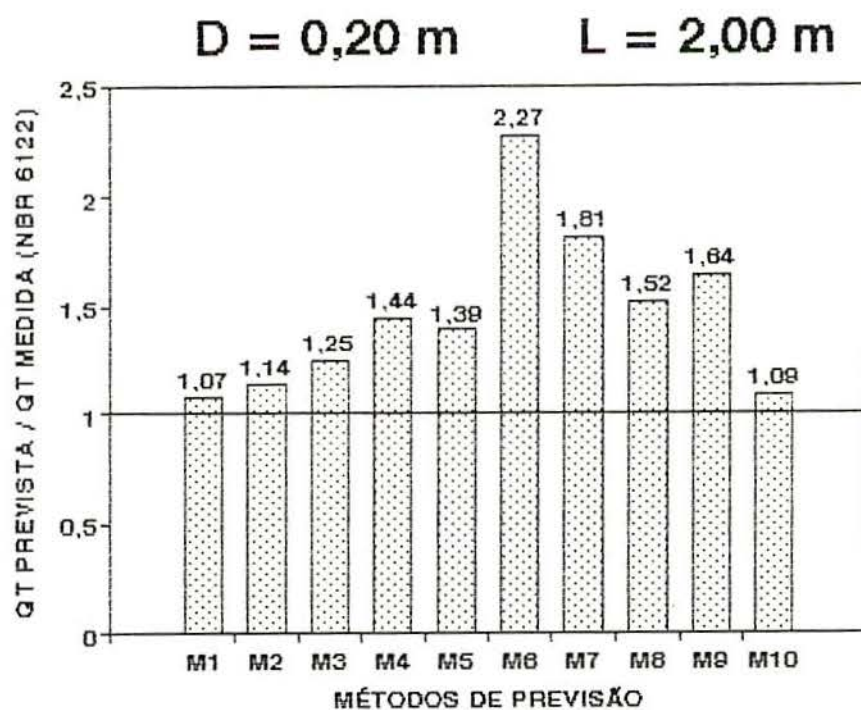


FIGURA 5.7 - Avaliação das previsões de Q_{tr} , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2

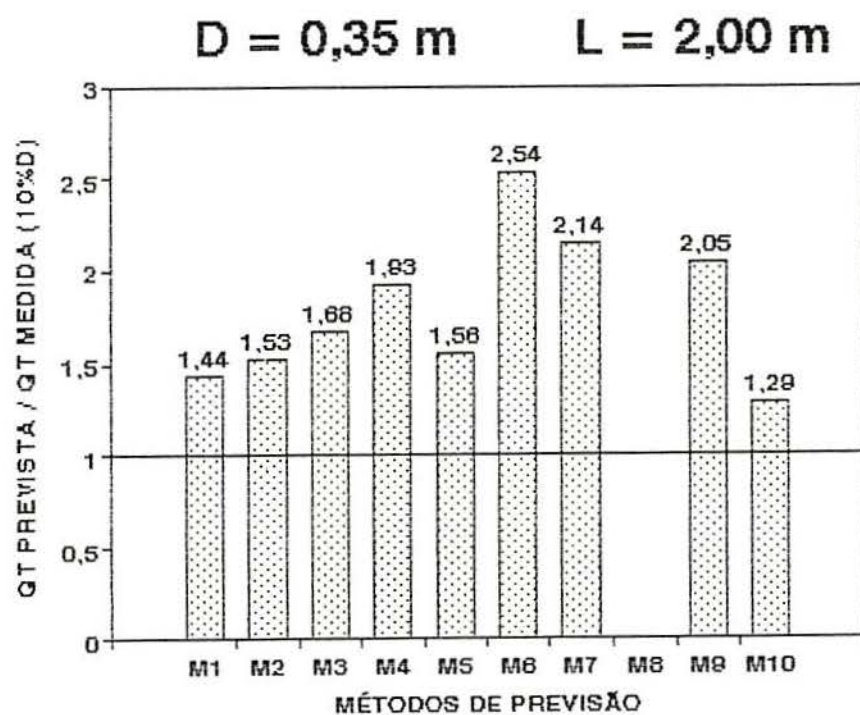
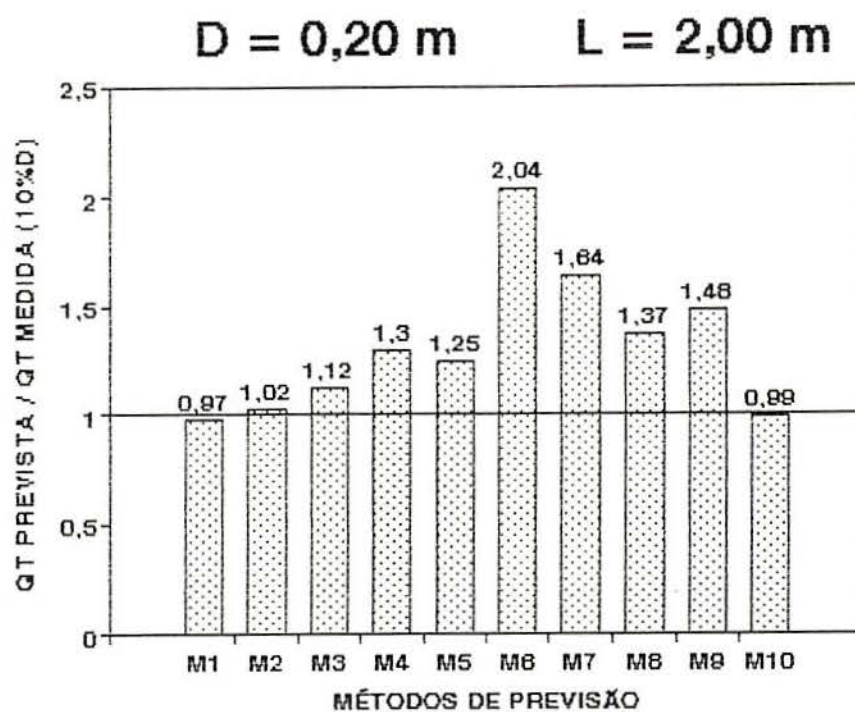


FIGURA 5.8 - Avaliação das previsões de Q_T , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 2

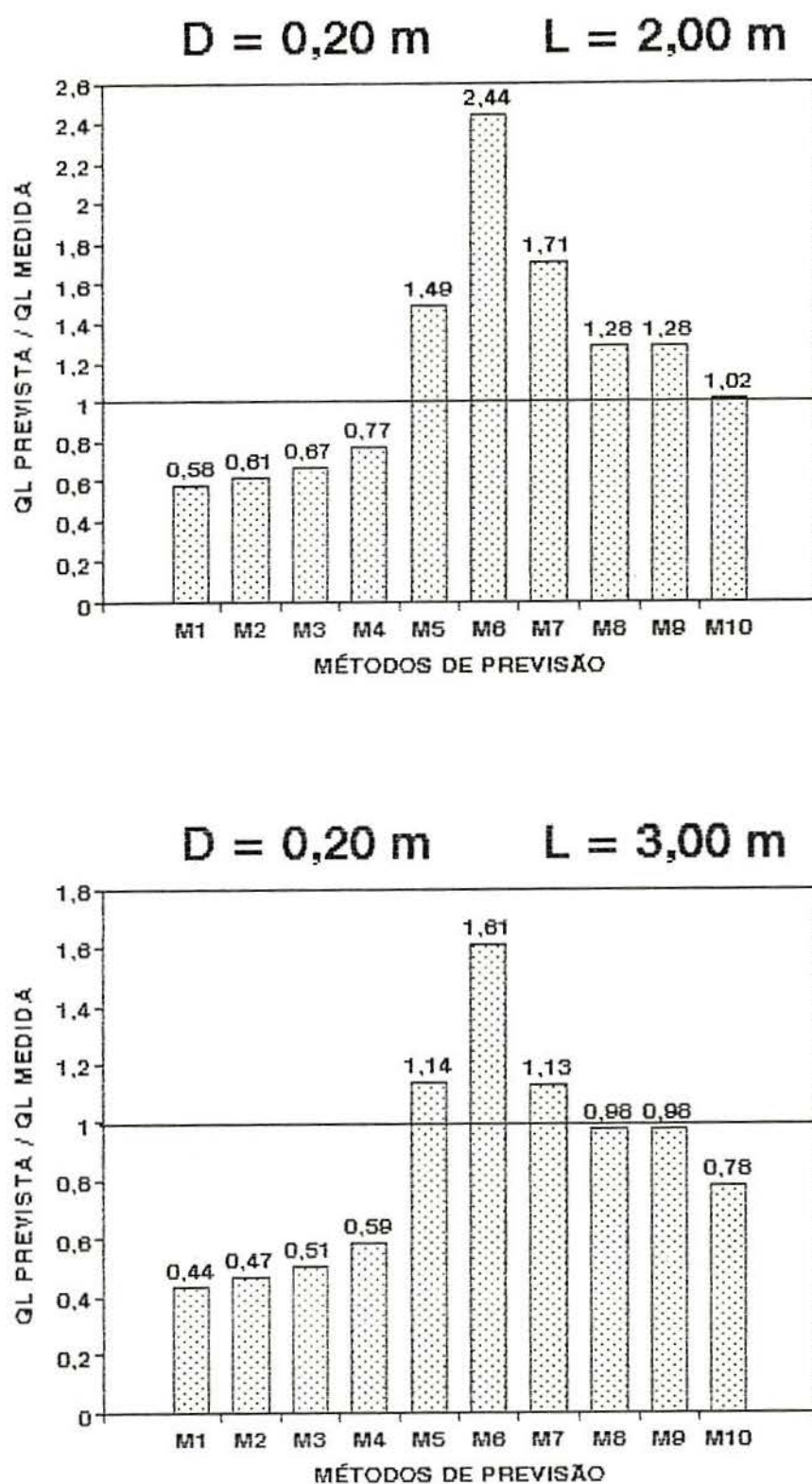


FIGURA 5.9 - Avaliação das previsões de Q_L com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1

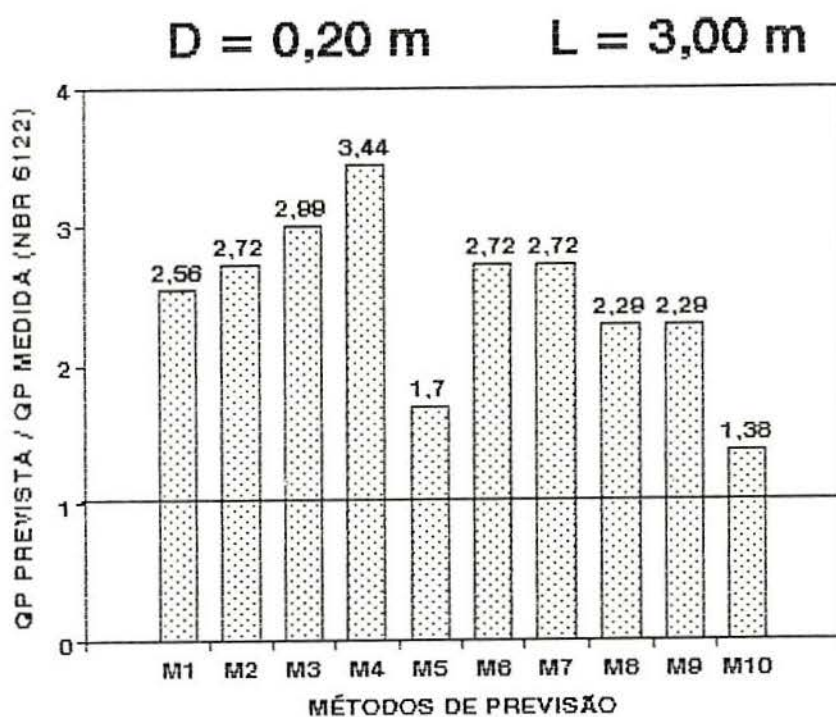
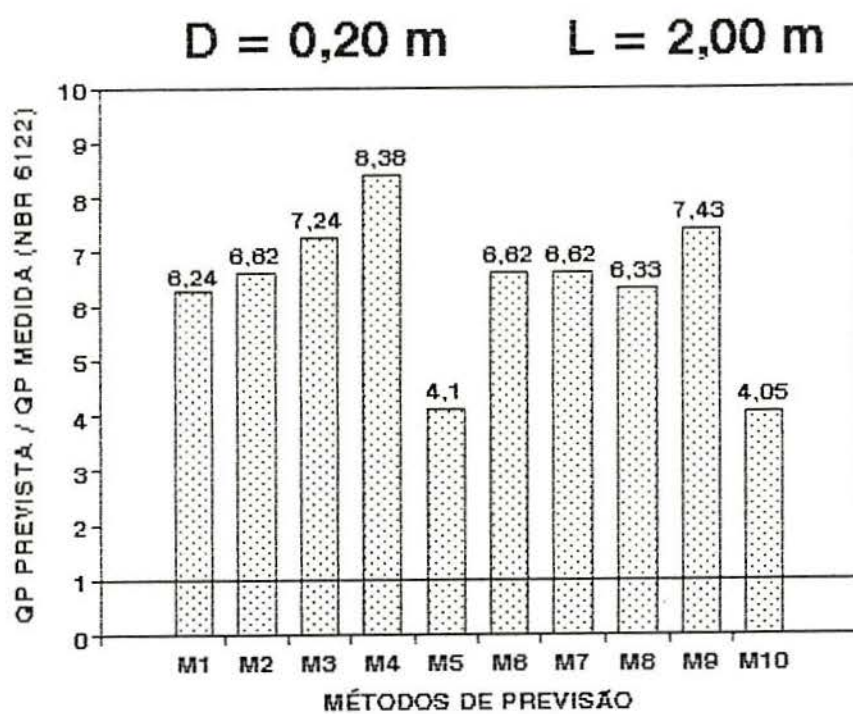


FIGURA 5.10 - Avaliação das previsões de Q_P , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1

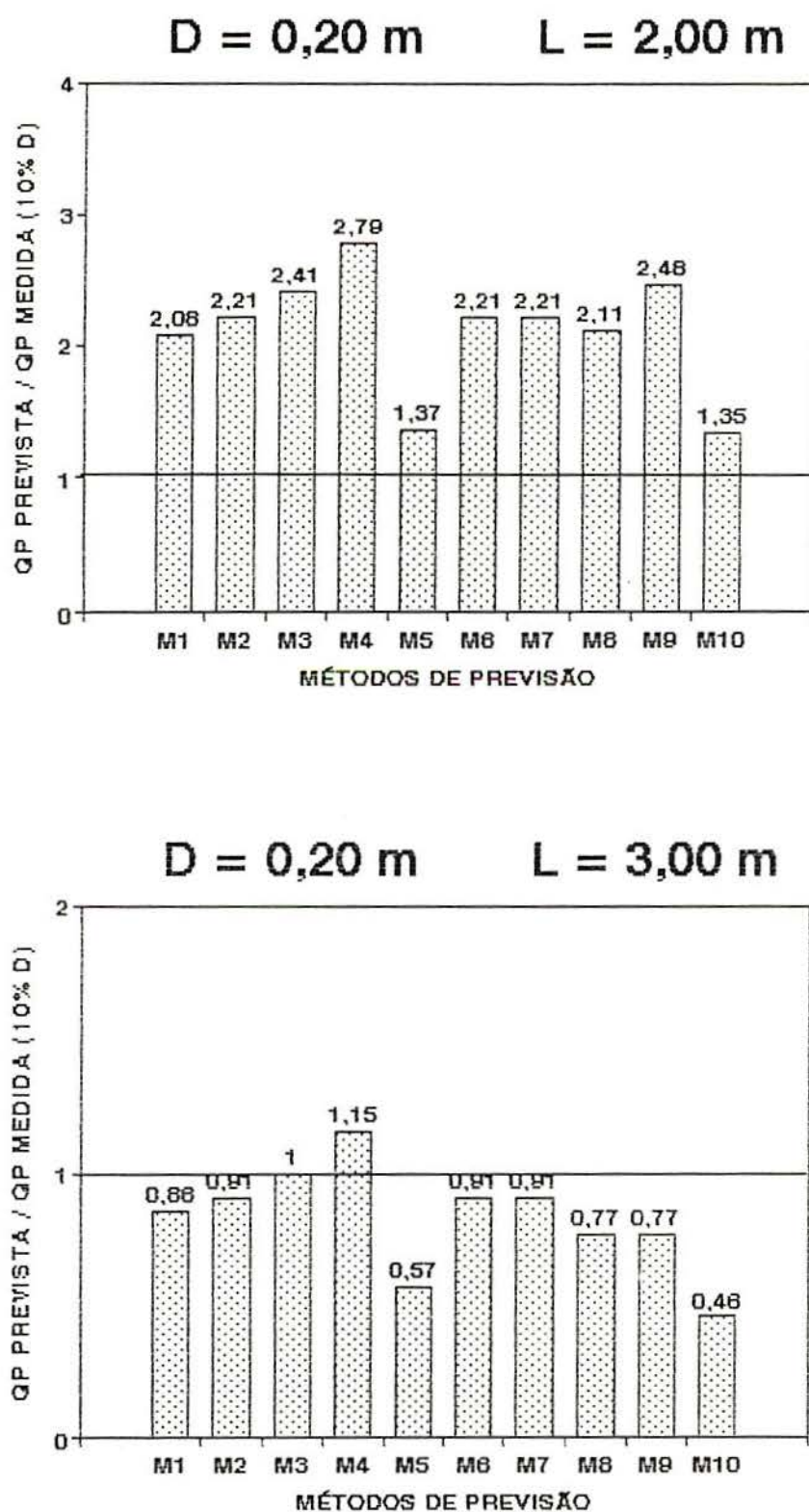


FIGURA 5.11 - Avaliação das previsões de Q_p , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1

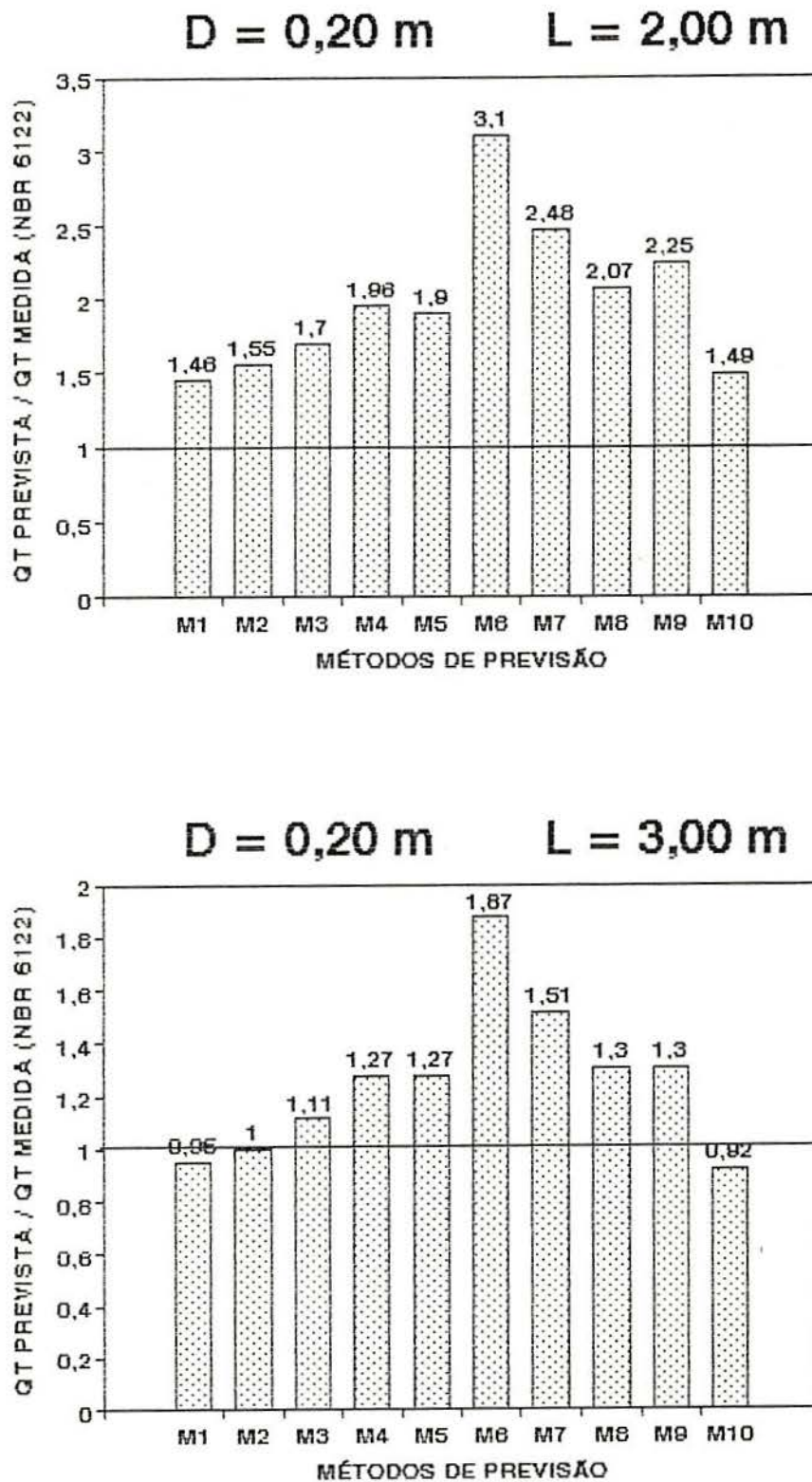


FIGURA 5.12 - Avaliação das previsões de Q_r , segundo a Norma Brasileira, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1

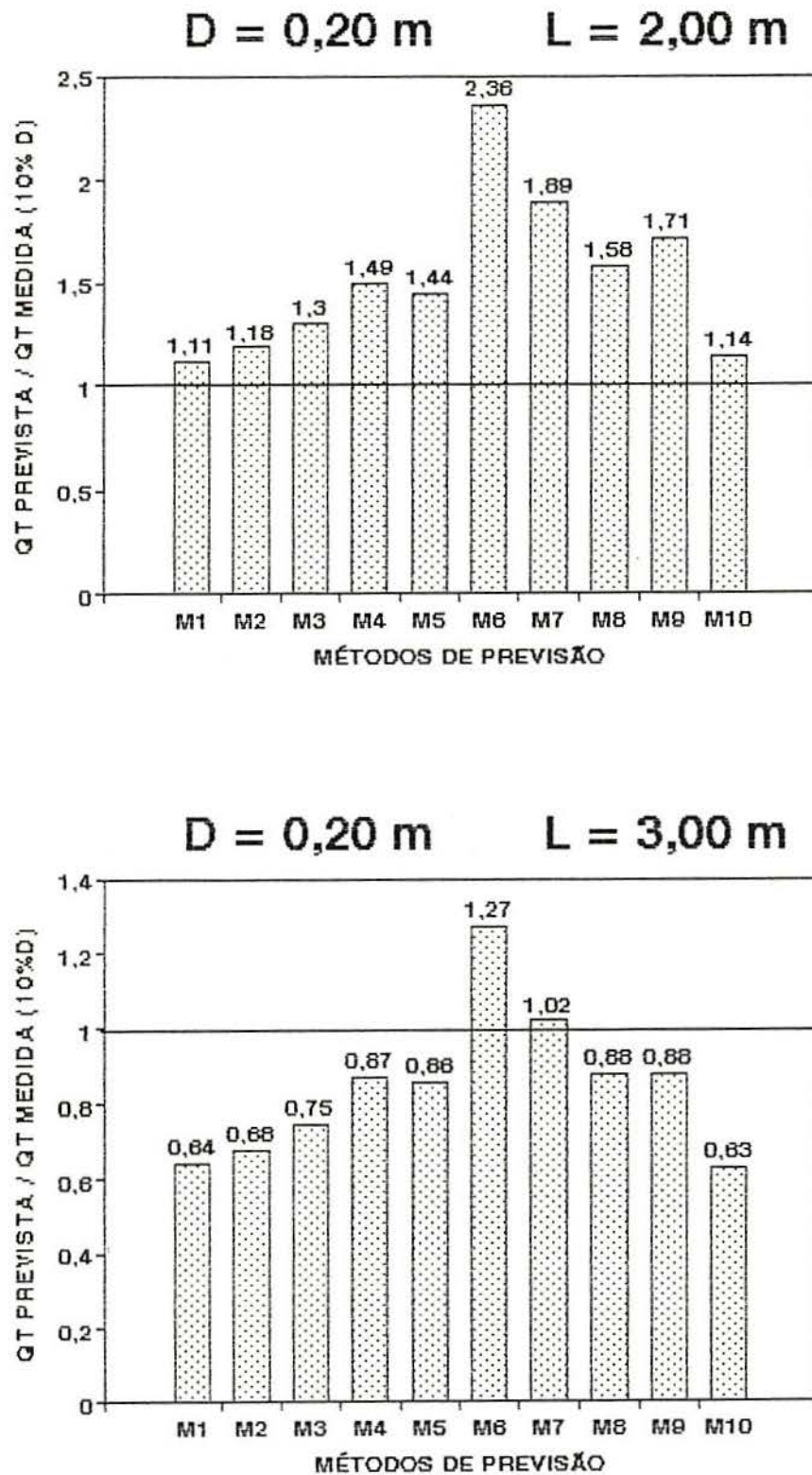


FIGURA 5.13 - Avaliação das previsões de Q_r , segundo a Prática Inglesa, com base nos valores médios de N do ensaio SPT - FASE 1

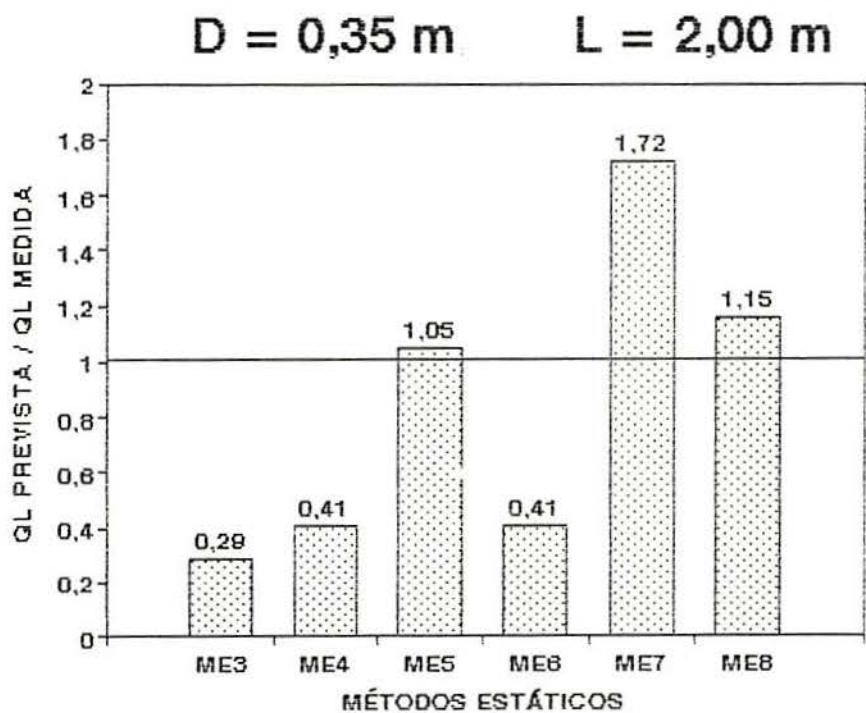
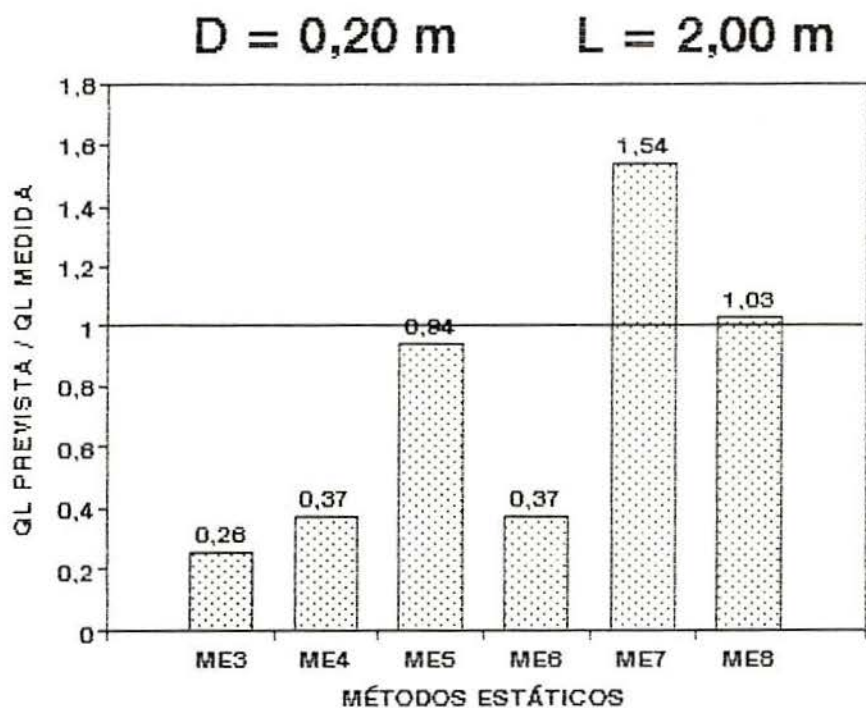


FIGURA 5.14 - Avaliação das previsões de Q_L com base nos parâmetros efetivos do ensaio triaxial - FASE 2

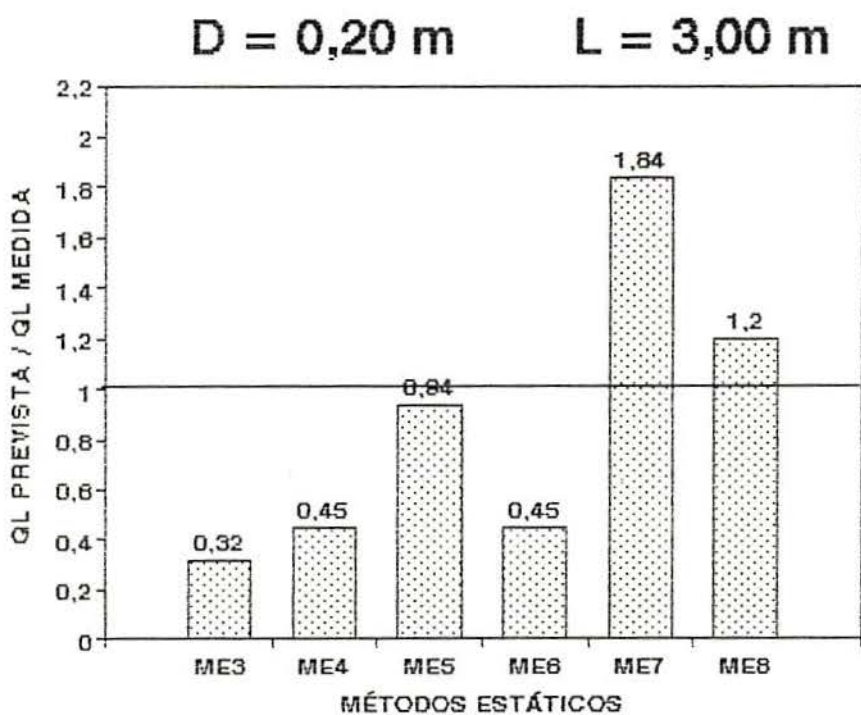
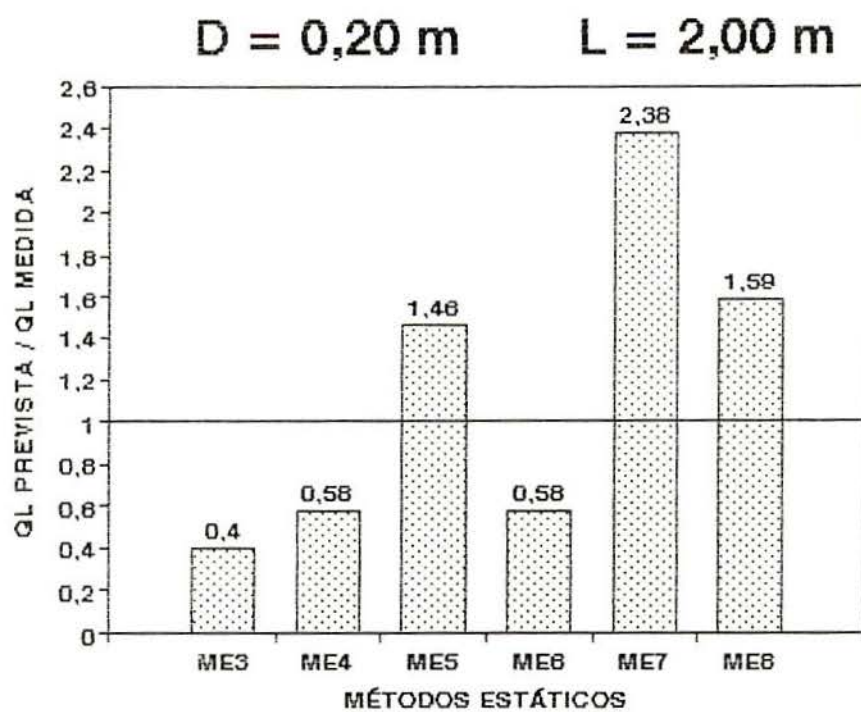


FIGURA 5.15 - Avaliação das previsões de Q_L com base nos parâmetros efetivos do ensaio triaxial - FASE 1

6. RETROANÁLISE

A retroanálise consiste em determinar coeficientes de ajuste com base nas resistências unitárias médias representativas em conjunto com os resultados das sondagens à percussão ou com os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

6.1. RESISTÊNCIAS UNITÁRIAS MÉDIAS REPRESENTATIVAS

A partir dos valores das resistências unitárias das estacas escavadas T₁₅ a T₂₁ (FASE 2) e dos resultados reinterpretados das resistências unitárias das estacas escavadas T₁ a T₅ e T₇ a T₉ ensaiadas no mesmo local (FASE 1) foram obtidas as resistências unitárias médias representativas.

A TABELA 6.1 apresenta as resistências unitárias para a lateral e a ponta de todas as estacas da FASES 1 e 2 destacando os valores médios representativos.

Na FASE 1 as resistências das estacas T₇ e T₂ foram isoladas das demais em virtude de diferenças no processo construtivo (estaca T₇) ou no procedimento da prova de carga (estaca T₂).

Na FASE 2 as estacas T₁₅, T₁₇ e T₁₈ foram separadas devido às discrepâncias dos resultados obtidos nas provas de carga (estacas T₁₅ e T₁₈) ou devido à execução diferenciada na base da fundação (estaca T₁₇).

As estacas T₇ e T₁₇, construídas com dispositivos na base para minimizar o efeito de ponta e estando esta redução da resistência de ponta constatada nas curvas carga x recalque, tiveram suas resistências laterais unitárias incluídas na determinação da resistência unitária média representativa.

TABELA 6.1 - Valores das resistências unitárias das estacas das FASES 1 e 2

FASE	ESTACA	L (m)	D (m)	q _L (kN/m ²)	q _L (kN/m ²)	q _P (kN/m ²)		q _P (kN/m ²)			
						NBR 6122	10% D	NBR 6122	10% D		
1	T ₁	3,0	0,20	18,20	14,11	356,51	1056,8	325,47	966,07		
	T ₃			20,05		299,21	884,90				
	T ₈			16,55		289,66	859,44				
	T ₉			14,01		356,51	1063,2				
	T ₇			17,40		120,96	362,87			120,96	362,87
	T ₂			13,74	13,74	264,20	792,59	264,20	792,59		
2	T ₄	2,0	0,20	8,75	14,11	63,66	194,17	55,17	165,52		
	T ₅			9,15		70,03	206,90				
	T ₁₆			13,77		31,83	95,49				
	T ₁₇			14,09		9,55	35,01			9,55	35,01
	T ₁₅			18,78		44,56	152,79			44,56	152,79
	T ₁₈			16,23		22,87	96,66			22,87	96,66
	T ₁₉			12,23		38,46	122,65			28,76	85,92
T ₂₀	12,32	25,98	74,84								
T ₂₁	12,82	21,83	60,28								

Nota: Os valores grafados em negrito foram considerados representativos para a retroanálise, conforme o item 5.2.

6.2. COEFICIENTES DE PROPORCIONALIDADE A PARTIR DE CORRELAÇÕES COM SONDAJENS À PERCUSSÃO

As correlações a partir das sondagens à percussão com as resistências unitárias médias, lateral e de ponta, foram estudadas através das equações

$$q_L = k_L N_L \quad (6.1)$$

$$q_P = k_P N_P \quad (6.2)$$

onde as resistências unitárias médias estão em kN/m².

A TABELA 6.2 reúne os coeficientes de proporcionalidade para a resistência lateral e para a

resistência de ponta. Os coeficientes k_L foram calculados a partir da resistência lateral unitária e da média ponderada do índice de resistência à penetração dinâmica ao longo do fuste, considerando os valores mínimo, médio e máximo (TABELA 5.3). Para a determinação do coeficiente de proporcionalidade k_P usou-se o valor médio da resistência à penetração dinâmica situado dois diâmetros acima e um diâmetro abaixo da base da estaca.

TABELA 6.2 - Coeficientes de proporcionalidade para as estacas das FASES 1 e 2

F A S E	ESTACA	L (m)	D (m)	N	k_L (kN/m ²)	N	k_P (kN/m ²)	
							NBR 6122	10% D
1	T ₁ T ₃ T ₈ T ₉	3,00	0,20	mín méd máx	5,29 3,42 2,30	mín méd máx	81,37	241,52
	48,22						143,12	
	23,25						69,01	
	30,24						90,72	
1	T ₇	3,00	0,20	mín méd máx	5,15 3,33 2,24	mín méd máx	17,92	53,76
	8,64						25,92	
1	T ₂	3,00	0,20	mín méd máx	5,88 3,79 2,61	mín méd máx	66,05	198,15
	39,14						117,42	
1	T ₄ T ₅	3,00	0,20	mín méd máx	5,88 3,79 2,61	mín méd máx	18,39	55,17
	12,26						36,78	
1	T ₁₆	3,00	0,20	mín méd máx	5,88 3,79 2,61	mín méd máx	9,20	27,59
	3,18						11,67	
1	T ₁₇	3,00	0,20	mín méd máx	5,88 3,79 2,61	mín méd máx	2,12	7,78
	1,59						5,84	
2	T ₁₅	2,00	0,20	mín méd máx	7,83 5,05 3,48	mín méd máx	14,85	50,93
	9,90						33,95	
2	T ₁₈	2,00	0,35	mín méd máx	6,76 4,36 3,00	mín méd máx	7,43	25,47
	3,81						16,11	
2	T ₁₉ T ₂₀ T ₂₁	2,00	0,35	mín méd máx	5,88 3,79 2,61	mín méd máx	7,62	32,22
	5,08						21,48	
2	T ₁₉ T ₂₀ T ₂₁	2,00	0,35	mín méd máx	5,88 3,79 2,61	mín méd máx	3,81	16,11
	9,59						28,64	
2	T ₁₉ T ₂₀ T ₂₁	2,00	0,35	mín méd máx	5,88 3,79 2,61	mín méd máx	6,39	19,09
	4,79						14,32	

Os valores dos coeficientes de proporcionalidade k_L grafados em negrito na TABELA 6.2 foram obtidos pela relação entre a resistência lateral unitária média representativa com os índices de resistência à penetração mínimo, médio e máximo ao longo do fuste. Adotou-se a média ponderada no cálculo dos coeficientes médios de proporcionalidade para a resistência lateral, conforme a TABELA 6.3.

TABELA 6.3 - Coeficientes médios de proporcionalidade para a resistência lateral

VALORES N_{SPT}	k_L (kN/m ²)	k_L (t/m ²)
mínimo	5,63	0,563
médio	3,64	0,364
máximo	2,48	0,248

Os coeficientes médios de proporcionalidade para a resistência de ponta, grafados em negrito na TABELA 6.2, foram variáveis nos diferentes diâmetros e comprimentos das estacas devido a diversificação natural do subsolo e detalhes construtivos, conforme a TABELA 6.4.

TABELA 6.4 - Coeficientes médios de proporcionalidade para a resistência de ponta

ESTACAS		VALORES N_{SPT}	k_P			
COMPRIMENTO (m)	DIAMETRO (m)		NBR 6122		10% DIAMETRO	
			(kN/m ²)	(t/m ²)	(kN/m ²)	(t/m ²)
2,00	0,35	mínimo	9,59	0,959	28,64	2,864
		médio	6,39	0,639	19,09	1,909
		máximo	4,79	0,479	14,32	1,432
	0,20	mínimo	18,39	1,839	55,17	5,517
		médio	12,26	1,226	36,78	3,678
		máximo	9,20	0,920	27,59	2,759
3,00	0,20	mínimo	81,37	8,137	241,52	24,152
		médio	48,22	4,822	143,12	14,312
		máximo	23,25	2,325	69,01	6,901

6.3. COEFICIENTES DE EMPUXO LATERAL

Para a determinação dos coeficientes de empuxo usou-se a expressão

$$q_L = c_a + K \sigma_v \tan d \quad (6.3)$$

onde os valores conhecidos foram obtidos por média ponderada.

Utilizaram-se os dados correspondentes aos parâmetros efetivos do ensaio de compressão triaxial do tipo consolidado e não drenado por apresentarem previsões de resistência lateral mais próximas dos resultados experimentais. O valor do coeficiente médio de empuxo, K , obtido foi igual a 0,377.

A seguir estão os coeficientes de empuxo calculados a partir de equações conhecidas da Mecânica dos Solos

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = 0,243 \quad (6.4)$$

$$K_o = (1 - \sin \phi) = 0,391 \quad (\text{normalmente adens.}) \quad (6.5)$$

$$K_o = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} = 0,821 \quad (\text{pré-adens.}) \quad (6.6)$$

Comparando o valor calculado na retroanálise com os valores apresentados acima observa-se que:

- a) o coeficiente de empuxo ativo é 35,5% menor;
- b) o coeficiente de empuxo em repouso para solos normalmente adensados, é 3,7% maior, e
- c) para solos pré-adensados, K_o é 117,8% maior.

POTYONDY (1961) indicou coeficientes de minoração para o ângulo de atrito interno e para a coesão a partir de ensaios experimentais entre o solo e o material da estaca. Os valores tabulados para ângulo de atrito solo-estaca e adesão mais adequados para esta pesquisa são, respectivamente,

$$d = 0,95 \varnothing \quad (6.7)$$

$$c_a = 0,80 c \quad (6.8)$$

A TABELA 6.5 mostra os valores dos coeficientes de empuxo determinados a partir da aplicação dos índices de redução, propostos por POTYONDY (1961), nos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os valores de K calculados em função dos parâmetros de pico do ensaio de cisalhamento direto não apresentaram realidade física, a coesão encontrada foi elevada.

TABELA 6.5 - Coeficientes de empuxo lateral a partir dos índices sugeridos por POTYONDY (1961)

F A S E	ESTACA	L (m)	D (m)	K		
				CISALHAMENTO DIRETO		COMPRESSÃO TRIAXIAL
				GRANDE DEFORMAÇÃO	TOTAL	EFETIVO
1	T ₁ T ₃ T ₈ T ₉ T ₇	3,00	0,20	0,064	0,126	0,192
	T ₂					
	T ₄ T ₅			0,163	0,302	0,303
2	T ₁₆ T ₁₇	2,00	0,35	0,417	0,661	0,485
	T ₁₅			0,278	0,465	0,385
	T ₁₈			0,163	0,302	0,303
	T ₁₉ T ₂₀ T ₂₁					

Os valores médios do coeficiente de empuxo, com base nos ensaios de laboratório, para d e c_a propostos por POTYONDY (1961) estão na TABELA 6.6.

TABELA 6.6 - Coeficientes médios de empuxo obtidos a partir dos valores propostos por POTYONDY (1961)

ENSAIOS DE LABORATORIO	K
Cisalhamento Direto (Grandes Deformações)	0,122
Compressão Triaxial (Totais)	0,229
Compressão Triaxial (Efetivos)	0,257

Os coeficientes de empuxo obtidos pelos dados dos ensaios de compressão triaxial (tipo CU) em termos totais e efetivos (0,229 e 0,257) e pelos coeficientes corretivos de POTYONDY (1961) forneceram valores próximos do coeficiente de empuxo ativo (0,243).

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

No decorrer deste estudo chegou-se às seguintes conclusões:

1) Os resultados das provas de carga das estacas com diâmetros de 0,20 m e 0,35 m e comprimentos de 2,00 m e 3,00 m, ensaiadas até a ruptura, podem ser descritos como curvas compostas por dois segmentos retilíneos. O primeiro segmento corresponde à mobilização da resistência lateral, com recalques sempre inferiores a 3 mm. O segundo segmento, devido à mobilização da resistência de ponta, mostra um crescimento dos recalques praticamente linear até grandes deslocamentos.

2) O descarregamento no final de cada prova de carga apresentou deslocamentos permanentes não reversíveis.

3) No recarregamento o comportamento foi linear até atingir a carga máxima obtida anteriormente, sem a ocorrência de recalques significativos. Para cargas superiores, os recalques seguiram o comportamento das estacas ensaiadas sem descarga. Os retestes não mostraram perda de resistência.

4) O comportamento da curva carga x recalque determinada no ensaio, e comprovada no reteste, indicou que a ruptura no solo da ponta da estaca é por puncionamento.

5) Os valores da resistência total e da resistência de ponta obtidos pela Prática Inglesa foram superiores aos valores determinados pela Norma Brasileira, já que adota recalques limites maiores. O valor da resistência lateral independe do critério adotado.

6) O acréscimo de 75% no diâmetro das estacas da FASE 2 resultou em 75% de aumento na área lateral e 206,25% na área de ponta e ocasionou um aumento de: 56,6% na resistência lateral, 178,3% na resistência de ponta e 70,4% na resistência total.

7) O aumento de 50% no comprimento das estacas da FASE 1 significa o embutimento da ponta da estaca num solo mais resistente e, portanto, um acréscimo elevado na capacidade de carga (187,6% na resistência lateral, 384,1% na resistência de ponta e 237,7% na resistência total).

8) As previsões que utilizam correlações com as sondagens à percussão resultaram em estimativas mais próximas dos valores obtidos nas provas de carga comparadas com as previsões pelos métodos estáticos.

9) As previsões com base em correlações com o SPT mais ajustadas foram as de AOKI e VELLOSO (1975) com parâmetros propostos por VELLOSO, AOKI e SALAMONI (1978) juntamente com MILITITSKY e ALVES (1985), seguidas por URBANO ALONSO (1981), FONTOURA, VELLOSO e PEDROSA (1982), LAPROVITERA (1988) e DANZIGER (1982).

10) Com relação aos métodos estáticos, a melhor previsão da resistência lateral foi a estimada por CHANDLER (1968) seguida por TOUMA e REESE (1974). A resistência de ponta mais adequada foi a de TERZAGHI e PECK (1967) para ruptura local.

11) A previsão da resistência de ponta foi superestimada em todos os métodos estudados, possivelmente devido a problemas de limpeza na ponta das estacas e a pequena representatividade das estacas-modelo com relação ao nível de resistência usual de fundações reais. Enquanto que a maioria dos métodos de previsão subestimam a resistência lateral.

12) Dados de sondagens realizadas próximas (menos de 7,0 m) mostram a natural heterogeneidade do subsolo local, o que normalmente não é estudado em casos correntes, onde dados

de sondagens afastadas (20,0 m ou mais) são usados como base para estabelecimento do método.

13) O comportamento das estacas sob carga é normalmente variável, como resposta à alteração do subsolo e detalhes construtivos.

14) Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são úteis apenas em casos muito especiais e não há acúmulo de conhecimento a respeito para solos parcialmente saturados, é necessário aprofundar o estudo sistemático do comportamento de cada tipo de fundação nestes solos.

15) Cabe o estudo da adequação dos modelos de cálculo propostos para diferentes condições com execução de campos de prova onde podem ser estudados em detalhe e profundidade as propriedades e condições do solo, o efeito de execução das fundações nestas propriedades e condições, para avaliação da variabilidade das mesmas e dos métodos.

16) As cargas de ruptura obtidas pelos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque de VAN DER VEEN (1953), de MAZURKIEWICZ (1972) e de MASSAD (1986) foram inferiores as cargas de ruptura obtidas nos ensaios interpretadas segundo os critérios da Norma Brasileira e da Prática Inglesa, mostrando inadequação para o caso estudado.

17) A variabilidade das previsões evidencia a necessidade do uso de fatores de segurança apropriados para o projeto de estruturas verdadeiras. Somente o estudo sistemático de provas de carga (instrumentadas ou não) com a devida análise de representatividade poderá indicar, em cada tipo de solo e de fundação profunda, valores de fatores de segurança confiáveis.

18) Relações tipo q_L ou $q_P = f(N_{SPT})$ são de natureza empírica, sendo necessário o estabelecimento de banco de dados regional para a determinação de fatores de ajustamento e fatores de segurança confiáveis.

19) Na medida em que a normalização brasileira de fundações propõe fator de segurança global mínimo de 2 para o caso em que a carga de ruptura é obtida em prova de carga, os

valores determinados na presente pesquisa indicam a necessidade do uso de fatores globais maiores quando a capacidade de carga for estimada com base nos métodos de utilização corrente de correlação com N_{SPT} (métodos não ajustados).

20) Os coeficientes médios de proporcionalidade para a resistência lateral determinados por retroanálise a partir de correlações com sondagens à percussão foram: 5,63 para N_{SPT} mínimo, 3,64 para N_{SPT} médio e 2,48 para N_{SPT} máximo, unidades em kN/m^2 .

21) Os coeficientes médios de proporcionalidade, em kN/m^2 , para a resistência de ponta em função das sondagens à percussão foram:

a) para estacas com 2,00 m de comprimento e 0,35 m de diâmetro, 9,59 para N_{SPT} mínimo, 6,39 para N_{SPT} médio, 4,79 para N_{SPT} máximo, segundo a Norma Brasileira, e 28,64 para N_{SPT} mínimo, 19,09 para N_{SPT} médio e 14,32 para N_{SPT} máximo, segundo a Prática Inglesa;

b) para estacas com 2,00 m de comprimento e 0,20 m de diâmetro, 18,39 para N_{SPT} mínimo, 12,26 para N_{SPT} médio, 9,20 para N_{SPT} máximo, segundo a Norma Brasileira, e 55,17 para N_{SPT} mínimo, 36,78 para N_{SPT} médio e 27,59 para N_{SPT} máximo, segundo a Prática Inglesa;

c) para estacas com 3,00 m de comprimento e 0,20 m de diâmetro, 81,37 para N_{SPT} mínimo, 48,22 para N_{SPT} médio, 23,25 para N_{SPT} máximo, segundo a Norma Brasileira, e 241,52 para N_{SPT} mínimo, 143,12 para N_{SPT} médio e 69,01 para N_{SPT} máximo, segundo a Prática Inglesa.

22) O valor do coeficiente médio de empuxo lateral (0,377), calculado por parâmetros efetivos do ensaio triaxial do tipo consolidado e não drenado, foi aproximado ao valor do coeficiente de empuxo em repouso para solos normalmente adensados (0,391).

23) Os coeficientes médios de empuxo obtidos em função dos índices corretivos de POTYONDY (1961) e dos resultados dos ensaios de compressão triaxial, tipo CU, em termos totais

(0,229) e efetivos (0,257) foram valores próximos do coeficiente de empuxo ativo (0,243).

7.2. SUGESTOES PARA FUTUROS TRABALHOS

Para continuação deste trabalho, no âmbito de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solos parcialmente saturados, sugere-se:

- * Ampliar o campo de prova existente visando um estudo sistemático do comportamento destas estacas com diferentes diâmetros e comprimentos, tendo em vista que já foram executadas duas estacas de reação para esta finalidade.

- * Executar provas de carga ao arrancamento nas estacas da FASE 2 para comparar e avaliar os resultados com os dados apresentados nesta pesquisa.

- * Estudar o comportamento de estacas com base alargada e verificar a aplicabilidade das conclusões obtidas para estacas com diâmetro constante.

- * Realizar ensaios de laboratório para estudar em detalhe e profundidade as propriedades e condições do solo.

- * Utilizar estacas instrumentadas no sentido de reforçar as conclusões assumidas e ampliar os conhecimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 ALONSO, U. R. Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir de resultados de sondagens à percussão. *Solos e Rochas*, v.4, n.3, p.19-32, dez. 1981.
- 2 ALVES, I. P. M. **Comportamento de estacas escavadas no Rio Grande do Sul.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1984. Diss. maestr.
- 3 AOKI, N. Considerações sobre previsão e desempenho de alguns tipos de fundações profundas sob a ação de cargas verticais. In: SIMPÓSIO TEORIA E PRÁTICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 1985, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1985. v.1, p.211-252.
- 4 AOKI, N., VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 1975. v.1, p.367-376.
- 5 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estaca e tubulão - prova de carga:** NBR 6121. Rio de Janeiro, 1986. 6p.
- 6 _____. **Estacas - prova de carga estática:** NBR 12131. Rio de Janeiro, 1992. 4p.
- 7 _____. **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos:** NBR 6484. Rio de Janeiro, 1980. 12p.
- 8 _____. **Projeto e execução de fundações:** NBR 6122. Rio de Janeiro, 1986. 62p.
- 9 _____. **Projeto e execução de obras de concreto armado:** NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978. 76p.

- 10 BEGEMANN, H. K. S. The friction cone as an aid in determining the soil profile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. *Proceedings...* Toronto: University Press, 1965. v.1, p.17-20.
- 11 BRASIL. Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de Pesquisa Pedológica. *Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul*. Recife, 1973. 431p. (Boletim Técnico, 30).
- 12 BURLAND, J. B. Shaft friction of piles in clay - a simple fundamental approach. *Ground Engineering*, Brentwood, v.6, n.3, p.30-42, 1973.
- 13 CASSAN, M. *Les essais in situ en mécanique des sols*. Paris: Eyrolles, 1978. v.1: Réalisation et interprétation.
- 14 CHANDLER, R. J. The shaft friction of piles in cohesive soils in terms of effective stress. *Civil Engineering and Public Works Review*, v.63, p.48-51, 1968.
- 15 DANZIGER, B. R. *Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas*. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1982, 265p. Diss. maestr.
- 16 DECOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. *Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, 1982. v.1, p.29-34.
- 17 DECOURT, L., QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v.1, p.45-54.
- 18 FELLENIUS, B. H. Test loading of piles and new proof testing procedure. *Journal of the Geotechnical*

- Engineering Division**, New York, ASCE, v.101, n.9, p.855-869, Sept. 1975.
- 19 FELLENIUS, B. H. The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, v. 13, n.6, p.19-31, Sept. 1980.
- 20 FONTOURA, S. A. B., VELLOSO, P. P. C., PEDROSA, M. G. A. Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada, com instrumentação no fuste. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1982. v.2, p.221-235.
- 21 KÉZDI, A. Deep foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. **Proceedings...** Toronto: University Press, 1965. v.3, p.256-264; 473-476.
- 22 LAPROVITERA, H. **Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados.** Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1988, 213p. Diss. maestr.
- 23 MASSAD, E. Provas de carga e acompanhamento de recalques. In: SEMINARIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1., 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 1985. v.2, p.9-72.
- 24 MASSAD, F. Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. **Solos e Rochas**, v.9, n.1, 4.33-36, abr. 1986.
- 25 MATOS, L. F. S. **Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro num solo parcialmente saturado.** Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1989, 111p. Diss. maestr.
- 26 MEKSRAITIS, P. **Comportamento de microestacas.** Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1988, 282p. Diss. maestr.
- 27 MILITITSKY, J. **Fundações profundas.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1988. 105p. Notas de aula.

- 28 _____. **Large bored piles in clay - design and behaviour.** Surrey: University of Surrey, Department of Civil Engineering, 1980. 222p.
- 29 _____. **Provas de carga estáticas - relato do estado de conhecimento.** In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1991. v.2, p.203-228.
- 30 _____. **Relato do estado atual de conhecimento - fundações.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1987. 72p. (Relatório Técnico, 6).
- 31 MILITITSKY, J., ALVES, I. **Discussions - Section 3.3: Building foundations.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1., 1985, Brasília. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, 1985. v.4, p.45-48.
- 32 PERES, M.C., MILITITSKY, J. **Contribuição ao estudo do comportamento à compressão de estacas escavadas em solos parcialmente saturados.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9., 1990, Salvador. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1990. v.2, p.535-543.
- 33 POTYONDY, J. G. **Skin friction between various soils and construction materials.** *Geotechnique*, v.11, n.4, p.339-353, Dec. 1961.
- 34 PREZZI, M. **Ensaio de penetração tipo cone (CPT) na região metropolitana de Porto Alegre.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1990. 176p. Diss. maestr.
- 35 RAMIRES, M.C.P., MILITITSKY, J. **Resistência à compressão de estacas em solos parcialmente saturados.** In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25., 1991, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC, 1991. v.2, p.491-502.
- 36 TERZAGHI, K., PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice.** 2.ed. New York: John Wiley, 1967.

- 37 TOUMA, P., REESE, L. C. Behaviour of bored piles in sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, ASCE, v.100, n.7, p.749-761, 1974.
- 38 VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich: ICOSOMEF, 1953. v.2, p.84-90.
- 39 VELLOSO, D. A., AOKI, N., SALAMONI, J. A. Fundações para o silo vertical de 100000 t no porto de Paranaguá. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v.3, p.125-151.
- 40 VELLOSO, P. P. C. **Fundações - aspectos geotécnicos**. 5. ed. Rio de Janeiro: PUC/DEC, 1987. 3v.
- 41 VÉSIC, A. S. **Design of pile foundations**. Washington: National Academy of Sciences, Transportation Research Board, 1977.