

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

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO À
COMPRESSÃO DE ESTACAS METÁLICAS
CURTAS EM SOLO SEDIMENTAR**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Sérgio Fernandes Gonçalves

Santa Maria, RS, Brasil

2008

2008	Mestre	GONÇALVES, Sérgio Fernandes	PPGEC/UFSM,RS
-------------	---------------	------------------------------------	----------------------

ESTUDO DO COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS METÁLICAS CURTAS EM SOLO SEDIMENTAR

Por

Sérgio Fernandes Gonçalves

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

Orientador: Prof. Dr. José Mário Doleys Soares

Santa Maria, RS, Brasil

2008

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

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

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO À
COMPRESSÃO DE ESTACAS METÁLICAS
CURTAS EM SOLO SEDIMENTAR**

elaborada por
Sérgio Fernandes Gonçalves

Com requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia

COMISSÃO EXAMINADORA:

José Mário Doleys Soares, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)

Márcio Vandrúsculo, Dr. (URI)

Santa Maria, 29 de Fevereiro de 2008.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer às seguintes pessoas e instituições que, de alguma forma, auxiliaram na elaboração desta dissertação:

-ao Prof. Dr. José Mário Doleys Soares, pela orientação dedicada, competente e pela sua eterna disponibilidade, inclusive em suas horas de descanso;

-ao Eng^o Sérgio Kaminski, diretor da SERKI Fundações Ltda., pelos ensinamentos ao longo dos anos, e pelo apoio na execução do ensaio com mão de obra e equipamento;

-ao Grupo Gerdau, na figura do Eng^o Marcelo Lopes Abella, pelo apoio e interesse na pesquisa, cedendo os perfis metálicos para torná-la concreta;

-à futura colega Luíza Denardi César, sempre disponível e colaborando na execução dos gráficos;

-aos alunos da graduação César Carlotto e Felipe Dalmaso, que me acompanharam e ajudaram nas noites dos ensaios;

-ao colega de pós-graduação e engenheiro Daniel Russi, pelo exemplo de empenho e dedicação;

-ao secretário do curso do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Eliomar, pelo atendimento competente e prestativo;

-e, enfim, a todos os professores e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelos ensinamentos durante o curso de Mestrado.

RESUMO

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

ESTUDO DO COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE ESTACAS METÁLICAS CURTAS EM SOLO SEDIMENTAR

AUTOR: SÉRGIO FERNANDES GONÇALVES
ORIENTADOR: JOSÉ MÁRIO DOLEYS SOARES
Data e Local da Defesa: Santa Maria, 29 de fevereiro de 2008

O presente trabalho visa analisar o comportamento de estacas metálicas curtas do tipo perfil “H”, W 150 x 22,5, submetidas a prova de carga estática à compressão, executadas com profundidades de 3m, 4m e 5m, em solo sedimentar no Campo Experimental em Engenharia Geotécnica da UFSM (CEEG/UFSM). No local da pesquisa, o subsolo apresenta uma camada superficial de 5 m de espessura, constituída de argila-arenosa plástica, consistência rija, seguida de uma camada de areia fina a média, muito compacta até 14 m. Foram feitas correlações entre as cargas de ruptura das estacas ensaiadas com os parâmetros obtidos através de sondagens de simples reconhecimento (SPT), quais sejam, cargas de ruptura estimadas através de métodos de cálculo de capacidade de carga consagrados. Foram aplicados critérios de extrapolação das curvas carga x recalque e equações de cálculo de nega, com o objetivo de se obter as cargas de ruptura. Também se obteve informações para o incremento de um banco de dados, visando oferecer mais opções de execução de fundações para a região de Santa Maria. Com os resultados, foram feitas as análises de transferência de carga, comparações entre métodos, além da definição de parâmetros para cálculo de carga de ruptura em estacas metálicas, conforme objetivos apresentados.

Palavras-chaves: Fundação, Estaca Metálica, Prova de Carga.

ABSTRACT

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

STUDY OF THE BEHAVIOR OF SHORT METALLIC PILES TO COMPRESSION IN SEDIMENTARY GROUND

AUTHOR: SÉRGIO FERNANDES GONÇALVES

ADVISOR: JOSÉ MÁRIO DOLEYS SOARES

Date and Local of Defense: Santa Maria, February, 29, 2008.

The present work aims at analyzing the behavior of short metallic piles type profile "H", W 150 x 22,5, submitted to static load test to compression, executed in 3, 4 and 5m depths, in sedimentary ground at the Experimental Field of the Geotechnical Engineering of UFSM (CEEG/UFSM)., The under soil presents a superficial layer thickness of 5m at the research location, consisting of plastic clay-arenaceous, rigid consistency, followed by a sand layer with thickness varying from thin to average, very compact and up to 14 m. Correlations were made between the rupture loads of the essayed props and the parameters obtained through soundings of simple recognition (SPT), that is, estimated rupture loads by methods of calculation of consecrated load capacity. Extrapolation criteria were applied load x stress of the curves and calculation equations of maximum penetration, with the objective of creating rupture loads. Also information was obtained for the increment of a database, aiming at offering other execution options of foundations for the Santa Maria region. With the results, analyses of load transfers were performed, plus comparisons between the methods, in addition to the parameter definitions for the rupture load on metallic props, according to present objectives.

Word-keys: Foundation, Metallic Pile, Load Test

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Esquema da capacidade de carga de fuste e ponta da estaca, figura (a) parcelas totais, (b) parcelas unitárias.....	8
Figura 2.2 - Seções transversais de estacas metálicas.....	9
Figura 2.3 - Área útil da seção de estacas metálicas.....	10
Figura 2.4 - Áreas de transferência de carga nas estacas metálicas.....	11
Figura 2.5 - Procedimento de aumento da área de ponta de perfis metálicos.....	12
Figura 2.6 - Registro do repique e nega.....	15
Figura 2.7 - Detalhe do repique.....	15
Figura 2.8 - Esquema básico da instrumentação de campo.....	16
Figura 2.9 - Sinal típico.....	16
Figura 2.10 - Sistemas de reação usuais para provas de carga estáticas em estacas.....	19
Figura 2.11 - Esquema de medição em provas de carga de compressão.....	20
Figura 2.12 - Aplicação do método de interseção de tangentes (Mansur e Kaufman, 1956).....	27

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Localização do município de Santa Maria no mapa das regiões do Estado do Rio Grande do Sul (Fonte: NUTEP/UFRGS).....	36
Figura 3.2 - Localização do município de Santa Maria na Região AM-Centro (Fonte: Emmer, 2004).....	37
Figura 3.3 - Vista área do campus da Universidade Federal de Santa Maria (Fonte: Emmer, 2004).....	37
Figura 3.4 - Localização do campo experimental na UFSM (Fonte: Emmer, 2004).....	38
Figura 3.5 - Croqui do campo experimental (Fonte: Emmer, 2004).....	38
Figura 3.6 - Perfil da trincheira profunda TP-1, localizada na área 1 do CEEG/UFSM (Fonte: Emmer, 2004).....	40

Figura 3.7 - Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM	
(Fonte: Nienov, 2006).....	42
Figura 3.8 - Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (wn) com a profundidade.	
(Fonte: Nienov, 2006).....	45

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Disposição das estacas no campo experimental.....	46
Figura 4.2 - Croqui com planta baixa e vista das estacas no campo experimental.....	47
Figura 4.3 - Esquema básico do sistema de reação.....	48
Figura 4.4 - Trado para a escavação das estacas de reação.....	48
Figura 4.5 - Escavação da estaca de reação.....	49
Figura 4.6 - Colocação da armadura das estacas de reação.....	49
Figura 4.7 - Concretagem da estaca de reação.....	50
Figura 4.8 - Viga de reação.....	50
Figura 4.9 - Preparo do equipamento para início da cravação.....	52
Figura 4.10 - Verificação do prumo da estaca.....	52
Figura 4.11 - Cravação do perfil metálico com execução do diagrama de cravação.....	53
Figura 4.12 - Macaco hidráulico, calços e placa.....	53
Figura 4.13 - Bomba hidráulica.....	54
Figura 4.14 - Disposição dos deflectômetros sobre a placa.....	55
Figura 4.15 - Preparação para início dos ensaios.....	56

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 - Curva carga x recalque das estacas EM1 e EM2.....	58
Figura 5.2 - Curva carga x recalque ampliada das estacas EM1 e EM2.....	59
Figura 5.3 - Curva carga x recalque das estacas EM3 e EM4.....	60
Figura 5.4 - Curva carga x recalque ampliada das estacas EM3 e EM4.....	60
Figura 5.5 - Curva carga x recalque das estacas EM5 e EM6.....	61
Figura 5.6 - Curva carga x recalque ampliada das estacas EM5 e EM6.....	62

Figura 5.7 – Curva carga x recalque de todas as estacas ensaiadas.....	62
Figura 5.8 - Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 1 e 2.....	65
Figura 5.9 - Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 3 e 4.....	65
Figura 5.10 - Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 5 e 6.....	66
Figura 5.11 - Conjunto dos resultados das seis estacas relativo aos métodos e ensaios de campo.....	66
Figura 5.12 - Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM1.....	69
Figura 5.13 - Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM2.....	70
Figura 5.14 - Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM3.....	70
Figura 5.15 - Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM4.....	71
Figura 5.16 - Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM5.....	71
Figura 5.17 - Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM6.....	72
Figura 5.18 - Comparação entre os resultados das cargas de ruptura obtidos pelas equações de cálculo de nega das estacas EM1 e EM2.....	75
Figura 5.19 - Comparação entre os resultados das cargas de ruptura obtidos pelas equações de cálculo de nega das estacas EM3 e EM4.....	75
Figura 5.20 - Comparação entre os resultados das cargas de ruptura obtidos pelas equações de cálculo de nega das estacas EM5 e EM6.....	76
Figura 5.21 - Comparação entre estacas metálicas (EM 1/2) e escavadas (EC 1/2) quanto aos métodos de cálculo de capacidade de carga.....	77
Figura 5.22 - Comparação entre estacas metálicas (EM 3/4) e escavadas (EC 3/4) quanto aos métodos de cálculo de capacidade de carga.....	78
Figura 5.23 - Comparação entre estacas metálicas (EM 5/6) e escavadas (EC 5/6) quanto aos métodos de cálculo de capacidade de carga.....	78
Figura 5.24 - Comparação entre estacas metálicas (EM 1) e escavadas (EC 1) quanto aos métodos de extrapolação das curvas.....	80

Figura 5.25 - Comparação entre estacas metálicas (EM 2) e escavadas (EC 2) quanto aos métodos de extrapolação das curvas.....	80
Figura 5.26 - Comparação entre estacas metálicas (EM 3) e escavadas (EC 3) quanto aos métodos de extrapolação das curvas.....	81
Figura 5.27 - Comparação entre estacas metálicas (EM 4) e escavadas (EC 4) quanto aos métodos de extrapolação das curvas.....	81
Figura 5.28 - Comparação entre estacas metálicas (EM 5) e escavadas (EC 5) quanto aos métodos de extrapolação das curvas.....	82
Figura 5.29 - Comparação entre estacas metálicas (EM 6) e escavadas (EC 6) quanto aos métodos de extrapolação das curvas.....	82

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 - Carga estrutural admissível de perfis metálicos.....	11
Tabela 2.2 - Coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Aoki-Velloso, 1975).....	29
Tabela 2.3 - Coeficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975).....	30
Tabela 2.4 - Fator característico do solo C (Décourt-Quaresma, 1978).....	32
Tabela 2.5 - Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).....	34
Tabela 2.6 - Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).....	34
Tabela 2.7 - Coeficiente α e β (Método da UFRGS).....	35

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Descrição morfológica parcial, trincheira profunda TP-1, da camada superficial. Fonte: Emmer, 2004.....	40
Tabela 3.2 - Resumo dos resultados de caracterização da área de estudo Fonte: Emmer, 2004.....	43
Tabela 3.3 - Umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência com a profundidade no local de execução das estacas. Fonte: Nienov (2006).....	44

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 - Valores das resistências à penetração dinâmica (N_{SPT}). (Fonte: Emmer, 2006).....	63
Tabela 5.2 - Resultados dos métodos de cálculo de capacidade de carga.....	63
Tabela 5.3 - Comparação entre os resultados dos métodos e as cargas de ruptura medidas.....	64
Tabela 5.4 - Parcelas de atrito lateral e ponta, estimadas pelos métodos de cálculo de capacidade de carga.....	67
Tabela 5.5 - Estimativa de carga de ruptura através de critérios de interpretação das curvas carga x recalque.....	68
Tabela 5.6 - Comparação dos resultados dos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque.....	68
Tabela 5.7 - Negas calculadas e medidas.....	72
Tabela 5.8 - Cargas de ruptura através das equações de cálculo de nega.....	73
Tabela 5.9 - Comparação dos resultados das cargas de ruptura através das equações de nega.....	74
Tabela 5.10 - Comparação entre os resultados dos métodos de capacidade de carga das estacas metálicas e escavadas.....	77
Tabela 5.11 - Comparação entre os resultados dos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque para estacas metálicas e escavadas.....	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

- A : coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral (Lobo)
- A_L : área da superfície lateral da estaca;
- A_P : área da base da estaca, da seção transversal da ponta
- A_s, A : área útil da seção transversal da estaca
- C : fator característico do solo (Décourt-Quaresma)
- C2 : deformação elástica do fuste da estaca
- C3 : deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca
- CLT ou SCT : *Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test* - ensaio cíclico de carga ou ensaio cíclico sueco
- CPT : Cone Penetration Test
- CPT-U: Cone Penetration Test com medida de pressão neutra
- CSN : Companhia Siderúrgica Nacional
- D : diâmetro do círculo circunscrito à estaca (NBR 6122)
- E : módulo de elasticidade da estaca (NBR 6122)
- F1, F2 : coeficientes de transformação (Aoki-Velloso)
- Fd : variação da energia potencial (Lobo)
- IP : índice de plasticidade
- K : repique, rigidez (Décourt)
- L : comprimento total da estaca (NBR 6122)
- ΔL : espessura de camada
- LL : limite de liquidez
- LP : limite de plasticidade
- M_m : representa a massa do martelo (Lobo)
- M_h : representa a massa da haste (Lobo)
- NSPT : número de golpes resultantes do ensaio SPT
- \bar{P} : carga admissível (Aoki-Velloso)
- P : peso próprio da estaca
- PDA : Pile Driving Analyzer
- Q : é a carga vertical aplicada em determinado estágio de carregamento (V. Veen)
- ΔQ : pequenos incrementos de carga (Van der Veen)
- QL : resistência lateral

Q_{\max} : maior valor da carga aplicada no ensaio de campo (Van der Veen)
 QM ou QML : *Quick Maintained Load Test* - ensaio rápido de carga constante
 QR : resistência total à compressão, capacidade de carga da estaca
 QP : resistência de ponta
 Q_{ult} : carga de ruptura (Van der Veen)
 R : resistência oposta pelo solo à cravação da estaca, capacidade de carga (Aoki-Velloso)
 $R_{med.}$: valor médio da capacidade de carga dos elementos isolados de fundação (Aoki-Velloso)
 R_l : resistência lateral (Aoki-Velloso)
 R_p : resistência de ponta (Aoki-Velloso)
 SM ou SML : *Slow Maintained Load Test* - ensaio lento de carga constante
 SPT : Standard Penetration Test
 SPT-T : Standard Penetration Test complementado com medida de torque
 U : perímetro da seção transversal do fuste
 W : peso do pilão
 a_l : área lateral total do amostrador (Lobo)
 a_p : área de ponta do amostrador SPT (Lobo)
 f_c : atrito lateral unitário (Aoki-Velloso)
 f_{yk} : resistência característica do aço
 g : aceleração da gravidade (Lobo)
 h : altura de queda do pilão
 k : estágio de carregamento (Van der Veen e Décourt)
 q_c : resistência de ponta (Aoki-Velloso)
 q_L : resistência lateral unitária;
 q_p : resistência de ponta unitária;
 r : é o correspondente recalque medido no topo da estaca (Van der Veen e Décourt)
 r_l : tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura Δl (Aoki-Velloso)
 r_p : capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação (Aoki-Velloso)

- r_k : valor teórico de recalque para uma carga k (Van der Veen)
- s : nega correspondente ao valor de h
- α : é um coeficiente que define a forma da curva (Van der Veen)
- α : coeficiente, métodos de previsão de capacidade de carga
- β : coeficiente, métodos de previsão de capacidade de carga
- η_1 : representa a eficiência do golpe = 0,761 (Lobo)
- η_2 : representa a eficiência das hastes = 1 (Lobo)
- η_3 : representa a eficiência do sistema = 0,0907-0,0066Z (Lobo)
- Δp : penetração do golpe = 30/N (Lobo)

SUMÁRIO

RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xiv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivo geral	1
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Introdução	3
2.2 Investigação do subsolo	3
2.2.1 Uma rápida abordagem do SPT.....	4
a) Objetivos.....	4
b) Aplicações.....	5
c) Considerações e recomendações.....	5
2.3 Fundações profundas	6
2.3.1 Estacas metálicas.....	9
2.3.2 Controles <i>in situ</i>	13
a) Nega.....	13
b) Repique.....	14
c) Controle por instrumentação.....	15
2.4 Provas de carga	17
2.4.1 Prova de carga estática.....	18
2.4.2 Prova de carga dinâmica.....	20
2.4.3 Critério para a interpretação da curva carga-recalque.....	23
a) Método de Van der Veen.....	23
b) Método da Rigidez/Décourt.....	25
c) Método da Norma Brasileira.....	26
d) Método da Interseção das Tangentes.....	26

2.5 Métodos de previsão da capacidade de carga	27
2.5.1 Métodos semi-empíricos.....	27
a) Método de Aoki-Veloso.....	28
b) Método de Décourt-Quaresma.....	31
c) Método de Lobo/UFRGS.....	34
3. DESCRIÇÃO DO LOCAL	36
3.1 Localização	36
3.2 Caracterização do local	39
3.2.1 Relevô.....	39
3.2.2 Geologia.....	39
3.2.3 Pedologia.....	39
3.2.4 Sondagem de simples reconhecimento.....	41
3.2.5 Caracterização geotécnica.....	42
4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	46
4.1 Execução das estacas	46
4.1.1 Estacas de reação / sistema de reação.....	47
4.1.2 Estacas metálicas / estacas teste.....	51
4.2 Sistema de transmissão de carga	53
4.3 Sistema de leitura	54
4.4 Execução da prova de carga estática	55
5. APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	58
5.1 Apresentação das curvas carga-recalque e seu comportamento	58
5.2 Previsão da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos	63
5.3 Previsão da capacidade de carga através dos métodos de extrapolação das curvas carga-recalque	67
5.4 Previsão da capacidade de carga através da “nega”	72
5.5 Comparação de desempenho em relação às estacas escavadas	76
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	83
6.1 Quanto ao comportamento das provas de carga	83
6.2 Quanto à definição da carga de ruptura	83
6.2.1 Pelos métodos de previsão de capacidade de carga.....	83
6.2.2 Pelos métodos de extrapolação das curvas carga-recalque.....	84
6.2.3 Pelas equações de cálculo de “nega”.....	84
6.3 Quanto à comparação com as estacas escavadas	84

6.4 Sugestões e recomendações para novas pesquisas.....	85
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	86
Apêndice A - Planilhas de campo das estacas EM 3 e EM 5 (carga e descarga).....	90
Apêndice B - Diagramas de cravação e nega das estacas metálicas ensaiadas.....	97
Apêndice C- Exemplo de cálculo de carga de ruptura para estaca metálica de 5m usando as equações de Brix, Holandeses e Dinamarquesa	99
Apêndice D - Gráficos dos métodos (Rigidez) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas.....	102
Apêndice E – Gráficos dos métodos (ABNT) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas.....	105
Apêndice F - Gráficos dos métodos (interseção das tangentes) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas.....	108
Apêndice G - Gráficos dos métodos (Van der Veen) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas.....	111

1 INTRODUÇÃO

Prever o comportamento de estacas profundas em compressão axial é uma das tarefas que tem sido uma preocupação constante na Engenharia de Fundações. Na literatura geotécnica existem muitas propostas, neste sentido, na forma de modelos matemáticos. A prova de carga, por consenso, é a melhor maneira, senão a única, de se aferir estes modelos.

Comumente as provas de carga são instrumentadas apenas no topo da estaca, em que se medem a carga e o recalque, em cada estágio de carregamento, e cujos valores são apresentados numa curva carga - recalque. O formato desta curva vem interessando muitos estudiosos desde Terzaghi (1943) até os nossos dias.

O problema da previsão do comportamento de estacas requer o estudo da transferência de carga da estaca para o solo, conhecido como a interação solo-estaca. A transferência de carga da estaca para o solo é um problema complexo; existem muitos fatores que intervêm neste fenômeno, além da geometria da estaca. Fatores que aparecem na hora da instalação, mudando o estado de tensões iniciais; modificando as características do solo, em consequência do remoldamento das argilas ou aumento na compactidade das areias, ou introduzindo cargas residuais em estacas cravadas (Vésic 1977b).

Embora boa parte do solo na região de Santa Maria, seja caracterizado por argila arenosa de consistência média à rija, e areia fina muito compacta, o que favorece a execução de estacas escavadas à seco, existem alguns locais onde são encontrados solos moles com existência de água e que favorecem à execução de estacas cravadas.

Esta pesquisa faz parte de um programa que vem sendo realizado no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM), sendo o primeiro trabalho de Emmer (2004), vindo na seqüência os de Nienov (2006), Miozzo (2007) e Russi (2007).

1.1 Objetivo Geral

Analisar a interação solo/estaca metálica, em diferentes profundidades, com análise da capacidade de carga, através de ensaios de prova de carga estática, em Santa Maria.

1.2 Objetivos específicos

Obter o comportamento carga-recalque de estacas metálicas em solo localizado no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM.

Analisar o comportamento dos ensaios de compressão estática, frente aos métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga;

Avaliar as equações dinâmicas de carga através dos resultados de carga de ruptura obtidos nos ensaios;

Buscar uma comparação entre os resultados obtidos, com estacas do tipo escavadas moldadas “in loco”;

Confrontar resultados entre métodos semi-empíricos para capacidade de carga, com os resultados reais obtidos nos ensaios;

Fornecer informações, através dos resultados obtidos, para a formação de um banco de dados para a região de Santa Maria.

1.3 Estrutura da dissertação

Este trabalho está distribuído em seis capítulos, assim distribuídos:

- Capítulo 1 – Introdução: apresentação inicial e objetivos;
- Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: com os procedimentos para execução de provas de carga estática, os critérios de interpretação da curva carga-recalque, e os métodos para determinação da carga de ruptura;
- Capítulo 3 – Descrição do local: com a caracterização do campo experimental;
- Capítulo 4 – Procedimentos metodológicos: mostra a parte experimental com descrição da execução das estacas, dos equipamentos empregados e a metodologia adotada no ensaio;
- Capítulo 5 – Apresentação e interpretação dos resultados: contém a análise dos resultados obtidos nos ensaios, considerando diversas interpretações e as características das estacas ensaiadas. Ainda são avaliados os métodos de previsão escolhidos e descritos no capítulo 2, com base nos resultados experimentais;
- Capítulo 6 – Conclusões e sugestões.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre os principais aspectos referentes a fundações profundas em estacas metálicas, provas de carga e métodos de cálculo de capacidade de carga.

2.1 Introdução

A previsão do comportamento ou desempenho de uma fundação escolhida, antes dela entrar em trabalho, tem sido alvo de preocupação dos engenheiros de fundações. Nesse sentido, foram feitas tentativas, ao longo do tempo, por meio dos mais variados métodos de cálculo de capacidade de carga. A experiência acumulada sobre a análise do comportamento de fundações em relação aos perfis de solos vem confirmando que a melhor maneira de interpretar o desempenho de uma estaca é através das provas de carga.

2.2 Investigação do Subsolo

Quando, ao engenheiro geotécnico, é solicitada a elaboração de um projeto de fundações, o mesmo deve obrigatoriamente conhecer as cargas nas fundações e poder identificar e classificar as diversas camadas componentes do subsolo a ser analisado, bem como suas propriedades de engenharia.

Através da execução de ensaios “in situ”, podem-se obter amostras ou parâmetros do solo ou utilizar outros processos que possam identificar e classificar os solos. Alternativamente, amostras indeformadas são levadas para laboratório a fim de se obter as propriedades de resistência e deformabilidade. No entanto, a prática de engenharia de fundações mostra que há predomínio quase total dos ensaios de campo, ficando os demais para poucos casos especiais.

Hachich e outros (2003) mencionam que “dentre os ensaios de campo existentes em todo o mundo, alguns se destacam e são a seguir relacionados:

- O “Standard Penetration Test” – SPT (NBR 6484/2001);
- O “Standard Penetration Test” complementado com medidas de torque – SPT-T;

- O ensaio de penetração de cone – CPT (NBR 12069/91);
- O ensaio de penetração do cone com medida das pressões neutras, ou piezocone – CPT-U;
- O ensaio de palheta – “Vane Test” (NBR 10905/89);
- Os pressiômetros (de Ménard e auto-perfurantes);
- O dilatômetro de Marchetti;
- Os ensaios de carregamento de placa – provas de carga (NBR 6489/84);
- Os ensaios geofísicos, em particular o ensaio de Cross-Hole.

O SPT é, de longe, o ensaio mais executado na maioria dos países do mundo, e também no Brasil.” É também o ensaio usado neste estudo para cálculo de capacidade de carga através dos métodos de previsão, e comparação com as provas de carga executadas.

2.2.1 Uma rápida abordagem do ensaio SPT

Não é objetivo desta dissertação o aprofundamento da metodologia do ensaio “Standard Penetration Test” (SPT). No entanto, algumas considerações julgadas mais importantes, são abordadas a seguir:

a) Objetivos

Ao se realizar uma sondagem de simples reconhecimento à percussão, o SPT, pretende-se:

- conhecer o tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado;
- conhecer a resistência (N_{spt}) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado;
- indicar a densidade e compressibilidade de solos granulares;
- identificar a consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas.
- conhecer a posição do nível ou dos níveis d’água, quando encontrados durante a perfuração.

b) Aplicações

- Estimativa de parâmetros geotécnicos: é sempre desejável comparar os valores de parâmetros estimados empiricamente através das medidas de N com aqueles obtidos através de outros ensaios (de campo ou laboratório), bem como verificar sua compatibilidade quando relacionados à faixa de variação possível para as condições estimadas do subsolo.

- Métodos diretos de projeto: originalmente, as aplicações de resultados de SPT foram do tipo aplicação direta, onde recalques ou tensão admissível são obtidos diretamente sem a necessidade da determinação de parâmetros intermediários (e.g. TERZAGHI & PECK, 1948). Tal abordagem tem a desvantagem de não permitir a avaliação qualitativa dos resultados; a confiabilidade é função do número de casos históricos avaliados para o desenvolvimento do método. A grande vantagem é sua simplicidade no uso.

Ex.: - cravabilidade de estacas;

- resistência de ponta e atrito lateral em estacas;
- potencial de liquefação de areias;
- recalque de sapatas em areias;
- capacidade de suporte de radiers em areias.

c) Considerações e recomendações

- O ensaio de SPT constitui-se no mais utilizado na prática corrente da geotecnia, especialmente em fundações e a tendência observada deve ser mantida no futuro próximo, devido à simplicidade, economia e experiência acumulada.

- O avanço do conhecimento já atingido necessariamente deve ser incorporado à prática de engenharia. Para tanto é mandatório o uso de metodologia e equipamento padronizados, com a avaliação da energia transmitida ao amostrador.

- O treinamento de pessoal e a supervisão na realização do ensaio constituem-se em desafio inédito, mesmo com acréscimo de custo, para que os resultados sejam representativos e confiáveis.

- Uma vez atendidas as recomendações anteriores, pode-se aplicar as metodologias existentes para estimativa de parâmetros de comportamento dos solos e previsão de desempenho de fundações, resguardando as limitações apresentadas.

- Do ponto de vista da prática de engenharia de fundações, os valores médios de penetração podem servir de indicação qualitativa à previsão de problemas; por exemplo, N superiores a 30 indicam em geral solos resistentes e estáveis sem necessidade de estudos geotécnicos mais elaborados para solução de casos correntes. Solos com N inferiores a 5 são compressíveis e pouco resistentes, e não devem ter a solução produzida com base única nestes ensaios, mesmo porque nesta faixa de variação (0-5) os mesmos não são representativos.

2.3 Fundações Profundas

A NBR 6122/96 define fundação profunda como: “elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou por uma combinação das duas, em que está assente em profundidade superior ao dobro de sua maior dimensão em planta, e no mínimo 3m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação, incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões”.

Conceitua também estaca como “elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou mistos”.

A NBR 6122/96 define estaca cravada por percussão (objeto desta dissertação) como “tipo de fundação profunda em que a própria estaca ou um molde é introduzido no terreno por golpes de martelo (por exemplo: de gravidade, de explosão, de vapor, de diesel, de ar comprimido, vibratório). Em certos casos, esta cravação pode ser precedida por escavação ou lançamento”.

As fundações por estacas podem ser classificadas de acordo como o material e o processo executivo. As estacas classificadas pelo tipo de material são construídas de madeira, concreto, aço ou mistas. Já pelo método ou processo de execução são classificadas em estacas com ou sem deslocamento, Milititsky (2004 apud Nienov 2007).

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

Fundações profundas por estacas são recomendadas principalmente quando se deseja transmitir a carga da estrutura, atravessando camadas de material de baixa capacidade de carga, até atingir uma camada mais profunda com capacidade de carga adequada. Desta maneira pode-se desenvolver capacidade de carga pelo atrito entre a estaca e o solo. Milititsky (1996 apud Nienov 2007) cita que esse tipo de fundação é utilizado quando existem cargas laterais e esforços de tração a serem resistidas. Seu objetivo é melhorar a capacidade de carga dos solos com elementos cravados (somente em solos granulares), eliminar ou diminuir recalques indesejáveis, transferir cargas de zonas facilmente erodíveis até camadas mais estáveis, ancorar estruturas sujeitas a empuxos ou esforços de tombamento e formar uma estrutura de contenção quando executadas em grupo.

A capacidade de carga de uma fundação profunda tipo estaca pode ser decomposta em duas parcelas: uma resistência de ponta ou base e uma resistência lateral ou de atrito, conforme ilustrado na Figura 2.1 e apresentado nas equações 2.1 a 2.3.

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

sendo: Q_R : resistência total à compressão

Q_L : resistência lateral

Q_P : resistência de ponta.

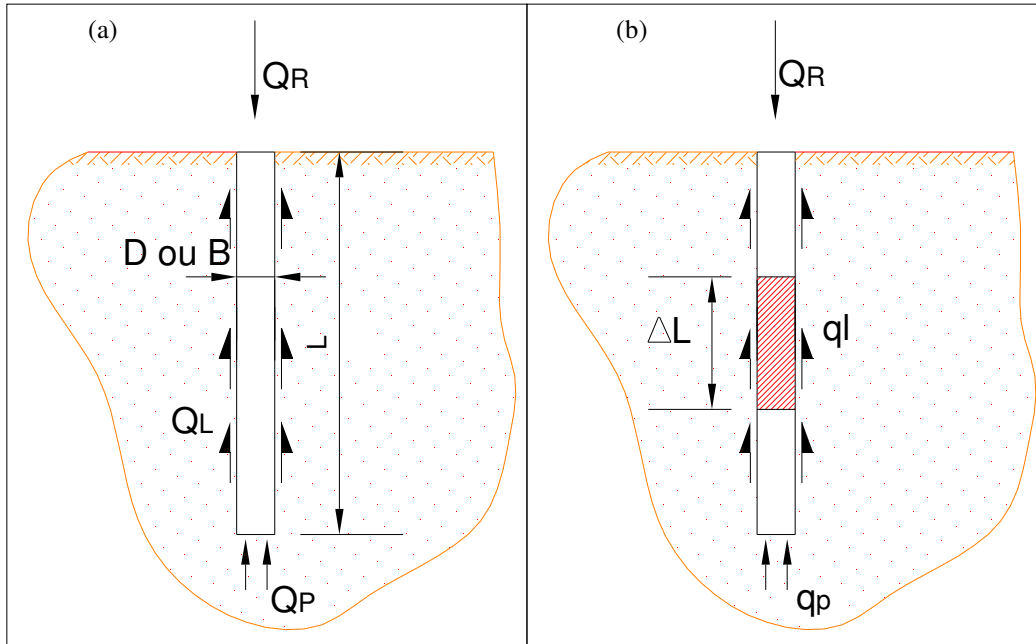


Figura 2.1 – Esquema da capacidade de carga de fuste e ponta da estaca, figura (a) parcelas totais, (b) parcelas unitárias

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

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

Q_L : resistência lateral;

Q_P : resistência de ponta;

q_L : resistência lateral unitária;

q_P : resistência de ponta unitária;

A_L : área da superfície lateral da estaca;

A_P : área da base da estaca.

ΔL : espessura de camada.

2.3.1 Estacas Metálicas

Bastante econômicas em fundações que apresentam solos resistentes a grandes profundidades e com solicitações elevadas de cargas, as estacas metálicas mais utilizadas são:

a) Perfil H laminado e soldado: são as estacas mais utilizadas, uma vez que apresentam mesma inércia nas duas direções principais, além de fácil penetração na cravação;

b) Perfil duplo I laminado, soldado dois a dois: são bastante comuns e apresentam características semelhantes aos perfis H;

c) Tubos de aço: apresentam espessura de parede acima de 5mm podendo ser cravados com ou sem ponteira, podendo ter seção circular, quadrada e retangular;

d) Trilhos: simples ou compostos são também muito usados, principalmente em função do custo menor em relação aos perfis. São geralmente reaproveitados das linhas férreas, quando perdem sua utilização por desgaste.

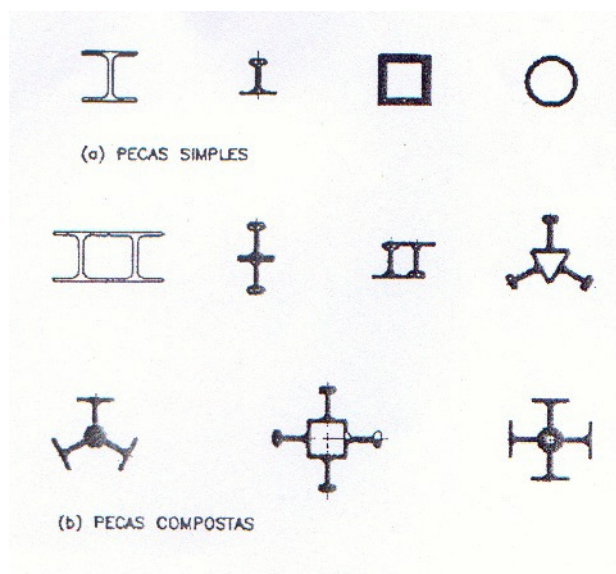


Figura 2.2 - Seções transversais de estacas metálicas (Hachich e outros, 2003)

As estacas metálicas, embora ainda tenham um custo relativamente elevado, podem tornar-se economicamente viáveis de vários modos, uma vez que são fáceis de cravar, causam baixa vibração, trabalham bem à flexão e não têm dificuldades quanto à manipulação, transporte, emendas ou cortes. Também conseguem ser cravadas através de terrenos mais compactos, não provocando o levantamento de estacas vizinhas,

mesmo em locais onde haja uma grande densidade de estacas, nem risco de quebra. Além disso, podem ser associadas a outros tipos de estacas, tornando-se muitas vezes uma solução econômica e eficiente.

Elas também podem ser uma solução interessante quando ocorrem subsolos junto às divisas do terreno, uma vez que, primeiramente, servem como contenção na fase de escavação e, posteriormente, como fundação de pilares, não havendo a necessidade de utilização de vigas de equilíbrio, pois podem ser cravadas nesses locais.

De acordo com Pannoni (2006), as estacas metálicas dispensam tratamento anticorrosivo na grande maioria das situações encontradas; é um fato bem estabelecido que a velocidade da corrosão de metais enterrados em solos secos é, de modo geral, desconsiderada¹. Entretanto, o crescimento do nível de umidade do solo faz com que a velocidade da corrosão seja controlada pela resistividade elétrica, acidez (pH), teor de oxigênio, concentração de íons agressivos e atividade biológica no solo.

Em situações onde o solo possa favorecer o ataque (solos de baixa resistividade elétrica e baixo pH), a proteção torna-se obrigatória e pode ser feita utilizando-se uma espessura adicional de material, galvanização da estaca, pintura epóxi, proteção catódica ou encamisamento em concreto. Entretanto, a favor da segurança, a NBR 6122 exige que nas estacas metálicas enterradas seja descontada uma espessura de 1,5mm de toda a superfície em contato com o solo, resultando uma área útil menor que a teórica do perfil (Figura 2.3).

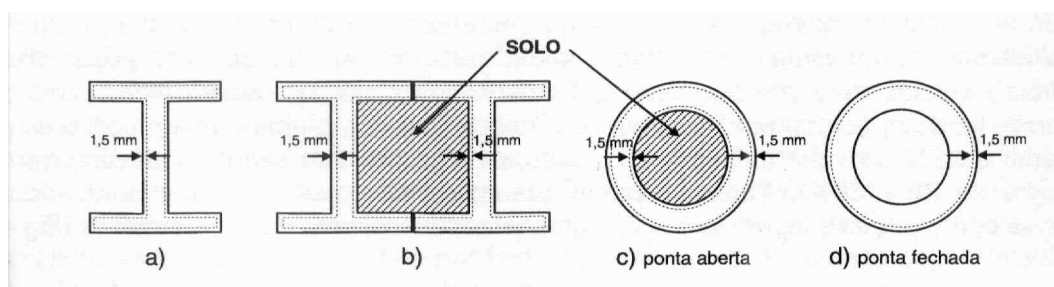


Figura 2.3 – Área útil da seção de estacas metálicas (Presa, E. P.; Pousada, M. C., 2004)

Para fins de cálculo da transferência de carga das estacas metálicas para o solo situado sob a base e em volta do fuste, considera-se como área de ponta aquela correspondente à seção envolvente (visto que, nessa região da ponta, o solo entre a alma

¹ K. R. Trethewey e J. Chamberlain. “Corrosion for Students of Science and Engineering”. Longman Scientific & Technical, Harlow (UK), p. 238 (1988).

e as abas está fortemente aderido à estaca) e, para a área lateral ao longo do fuste, admite-se aquela resultante do contato das faces do perfil com o solo (Figura 2.4).

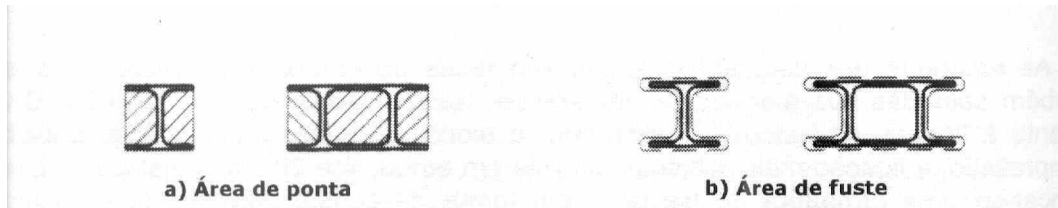


Figura 2.4 – Áreas de transferência de carga nas estacas metálicas (Presa, E. P.; Pousada, M. C., 2004)

A carga estrutural admissível (máxima) em estacas metálicas totalmente enterradas pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$N = \frac{f_{yk}}{2} \cdot A_s \quad (2.4)$$

admitindo um coeficiente de segurança global igual a 2 e considerando f_{yk} como a resistência característica do aço e A_s a área útil da seção transversal da estaca metálica.

Na Tabela 2.1, apresentam-se valores máximos das cargas estruturais admissíveis de alguns perfis e trilhos da CSN. (Companhia Siderúrgica Nacional) calculados usando uma tensão admissível para o aço ($f_{yk}/2$) igual a 1200 kgf/cm² (120 MPa).

Tabela 2.1 - Carga estrutural admissível de perfis metálicos (Presa, E. P.; Pousada, M. C., 2004)

PERFIL (C.S.N.)	PESO (N/m)	ÁREA (cm ²)	CARGA ESTRUTURAL ADM. (kN)
H 6" x 6"	371,0	47,3	400
I 8" x 4"	273,0	34,8	300
I 10" x 4 5/8"	377,0	48,1	400
I 12" x 5 1/4"	606,0	77,3	700
TR 25	246,5	31,4	250 (200)*
TR 32	320,5	40,9	350 (250)*
TR 37	371,1	47,3	400 (300)*
TR 45	446,5	56,8	450 (350)*
TR 50	503,5	64,2	550 (400)*
TR 57	569,0	72,6	600 (450)*

• Valores para trilhos usados com redução máxima de peso de 20%.

Para calcular a carga característica de perfis compostos, basta multiplicar a carga da tabela referente ao perfil simples pelo número de perfis que compõe a estaca.

Uma das vantagens mais importantes das estacas metálicas é poderem atravessar terrenos resistentes sem romper e sem grande risco de provocar levantamento de estacas vizinhas, devido a sua pequena seção transversal aliada a sua elevada resistência.

Um importante inconveniente que ocorre com certa frequência durante a cravação de estacas metálicas, por percussão, através de solos de baixa resistência é o encurvamento de seu eixo em decorrência da instabilidade dinâmica direcional, também denominado drapejamento. Outro grave problema que merece um cuidado especial é a ocorrência de desvios notáveis quando a ponta da estaca encontra camadas muito inclinadas de rocha dura ou blocos de rocha.

Quando os perfis metálicos atravessam camadas espessas de argila mole e apóiam-se em solo de alta resistência ou rocha, recomenda-se aumentar sua área de ponta mediante solda de segmentos de perfis, conforme indicado na Figura 2.5. Esta solução não provoca, praticamente, amolgamento e nem grandes deslocamentos transversais durante a cravação da estaca, evitando desconfinamento do fuste e minimizando os problemas de desaprumo e flambagem, ao contrário do que ocorre no procedimento de aumentar a área da ponta da estaca através da concretagem de um bloco que cria problemas de instabilidade tanto durante a cravação como na fase de utilização.

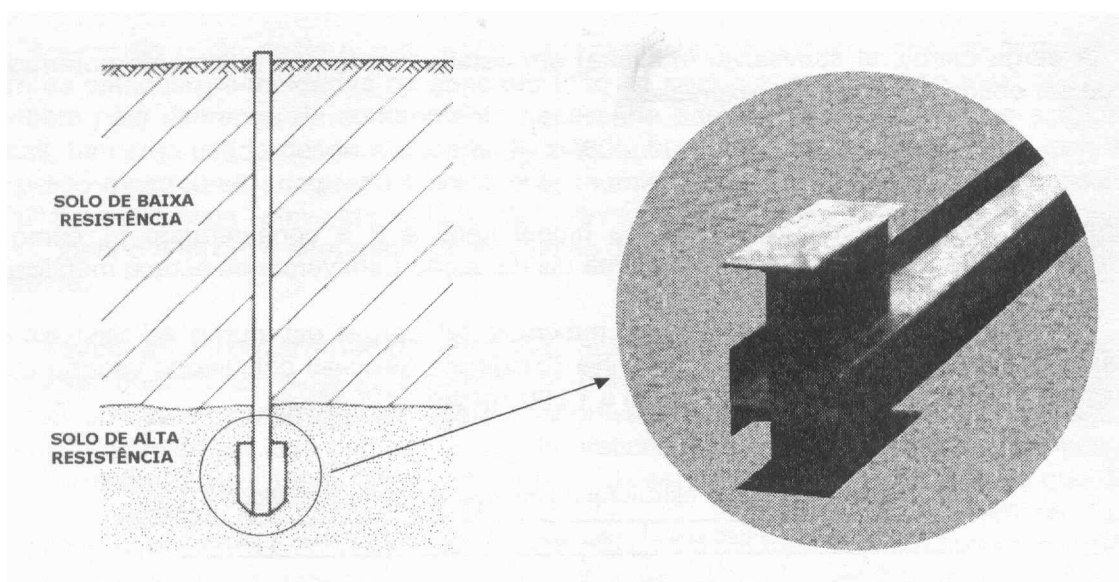


Figura 2.5 – Procedimento de aumento da área de ponta de perfis metálicos (Hachich e outros, 2003)

2.3.2 Controles “*In situ*”

a) Nega

No caso de estacas cravadas à percussão (Alonso, 1991), costuma-se fazer o controle da capacidade de carga, durante a cravação, pela “nega”. A nega é uma medida tradicional, embora, hoje em dia, outros procedimentos de controle da capacidade de carga estejam, também, fazendo parte de procedimentos rotineiros de obra. A “nega” corresponde à penetração permanente da estaca, quando sobre a mesma se aplica um golpe do pilão. Em geral é obtida como um décimo de penetração para dez golpes.

No caso de estacas tipo Franki, a “nega” é obtida ao final da cravação do tubo. Por essa razão, não é propriamente um controle da capacidade de carga da estaca, visto que a mesma só ficará concluída após a execução da base alargada e da remoção do tubo, concomitante com a concretagem do fuste. Nesse tipo de estaca, também se controla a energia empregada na introdução de volumes prefixados, de concreto seco, durante a confecção de sua base alargada, conforme prescrição da norma NBR 6122, em seu item 7.4.1.7.

Para as estacas escavadas, as estacas Strauss, as micro estacas e os tubulões, não existe um procedimento rotineiro de medida de resistência (analogamente a nega) que permita, durante sua instalação, estimar a capacidade de carga. Nesses casos, recorre-se à experiência da firma e da equipe envolvida no projeto e execução. A fixação da cota de apoio desses tipos de fundação é baseada, fundamentalmente, nas investigações geotécnicas disponíveis (sondagem à percussão e outros ensaios) e, portanto, estas devem ser de qualidade confiável e em número suficiente para permitir a tomada de decisões durante a execução.

Ainda, conforme Alonso (1991), todas as equações de controle pela nega foram estabelecidas, comparando-se a energia disponível no topo da estaca com aquela gasta para promover a ruptura do solo, em decorrência de sua cravação, somada às perdas, por impacto e por atrito, necessárias para vencer a inércia da estaca imersa na massa de solo.

$$W \cdot h = R \cdot s + \text{perdas} \quad (2.5)$$

Em que:

W = peso do pilão

h = altura de queda do pilão

R = resistência do solo à penetração da estaca

s = nega correspondente ao valor de h

As equações de cálculo das negas ajudam a controlar o estaqueamento para obter-se certa uniformidade ao longo da cravação, ou seja, para estacas com cargas e comprimentos iguais, negas aproximadamente iguais.

Existem várias equações, no entanto as três mais usadas são:

Equação de Brix
$$s = \frac{W^2.P.h}{R.(W + P)^2} \quad (2.6)$$

Equação dos Holandeses
$$s = \frac{W^2.h}{R.(W + P)} \quad (2.7)$$

Equação Dinamarquesa
$$s = \frac{2.n.h.W}{2.Qadm} - \frac{1}{s_o} \quad (2.8)$$

Onde P representa o peso próprio da estaca e R a resistência oposta pelo solo à cravação da mesma. Na equação de Brix, adota-se R igual a 5 vezes a carga admissível da estaca e, na dos Holandeses, 10 vezes.

De acordo com Souza Filho e Abreu (1990), é comum se adotarem para as estacas pré-moldadas de concreto, as seguintes energias de cravação:

$$W = 0,7 \text{ a } 1,2 P \quad (2.9)$$

$$h = 0,7 \frac{P}{W} \quad (2.10)$$

b) Repique

Quando se aplica um golpe de martelo ou pilão na cabeça de uma estaca, ela sofre um deslocamento. A parcela elástica desse deslocamento é chamada de repique e pode ser obtido através de um registro gráfico em folha de papel fixada na seção considerada, movendo-se um lápis, apoiado em régua fixa, lenta e continuamente

durante o golpe (Figura 2.6). O repique, desde que bem interpretado, permite estimar, no instante da cravação, a carga mobilizada (Aoki,1985).

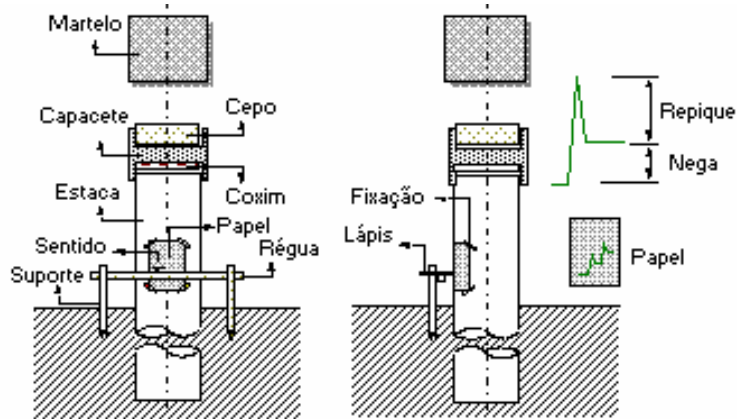


Figura 2.6 - Registro do repique e nega (Alonso, 1991)

O repique (K), mostrado no detalhe da Figura 2.7, é composto de duas parcelas:

$$K = C2 + C3 \quad (2.11)$$

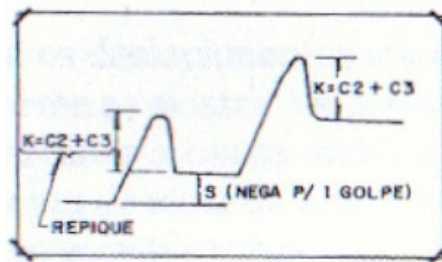


Figura 2.7 - Detalhe do repique (Alonso, 1991)

A parcela C2 corresponde à deformação elástica do fuste da estaca, enquanto a parcela C3, ao deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca.

c) Controle por instrumentação

A monitoração de estacas cravadas iniciou-se na década de 80 e consiste na instrumentação do fuste da estaca com transdutores e acelerômetros (Figura 2.8), que permitem monitorar a propagação das ondas decorrentes do golpe de um martelo do

bate-estaca (Figura 2.9). Os sinais ou informações que os sensores fornecem são condicionados e processados por um equipamento chamado Pile Driving Analyzer (PDA).

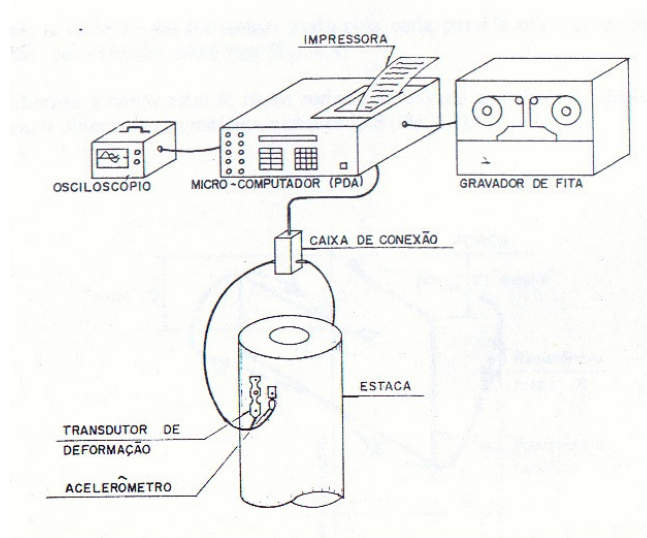


Figura 2.8 – Esquema básico da instrumentação de campo.

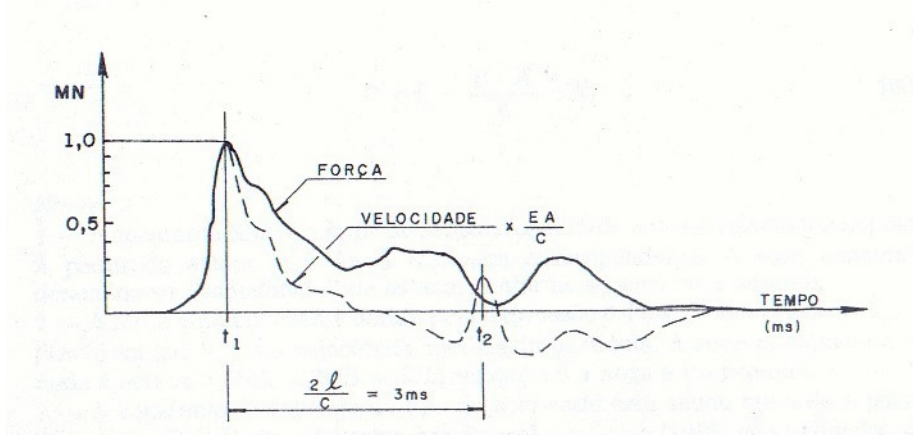


Figura 2.9 – Sinal típico

Durante a cravação de uma estaca, essa monitoração pode fornecer alguns dados, como: força máxima do impacto, energia do golpe, tensões máximas e danos estruturais e sua localização. Todas essas medições servem para avaliar a capacidade de carga do elemento de fundação.

Para tanto, no caso de estacas pré-fabricadas, é interessante conduzir o ensaio após um período de repouso, que pode ser de um ou dois dias, em perfis granulares, ou cinco a sete dias em solos argilosos.

Para se estimar a carga mobilizada, costumam-se utilizar os métodos “CASE” e “CAPWAP”. O primeiro é empregado no campo e permite avaliar, logo após o golpe, a

carga mobilizada. O segundo é realizado no escritório, utilizando-se os registros gravados, e permite calcular, além da carga mobilizada, sua distribuição ao longo do fuste e sob a ponta da estaca.

A execução de provas de carga dinâmica (ou estática) em estacas teste, isto é, antes da execução das fundações, pode trazer economia à obra devido à redução de incertezas comuns em projetos geotécnicos. Nesse sentido, a NBR 6122 permite reduzir o fator de segurança quando se dispõe do resultado de um número adequado de provas de carga e quando os elementos ensaiados são representativos do conjunto da fundação, ou a critério do projetista.

A prova de carga dinâmica será mais detalhada no item 2.4.3.

2.4 Provas de carga

De acordo com Milititsky (1991), as provas de carga são os melhores ensaios para a determinação do comportamento de fundações profundas sob carga, sendo os únicos realmente confiáveis. A dificuldade natural de se conhecerem as propriedades do solo onde as fundações serão executadas, a alteração das condições iniciais ocasionada pela execução das estacas e o comportamento do conjunto estaca-solo, demonstram a necessidade de utilização destes ensaios.

Estas provas de carga podem prover dados para projeto, avaliar as fundações executadas em uma determinada obra ou ainda, ajudar no estudo das características de comportamento do conjunto solo-estaca. Assim sendo, o ensaio deve reproduzir as condições de funcionamento real a que a estaca estará submetida para uma melhor previsão de desempenho para projetos.

Os ensaios com carga vertical de compressão são os mais comuns. Mas também existem ensaios de tração, carga transversal ao eixo ou combinações destas. Esta dissertação baseia-se na condição mais simples e usual de ensaio, que é aquela onde são aplicadas cargas de compressão no topo do elemento de fundação e medidos seus deslocamentos.

2.4.1 Prova de carga estática

As provas de carga estáticas (NBR 12131/2005) destacam-se como um dos ensaios de campo mais importantes usados na engenharia de fundações.

Segundo Aoki (1996), a prova de carga estática é um ensaio do tipo “tensão x deformação” realizada no solo estudado para receber solicitações, ou um elemento estrutural de fundação construído para a obra ou especialmente para ser testado. Este ensaio vem sofrendo contínua evolução para permitir sua execução da forma mais representativa da condição prevista para entrada em operação da fundação estudada, bem como para torná-lo mais preciso, rápido e econômico. Sua evolução envolve instalação, metodologia, equipamentos operação e interpretação.

O complexo comportamento do conjunto solo-fundação é repercutido neste ensaio. É utilizado, principalmente, como verificação de desempenho de um elemento estrutural de fundação, quanto à ruptura e recalques. Podem também ser realizados para fins de estudos, pesquisas ou projetos.

Dentre os tipos de ensaios de carga controlada, os mais comuns são os de carga incremental, sendo suas variantes aquelas em que os incrementos de carga são mantidos até a sua estabilização (ensaio lento, conhecido como SML: “slow maintained load”) e aquele em que os incrementos de carga são mantidos por um tempo preestabelecido, normalmente 15 minutos (ensaio rápido, conhecido como QML: “quick maintained load”). Os ensaios de carga cíclica, tais como os chamados CLT (“cyclic load test”) e SCT (“swedish cyclic test”), são ensaios especiais para atender a certo padrão de carregamento (Godoy, 1983; Polla et al., 1988; Milititsky, 1991).

O ensaio de carga incremental mantida lenta é o que melhor se aproxima do carregamento que a estaca terá sob a estrutura nos casos correntes. Como uma estabilização completa só seria atingida para tempos muito grandes, a NBR 12131/2005 permite que se considere estabilizado o recalque quando o incremento do recalque, lido entre dois tempos sucessivos, não ultrapassar 5 % do recalque medido naquele estágio de carga (as leituras são feitas em tempos duplicados: 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 min, etc.).

Nas provas de carga de compressão, o carregamento é feito mediante um macaco hidráulico reagindo contra um sistema de reação, geralmente constituído por uma viga ou estrutura metálica. Os tipos de montagem mais usuais de provas de carga de compressão estão indicados na Figura 2.10.

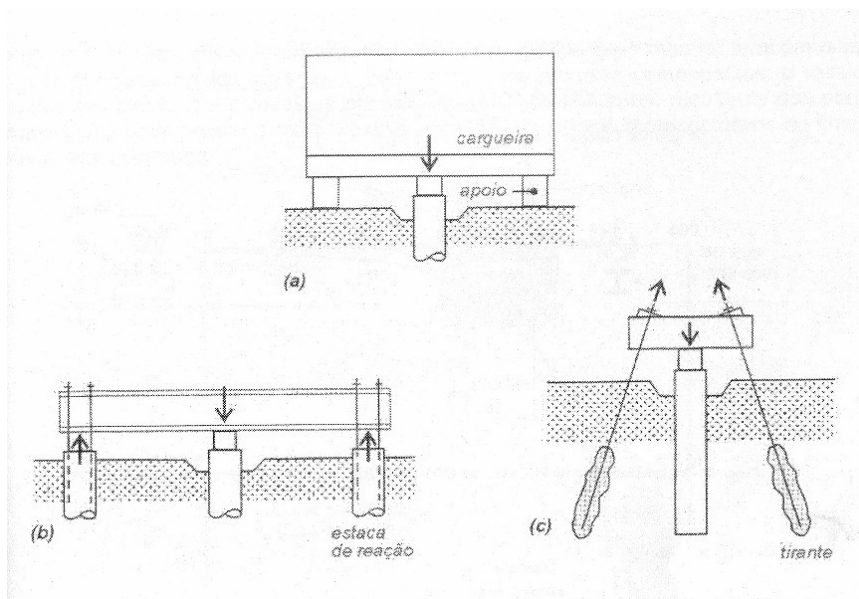


Figura 2.10 – Sistemas de reação usuais para provas de carga estáticas em estacas

Em qualquer esquema de montagem de prova de carga (Pousada, 2004), devem ser tomados certos cuidados para evitar influências indesejáveis, tais como: centralização e alinhamento dos macacos e células de carga utilizadas, distância mínima dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar, excesso de capacidade de carga do sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio, tempo de cura de elementos de concreto moldados “in situ”, para que a resistência atingida seja compatível com as solicitações da prova de carga, intervalo de tempo mínimo entre a instalação de estacas pré-moldadas cravadas e o início do ensaio, que deve corresponder ao tempo necessário para restabelecimento do solo em torno da estaca (que havia sido alterado pela cravação). Outro aspecto que merece cuidados especiais é a fixação e calibração prévia do sistema de referência, para medidas de recalques através de deflectômetros ou extensômetros mecânicos (Yassuda, 1985). A fim de evitar dúvidas quanto à calibração do macaco, recomenda-se o emprego de uma célula de carga, geralmente colocada entre o macaco e o sistema de reação; por outro lado, como um pequeno desalinhamento na montagem da prova de carga (frequentemente imperceptível) pode causar um aumento considerável de atrito no macaco, é aconselhável adotar-se uma rótula entre a célula de carga e o sistema de reação (Velloso e Lopes, 2002).

A Figura 2.11 mostra o sistema de carregamento usualmente utilizado em provas de carga estáticas de compressão.

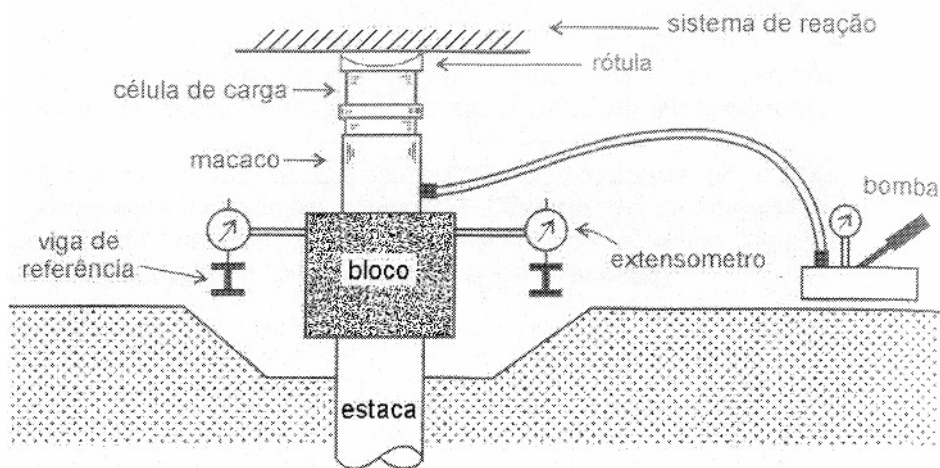


Figura 2.11 – Esquema de medição em provas de carga de compressão

A NBR 12131/2005 – Estacas – Prova de Carga Estática traz todas as referências quanto aos dispositivos para aplicações de carga e medições, procedimentos para a execução do ensaio e preparação da prova de carga e ainda, como os resultados devem ser apresentados.

A NBR 6122/1996 – Projeto e Execução de Fundações indica a importância dada aos ensaios de prova de carga estática, uma vez que admite uma significativa redução em coeficientes de segurança a serem adotados em projetos, utilizados no cálculo de cargas admissíveis, desde que tenham sido realizadas provas de carga em quantidade adequada.

2.4.2 Prova de carga dinâmica

Também chamado de ensaio dinâmico, é um ensaio que objetiva principalmente determinar a capacidade de ruptura da interação estaca-solo, para carregamentos estáticos axiais. Ele difere das tradicionais provas de carga estática pelo fato do carregamento ser aplicado dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão adequado. A medição é feita através da instalação de sensores no fuste da estaca, em uma seção situada pelo menos duas vezes o diâmetro abaixo do topo da mesma. Os sinais dos sensores são enviados por cabo ao equipamento PDA, que armazena e processa os sinais "on line".

É baseado na teoria da equação da onda. Quando uma estaca é atingida por um golpe de um martelo de cravação, é gerada uma onda de tensão. Essa onda trafega com

uma velocidade fixa e dependente apenas das características do material. O início da aplicação destes conhecimentos na prática, porém, data da década de 1960, com o progresso dos computadores e da eletrônica. O trabalho de Smith (1960) foi a primeira solução da equação da onda usando computadores. As pesquisas que culminaram com o desenvolvimento do PDA e do método de ensaio dinâmico iniciaram-se no final dos anos 60, chefiadas pelo Prof. George G. Goble, na Universidade Case Western, EUA.

São usados dois pares de sensores, sendo em transdutor de deformação específica que gera uma tensão proporcional à deformação sofrida pelo material da estaca durante o golpe e, um acelerômetro, que gera uma tensão proporcional à aceleração das partículas da estaca.

O sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área da seção na região dos sensores, para a obtenção da evolução da força em relação ao tempo. Por isso, esses transdutores às vezes são chamados de sensores de força. O método PDA faz a média dos dois sinais de força assim obtidos, a fim de detectar e compensar os efeitos da excentricidade do golpe.

O sinal de cada um dos acelerômetros é integrado, para obtenção da evolução da velocidade de deslocamento da partícula com o tempo. Por isso esses transdutores, às vezes, são chamados de sensores de velocidade. Da mesma forma que os sinais de força, o PDA também trabalha com a média dos sinais de velocidade assim obtidos.

O principal objetivo desse ensaio é o de obter a capacidade de ruptura do solo. Entretanto, paralelamente, muitos outros dados podem ser obtidos. Alguns mais importantes são:

- tensões máximas de compressão e de tração no material da estaca durante os golpes;
- nível de flexão sofrido pela estaca durante o golpe;
- informações sobre a integridade da estaca, com localização de eventual dano, e estimativa de sua intensidade;
- energia efetivamente transferida para a estaca, permitindo estimar a eficiência do sistema de cravação;
- deslocamento máximo da estaca durante o golpe;
- velocidade de aplicação dos golpes;
- através da análise CAPWAP, é possível separar-se a parcela de resistência devida ao atrito lateral da resistência da ponta, e determinar a distribuição do atrito ao

longo do fuste. Essa análise, normalmente feita posteriormente em escritório a partir dos dados armazenados pelo PDA, permite também obter outros dados de interesse, como o limite de deformação elástica do solo.

Nas estacas cravadas, é possível instalar os sensores no início da cravação, e ir registrando os golpes à medida que a estaca penetra no solo. Esse tipo de ensaio visa obter informações como desempenho do sistema de cravação, risco de quebra, etc.. A capacidade de carga de uma estaca ao final da cravação geralmente é diferente daquela após um período de repouso, devido a fenômenos como dissipação de poro-pressão, relaxação, etc. Portanto, a capacidade medida ao final da cravação não pode ser comparada diretamente com o resultado de uma prova de carga estática.

Para a correta determinação da capacidade de carga de longo prazo da estaca cravada, é recomendável fazer-se o ensaio em uma recravação, realizado alguns dias após o término da cravação.

O ensaio de carregamento dinâmico pode ser usado em praticamente todo o tipo de estaca. É preciso apenas ter cautela no caso de estacas tipo raiz, onde grandes e imprevisíveis variações de área de seção são possíveis. No caso de estacas com variações planejadas de características ao longo do fuste, a única restrição é que o método simplificado CASE não se aplica, e terá que ser necessariamente feita uma análise CAPWAP. Essa mesma consideração se aplica para estacas com moderadas variações imprevistas, como ocorre muitas vezes em estacas moldadas "in loco".

Existem inúmeras correlações entre as provas estáticas e dinâmicas. Desde o início do desenvolvimento do método têm sido feitas comparações entre seus resultados. Diversos trabalhos têm sido publicados ao redor do mundo, mostrando boas coincidências dos resultados dos dois tipos de ensaios, em vários tipos de estacas nos mais diversos tipos de solo.

A norma NBR-6122 diz que o Ensaio de Carregamento Dinâmico pode ser usado como uma das maneiras para avaliar a capacidade de carga de uma estaca, assim como uma prova de carga estática não levada à ruptura. A norma exige a prova de carga estática apenas para determinação da real carga de ruptura de uma estaca. Além disso, a NBR-6122 prevê a possibilidade de redução do fator de segurança de 2,0 para 1,6, em qualquer estaqueamento onde seja feito um número previamente estabelecido de ensaios, ficando a critério do projetista a quantidade e o tipo dos mesmos.

A metodologia do Ensaio de Carregamento Dinâmico encontra-se normalizada através da NBR-13208, publicada em outubro de 1994, e recentemente revisada em junho de 2007.

Este ensaio não substitui a prova de carga estática, embora seja mais rápido, tenha custo mais baixo e cause pouco transtorno à obra, não exigindo a parada de equipamentos ao redor da estaca sob teste. Se desejarmos determinar a real carga de ruptura de uma estaca, será necessário efetuar uma prova de carga estática, necessariamente levada à ruptura.

2.4.3 Critérios para a interpretação da curva carga-recalque

A interpretação correta dos resultados das provas de carga nos leva à identificação da carga de ruptura de uma estaca, ou carga limite. Essa carga é raramente bem definida na curva carga x recalque e, normalmente, a carga de colapso não fica claramente definida. Na literatura técnica, há uma diversidade de propostas disponíveis, que podem ser separados em quatro grupos diferentes: do recalque limite, da deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elásticas e pseudo-plásticas e da forma matemática.

O método proposto pela NBR 6122 está incluído dentro do primeiro grupo, onde a carga de ruptura é fixada em função de um valor de recalque máximo. Os métodos baseados em equações matemáticas ajustam a curva carga x recalque a uma curva conhecida, que pode ser uma hipérbole (Chin, 1970), uma parábola (Mazurkiewicz, 1972) ou uma curva exponencial (Van der Veen, 1953). Além de definirem a carga de ruptura, permitem a extrapolação da curva carga recalque segundo uma forma matemática.

Vale ressaltar que a definição ou identificação da carga de ruptura não é única ou universal, cabendo sempre a referência ao método utilizado. Diferentes propostas, quando aplicadas à mesma curva carga-recalque resultam em valores de ruptura diferente. Alguns destes critérios de interpretação das curvas são apresentados a seguir:

a) Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) supõe que a curva carga-recalque seja representada por uma função exponencial com a seguinte equação:

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (2.12)$$

onde

Q - é a carga vertical aplicada em determinado estágio de carregamento;

r - é o correspondente recalque medido no topo da estaca;

α - é um coeficiente que define a forma da curva.

A Equação 2.12 pode ser re-escrita considerando um estágio genérico de carregamento $1 \leq k \leq n$ como

$$1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}} = e^{-\alpha \cdot r_k} \Rightarrow -\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right) = \alpha \cdot r_k \quad (2.13)$$

o que evidencia uma relação linear entre os valores teóricos de recalque r_k e a parcela

$-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right)$. Plotando-se dados de provas de carga reais no gráfico r_k versus

$-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right)$ verifica-se geralmente que os mesmos não estão totalmente alinhados e

que a melhor reta ajustada por estes pontos apresenta um intercepto linear ou, alternativamente, o ajuste consiste de dois segmentos de reta, com o primeiro deles passando pela origem.

Em vista deste comportamento, uma alteração na equação da curva pode ser feita,

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot r + \beta)}) \quad (2.14)$$

Ou, considerando-se novamente um estágio de carregamento k,

$$-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right) = \alpha \cdot r_k + \beta \quad (2.15)$$

Sucessivos valores dos coeficientes α e β são estimados considerando-se diferentes valores de $Q_{ult} = Q_{max} + \sum_{j=n}^{n+m} \Delta Q_j$ onde ΔQ são pequenos incrementos de carga, da ordem, por exemplo, de $0,5\%Q_{max}$, onde Q_{max} representa o maior valor da carga aplicada no ensaio de campo. Por essa regressão linear, são calculados uma série de conjuntos de valores α e β , um para cada valor de Q_{ult} considerado, selecionando-se aquele que apresentar o melhor coeficiente de correlação r^2 . A curva carga x recalque pode ser extrapolada com base na equação 2.15.

b) Método de Décourt (1996) ou método da rigidez

O método de Décourt (1996) é baseado na hipótese de que a rigidez K da fundação pode ser calculada pela relação genérica entre força e deslocamento, isto é, $K=Q / r$, em qualquer estágio de carregamento k .

Aumentando-se gradualmente os carregamentos na estaca, a rigidez da fundação tenderia então a zero no limite que $r \rightarrow \infty$ e $Q \rightarrow Q_{ult}$. Considerando, por hipótese, uma variação linear da rigidez K com o carregamento Q , expressa pela Equação (2.16),

$$K = \alpha + \beta Q \quad (2.16)$$

Os valores de α e β podem ser determinados por regressão linear dos dados de campo e a carga última Q_{ult} estimada considerando-se na equação (2.17) a condição $K=0$, no que resulta

$$Q_{ult} = - \frac{\alpha}{\beta} \quad (2.17)$$

A aplicação do método de Décourt (1996) é indicada para os casos de provas de carga onde o ensaio é efetuado até a ocorrência de recalques elevados. Este método não é aconselhado para estacas escavadas, já que a curva $K \times Q$ deste tipo de fundação apresenta em geral uma assíntota sub-horizontal com pequeno coeficiente angular.

c) Método da Norma Brasileira NBR 6122

Nos casos em que não há uma clara identificação da ruptura durante a execução da prova de carga, a norma brasileira NBR 6122 (1996) recomenda um procedimento similar ao método de Davisson (1972), estimando-se o valor da carga limite na interseção da curva carga x recalque com a reta definida pela Equação (2.18).

$$r = \frac{QL}{AE} + \frac{D}{30} \quad (2.18)$$

onde:

L = comprimento total da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca (em mm).

d) Método da Interseção das Tangentes

O método de interseção de tangentes de Mansur e Kaufman (1956) tenta determinar a carga na qual acontece a transição entre o trecho inicial linear e o trecho final linear da curva carga-deslocamento (*apud* Novas, 2002). A carga de ruptura da estaca é definida pela interseção das tangentes aos trechos inicial e final da curva carga-recalque.

Como pode ser observado na Figura 2.12, o método é bastante sensível à inclinação do trecho linear final da curva carga-recalque; a carga de ruptura determinada na curva B da figura resulta menor do que a determinada na curva A, embora a curva B tenha atingido valores claramente superiores de carga. O efeito observado torna-se mais pronunciado quanto menor o valor da declividade final da curva A ou quando a curva B apresenta declividades próximas entre os segmentos elástico e plástico (Novas, 2002).

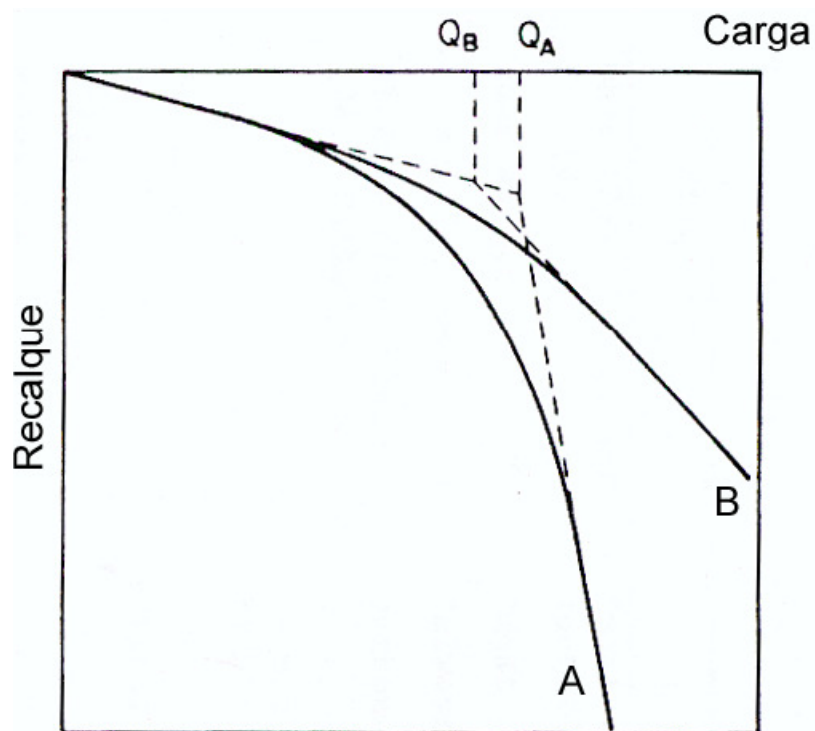


Figura 2.12 – Aplicação do método de interseção de tangentes (Mansur e Kaufman, 1956)

2.5 Métodos de Previsão de Capacidade de Carga

Existem dois tipos de métodos estáticos disponíveis para cálculo de carga axial de uma estaca isolada, que podem ser assim agrupados:

- Métodos teóricos ou racionais;
- Métodos semi-empíricos.

Eles calculam a capacidade de carga mediante fórmulas que consideram toda a resistência ao cisalhamento estática que pode ser mobilizada no solo. Para estimar essa resistência ao cisalhamento, realizam-se ensaios de laboratório ou ensaios “in situ”, em conformidade com a necessidade do método utilizado. Os métodos semi-empíricos mais comuns foram utilizados nesta dissertação e serão a seguir apresentados.

2.5.1 Métodos Semi-Empíricos

São aqueles que se baseiam em ensaios “in situ” de penetração dinâmica (SPT) ou de penetração estática (CPT). São os mais usados atualmente e, por isso, alguns deles, de maior importância, serão detalhados a seguir:

a) Método de Aoki-Veloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de cargas em estacas e de SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT. A expressão da capacidade de carga da estaca pode ser escrita relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT. Considerando que o fuste da estaca atravessa n camadas distintas de solo, as parcelas de resistência de ponta (R_p) e de resistência lateral (R_l) que compõem a capacidade de carga (R) são dadas por:

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (2.19)$$

$$R_l = U \sum_1^n (r_l \cdot \Delta l) \quad (2.20)$$

em que:

r_p = capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação.

A_p = área da seção transversal da ponta.

r_l = tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura Δl .

U = perímetro da seção transversal do fuste.

Os valores de r_p e r_l podem ser calculados a partir da resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral unitário (f_c) medido em ensaios de penetração estática CPT:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.21)$$

$$r_l = \frac{f_c}{F_2} \quad (2.22)$$

Em que F_1 e F_2 são coeficientes de transformação que englobam o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo) cujos valores para estacas Franki, metálica, pré-moldada e escavada, são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Aoki-Velloso, 1975).

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

quando não se mede o valor de f_c , pode-se correlacioná-lo com a resistência de ponta q_c .

$$f_c = \alpha \cdot q_c \quad (2.23)$$

Em que α é função do tipo de solo (ver tabela 2.3).

Além disso, quando não se dispõem de ensaios CPT, o valor da resistência de ponta (q_c) pode ser estimado por uma correlação com o índice de resistência à penetração (N) dos ensaios de penetração dinâmica SPT:

$$q_c = K \cdot N \quad (2.24)$$

em que K depende do tipo de solo, ver Tabela 2.3.

Tabela 2.3- Coeficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argilo areno-siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,23	3,0

Pode-se, então, reescrever as expressões para r_p e r_l .

$$r_p = \frac{k.N_p}{F_1} \quad (2.25)$$

$$r_l = \frac{\alpha.K.N_l}{F_2} \quad (2.26)$$

em que N_p e N_l são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio do elemento estrutural de fundação e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δl , obtidos a partir da sondagem mais próxima.

Portanto, a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula semi-empírica:

$$R = \frac{K.N_p}{F_1} . A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha.K.N_l . \Delta l) \quad (2.27)$$

Quando a ponta da estaca se situa entre as cotas de determinação de dois valores do índice de resistência à penetração do SPT, procede-se ao cálculo dos dois correspondentes valores de capacidade de carga, e em seguida, faz-se uma interpolação linear para determinar o valor de R desse elemento de fundação (Aoki & Alonso, 1986).

Com o valor médio da capacidade de carga dos elementos isolados de fundação ($R_{med.}$) e um coeficiente de segurança de no mínimo 2 (Aoki, 1976), a carga admissível (\bar{P}), oriunda da análise de ruptura geotécnica, resulta:

$$\bar{P} \leq \frac{R_{med.}}{2} \quad (2.28)$$

b) Método Décourt-Quaresma (1978)

As parcelas de resistência (R_l e R_p) da capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação são expressas por:

$$R_l = r_l . S_l \quad (2.29)$$

$$R_p = r_p . A_p \quad (2.30)$$

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral (r_l) é feita com o valor médio do índice à penetração do SPT ao longo do fuste (N_l), de acordo com Décourt (1982) os valores de (r_l) são:

$$r_l = 10 . \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) (KPa) \quad (2.31)$$

onde o limite superior de $N_l=50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com betonita, e $N_l \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto, o limite inferior $N_l = 3$.

Convém lembrar a impossibilidade de cravar estacas pré-moldadas e tubos Franki em terrenos com SPT da ordem de 50 golpes (para estacas pré-moldadas, o limite é de 15 a 35 golpes, em solos arenosos e 30 golpes em solos argilosos).

A capacidade de carga do solo à ponta ou base do elemento estrutural de fundação (r_p) é estimada pela equação:

$$r_p = C.N_p \quad (2.32)$$

em que:

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base do elemento estrutural de fundação, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente superior.

C = fator característico do solo (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 - Fator característico do solo C (Décourt-Quaresma, 1978).

Tipo de Solo	C (KPa)
Argila	120
Silte argiloso (alteração de rochosa)	200
Silte arenoso (alteração de rocha)	250
Areias	400

A norma prevê que a carga admissível de uma estaca seja determinada aplicando-se um coeficiente de segurança global igual a 2,0 à soma das cargas de ponta e lateral.

$$\bar{P} \leq \frac{R_{med.}}{2} \quad (2.33)$$

Décourt (1982) propõem a utilização de quatro coeficientes de segurança “parciais” onde:

F_p = coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (igual a 1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta).

F_f = coeficiente de segurança relativo à formulação adotada (igual 1,0).

F_d = coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (igual a 1 para o atrito lateral e 2,5 para resistência de ponta).

F_w = coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (igual a 1,2).

Com isso ter-se-á:

- para a resistência lateral: $F_s = 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 = 1,32 \cong 1,3$

- para a resistência de ponta: e a carga admissível na estaca será dada por:

$$R' = \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4,0} \quad (2.34)$$

para os elementos isolados de fundação, seu valor médio ($R'_{med.}$) representa a carga amissível, desde que atenda também ao coeficiente de segurança global de 2.

Décourt (1996) introduziu coeficientes α e β na equação da capacidade de carga para aplicação em estacas escavadas com lama betonítica, estacas escavadas em geral (inclusive tubulões a céu aberto), estacas tipo hélice contínua e raiz e estacas injetadas sob altas pressões. Os valores propostos para α e β são apresentados nas Tabelas 2.5 e 2.6. O método original permanece para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki.

$$R' = \alpha R_l + \beta R_p \quad (2.35)$$

Tabela 2.5 - Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Raíz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 2.6 - Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Raíz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos	0,65*	0,75*	1,0*	0,60*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

c) Método de Lobo/UFRGS

Este método proposto por Lobo (2006) visa utilizar a força dinâmica (F_d) de reação do solo à cravação do amostrador SPT, para estimar a capacidade de carga de estacas, relacionando os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador (modelo) com os mecanismos da estaca (protótipo).

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

$$Q_R = \alpha \cdot \frac{0,2.U}{a_l} \sum F_d \Delta L + \beta \cdot 0,7.F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} \quad (2.36)$$

Onde: Q_R = Capacidade de carga da estaca

α = coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral

U = perímetro da estaca

a_l = área lateral total do amostrador (área lateral externa + interna = 810,5cm²)

ΔL = espessura de cada camada de solo considerado

β = coeficiente de ajuste aplicado para resistência de ponta

A_p = área da ponta ou base da estaca

a_p = área de ponta do amostrador SPT (20,4cm²)

F_d = variação da energia potencial

$$F_d = \frac{\eta_3[\eta_1(0,75 + \Delta\rho)M_m g + \eta_2\Delta\rho M_h g]}{\Delta\rho} \quad (2.37)$$

Onde: η_1 = representa a eficiência do golpe = 0,761

η_2 = representa a eficiência das hastes = 1

η_3 = representa a eficiência do sistema = 0,0907-0,0066Z

M_m = representa a massa do martelo

M_h = representa a massa da haste

g = aceleração da gravidade

$\Delta\rho$ = penetração do golpe = 30/N

Tabela 2. 7 – Coeficiente α e β (Método da UFRGS)

Tipo de Estaca	α	β
Cravada Pré-Moldada	1,5	1,1
Metálica	1,0	1,0
Hélice Contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

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

3 DESCRIÇÃO DO LOCAL.

Este capítulo apresenta uma rápida descrição e caracterização do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria CEEG/UFSM. Não foram realizados ensaios de campo ou de laboratório para a caracterização do solo local, uma vez que os mesmos já foram feitos e se encontram nas dissertações já defendidas de Emmer (2004) e Nienov (2006). Algumas informações julgadas mais importantes encontram-se aqui reproduzidas.

3.1 Localização

Santa Maria é o centro geográfico do RS e faz parte da região centro-oeste, entre a Serra Geral e a planície que forma a chamada Depressão Central, isto é, entre as coordenadas geográficas $53^{\circ}30'44''$ e $54^{\circ}19'32''$, longitude oeste e $29^{\circ}20'28''$ e $30^{\circ}00'16''$, latitude sul. Sua população estimada em 2007 é de 274.070 habitantes, sua área é de 1.779,556 km² e sua altitude média é de 113 m acima do nível do mar. Seus municípios limítrofes são: Itaara, Júlio de Castilhos, São Martinho da Serra, São Gabriel, São Sepé, Silveira Martins, Restinga Seca, Formigueiro, São Pedro do Sul e Dilermando Aguiar.

Na Figura 3.1 encontra-se um mapa com as regiões do Estado do Rio Grande do Sul, entre elas a região centro-oeste, onde está localizado o município de Santa Maria. Já na Figura 3.2 está em destaque o bairro Camobi, onde se localiza o Campus da Universidade Federal juntamente com o CEEG/UFSM.

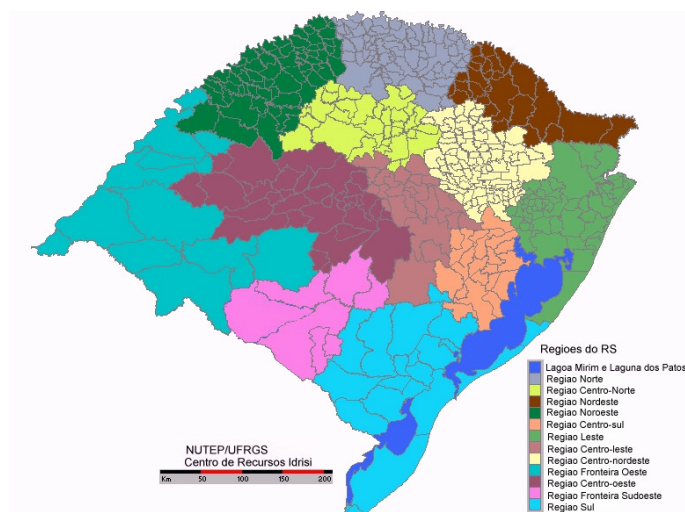
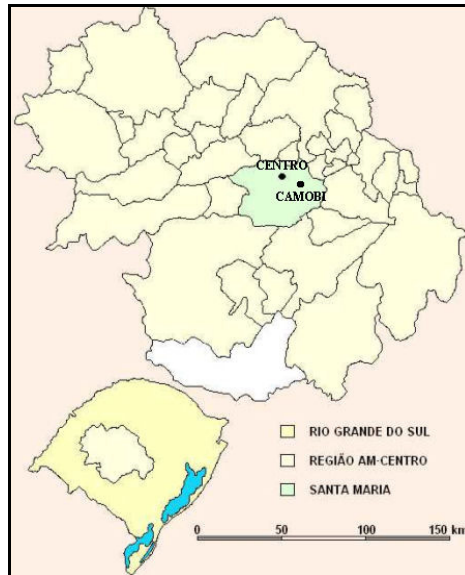
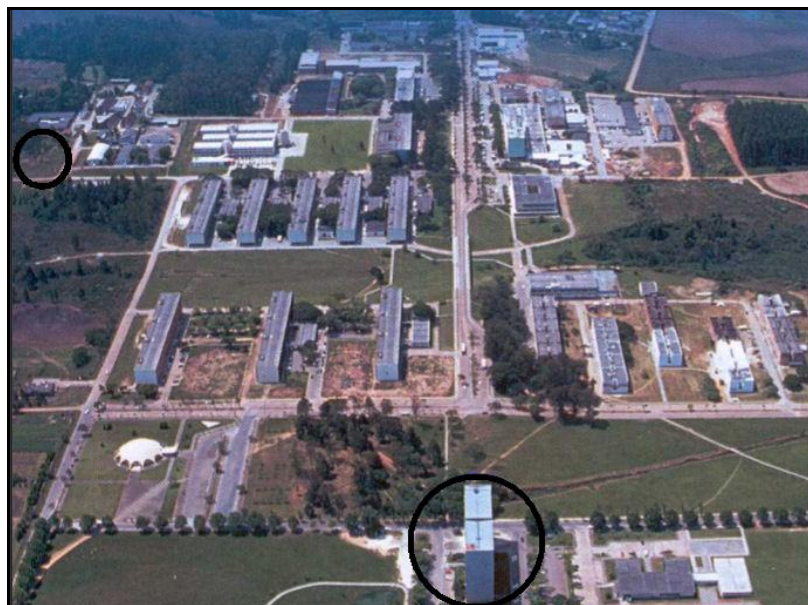


Figura 3.1 – Localização do município de Santa Maria no mapa das regiões do Estado do Rio Grande do Sul (Fonte: NUTEP/UFRGS).



**Figura 3.2 – Localização do município de Santa Maria na Região AM-Centro
(Fonte: Emmer, 2004)**

O CEEG/UFSM localiza-se dentro do Campus da Universidade Federal de Santa Maria, destacado na Figura 3.3 com um círculo no canto superior esquerdo e a Reitoria com um círculo na parte central inferior, na Figura 3.4 e na esquina das ruas E e P (Figura 3.5), com uma área de aproximadamente 5.250 m². Possui as seguintes medidas: 70 m ao Norte; 70 m ao Sul; 75 m ao Leste e 75 m a Oeste (EMMER, 2004).



**Figura 3.3 – Vista área do campus da Universidade Federal de Santa Maria
(Fonte: Emmer, 2004)**

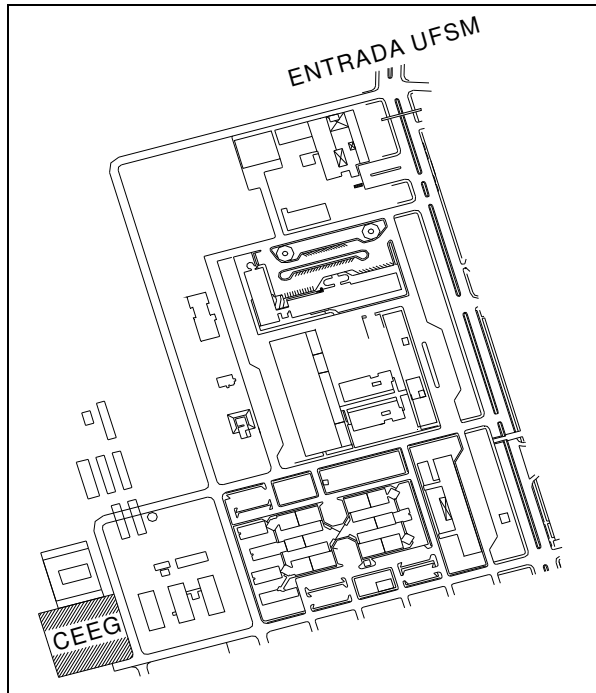


Fig. 3.4 – Localização do campo experimental na UFSM
(Fonte: Emmer, 2004)

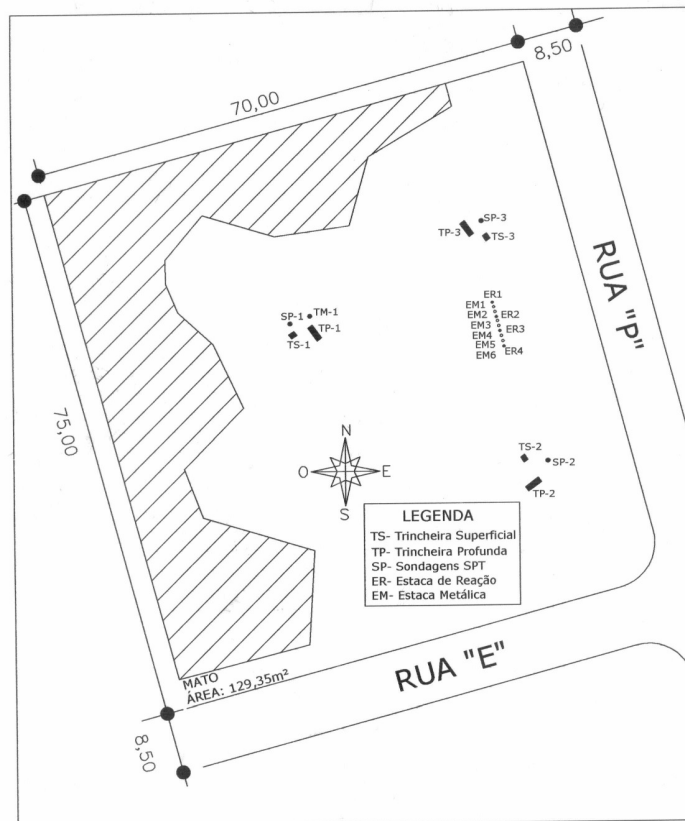


Figura 3.5 – Croqui do campo experimental
(Fonte: Emmer, 2004)

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

3.2.1 Relevô

Encontra-se no CEEG/UFSM um relevô alterado (provável topo ou terço superior) plano a suave ondulado. Apresenta altitude em torno de 120 m com erosão não determinada. O horizonte “A” foi removido pela retirada de material. Uma melhor caracterização do relevô pode ser encontrada no apêndice A sob a forma de planta topográfica planialtimétrica (EMMER, 2004).

3.2.2 Geologia

Segundo Maciel Filho (1988, *apud* Pinheiro *et al.* 2006) o local é composto por uma seqüência de arenitos e argilas arenosas de coloração variegada, permitindo duas interpretações: através dos mapas editados pelo Departamento de Geociência da UFSM, admitia-se ser o arenito basal da Formação Santa Maria e mais recentemente, através de trabalhos não publicados, admite-se uma formação mais jovem que a Santa Maria, possivelmente Terciário ou Pleistoceno. Dessa forma, predominam arenitos de constituição variegada, com a presença de feldspatos. Abaixo dessa seqüência pode-se encontrar o lamito vermelho, que é típico da fácies do membro superior Alemoa da Formação Santa Maria ou o arenito da fácies do membro inferior Passo das Tropas.

3.2.3 Pedologia

Azevedo e Dalmolin (2004, *apud* Emmer, 2004) descrevem esta área como:

“*Classificação*: perfil decepado. Provável Alissolo Hipocrômico; *Unidade de Mapeamento*: Santa Maria (provável); *Litologia* - Lamitos da Formação Santa Maria (membro Alemoa). Ver sondagem para maiores detalhes; *Formação geológica*: Formação Santa Maria (membro Alemoa). ... *Período*: Jurássico – Triássico; *Material de Origem*: Idem litologia; *Pedregosidade*: Nula; *Rochosidade*: Nula.” (EMMER, 2004).

Emmer (2004) apresenta a Tabela 3.1 com as camadas e a descrição morfológica de um perfil característico da área de estudo. Este perfil foi obtido após a escavação de uma trincheira profunda (Figura 3.6)

Tabela 3.1 – Descrição morfológica parcial, trincheira profunda TP-1, da camada superficial.
Fonte: Emmer, 2004.

Camada	Descrição
1	0-10 cm. Deposição de material exógeno, entulhos.
2	10-100 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, médio, proeminente, vermelho (2,5YR 4/8), argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente, transição plana e difusa.
3	100-135 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, proeminente, vermelho amarelado (5YR 5/6), franco argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente, transição plana e clara.
4	135-207 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, distinto, bruno-amarelado (10YR 5/5), argilo siltoso, maciça que se desfaz em prismas grandes e fortes, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente.
Obs.:	1. Em todas as camadas, raízes finas, fasciculadas e raras. 2. Aparente local fonte de material para aterro. Perfil de solo decepado. Descrição do saprólito. Informações adicionais em ensaios de laboratório e sondagem realizados.



Figura 3.6 – Perfil da trincheira profunda TP-1, localizada na área 1 do CEEG/UFSM
Fonte: Emmer, 2004

3.2.4 Sondagem de Simples Reconhecimento

Apresenta-se na Figura 3.7 a interpretação dos perfis obtidos das três sondagens de simples reconhecimento, SP-1, SP-2 e SP-3, que foram realizadas, respectivamente, nas áreas 1, 2 e 3 do campo experimental por Emmer (2004).

Pode-se observar no perfil da sondagem SP-1, que este é composto, basicamente, por duas camadas distintas. A camada superficial, até 5,0m de profundidade, é classificada como argila arenosa com consistência média a rija, resistência à penetração (N_{SPT}) variando entre 9 a 18 golpes. Abaixo desta camada, encontra-se uma camada de areia fina a média com compactidade muito compacta, o N_{SPT} aumenta com a profundidade e atingem valores que variam de 27/15 a 22/3 golpes.

O perfil obtido na SP-2, a camada superficial, tem 5,10m de espessura, é classificada de argila arenosa, consistência média a rija, N_{SPT} variando entre 8 e 15 golpes. Enquanto que a camada profunda, areia fina média, apresenta compactidade muito compacta, valores de N_{SPT} que variam de 27/5 a 30/4 golpes. Em ambas as camadas, o valor de N_{SPT} aumenta com a profundidade.

O perfil SP-3 apresenta resultados similares aos outros perfis. A camada superficial possui espessura de 6,05m, é constituída de argila arenosa, consistência rija, N_{SPT} com variações de 13 a 16. A camada inferior, classificada de areia fina a média, compactidade muito compacta, apresenta valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes.

O CEEG apresenta de um modo geral, duas camadas distintas. A camada superior é uma argila arenosa, consistência média a rija, N_{SPT} variando entre 8 e 16 golpes. A camada inferior caracteriza-se por ser uma areia fina a média, de compactidade muito compacta, valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes.

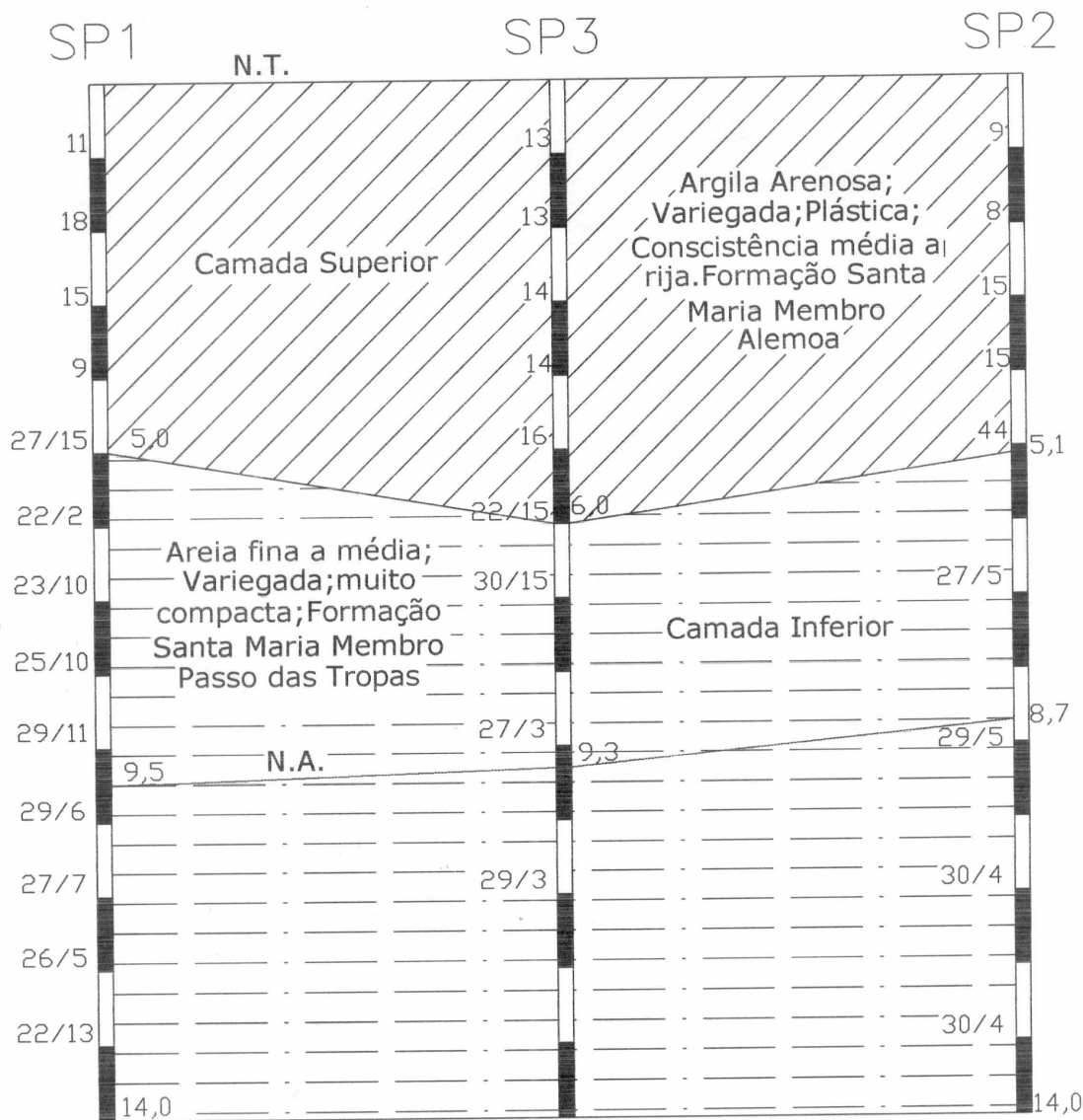


Figura 3.7 - Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFMS
(Fonte: Nienov, 2006)

3.2.5 Caracterização Geotécnica

Neste item apresenta-se um resumo dos ensaios de caracterização realizados por Emmer (2004) e Nienov (2006).

Emmer (2004) realizou um estudo no CEEG/UFMS que compreendeu ensaios de laboratório e investigações “*in situ*”, sendo eles: trincheiras superficiais e profundas, sondagens de simples reconhecimento (SPT) e sondagens a trado. O material coletado das trincheiras, da tradagem e do amostrador padrão foi levado ao laboratório na forma amostras deformadas e indeformadas. As amostras deformadas foram destinadas aos

ensaios de caracterização, químicos e mineralógicos (difração por raios-X). Já as amostras indeformadas se destinaram a ensaios especiais (cisalhamento direto, compressão oedométrica e colapsividade). Alguns resultados desses ensaios se encontram na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resumo dos resultados de caracterização da área de estudo
Fonte: Emmer, 2004

Ensaio laboratoriais de caracterização		Camadas diagnosticadas				
		Superficial		Profunda		
		Descrição ou valores		Descrição ou valores		
		Mínimos e máximos	Médios	Mínimos e máximos	Médios	
Índices físicos e outros	Umid. Nat. - w_n (%)	22,05 - 35,68	28,74	-	-	
	P.E.R.G. - γ_s (kN/m ³)	25,59 - 29,67	28,14	25,61 - 29,04	27,27	
	P.E.N. - γ (kN/m ³)	17,82 - 19,88	18,99	-	-	
	P.E.A.S. - γ_d (kN/m ³)	13,13 - 16,18	14,80	-	-	
	Índ. de vazios - e	0,68 - 1,13	0,93	-	-	
	Grau de sat. - S (%)	81,79 - 93,16	89,48	-	-	
	Porosidade - η (%)	40,64 - 53,03	47,69	-	-	
	Ativ. Coloidal - I_a	0,51 - 0,87	0,70	-	-	
	Grau de floculação	0,36 - 0,98	0,64	-	-	
Limites de consis.	LL (%)	33 - 81	56	-	-	
	LP (%)	15 - 34	26	-	-	
	IP (%)	15 - 46	30	-	-	
Granulometria	Com defloculante	Argila (%)	22 - 57	43	3 - 11	7
		Silte (%)	19 - 47	38	10 - 20	15
		Areia fina (%)	7 - 38	15	14 - 27	20
		Areia média (%)	1 - 17	4	42 - 64	54
		Areia grossa (%)	0 - 2	0	2 - 10	4
		Pedregulho (%)	0 - 0	0	0 - 0	0
	Sem defloculante	Argila (%)	1 - 35	15	-	-
		Silte (%)	27 - 81	59	-	-
		Areia fina (%)	11 - 42	21	-	-
		Areia média (%)	1 - 17	5	-	-
	Areia grossa (%)	0 - 3	0	-	-	
	Pedregulho (%)	0 - 0	0	-	-	
Classificações	HRB	Argila plást. com pres. de M.O. (A7-6)		Finos de baixa compressibilidade (A2-4)		
	SUCS	Argila pouco plástica (CL)		Areia siltosa (SM)		
	Textural com defloc.	Argila silto-arenosa		Areia média siltosa		
	Textural sem defloc.	Silte areno-argiloso		-		
	Munssel – am. seca	Bruno avermelhado-claro		Bruno muito-claro-acinzentado		
	Munssel – am. úmida	Bruno-amarelado com mosq. cinza-claro		-		

Foi executada por Nienov (2006) uma série de ensaios de caracterização, onde foram retiradas amostras deformadas através de trado mecânico a cada 0,5 m obtendo a Tabela 3.3, com resultados obtidos para umidade natural, peso específico real dos grãos

e limites de consistência². Obteve-se o limite de liquidez variando entre 31 e 56%, caracterizando dessa forma uma camada superficial de média a alta plasticidade com teor de umidade natural entre 19 e 33%.

Tabela 3.3 – Umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência com a profundidade no local de execução das estacas. Fonte: Nienov (2006)

Camadas	Prof. (m) das amostras	Umidade Natural wn (%)	Peso espec. real grãos γ_s (N/m ³)	Limites de consistência		
				LL (%)	LP (%)	IP (%)
Camada superior	0,0-0,5	19,12	26,95	31	28	3
	0,5-1,0	23,18	27,67	48	27	21
	1,0-1,5	25,39	27,77	51	18	33
	1,5-2,0	28,07	26,84	47	20	27
	2,0-2,5	32,92	27,57	47	19	28
	2,5-3,0	27,99	27,20	56	21	35
	3,0-3,5	25,61	27,00	49	20	29
	3,5-4,0	22,53	26,95	31	16	15
	4,0-4,5	21,92	27,95	37	18	19
4,5-5,0	18,81	27,80	42	22	20	
Contato	5,0-5,5	14,89	26,30	24	13	11
Camada inferior	>5,5	-	-	N.P.	N.P.	N.P.

A Figura 3.8 apresenta, na forma de gráfico, a variação da umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade, caracterizando a camada superficial e profunda do CEEG/UFSM no local de execução das estacas (NIENOV, 2006).

² Esse conjunto de ensaios realizados por Nienov (2006) se localizou bem próximo do local onde se realizou os ensaios desta dissertação.

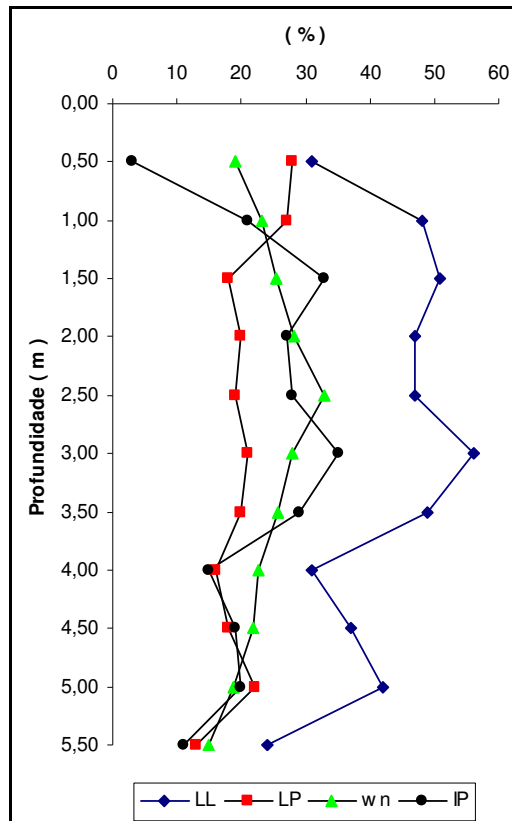


Figura 3.8 – Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (wn) com a profundidade. Fonte: Nienov, 2006

4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Este capítulo trata da metodologia para a apresentação e análise do comportamento de seis estacas metálicas tipo perfil laminado “H”, W 150 x 22,5, onde o primeiro número indica a altura do perfil e o segundo, sua massa linear em kg/m, com área da seção de 29 cm², perímetro de 88,3 cm, tensão de escoamento de 3,45 tf/cm², cravadas à percussão na ordem da numeração, com profundidades de 3 m (2x), 4 m (2x) e 5 m (2x), ensaiadas à compressão estática, bem como da descrição dos equipamentos, materiais e procedimentos usados na execução dos ensaios.

4.1 Execução das estacas

As figuras 4.1 e 4.2 mostram a disposição das estacas teste e de reação no campo experimental.



Fig. 4.1 – Disposição das estacas no campo experimental

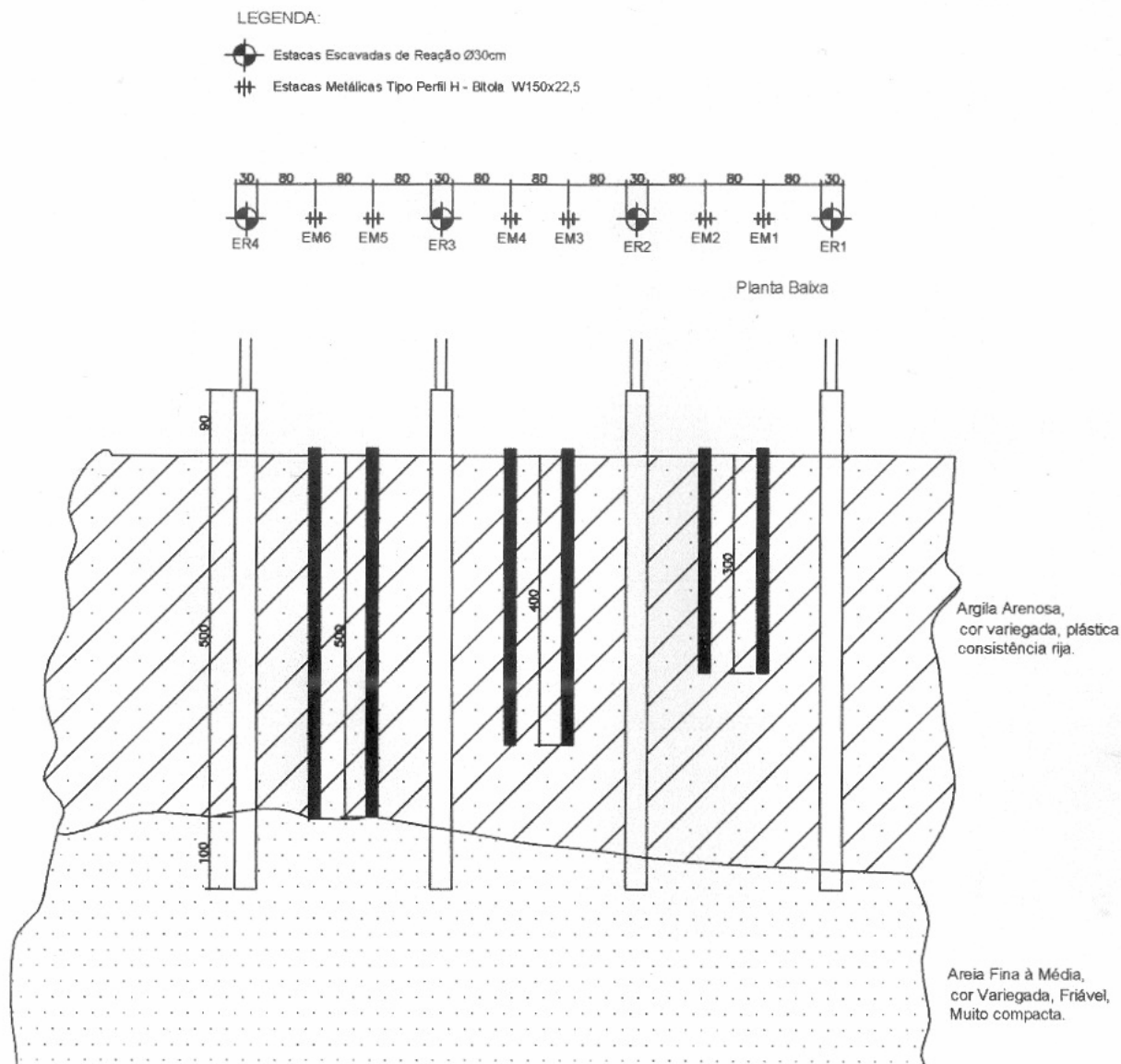


Fig. 4.2 – Croqui com planta baixa e vista das estacas no campo experimental

4.1.1 Estacas de reação/Sistema de reação

Estacas de reação: utilizou-se um sistema de reação composto por 4 estacas escavadas de reação com diâmetro de 30 cm, e 6 metros de profundidade ER1, ER2, ER3 e ER4 (Figuras 4.3 a 4.7). Cada uma foi armada longitudinalmente com 6 ϕ 10,0 mm e estribos circulares com ϕ 5,0 mm a cada 50 cm. As esperas dos pilaretes foram confeccionadas com 4 ϕ 20,0 mm e estribos de ϕ 5,0 mm a cada 20 cm. Utilizou-se concreto usinado com um fck de 15 MPa.

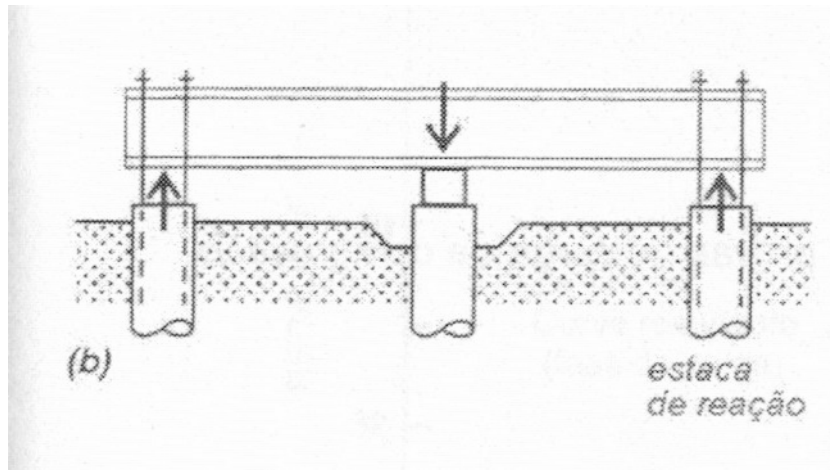


Fig. 4.3 – Esquema básico do sistema de reação



Fig. 4.4 – Trado para a escavação das estacas de reação



Fig. 4.5 – Escavação da estaca de reação



Fig. 4.6 – Colocação da armadura das estacas de reação



Fig. 4.7 – Concretagem da estaca de reação

Como viga de reação, utilizou-se um perfil metálico “I” reforçado, medindo 460 mm de altura, 150 mm de base e 3,19 m de comprimento, tendo-se o cuidado de soldar e nivelar as barras de ferro que serviam de ancoragem para a mesma (fig. 4.8).



Fig. 4.8 – Viga de reação

4.1.2 Execução das Estacas Metálicas (estacas teste)

Foram cravadas seis estacas metálicas tipo perfil “H”, W 150 x 22,5, sendo duas com profundidade igual a três metros (EM1, EM2), duas com quatro metros (EM3, EM4) e duas com 5 metros (EM5, EM6), para serem ensaiadas à compressão.

As mesmas foram cravadas à percussão, com martelo de queda livre de 600 kg, com uma torre-cursor reclinável, acoplada a uma plataforma metálica sobre rolos (fig. 4.9). Essa torre tem altura compatível com a maior altura do elemento de estaca a ser cravado.

Na cabeça da estaca foi posicionado um capacete com cepo e coxim, com geometria adequada à seção da estaca, para não apresentar folga excessiva que pudesse danificá-la. E para que se possam distribuir uniformemente as tensões dinâmicas que surgem em decorrência do impacto do martelo sobre a cabeça da estaca.

A cravação se iniciou posicionando-se o bate-estaca no piquete indicador do centro da estaca a cravar. A seguir, aprumou-se a torre do mesmo, levantando-se o martelo juntamente com o capacete para o alto da torre e, com um cabo auxiliar, a estaca foi trazida para junto da torre. Em seguida a mesma foi assentada sobre o piquete referente à estaca a ser cravada. O martelo, juntamente com o capacete, foi descido até que este último se encaixasse na cabeça da estaca, desde que já tivesse sido colocado, entre a cabeça e o capacete, o coxim de madeira mole. Após esta operação, controlou-se o prumo da estaca (fig. 4.10) e iniciou-se a cravação propriamente dita (fig. 4.11), até que fosse atingida a cota prevista de assentamento da mesma. Durante a execução foi feito o diagrama de cravação da estaca e, ao final, a anotação da nega (Apêndice B).



Fig. 4.9 – Preparo do equipamento para início da cravação



Fig. 4.10 – Verificação do prumo da estaca



Fig 4.11 - Cravação do perfil metálico com execução do diagrama de cravação

4.2 Sistema de transmissão de carga

Foi utilizado um conjunto que compreendia um macaco hidráulico para 500 kN marca Europress, uma bomba hidráulica de até 700 MPa, marca Wille-Geotechnik, um conjunto de calços metálicos cilíndricos, uma placa com 30 cm de diâmetro onde foram apoiados os deflectômetros e uma chapa de aço de 40 x 40 cm, com espessura de 10 mm, soldada à estaca (Fig. 4.12 e 4.13).



Fig. 4.12 – Macaco hidráulico, calços e placa



Fig. 4.13 – Bomba hidráulica

4.3 Sistema de Leitura

Foram utilizados quatro deflectômetros com resolução de 0,01 mm e curso máximo de 30 mm, instalados aproximadamente em dois eixos ortogonais na placa (Figura 4.14). Dessa maneira, qualquer deformação seria percebida e, posteriormente, conduziria a resultados tecnicamente mais precisos. Foram fixados em uma viga de referência de madeira para que não sofressem a interferência das variações térmicas.



Fig. 4.14 – Disposição dos deflectômetros sobre a placa

4.4 Execução da Prova de Carga Estática

Os ensaios de prova de carga foram realizados de acordo com a norma **NBR 12131/2005 – Estacas - Provas de carga estática – Método de ensaio**, cujo objetivo é fornecer elementos para avaliar seu comportamento carga x deslocamento, bem como estimar suas características de capacidade de carga. O ensaio foi executado com carregamento lento, também chamado de SM ou SML – *Slow Maintained Load Test*, conforme descrito por Milititsky (1991).

Foi soldada uma chapa de aço na cabeça das estacas medindo 40 x 40 cm, com espessura de 10 mm, para substituir o bloco e transmitir os esforços axiais de compressão à estaca.

Para minimizar os efeitos de dilatação térmica em função da época do ano, todos os ensaios foram realizados durante a noite, as vigas metálicas para a fixação dos deflectômetros foram substituídas por madeira e foi montada uma estrutura com lona para proteção dos equipamentos (fig. 4.15).



Fig. 4.15 – Preparação para início dos ensaios

Foi observado que nos estágios iniciais de carregamento, ocorreu uma rápida estabilização dos deslocamentos. Enquanto que, nos estágios com carga mais elevada (estágios finais), houve uma dificuldade maior de estabilização dos mesmos.

A carga aplicada em cada estágio foi mantida até a estabilização dos deslocamentos, conforme leituras dos quatro deflectômetros. Em cada estágio, os deslocamentos foram lidos após a aplicação da carga e decorridos 2, 4, 8, 15, 30 minutos contados a partir do início do estágio e, após, em intervalos de 30 minutos. Essa estabilização foi atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas correspondia a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e do atual).

Todas as estacas foram carregadas até a ruptura, não sendo necessário que a carga máxima do ensaio devesse ser mantida durante um intervalo mínimo de 12 horas entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento.

O descarregamento foi feito em, no mínimo, quatro estágios e, em cada um deles, mantido até a sua estabilização.

Para estaca EM1(3m) os incrementos de carga foram de 20kN e a carga máxima aplicada foi de 120kN; para a estaca EM2(3m), os incrementos de carga foram de 10kN e a carga máxima aplicada foi de 130kN.

Para as estacas EM3 (4m) e EM4 (4m) os incrementos foram de 10kN e a carga máxima aplicada foi de 190kN para EM3 e de 200kN para EM4.

Os incrementos de carga para estaca EM5(5m) e EM6(5m) foram de 10kN e a carga máxima aplicada de 340kN para EM5 e 320kN para EM6.

5 APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Apresentam-se, neste capítulo, os resultados dos ensaios de prova de carga estática realizados nas seis estacas metálicas, em forma de gráficos com as curvas carga x recalque, a descrição de seu comportamento, os critérios escolhidos de interpretação dos resultados e a comparação entre os métodos mais usados para o cálculo da capacidade de carga.

5.1 Apresentação das curvas carga x recalque e seu comportamento

A Figura 5.1 apresenta as curvas carga-recalque da estaca metálica EM1 (3,0m) e EM2 (3,0m). A carga máxima aplicada no ensaio da estaca EM1 foi de 120kN, para um recalque máximo de 21,0mm. Para a estaca EM2, a carga máxima aplicada foi de 130 kN e o recalque máximo obtido foi de 19,0mm. Nos dois casos observa-se o contínuo deslocamento do topo das estacas (placas soldadas), quando se tentou manter o carregamento, indicando a ruptura das mesmas. Esses valores anotados de recalque máximo foram limitados pelo tamanho do cursor dos deflectômetros, que atingiram o seu curso máximo.

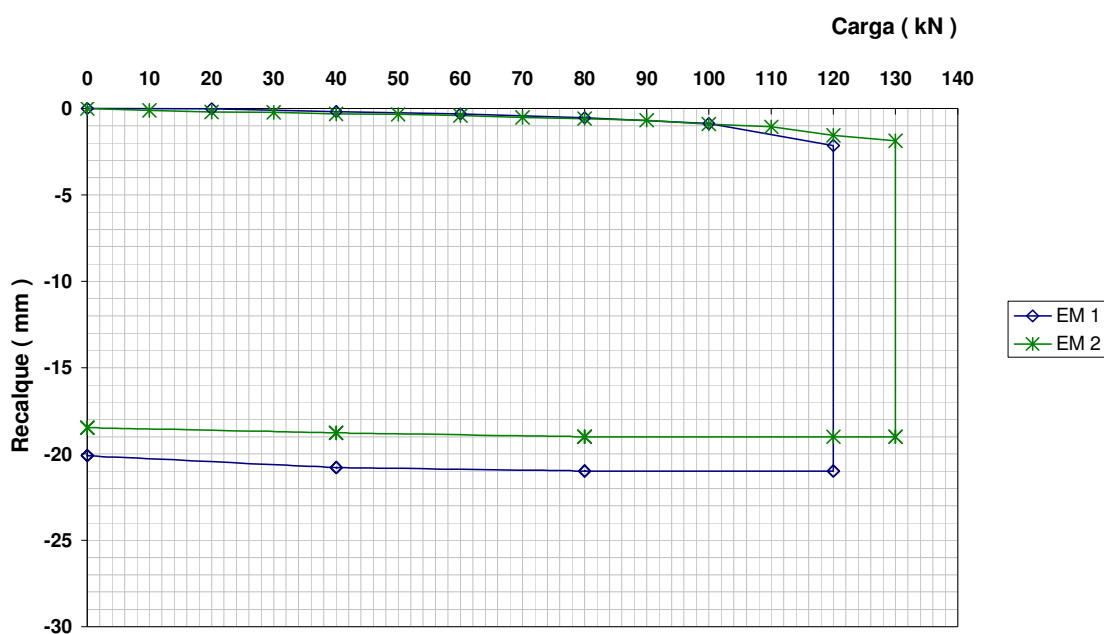


Fig. 5.1 – Curva carga x recalque das estacas EM1 e EM2

A Figura 5.2 mostra as curvas carga-recalque ampliadas das estacas EM1 e EM2. Ela apresenta o comportamento dessas estacas até o momento imediatamente anterior ao rompimento. A estaca EM1 recalcou 2,14mm para a carga de 120kN, enquanto a EM2, 1,88mm para 130kN.

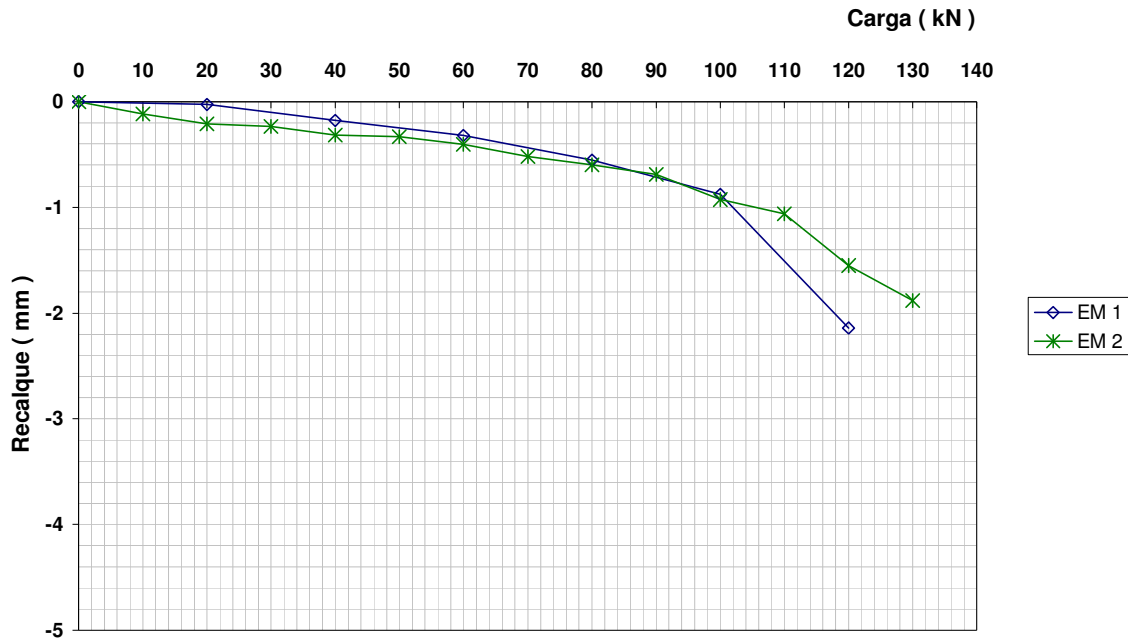


Fig. 5.2 – Curva carga x recalque ampliada das estacas EM1 e EM2

A Figura 5.3 apresenta as curvas carga-recalque das estacas EM3 (4,0m) e EM4 (4,0m). A carga máxima aplicada no ensaio da estaca EM3 foi de 190kN, para um recalque máximo de 26,0mm. Para a estaca EM4, a carga máxima aplicada foi de 200 kN e o recalque máximo obtido foi de 25,0mm. Aqui também se observa o contínuo deslocamento da cabeça das estacas (placas soldadas), quando se tentou manter o carregamento, indicando a ruptura das mesmas. Esses valores anotados de recalque máximo foram também limitados pelo tamanho do cursor dos deflectômetros, que atingiram o seu curso máximo.

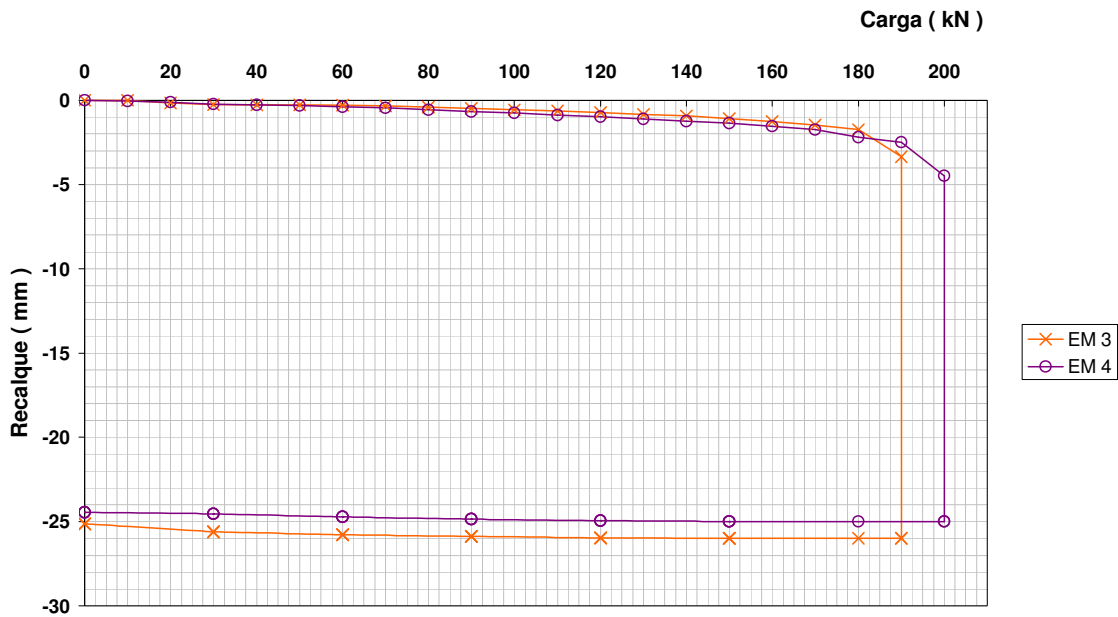


Figura 5.3 – Curva carga x recalque das estacas EM3 e EM4

A Figura 5.4 mostra as curvas carga-recalque ampliadas das estacas EM3 e EM4. Ela também apresenta o comportamento dessas estacas até o momento imediatamente anterior ao rompimento. A estaca EM3 recalcou 3,36mm para a carga de 190kN, enquanto a EM4, 4,47mm para 200kN.

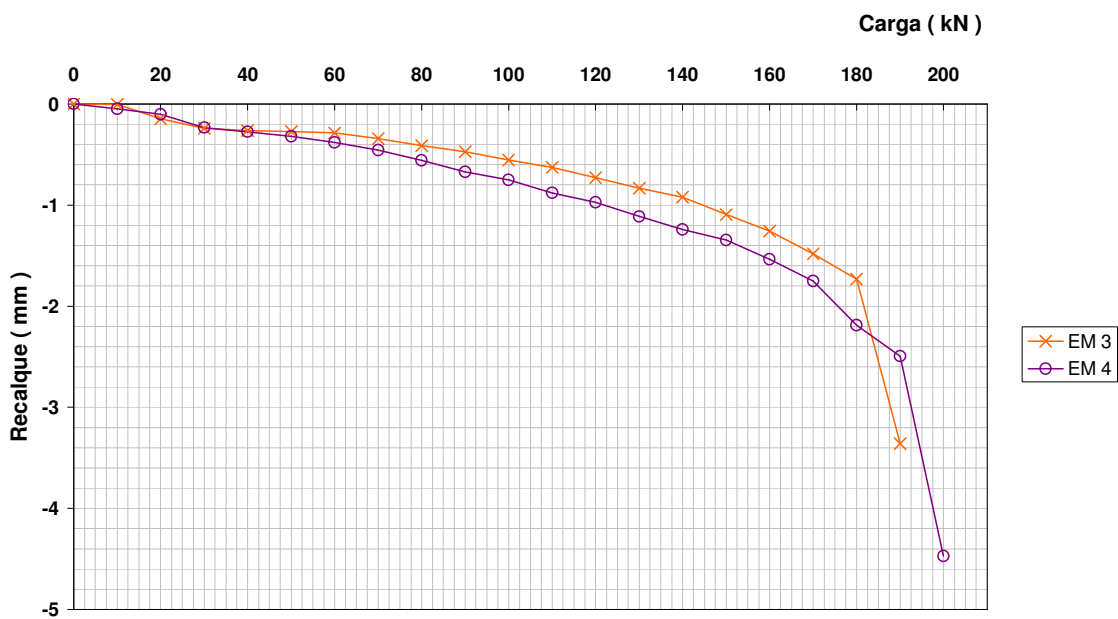


Fig. 5.4 – Curva carga x recalque ampliada das estacas EM3 e EM4

A Figura 5.5 apresenta as curvas carga-recalque das estacas EM5 (5,0m) e EM6 (5,0m). A carga máxima aplicada no ensaio da estaca EM5 foi de 340kN, para um recalque máximo de 22,0mm. Para a estaca EM6, a carga máxima aplicada foi de 320 kN e o recalque máximo obtido foi de 27,0mm. O comportamento é igual aos quatro casos anteriores em relação à ruptura e cursor dos deflectômetros.

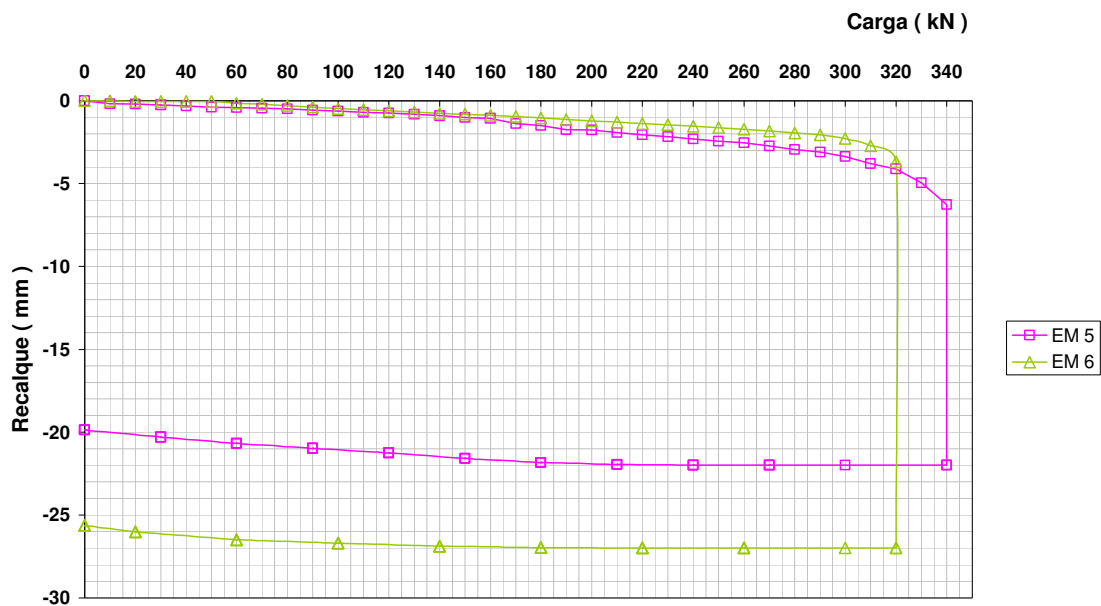


Figura 5.5 – Curva carga x recalque das estacas EM5 e EM6

A Figura 5.6 mostra as curvas carga-recalque ampliadas das estacas EM5 e EM6. Ela também apresenta o comportamento dessas estacas até o momento imediatamente anterior ao rompimento. A estaca EM5 recalcou 6,26mm para a carga de 340kN, enquanto a EM5, 3,69mm para 320kN.

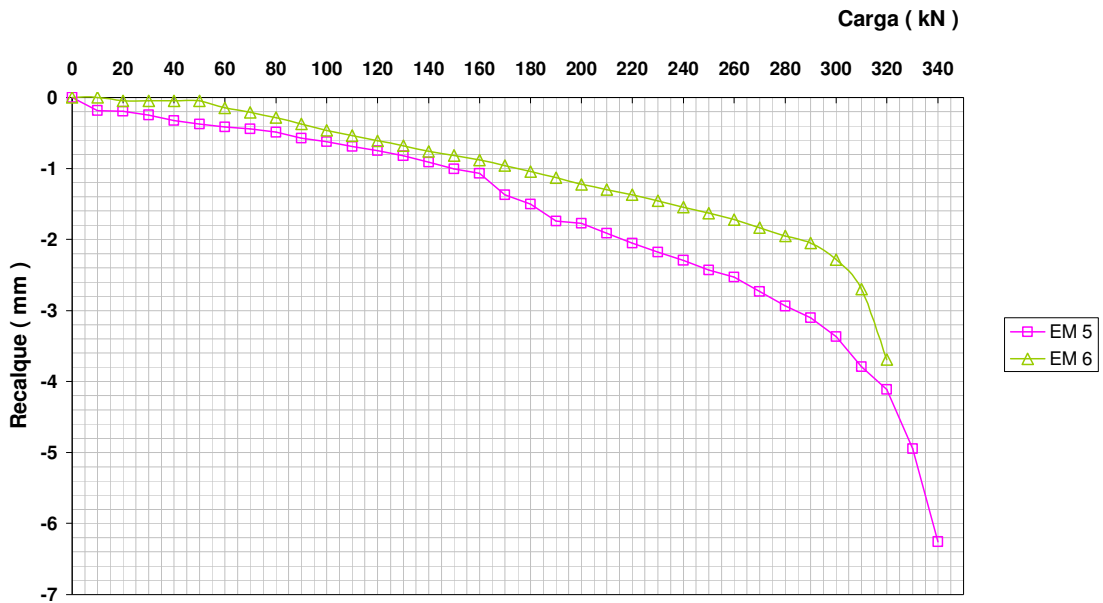


Fig. 5.6 – Curva carga x recalque ampliada das estacas EM5 e EM6

A Figura 5.7 apresenta o conjunto dos resultados para as seis estacas ensaiadas à compressão. Em geral, pode-se observar que o comportamento é o mesmo, em relação aos máximos deslocamentos registrados em cada etapa de carregamento, pelos quatro deflectômetros instalados sobre a chapa metálica soldada na cabeça da estaca.

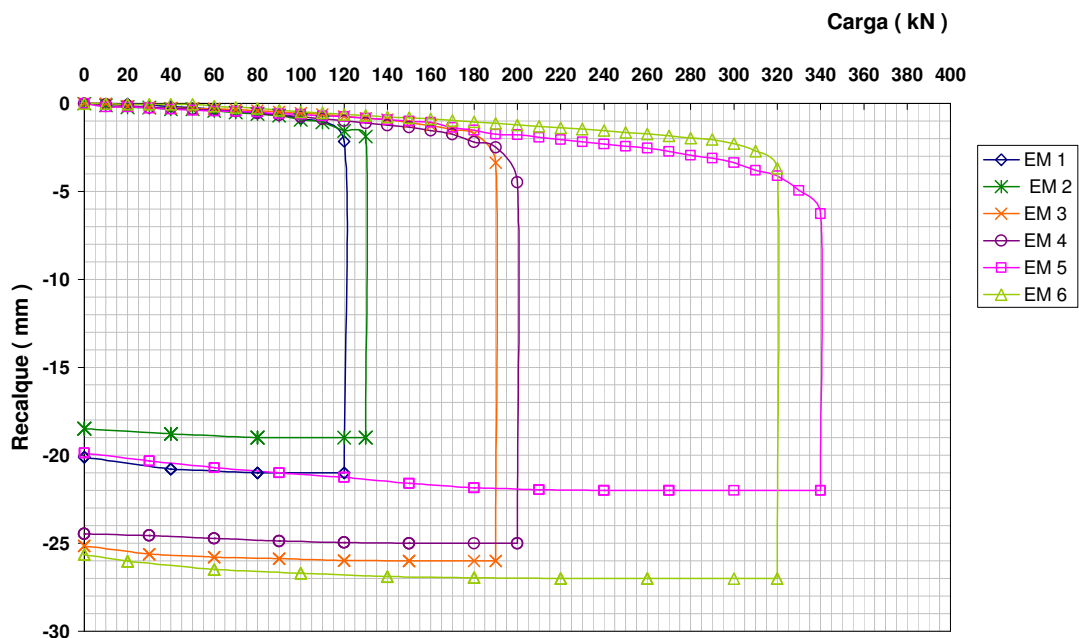


Fig. 5.7 – Curva carga x recalque de todas as estacas ensaiadas

5.2 Previsão de capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos

Para a estimativa da capacidade de carga foram utilizados os métodos semi-empíricos Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1982, com correlações para Décourt, 1996) e Lobo (2006), apresentados no Capítulo 2, em função de serem os mais utilizados no Brasil (os dois primeiros) e, no caso do terceiro, ser um método que vem apresentando resultados satisfatórios. Esses métodos utilizam valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens a percussão. Foram adotados os valores médios dos resultados das sondagens SP2 e SP3 (Fig. 5.1), devido à proximidade do local das estacas ensaiadas. Na camada com resistência superior a N_{SPT} 50 foi adotado o valor de máximo N_{SPT} de 50.

Tabela 5.1 – Valores das resistências à penetração dinâmica (N_{SPT}).

Fonte: Emmer, 2006

Prof. (m)	SP2	SP3	Média
1	9	13	11
2	8	13	10,5
3	15	14	14,5
5	15	14	14,5
6	50	16	33
7	50	50	50
8	50	50	50

A Tabela 5.2 mostra a comparação entre os resultados das cargas de ruptura (R_{rup}) e as cargas admissíveis (R_{adm}), obtidas através da aplicação dos métodos de cálculo de capacidade de carga de Aoki-Velloso (1975), Décourt (1996) e Lobo (2006), incluindo a média dos resultados. Já é possível observar-se que os resultados são muito próximos entre si, principalmente os dos métodos de Aoki-Velloso e Lobo.

Tabela 5.2 – Resultados dos métodos de cálculo de capacidade de carga

Estacas	Prof. (m)	Aoki-Velloso (1975)		Décourt (1996)		Lobo (2006)		Média	
		R_{rup} (kN)	R_{adm} (kN)	R_{rup} (kN)	R_{adm} (kN)	R_{rup} (kN)	R_{adm} (kN)	R_{rup} (kN)	R_{adm} (kN)
EM1/EM2	3	143,29	71,65	168,94	84,47	138,54	69,27	150,26	75,13
EM3/EM4	4	174,02	87,01	241,24	120,62	206,34	103,17	207,20	103,60
EM5/EM6	5	329,44	164,72	380,00	190,00	302,90	151,45	337,45	168,72

A Tabela 5.3 compara as cargas de ruptura estimadas com as cargas de ruptura obtidas nos ensaios. As análises propostas pelos métodos estáticos semi-empíricos de capacidade de carga utilizados, mostraram-se muito próximas da realidade obtida no ensaio de prova de carga. Com destaque para o desempenho dos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Lobo-UFRGS (2006) que tiveram seus resultados com uma variação máxima de 15% superior ou inferior aos resultados de ensaio. O método de Décourt (1996) estimou os resultados sempre maiores do que os observados, em até 35%.

Tabela 5.3 – Comparação entre os resultados dos métodos e as cargas de ruptura medidas

	Aoki-Velloso (1975)	Décourt (1996)	Lobo (2006)
EM 1/2 (3m)	143,29 kN	168,94 kN	138,54 kN
Ruptura medida	125,00 kN	125,00 kN	125,00 kN
Variação %	+14,23%	+35,15%	+10,83%
EM 3/4 (4m)	174,02 kN	241,24 kN	206,34 kN
Ruptura medida	195,00 kN	195,00 kN	195,00 kN
Variação %	-10,76%	+23,71%	+5,82%
EM 5/6 (5m)	329,44 kN	380,00 kN	302,90 kN
Ruptura medida	330,00 kN	330,00 kN	330,00 kN
Variação %	-0,17%	+15,15%	-8,21%
Variações médias	+1,23%	+24,67%	+2,81%

As Figuras 5.8 a 5.10 apresentam de forma gráfica os resultados da Tabela 5.3. Na Figura 5.8 pode-se ver que os resultados estimados pelos métodos de cálculo de capacidade de carga foram superiores à carga de ruptura medida nos ensaios das estacas EM 1 e EM 2, sendo que o mais próximo foi Lobo (UFRGS, 2006), ficando 10,83 % acima.

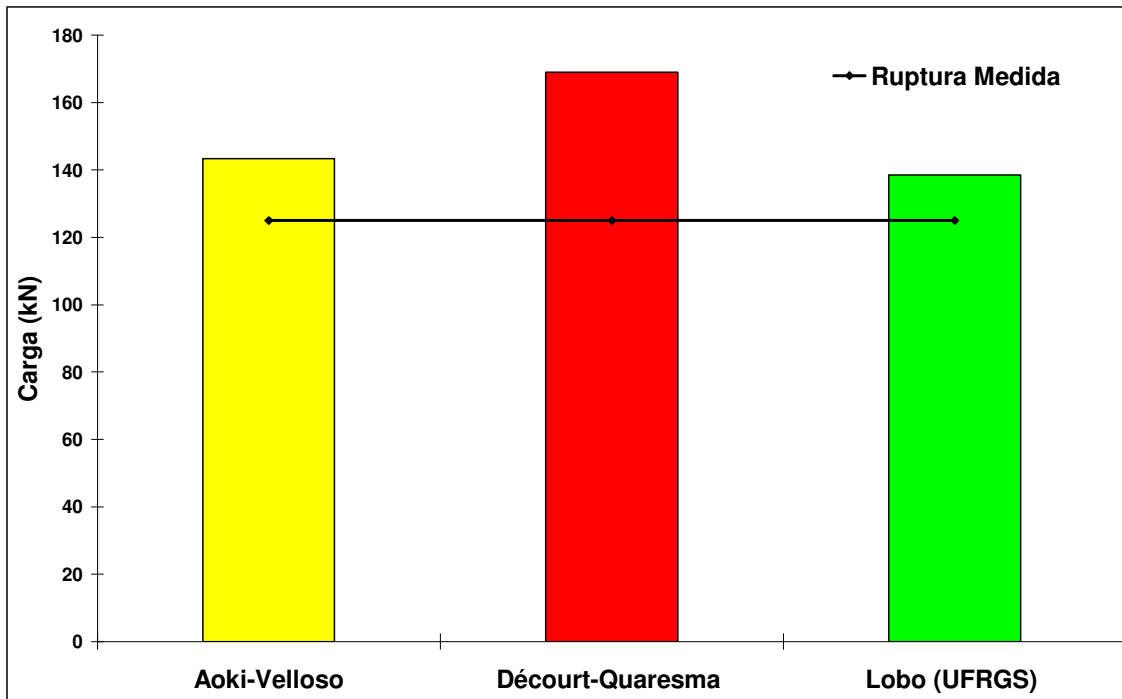


Figura 5.8 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 1 e 2

A Figura 5.9 mostra que os resultados estimados pelos métodos de cálculo de capacidade de carga de Décourt (1996) e Lobo (2006) foram superiores à carga de ruptura obtida nos ensaios das estacas EM 3 e EM 4, enquanto que o de Aoki-Velloso (1975) ficou inferior. O método proposto por Lobo (2006) teve o resultado mais próximo, ficando 5,82 % superior.

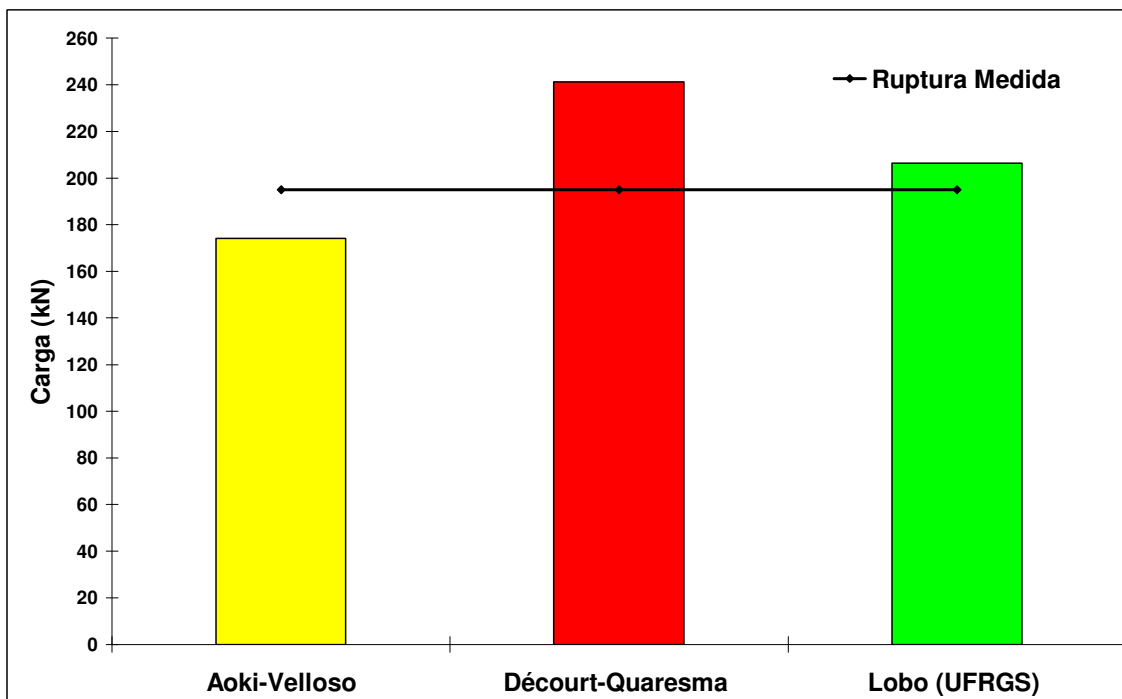


Figura 5.9 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 3 e 4

A Figura 5.10 mostra que, em relação à carga de ruptura medida nos ensaios das estacas EM 5 e EM 6, obteve-se um resultado 15,15 % superior para o método de cálculo de capacidade de carga de Décourt, 8,21 % inferior para o método de Lobo e aproximadamente igual para Aoki-Velloso.

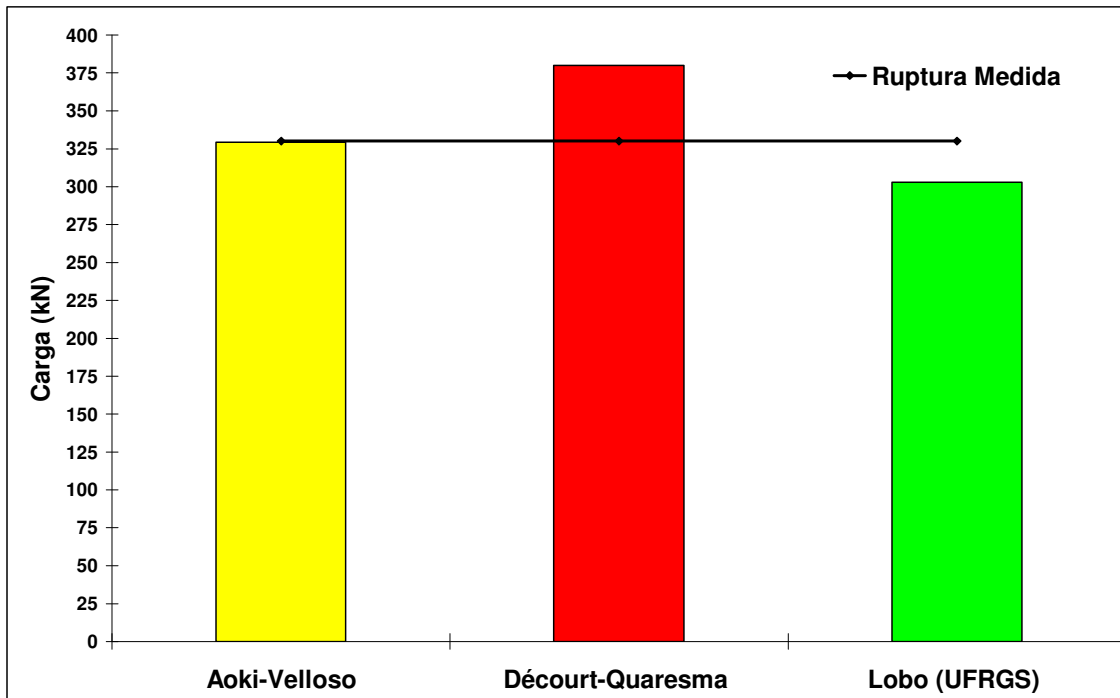


Figura 5.10 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 5 e 6

A Figura 5.11 mostra o conjunto dos resultados. Percebe-se uma alternância de posições de cada método, em cada profundidade, em relação à ruptura medida.

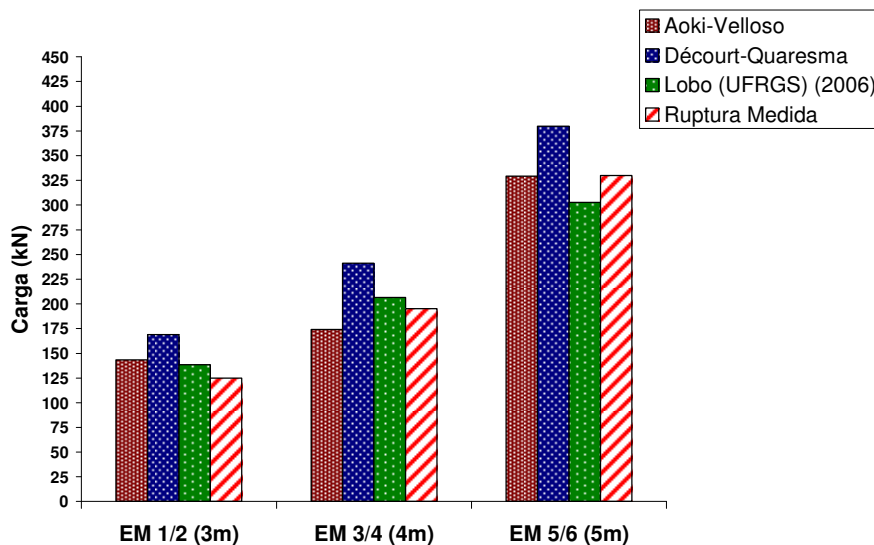


Figura 5.11 – Conjunto dos resultados das seis estacas relativo aos métodos e ensaios de campo

Na Tabela 5.4, tem-se as parcelas de atrito lateral e ponta estimadas pelos mesmos métodos. Percebe-se, através da interpretação dos resultados, que os métodos de Aoki-Veloso e Décourt apresentam capacidade de carga maior devido ao atrito lateral, em relação à parcela de ponta. O inverso acontece no método de Lobo com as parcelas de atrito lateral sendo menores em relação à parcela de ponta. Pode-se dizer, a título de análise preliminar, que os dois primeiros métodos parecem mais coerentes nesse sentido, uma vez que, ao analisar-se o desenvolvimento das curvas carga-recalque, nota-se que as estacas comportam-se bem ao carregamento inicial através do atrito lateral, até o momento em que a ponta é solicitada. Ocorre aí o rompimento da interação solo-estaca. No entanto, não se fará nenhuma observação mais detalhada a respeito destas parcelas, uma vez que as estacas ensaiadas não foram instrumentadas, o que impede um estudo mais conclusivo sobre o funcionamento da transferência de carga.

Tabela 5.4 – Parcelas de atrito lateral e ponta, estimadas pelos métodos de cálculo de capacidade de carga

Estacas	Prof. (m)	Aoki-Veloso(1975) (kN)		Décourt (1996) (kN)		Lobo/UFRGS (2006) (kN)		Média (kN)	
		RI	Rp	RI	Rp	RI	Rp	RI	Rp
EM1/EM2	3	76,29	67,00	132,00	36,00	47,25	91,28	85,18	65,08
EM3/EM4	4	107,02	67,00	184,00	57,00	65,97	140,37	118,99	88,21
EM5/EM6	5	176,95	152,49	290,00	90,00	107,47	195,43	191,47	145,97

5.3 Previsão da capacidade de carga através dos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque

Em todas as provas de carga ocorreram rupturas nítidas, observadas quando o recalque aumentou indefinidamente com pequeno ou nenhum acréscimo de carga. Mesmo assim, foram adotados métodos de extrapolação para verificar sua utilização, facilidade e adequação às provas de carga realizadas. Na Tabela 5.5 estão resumidos os valores de carga de ruptura determinados através da utilização dos métodos descritos. Vale ressaltar que o método da NBR (1996) não se constitui em um método de extrapolação da curva carga x recalque, mas num critério de interpretação da mesma.

Tabela 5.5 – Estimativa de carga de ruptura através de critérios de interpretação das curvas carga x recalque

Estacas	Métodos				Média (kN)
	Rigidez (1996) (kN)	Tangentes (1956) (kN)	NBR (1996) (kN)	Van de Veen (1953) (kN)	
EM1 (3m)	140	120	120	122	125,50
EM2 (3m)	210	130	130	135	151,25
EM3 (4m)	202	190	190	191	193,25
EM4 (4m)	212	200	200	202	203,50
EM5 (5m)	382	340	340	344	351,15
EM6 (5m)	348	320	320	360	337,00

A Tabela 5.6 compara as cargas de ruptura estimadas pelos métodos de extrapolação das curvas com os resultados obtidos nos ensaios.

Tabela 5.6 – Comparação dos resultados dos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque

Estacas	Rigidez (1996)	Tangentes (1956)	NBR (1996)	Van der Veen (1953)
EM 1 (3m)	140 kN	120 kN	120 kN	122 kN
Ruptura medida	120 kN	120 kN	120 kN	120 kN
Variação %	+16,66 %	0 %	0 %	+1,66 %
EM 2 (3m)	210 kN	130 kN	130 kN	135 kN
Ruptura medida	130 kN	130 kN	130 kN	130 kN
Variação %	+66,66 %	0 %	0 %	+3,85 %
EM 3 (4m)	202 kN	190 kN	190 kN	191 kN
Ruptura medida	190 kN	190 kN	190 kN	190 kN
Variação %	+6,32 %	0 %	0 %	+0,53 %
EM 4 (4m)	212 kN	200 kN	200 kN	202 kN
Ruptura medida	200 kN	200 kN	200 kN	200 kN
Variação %	+6,00 %	0 %	0 %	+ 1,00 %
EM 5 (5m)	382 kN	340 kN	340 kN	344 kN
Ruptura medida	340 kN	340 kN	340 kN	340 kN
Variação %	+12,35 %	0 %	0 %	+1,18 %
EM 6 (5m)	348 kN	320 kN	320 kN	360 kN
Ruptura medida	320 kN	320 kN	320 kN	320 kN
Variação %	+8,75 %	0 %	0 %	+12,50 %
Variações médias	+19,45 %	0 %	0 %	+3,45 %

O método da NBR (1996) teve seu resultado igual ao observado no ensaio de campo e usa a fixação da carga de ruptura em função de um recalque máximo.

O mesmo comportamento teve o método da interseção das tangentes de Mansur e Kaufman (1956), embora esteja baseado na interseção das fases pseudo-elásticas e pseudo-plásticas.

O método de Van der Veen (1953), baseado em uma equação matemática, ajusta a curva carga-recalque a uma curva conhecida que pode ser uma curva exponencial. Deu resultados muito próximos aos dos ensaios, porém um pouco superiores (na média, 3,45% mais altos).

E, finalizando, o método da rigidez (Décourt, 1996), com resultados na ordem de 20 % superiores aos de campo.

As Figuras 5.12 a 5.17 ilustram os resultados da Tabela 5.6.. Pode-se constatar que, para cada uma das cargas de ruptura medidas, há coincidência dos resultados nos métodos da NBR (1996) e interseção das tangentes (1956). Ficando o método de Van der Veen (1953) com resultados muito próximos, e o da rigidez, com valores um pouco superiores, exceto para as estacas de 3 m de profundidade, que tiveram resultados bem maiores que os de campo.

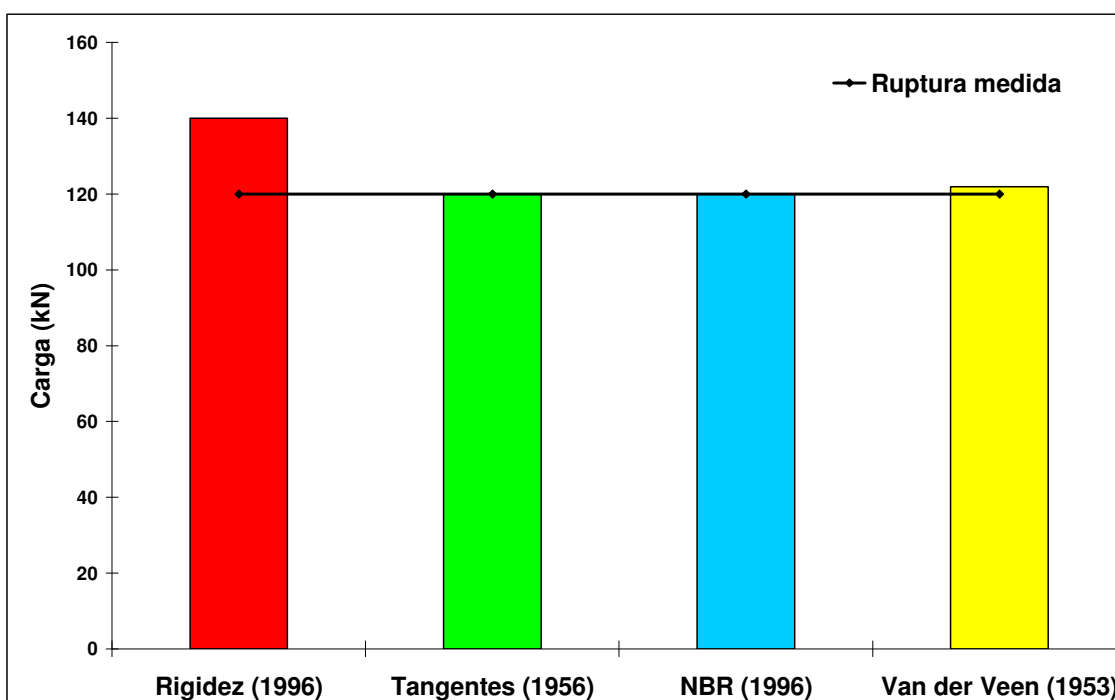


Figura 5.12 – Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM1-3 m

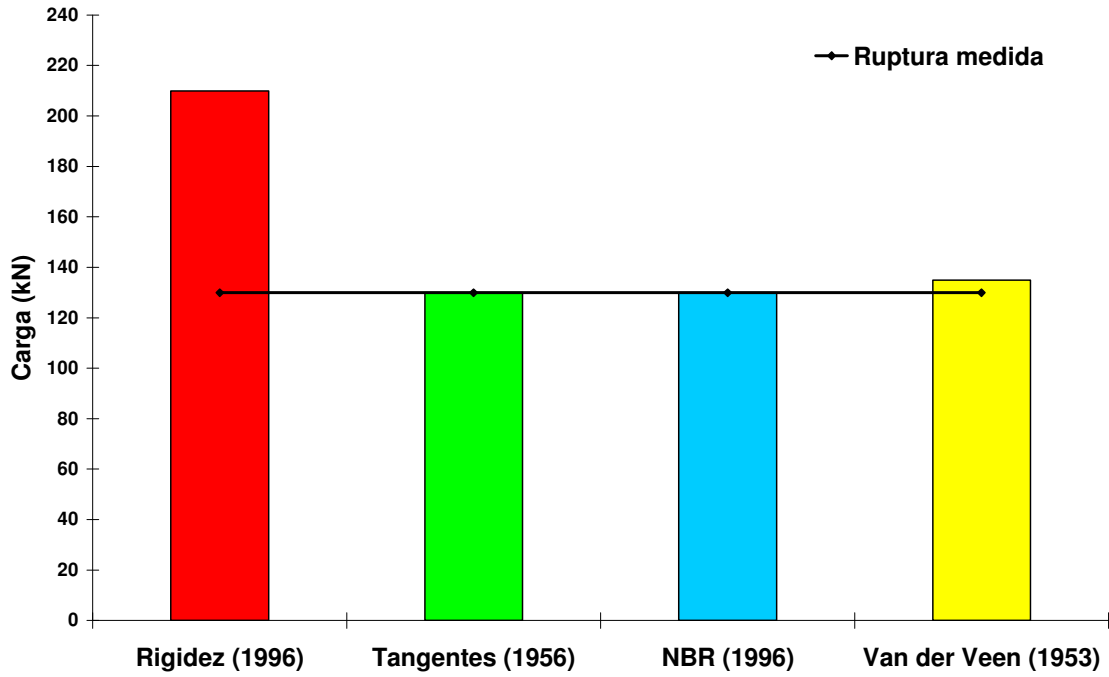


Figura 5.13 – Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM2-3 m

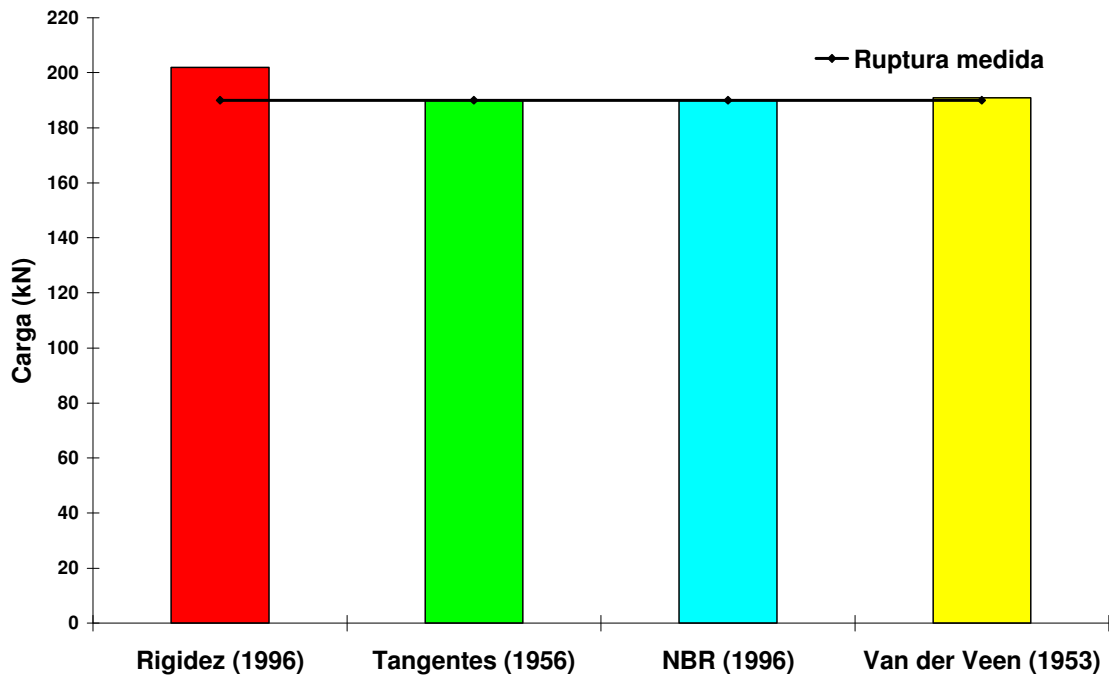


Figura 5.14 – Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM3-4 m

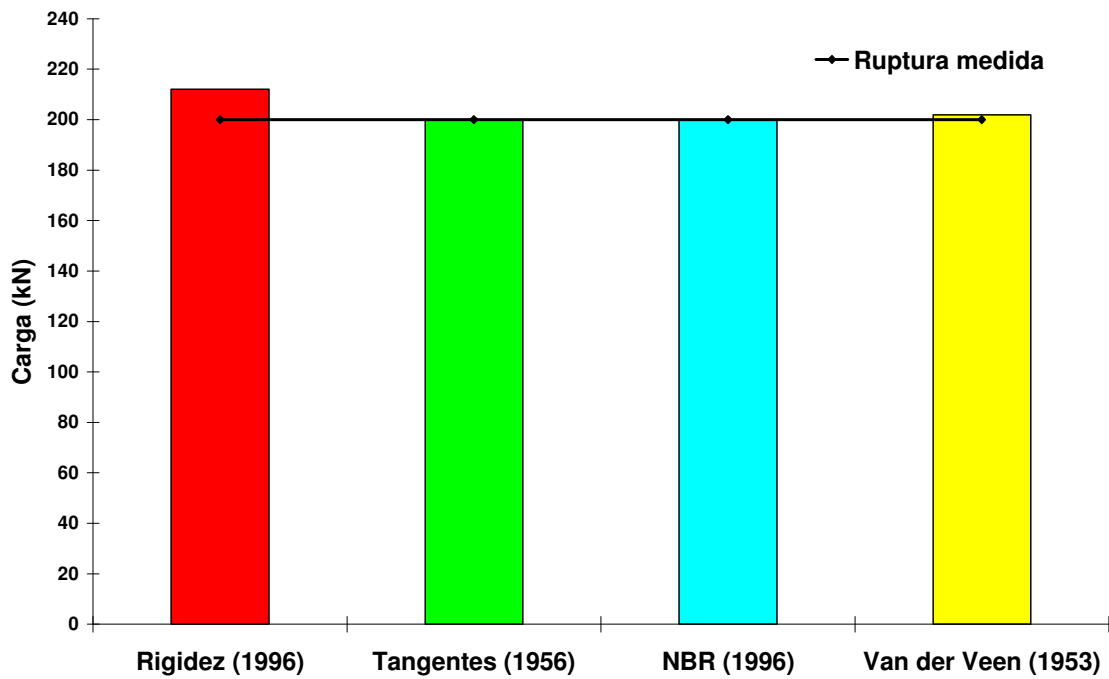


Figura 5.15 – Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM4-4 m

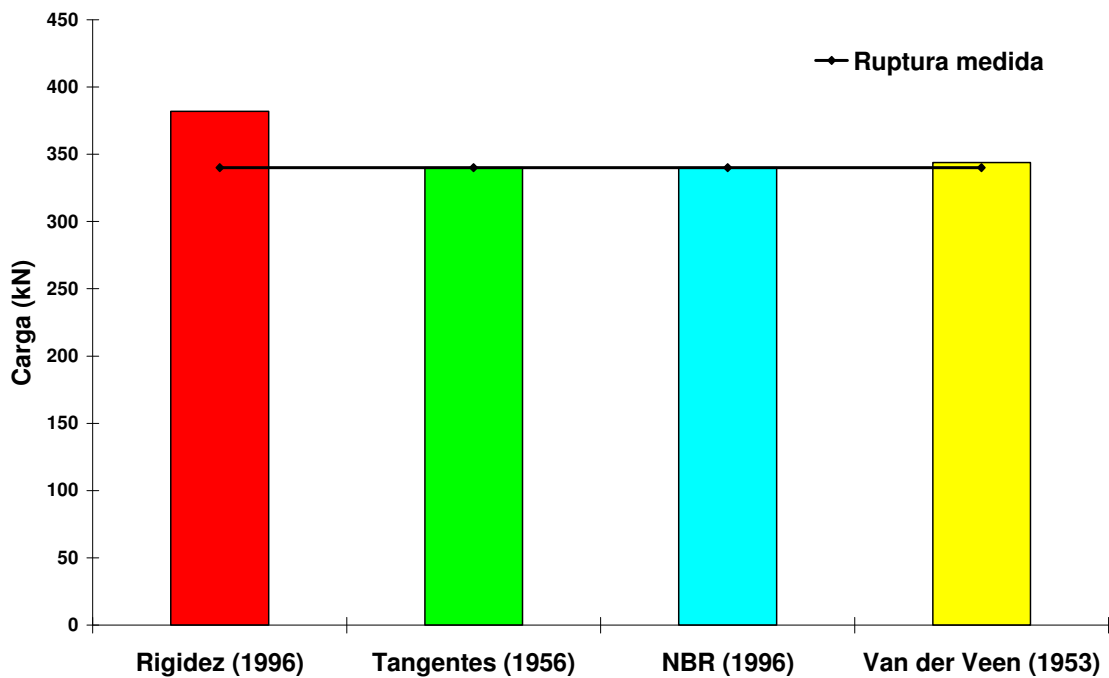


Figura 5.16 – Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM5-5 m

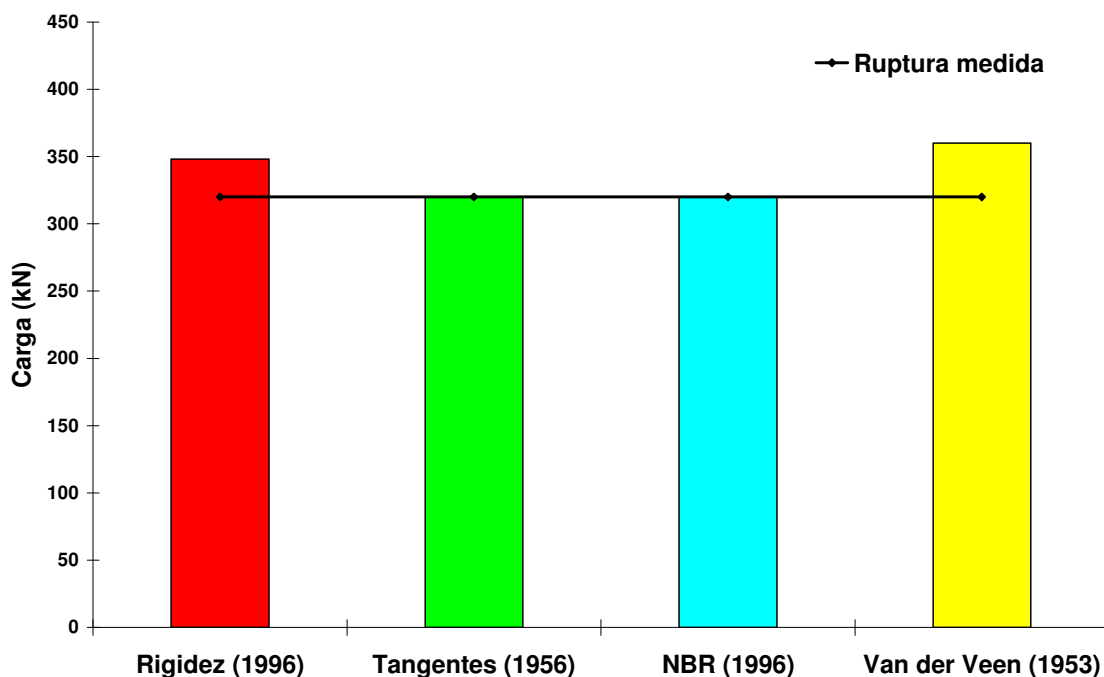


Figura 5.17 – Desempenho dos métodos de extrapolação da curva em relação à carga de ruptura de ensaio para a estaca EM6-5 m

5.4 Previsão da capacidade de carga através da Nega

Ao final da cravação do último trecho de cada estaca, foi feita a determinação da nega. Seus valores medidos encontram-se na Tabela 5.7, bem como os valores calculados através das equações mais usadas no Brasil (Brix, Holandeses e Dinamarquesa), para as médias das cargas admissíveis, obtidas pelos métodos de cálculo de capacidade de carga. Pode-se observar uma total dispersão de resultados.

Tabela 5. 7 – Negas calculadas e medidas

Estacas	Qadm. (kN)	Brix (cm)	Holandeses (cm)	Dinamarquesa (cm)	Nega Medida p/1 golpe (cm)
EM1 (3m)	75,13	0,40	0,42	2,68	1,20
EM2 (3m)	75,13	0,40	0,42	2,68	1,35
EM3 (4m)	103,60	0,29	0,26	1,90	0,83
EM4 (4m)	103,60	0,29	0,26	1,90	0,98
EM5 (5m)	168,72	0,17	0,14	1,10	0,50
EM6 (5m)	168,72	0,17	0,14	1,10	0,65

Através das negas medidas, pode-se calcular as cargas de ruptura usando as equações de cálculo, conforme mostra a Tabela 5.8. Aqui também se observa uma grande dispersão de resultados, o que confirma a recomendação de autores consagrados da literatura técnica, que não é usual a determinação da carga de ruptura através das equações de cálculo de nega. Elas servem, normalmente, para auxiliarem a execução, fornecendo parâmetros para o encerramento da cravação de estacas.

As fórmulas de Brix e dos Holandeses sugerem valores mais baixos de nega e de carga de ruptura, enquanto o contrário acontece com os resultados da fórmula Dinamarquesa. Pode-se concluir que as equações de Brix e dos Holandeses são mais conservadoras, dando resultados em torno de 60% menores que os obtidos nos ensaios. Enquanto a fórmula Dinamarquesa dá resultados opostos, ou seja, bem maiores que os medidos. Isto pode ser melhor visualizado nas figuras 5.18 a 5.20.

Tabela 5.8 – Cargas de ruptura através das equações de cálculo de nega

Estacas	Grup. (kN)	Brix (kN)	Holandeses (kN)	Dinamarquesa (kN)	Nega Adotada p/ 1 golpe (cm)
EM1 (3m)	120,00	47,40	50,00	305,00	1,26
EM2 (3m)	130,00	47,40	50,00	305,00	1,26
EM3 (4m)	190,00	65,40	60,00	405,00	0,91
EM4 (4m)	200,00	65,40	60,00	405,00	0,91
EM5 (5m)	320,00	100,00	82,00	580,00	0,58
EM6 (5m)	340,00	100,00	82,00	580,00	0,58

Na Tabela 5.9 tem-se outra maneira de apresentar e comparar os resultados.

Tabela 5.9-Comparação dos resultados das cargas de ruptura através das equações de nega

Estacas	Brix	Holandeses	Dinamarquesa
EM 1 / 2 (3m)	47,40 kN	50,00 kN	305 kN
Ruptura medida	125,00 kN	125,00 kN	125,00 kN
Nega adotada	1,26 cm	1,26 cm	1,26 cm
Variação %	-62,08 %	-58,33 %	+144,00 %
EM 3 / 4 (4m)	65,40 kN	60,00 kN	405,00 kN
Ruptura medida	195,00 kN	195,00 kN	195,00 kN
Nega adotada	0,91 cm	0,91 cm	0,91 cm
Variação %	-66,46 %	-69,23 %	+107,69 %
EM 5 / 6 (5m)	100,00 kN	82,00 kN	580,00 kN
Ruptura medida	330,00 kN	330,00 kN	330,00 kN
Nega adotada	0,58 cm	0,58 cm	0,58 cm
Variação %	-69,69 %	-75,15 %	+75,75 %
Variações médias	-66,07 %	-67,57 %	+109,15 %

Com as Figuras 5.18 a 5.20 busca-se ilustrar os resultados da Tabela 5.9.

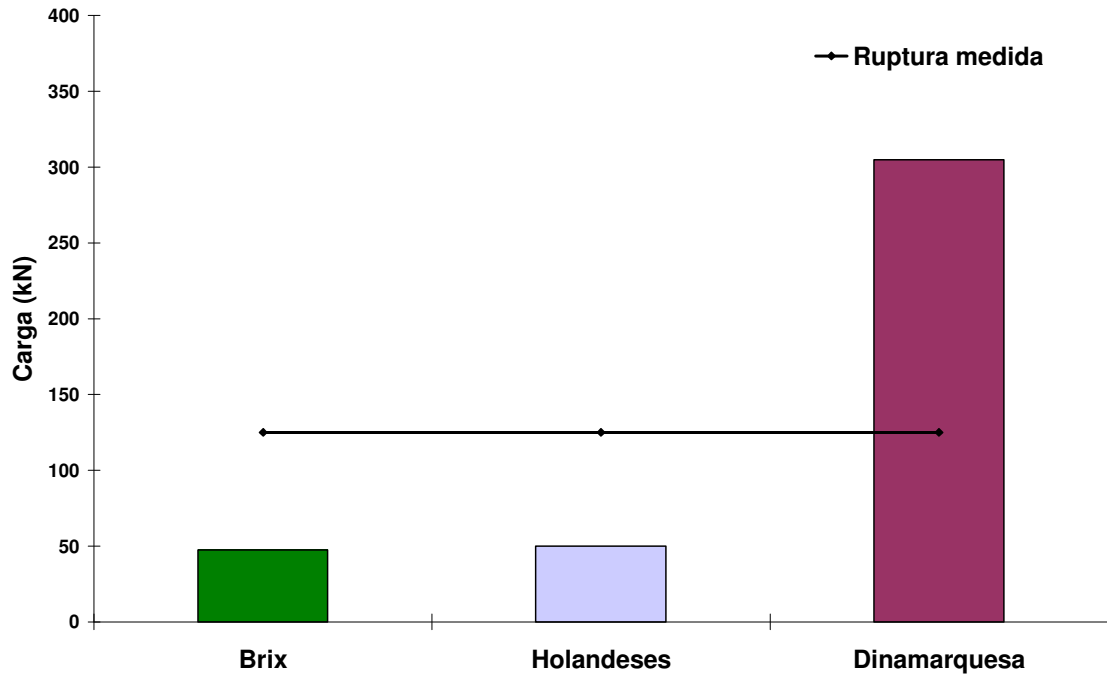


Figura 5.18 – Comparação entre os resultados das cargas de ruptura obtidos pelas equações de cálculo de nega das estacas EM1 e EM2

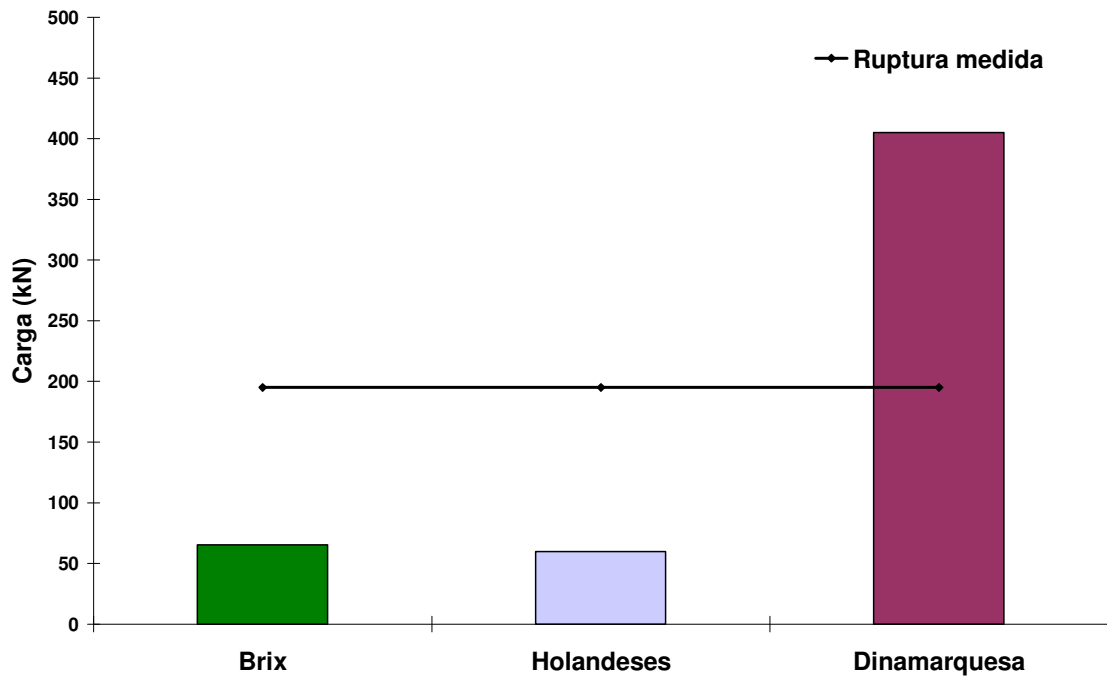


Figura 5.19 – Comparação entre os resultados das cargas de ruptura obtidos pelas fórmulas de cálculo de nega das estacas EM3 e EM4

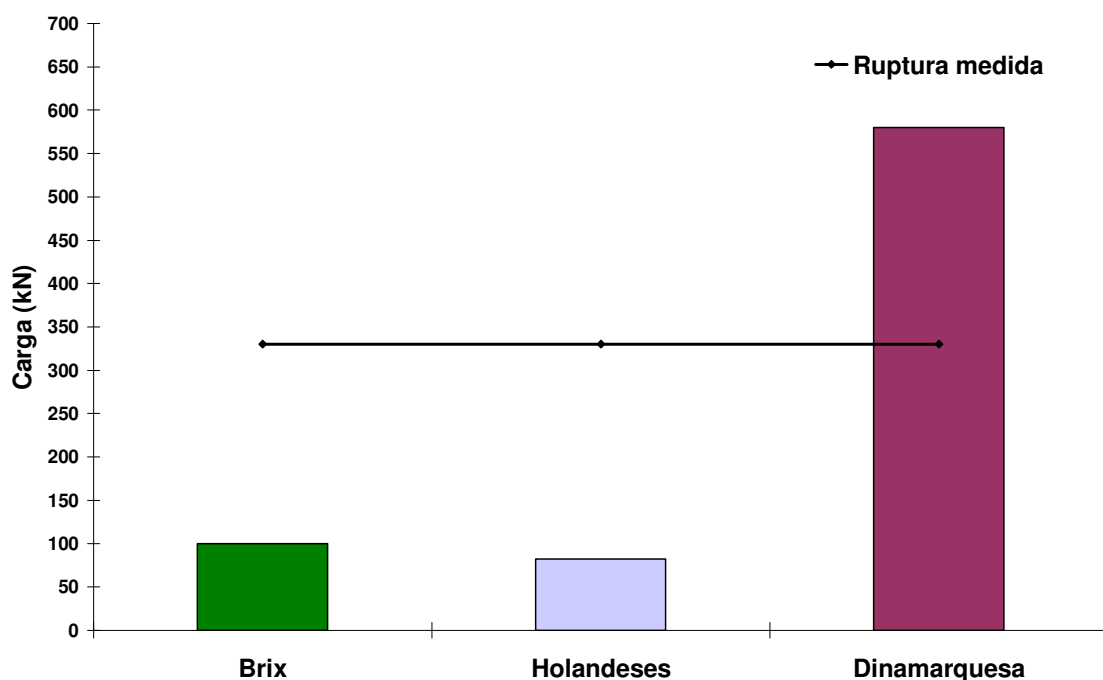


Figura 5.20 – Comparação entre os resultados das cargas de ruptura obtidos pelas equações de cálculo de nega das estacas EM5 e EM6

5.5 Comparação de desempenho em relação às estacas escavadas

De acordo com a pesquisa de Nienov (2006), foram realizados ensaios de prova de carga estática em seis estacas escavadas à seco, com diâmetro de 20 cm, profundidade de 3m, 4m e 5m, no mesmo local onde foram ensaiadas as estacas metálicas, alvo desta dissertação. Ao contrário dos resultados aqui apresentados, a ruptura das estacas escavadas não ficou bem caracterizada no momento da execução dos ensaios. No entanto, através da Tabela 5.10, podem-se comparar os resultados estimados de carga de ruptura, através dos métodos de cálculo de capacidade de carga comuns às duas dissertações. Em Gonçalves (2008) são relacionados os dados desta dissertação. A estimativa de carga de ruptura para as estacas metálicas é geralmente superior às estacas escavadas, com exceção para as estacas com profundidade de 5m, no método de Aoki-Velloso.

Tabela 5.10 – Comparação entre os resultados dos métodos de capacidade de carga das estacas metálicas e escavadas

Estacas	Aoki-Velloso (1975)	Décourt- Quaresma (1996)	Lobo, UFRGS (2006)
	Gonçalves (2008)– Nienov (2006) (kN)	Gonçalves (2008)– Nienov (2006) (kN)	Gonçalves (2008)– Nienov (2006) (kN)
EM1 - EC1	143,29 - 84,77	168,94 – 106,73	138,54 – 124,96
EM2 - EC2	143,29 - 84,77	168,94 - 106,73	138,54 – 124,96
EM3 - EC3	174,02 - 97,52	241,24 -152,92	185,80 – 138,54
EM4 - EC4	174,02 - 97,52	241,24 -152,92	185,80 – 138,54
EM5 - EC5	329,44 - 615,06	380,00 – 277,17	302,90 – 292,43
EM6 - EC6	329,44 - 615,06	380,00 – 277,17	302,90 – 292,43

Nas Figuras 5.21 a 5.23 encontram-se os mesmos resultados da Tabela 5.9 em forma de gráficos, que facilitam sua interpretação.

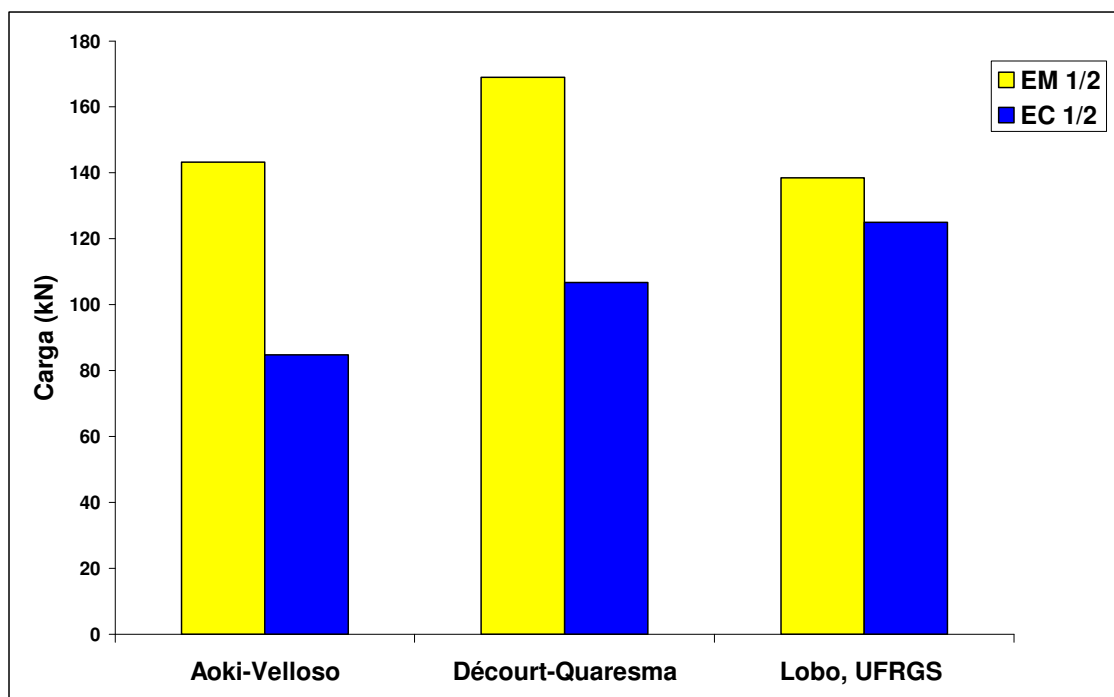


Figura 5.21 – Comparação entre estacas metálicas (EM 1/2) e escavadas (EC 1/2) quanto aos métodos de cálculo de capacidade de carga

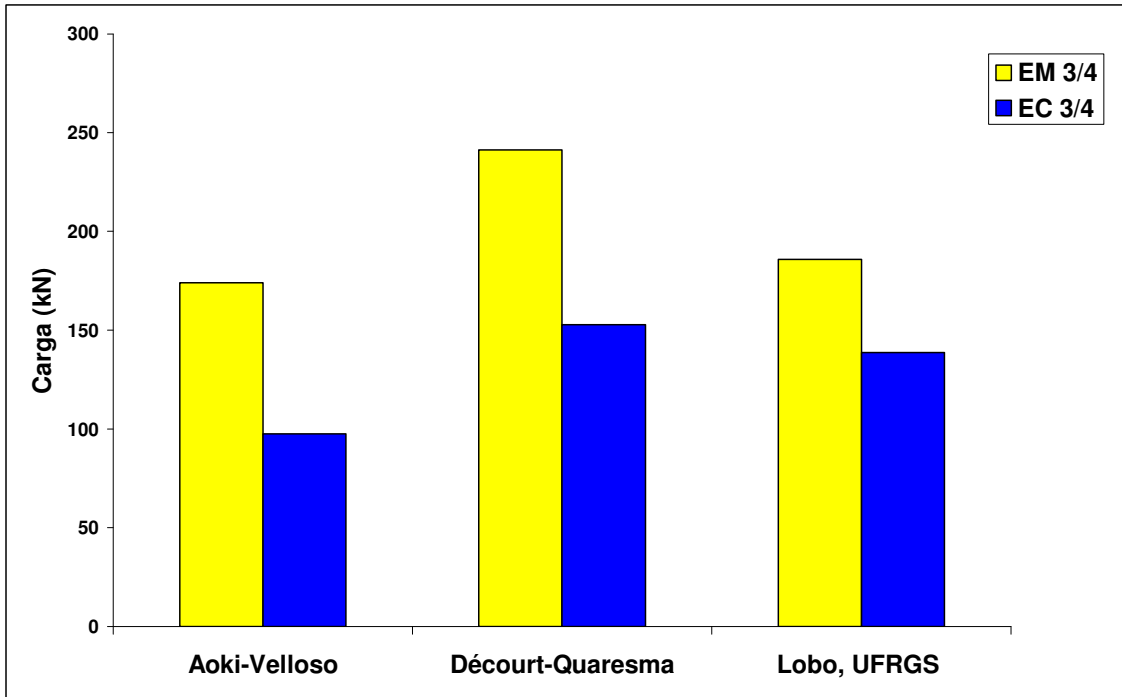


Figura 5.22 – Comparação entre estacas metálicas (EM 3/4) e escavadas (EC 3/4) quanto aos métodos de cálculo de capacidade de carga

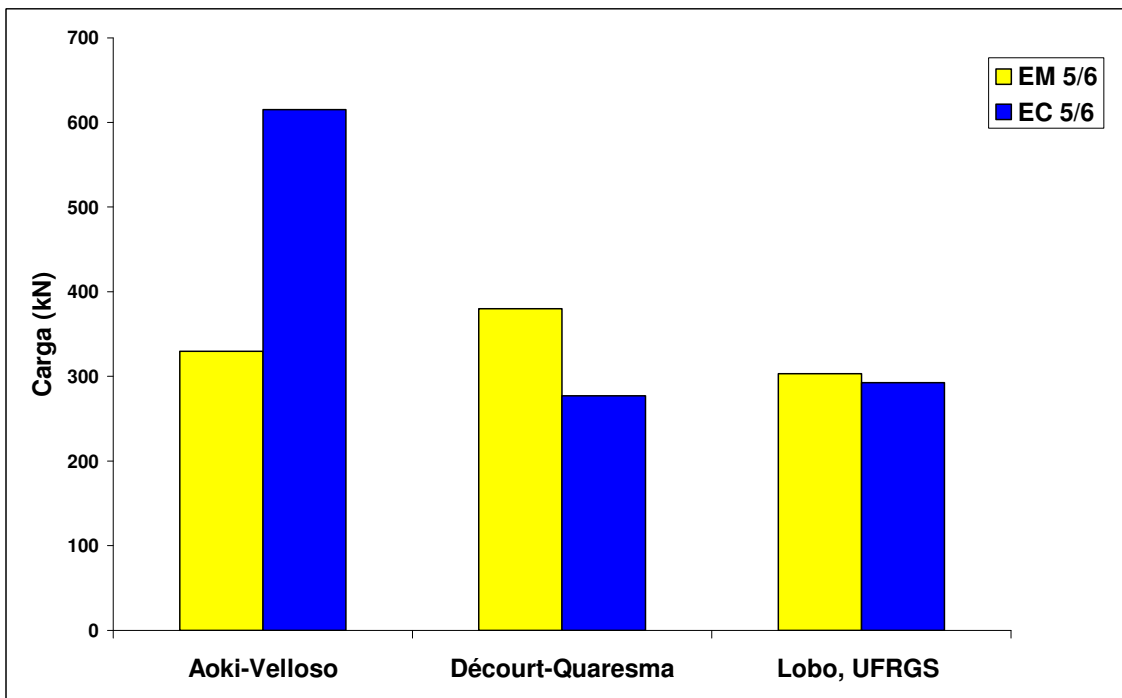


Figura 5.23 – Comparação entre estacas metálicas (EM 5/6) e escavadas (EC 5/6) quanto aos métodos de cálculo de capacidade de carga

Quando se compara os resultados das mesmas estacas, através dos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque, tem-se a inversão da tendência observada anteriormente: os resultados estimados para as estacas escavadas é que ficam superiores em relação às estacas metálicas (Tabela 5.11).

Tabela 5.11 – Comparação entre os resultados dos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque para estacas metálicas e escavadas

Estacas	Rigidez (1996)	ABNT * (1996)	Tangentes (1956)	Van de Veen (1953)
	Gonç (2008)- Nienov (2006) (kN)	Gonç (2008)- Nienov (2006) (kN)	Gonç (2008) – Nienov (2006) (kN)	Gonç (2008)- Nienov (2006) (kN)
EM1-EC1	140,00 - 262,10	120,00 – 190,00	120,00 – 170,00	122,00 – 270,00
EM2-EC2	210,00 – 494,40	130,00 – 321,00	130,00 – 270,00	135,00 – 480,00
EM3-EC3	202,00 – 502,10	190,00 – 320,00	190,00 – 275,00	191,00 – 500,00
EM4-EC4	212,00 – 528,50	200,00 – 294,00	200,00 – 217,00	202,00 – 550,00
EM5-EC5	382,00 – 461,60	340,00 – 362,00	340,00 – 325,00	344,00 – 570,00
EM6-EC6	348,00 – 477,50	320,00 – 390,00	320,00 – 335,00	360,00 - 630,00

*O método da ABNT não é um método de extrapolação e sim de interpretação da curva carga-recalque.

Os resultados da Tabela 5.11 também podem ser expressos em forma de gráficos que facilitem sua visualização, conforme as Figuras 5.24 a 5.29.

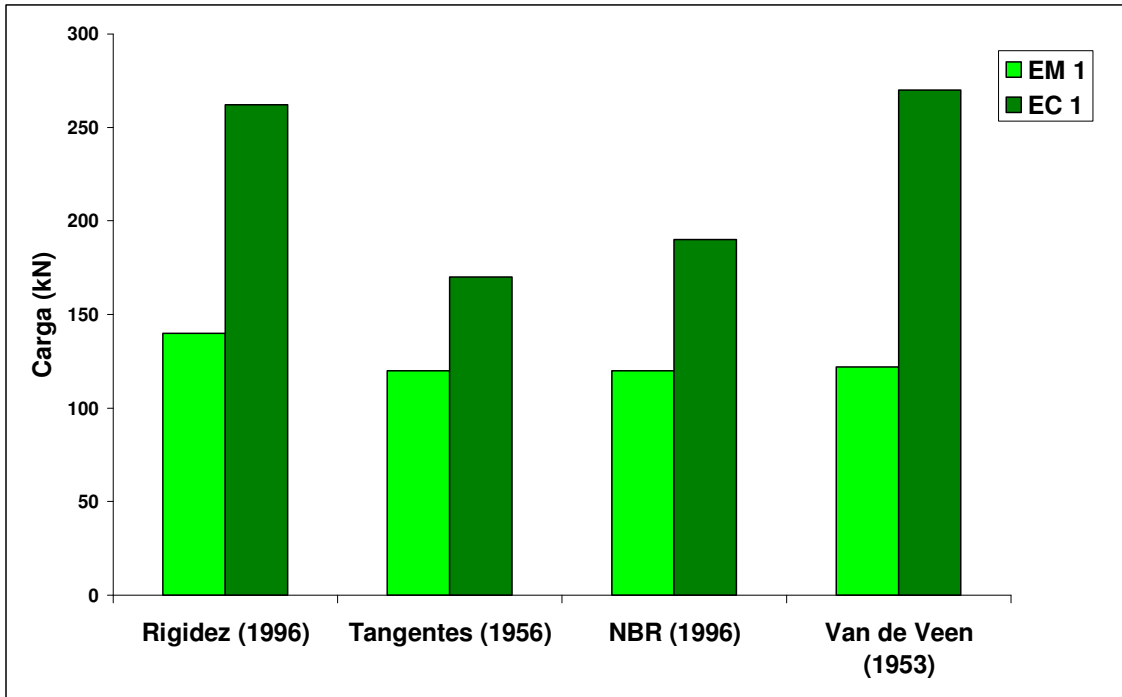


Figura 5.24 – Comparação entre estacas metálicas (EM 1) e escavadas (EC 1) quanto aos métodos de extrapolação das curvas

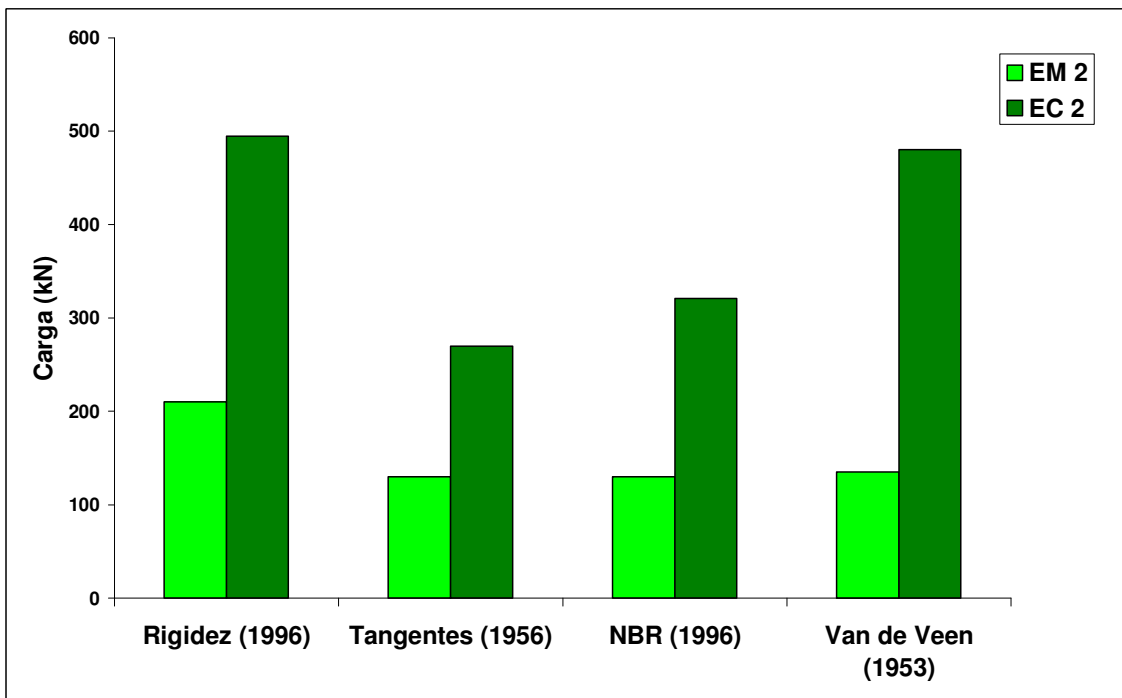


Figura 5.25 – Comparação entre estacas metálicas (EM 2) e escavadas (EC 2) quanto aos métodos de extrapolação das curvas

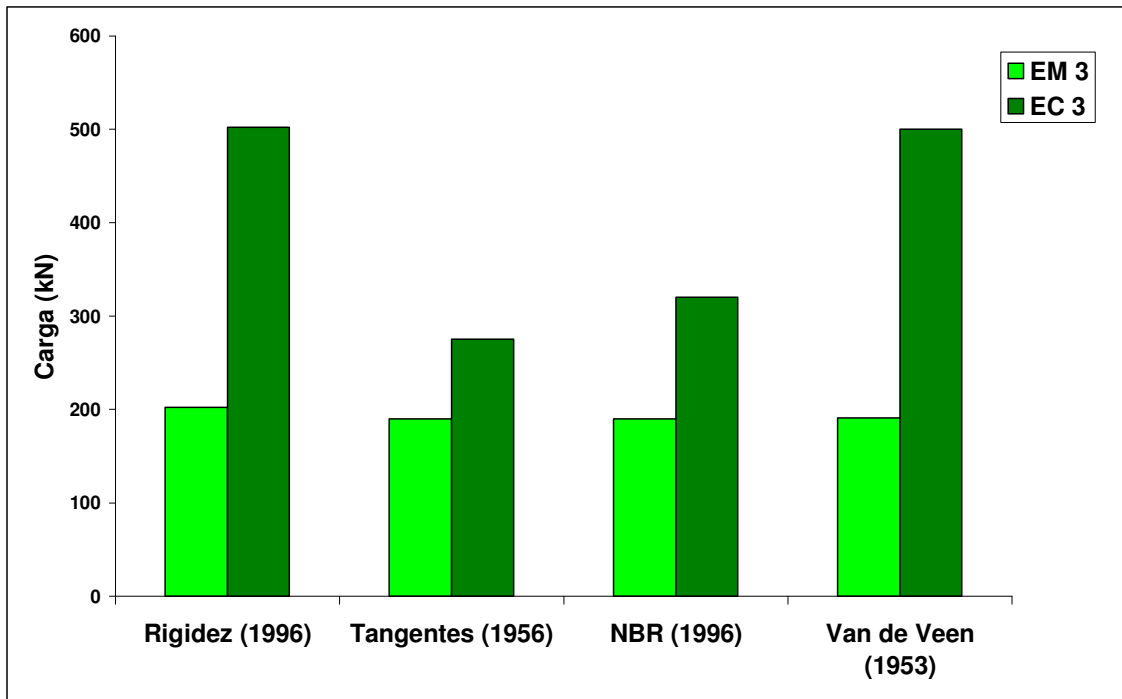


Figura 5.26 – Comparação entre estacas metálicas (EM 3) e escavadas (EC 3) quanto aos métodos de extrapolação das curvas

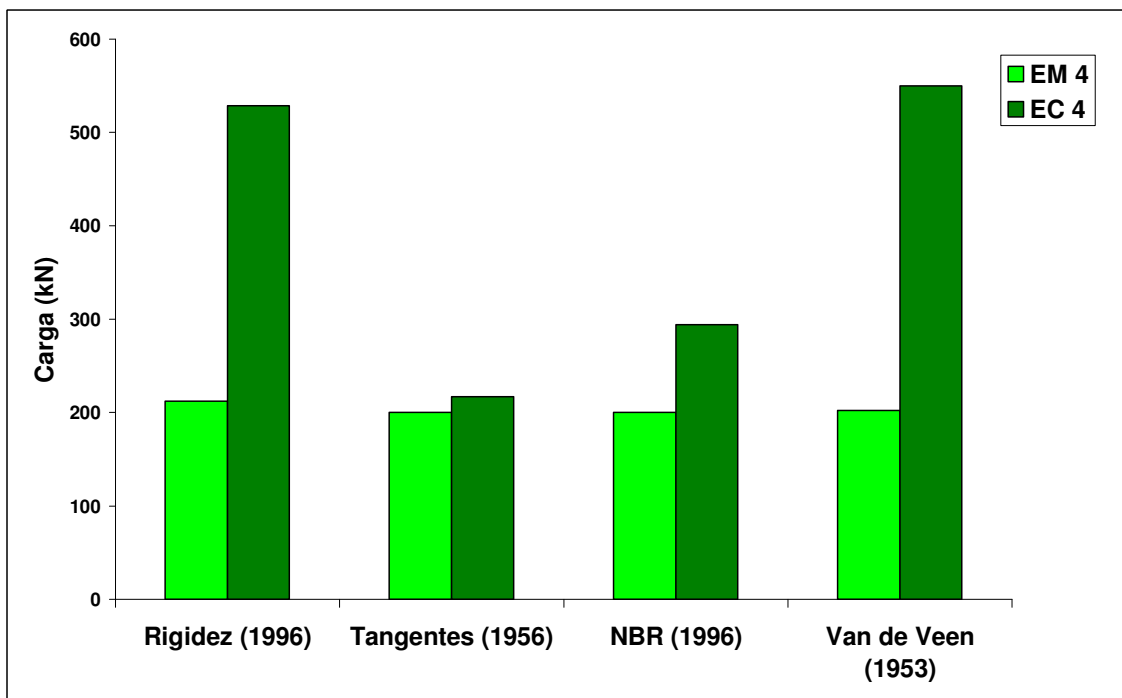


Figura 5.27 – Comparação entre estacas metálicas (EM 4) e escavadas (EC 4) quanto aos métodos de extrapolação das curvas

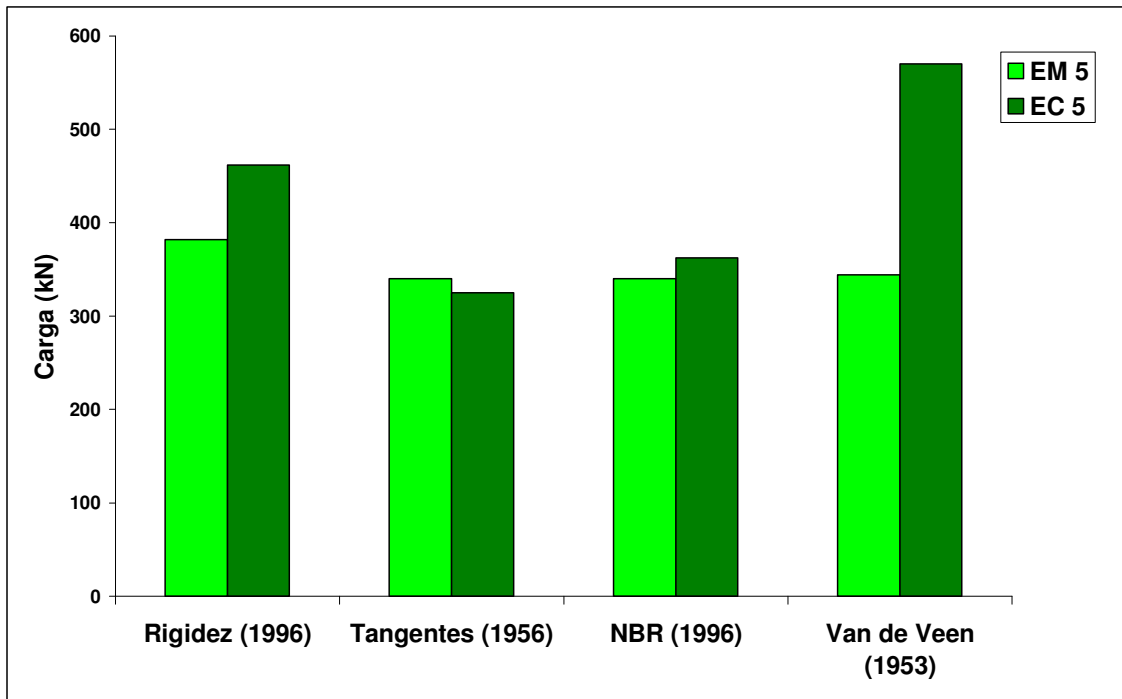


Figura 5.28 – Comparação entre estacas metálicas (EM 5) e escavadas (EC 5) quanto aos métodos de extrapolação das curvas

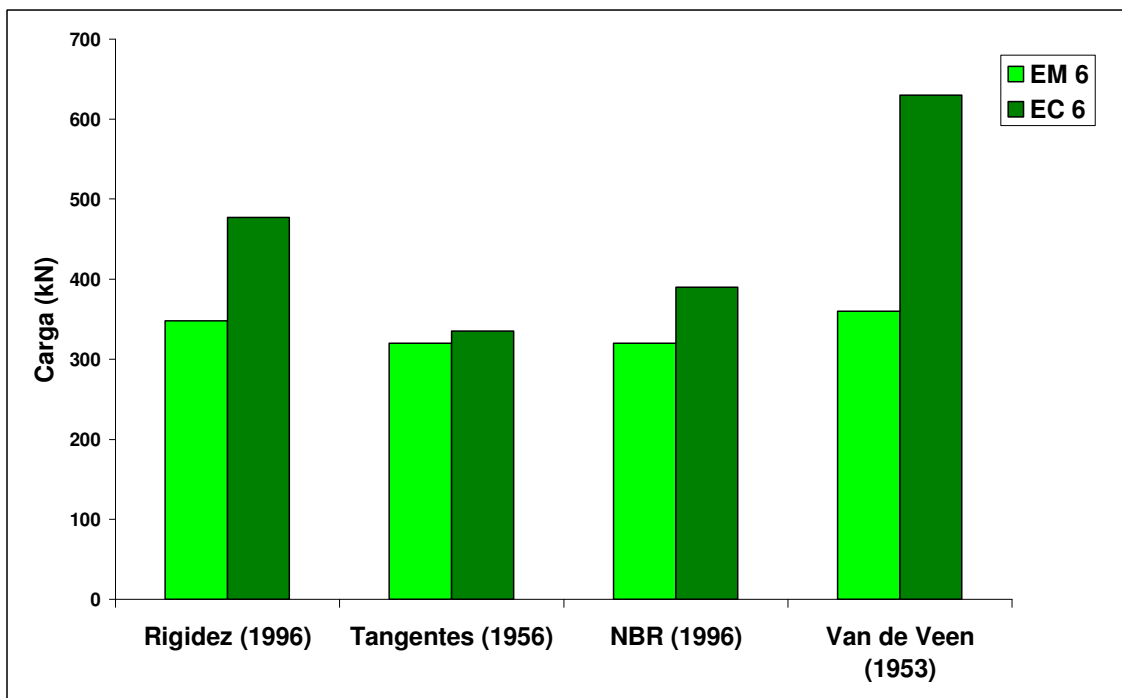


Figura 5.29 – Comparação entre estacas metálicas (EM 6) e escavadas (EC 6) quanto aos métodos de extrapolação das curvas

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Quanto ao comportamento das provas de carga

O comportamento das curvas carga-recalque das estacas EM1, EM2, EM3, EM4, EM5 e EM6 foi similar. Duas a duas, conforme suas profundidades suportaram cargas semelhantes para recalques aproximados.

Conforme era esperado, as estacas tiveram sua capacidade de carga aumentada na medida em que aumentaram suas profundidades. As estacas com 4 m de profundidade tiveram capacidade de carga 56% maior do que as de 3m. Enquanto que as de 5m tiveram capacidade de carga 69% superior às de 4m. Isso também se deveu ao fato de que as estacas de 5m de profundidade tiveram sua ponta apoiada na camada arenosa (compacta), ao contrário das demais que ficaram assentes em camada argilo-arenosa.

Os ensaios permitiram a determinação nítida das cargas de ruptura.

Foi possível observar-se, ao final de cada prova de carga quando se executou o descarregamento, que os deslocamentos foram praticamente irreversíveis, caracterizando a ruptura do solo.

Constatou-se, após esta pesquisa, que o ensaio de prova de carga estática compreende um método eficiente para a previsão do comportamento da capacidade de carga e recalques em fundações profundas.

6.2 Quanto à definição da carga de ruptura

6.2.1 Pelos métodos de previsão de capacidade de carga

As análises propostas pelos métodos estáticos semi-empíricos de capacidade de carga utilizados, mostraram-se muito próximas da realidade obtida no ensaio de prova de carga. Com destaque para o desempenho dos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Lobo-UFRGS (2006) que tiveram seus resultados com uma variação máxima de 15% para cima ou para baixo, em relação aos resultados de ensaio. O método de Décourt (1996) estimou os resultados sempre superiores aos observados, em até 35%.

6.2.2 Pelos métodos de extrapolação das curvas carga-recalque

Apesar de ter sido determinada a carga de ruptura nos ensaios, testou-se a utilização dos métodos de extrapolação das curvas carga-recalque mais comuns, o que serviu para a aferição dos mesmos.

O método da NBR (1996) e o método da interseção das tangentes de Mansur e Kaufman (1956) tiveram seus resultados coincidentes com os dos ensaios. O método de Van der Veen (1953), deu resultados muito próximos aos dos ensaios, porém um pouco superiores (na média, 3,45% mais altos). E, finalizando, o método da rigidez (Décourt, 1996), com resultados na ordem de 20 % superiores aos de campo.

6.2.3 Pelas equações de cálculo de “nega”

Não se chegou a um resultado conclusivo ou confiável através do uso das equações de cálculo de nega. São muito diferentes e dispersivos confirmando as informações existentes na literatura técnica que diz que não é usual a determinação da carga de ruptura através delas.

6.3 Quanto à comparação com as estacas escavadas

Comparando-se os resultados estimados pelos métodos de cálculo de capacidade de carga Aoki-Velloso, Décourt e Lobo, para as estacas metálicas e escavadas ensaiadas no CEEG-UFSM, observa-se que a estimativa de carga de ruptura para as estacas metálicas é geralmente superior às estacas escavadas. Tal fato deve-se, principalmente, às diferenças de características geométricas utilizadas, tais como perímetro e área da seção envolvida no cálculo. E, também, dos coeficientes de transformação utilizados para cada tipo de estaca, e que apontam para tensões médias de adesão diferentes. Além da maneira executiva de cada uma.

6.4 Sugestões e recomendações para novas pesquisas

- executar um estudo do comportamento, através de provas de carga à tração e compressão, de estacas metálicas de diferentes seções e profundidades;
- instrumentar os próximos ensaios de prova de carga em estaca no sentido de verificar o comportamento das parcelas de resistência de ponta e lateral;
- estudar o comportamento de outros tipos de fundações correntes, para que se possa comparar com os resultados das estacas já estudadas (escavadas e metálicas) e para que se possa ter um banco de dados maior para a região de Santa Maria;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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, 1996.

_____. Previsão e controle das fundações. São Paulo: Edgard Blücher, 1991. cap. 6, p. 108-130.

_____. Comparação entre resultados de prova de carga à tração com carregamento lento e rápido executadas segundo a NBR 12131. In: SEFE 3, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. 1 CD-ROM.

_____. Corrosão de estacas metálicas. In: SEFE, V, 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2000. v.1, p. 198-200.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF. São Paulo, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 - Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131 – Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, 2001.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing of piles. In: PANAMERICAM CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: [s.n.], 1975. v.1, p. 367-376.

_____. Considerações sobre previsão e desempenho de alguns tipos de fundações profundas sob a ação de cargas verticais. In: SEFE, 1., 1985, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABEF/ABMS, 1985. v. 1, p.211-252.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas. In: SEFE 3, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. 1 CD-ROM.

_____. Carga admissível e carga característica de fundação por estaca. **Solos e Rochas**, v. 23, n. 2, p. 137-142, 2000.

AZEVEDO, A.; DALMOLIN R. Comunicação Pessoal. Santa Maria, 2004

BAILLOT, R. T.; RIBEIRO, A. Sondagem a percussão: comparação entre processos disponíveis para ensaios SPT. **Solos e Rochas**, v. 22, n. 3, p. 167-178, 1999.

- BELINCANTA, A. et al. Métodos para medida de energia dinâmica no SPT. **Solos e Rochas**, v. 17, n. 2, p. 93-110, 1994.
- BELINCANTA, A.; CINTRA, J. C. A. Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para execução do SPT. **Solos e Rochas**, v. 21, n. 3, p. 119-133, 1998.
- BENEGAS, H. Q. Previsões para a curva carga x recalque de estacas a partir do SPT. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRJ, Rio de Janeiro, 1993.
- BEZERRA, J. E.; CUNHA, P. Avaliação de métodos simplificados de previsão do comportamento de grupos de estacas. In: COBRAMSEG, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 2002. v. 3, p. 1333-1344.
- BURIN, S. M.; MAFFEI, C. E. M. Interpretação de provas de carga axiais em estacas a partir de um modelo físico consistente. **Solos e Rochas**, v. 12, n. 1, p. 3-18, 1989.
- CINTRA, J.C. A., AOKI N. Carga admissível em fundações Profundas, São Carlos:EESC-USP, 1999
- DANZIGER, B. R. Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas. 1982. 265p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRJ, Rio de Janeiro, 1982.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: COBRAMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.
- _____. Análise e Projeto de fundações profundas: Estacas. In: Fundações: Teoria e prática. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1996. p. 265-301
- _____. Capacidade de carga de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da U.E. de Londrina. Algumas ponderações. In: COBRAMSEG, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 2002. v.3, p. 1545-1555.
- EMMER, R. “Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM”. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFSM, Santa Maria, 2004.
- HACHICH, W. et al. Fundações: Teoria e prática. São Paulo: Pini, 2003. 2. ed., 751p.
- LAPROVITERA, H. Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados. 1988. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRJ, Rio de Janeiro, 1998.
- LAZO, G.; MASSAD, F. Estacas cravadas rígidas em compressão axial: método de análise considerando as cargas residuais. In: SEFE 3, 1996, São Paulo. **Anais...**São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. 1 CD-ROM.
- LOBO, B.O., ODEBRECHT, E., ROCHA, M.M., SCHNAID, F. Previsão de Capacidade de Carga de estacas através dos conceitos de energia no SPT. In: V

Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2006, Porto Alegre. v. único, p. 211 – 216.

MANSUR, C. I., and KAUFMAN, R. I. (1956). “Underseepage, Mississippi River Levees, St. Louis District.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(1), 385-406.

MASSAD, F.; WINZ, H. C. Capacidade de carga em estacas verticais: influência da velocidade de carregamento em provas de carga. In: SEFE, IV, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2000. v.1, p. 177-190.

MASSAD, F.; LAZO, G. Método gráfico para interpretar a curva carga recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas. In: COBRANSEG, XI, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998. v. 3, p. 1407-1414.

MENEZES, S. M.; SOBRINHO, M. D. Avaliação do ensaio SPT - energia, torques, impactos, velocidades e suas limitações. In: COBRANSEG, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 2, p. 359-365.

MILITITSKY, J. Histórico de fundações profundas: Evolução e perspectivas. In: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 2004, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, ABMS, 2004. v. não paginado.

_____. Provas de cargas estáticas – relatos de conhecimento. In: SEFE, 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. v. 2, p. 203-228.

MIOZZO, L. G. “Estudo do comportamento de estacas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria”. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFSM, Santa Maria, 2007.

NIENOV, F. “Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria”. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFSM, Santa Maria, 2006.

NIYAMA, S.; AOKI, N. Correlação entre as provas de carga dinâmica e estática no campo experimental da EPUSP/ABEF. In: SEFE, 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. v.1, p. 285-293.

PANNONI, F. D. Durabilidade de estacas metálicas cravadas no solo. Gerdaul Açominas. In: COBRANSEG, XIII, 2006, Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABMS/CBMR, 2006. v. 2, p. 967-972.

PINHEIRO, R. J. B. et al. A importância da geologia nos problemas geotécnicos na região de Santa Maria, Rio Grande do Sul. In: CBGEA, 10., 2002, Ouro Preto. **Anais...** Ouro Preto: ABGE, 2002. CD-ROM.

PRESA, E. P.; POUSADA, M. C. Retrospectivas e técnicas modernas de fundações em estacas. Salvador: ABMS, 2. ed., 107p., 2004.

RUSSI, D. “Estudo de comportamento de solos através de ensaios de placas de diferentes diâmetros”. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFSM, Santa Maria, 20067.

SCHNAID, F., Ensaios de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SOARES, J. M. D. “Introdução ao estudo das fundações”. Notas de aula. PPGEC/UFSM, Santa Maria, 2000.

STEPHAN, A. M. et al. Prova de carga estática em estacas: comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga. In: COBRANSEG, XI, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998. v. 3, p. 1423-1430.

TANAKA, A.; PEREIRA, R. A previsão do comportamento carga-recalque de estacas. In: SEFE 3, 1996, São Paulo. **Anais...**São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. 1 CD-ROM.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 1, p. 33-50.

TERZAGHI, K.;Theoretical soil mechanics.1943; New York: John Wiley, 1943. 722p.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. Proceedings... Zurich: ICOSOMEF, 1953. v. 2, p. 84-90.

VARGAS, M. Interação solo-estaca. **Solos e Rochas**, v. 4, n. 1, p. 3-14, 1981.

_____. Provas de carga em estacas – uma apreciação histórica. **Solos e Rochas**, v.13, p. 3-12, 1990.

VIANNA, A. P. F.; CINTRA, J. C. A. Aplicabilidade do método de Van der Veen para extrapolação de curvas carga x recalque. In: SEFE, IV, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2000. v.1, p. 85-92.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002. v. 2, 472p.

VELLOSO, D. A. Carga admissível e carga característica de fundações por estaca. **Solos e Rochas**, v. 24, n. 2, p. 19-32, 2001.

VÉSIC, A. S. 1977; On the significance of residual loads for load response of piles - International Conference on soil mechanics and foundation engineering; Stockholm; Vol. 3; Páginas 373-379.

APÊNDICES

Apêndice A – Planilhas de campo das estacas EM 3 e EM 5 (carga e descarga)

PROVA DE CARGA ESTÁTICA - ENSAIO COM CARREGAMENTO LENTO

DATA: 4/4/2007 ESTACA: EM 3 PROFUNDIDADE: 4 m

LOCAL: Campo de Fundações UFSM

INÍCIO: 17:30 h FINAL: 21:00

Carga (t)	Carga (kN)	Tempo (min)	R1	R2	R3	R4	Média	(mm)
0	0	1	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	2	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	4	0	0	0	0	0,00	0,00
1	10	1	1	0	0	0	0,25	0,00
1	10	2	1	0	0	0	0,25	0,00
1	10	4	1	0	0	0	0,25	0,00
2	20	1	53	6	0	0	14,75	-0,15
2	20	2	53	6	0	0	14,75	-0,15
2	20	4	53	6	0	0	14,75	-0,15
3	30	1	82	14	0	0	24,00	-0,24
3	30	2	82	14	0	0	24,00	-0,24
3	30	4	82	14	0	0	24,00	-0,24
4	40	1	82	23	0	0	26,25	-0,26
4	40	2	82	23	0	0	26,25	-0,26
4	40	4	82	23	0	0	26,25	-0,26
5	50	1	82	24	1	1	27,00	-0,27
5	50	2	82	24	1	1	27,00	-0,27
5	50	4	82	24	1	1	27,00	-0,27
6	60	1	82	29	3	1	28,75	-0,29
6	60	2	82	29	3	1	28,75	-0,29
6	60	4	82	29	3	1	28,75	-0,29
7	70	1	82	38	17	1	34,50	-0,35
7	70	2	82	38	17	1	34,50	-0,35
7	70	4	82	38	17	1	34,50	-0,35
8	80	1	82	46	35	1	41,00	-0,41
8	80	2	82	46	35	1	41,00	-0,41
8	80	4	82	46	35	1	41,00	-0,41
9	90	1	88	51	49	1	47,25	-0,47
9	90	2	88	51	49	1	47,25	-0,47
9	90	4	88	51	49	1	47,25	-0,47
10	100	1	89	55	65	13	55,50	-0,56
10	100	2	89	55	65	13	55,50	-0,56
10	100	4	89	55	65	13	55,50	-0,56
11	110	1	97	57	83	13	62,50	-0,63
11	110	2	97	57	83	13	62,50	-0,63
11	110	4	97	57	83	13	62,50	-0,63
12	120	1	107	65	100	20	73,00	-0,73
12	120	2	107	65	100	20	73,00	-0,73
12	120	4	107	65	100	20	73,00	-0,73
13	130	1	114	75	116	28	83,25	-0,83
13	130	2	114	75	116	28	83,25	-0,83

13	130	4	114	75	116	28	83,25	-0,83
14	140	1	121	83	130	33	91,75	-0,92
14	140	2	121	83	130	33	91,75	-0,92
14	140	4	121	83	130	35	92,25	-0,92
15	150	1	132	103	148	54	109,25	-1,09
15	150	2	132	103	148	55	109,50	-1,10
15	150	4	132	102	148	55	109,25	-1,09
16	160	1	145	118	165	71	124,75	-1,25
16	160	2	145	118	165	71	124,75	-1,25
16	160	4	145	120	165	73	125,75	-1,26
16	160	8	145	120	165	73	125,75	-1,26
17	170	1	158	140	184	92	143,50	-1,44
17	170	2	158	142	184	93	144,25	-1,44
17	170	4	165	142	190	94	147,75	-1,48
17	170	8	165	144	190	94	148,25	-1,48
18	180	1	185	165	216	120	171,50	-1,72
18	180	2	188	165	218	122	173,25	-1,73
18	180	4	188	165	218	122	173,25	-1,73
18	180	8	188	165	218	122	173,25	-1,73
19	190	1	216	189	243	148	199,00	-1,99
19	190	2	221	192	246	151	202,50	-2,03
19	190	4	239	221	259	174	223,25	-2,23
19	190	8	245	228	259	179	227,75	-2,28
19	190	15	273	255	301	209	259,50	-2,60
19	190	30	341	331	375	281	332,00	-3,32
19	190	60	341	341	376	286	336,00	-3,36
19	190							-26,00

Recalque máximo		Estaca EM 3						
Carga (t)	Carga(KN)	Tempo (min)	R1	R2	R3	R4	Média	(mm)
0	0	4	0	0	0	0	0	0
1	10	4	1	0	0	0	0,25	-0,0025
2	20	4	53	6	0	0	14,75	-0,1475
3	30	4	82	14	0	0	24	-0,24
4	40	4	82	23	0	0	26,25	-0,2625
5	50	4	82	24	1	1	27	-0,27
6	60	4	82	29	3	1	28,75	-0,2875
7	70	4	82	38	17	1	34,5	-0,345
8	80	4	82	46	35	1	41	-0,41
9	90	4	88	51	49	1	47,25	-0,4725
10	100	4	89	55	65	13	55,5	-0,555
11	110	4	97	57	83	13	62,5	-0,625
12	120	4	107	65	100	20	73	-0,73
13	130	4	114	75	116	28	83,25	-0,8325
14	140	4	121	83	130	35	92,25	-0,9225
15	150	4	132	102	148	55	109,25	-1,0925
16	160	8	145	120	165	73	125,75	-1,2575
17	170	8	165	144	190	94	148,25	-1,4825
18	180	8	188	165	218	122	173,25	-1,7325
19	190	60	341	341	376	286	336	-3,36
	190							-26

Descarga	Estaca EM 3	
carga (KN)	Recalque (mm)	26
190	0	-26
180	0	-26
150	0	-26
150	0	-26
150	0	-26
120	-0,02	-25,98
120	-0,02	-25,98
120	-0,02	-25,98
90	-0,13	-25,87
90	-0,13	-25,87
90	-0,13	-25,87
60	-0,21	-25,79
60	-0,21	-25,79
60	-0,21	-25,79
30	-0,39	-25,61
30	-0,39	-25,61
30	-0,39	-25,61
0	-0,86	-25,14
0	-0,86	-25,14
0	-0,86	-25,14

PROVA DE CARGA ESTÁTICA -
ENSAIO COM
CARREGAMENTO LENTO

ENSAIO COM CARREGAMENTO
LENTO

DATA: 18/4/2007

ESTACA:

EM 5

PROF: 5 m

LOCAL: Campo de Fundações UFSM

INÍCIO:

17:30h

FINAL: 10:30 h

Carga (t)	Carga (kN)	Tempo (min)	R1	R2	R3	R4	MÉDIA	(mm)
0	0	1	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	2	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	4	0	0	0	0	0,00	0,00
1	10	1	17	13	0	43	18,25	-0,18
1	10	2	17	13	0	43	18,25	-0,18
1	10	4	17	13	0	43	18,25	-0,18
2	20	1	17	18	0	43	19,50	-0,20
2	20	2	17	18	0	43	19,50	-0,20
2	20	4	17	18	0	43	19,50	-0,20
3	30	1	18	34	4	43	24,75	-0,25
3	30	2	18	34	4	43	24,75	-0,25
3	30	4	18	34	4	43	24,75	-0,25
4	40	1	18	54	16	43	32,75	-0,33
4	40	2	18	54	16	43	32,75	-0,33
4	40	4	18	54	16	43	32,75	-0,33
5	50	1	21	66	20	43	37,50	-0,38
5	50	2	21	66	20	43	37,50	-0,38
5	50	4	21	66	20	43	37,50	-0,38
6	60	1	28	71	25	43	41,75	-0,42
6	60	2	28	71	25	43	41,75	-0,42
6	60	4	28	71	25	43	41,75	-0,42
7	70	1	28	82	25	43	44,50	-0,45
7	70	2	28	82	25	43	44,50	-0,45
7	70	4	28	82	25	43	44,50	-0,45
8	80	1	32	89	32	43	49,00	-0,49
8	80	2	32	89	32	43	49,00	-0,49
8	80	4	32	89	32	43	49,00	-0,49
9	90	1	55	96	36	43	57,50	-0,58
9	90	2	55	96	36	43	57,50	-0,58
9	90	4	55	96	36	43	57,50	-0,58
10	100	1	62	104	41	43	62,50	-0,63
10	100	2	62	104	41	43	62,50	-0,63
10	100	4	62	104	41	43	62,50	-0,63
11	110	1	75	113	42	47	69,25	-0,69
11	110	2	75	113	42	47	69,25	-0,69
11	110	4	75	113	42	47	69,25	-0,69
12	120	1	81	121	42	55	74,75	-0,75
12	120	2	81	121	42	55	74,75	-0,75
12	120	4	81	121	42	55	74,75	-0,75
13	130	1	99	124	46	60	82,25	-0,82
13	130	2	99	124	46	60	82,25	-0,82
13	130	4	99	124	46	60	82,25	-0,82
14	140	1	111	134	49	70	91,00	-0,91
14	140	2	111	134	49	70	91,00	-0,91
14	140	4	111	134	49	70	91,00	-0,91

15	150	1	132	141	52	78	100,75	-1,01
15	150	2	132	141	52	78	100,75	-1,01
15	150	4	132	141	52	78	100,75	-1,01
16	160	1	136	146	64	83	107,25	-1,07
16	160	2	136	146	64	83	107,25	-1,07
16	160	4	136	146	64	83	107,25	-1,07
17	170	1	179	154	122	94	137,25	-1,37
17	170	2	179	154	122	94	137,25	-1,37
17	170	4	179	154	122	94	137,25	-1,37
18	180	1	182	163	154	102	150,25	-1,50
18	180	2	182	163	154	102	150,25	-1,50
18	180	4	182	163	154	102	150,25	-1,50
19	190	1	217	171	198	111	174,25	-1,74
19	190	2	217	171	198	111	174,25	-1,74
19	190	4	217	171	198	111	174,25	-1,74
20	200	1	228	180	-	124	177,33	-1,77
20	200	2	228	180	-	124	177,33	-1,77
20	200	4	228	180	-	124	177,33	-1,77
21	210	1	249	190	-	135	191,33	-1,91
21	210	2	249	190	-	135	191,33	-1,91
21	210	4	249	190	-	135	191,33	-1,91
22	220	1	272	198	-	146	205,33	-2,05
22	220	2	272	198	-	146	205,33	-2,05
22	220	4	272	198	-	146	205,33	-2,05
23	230	1	295	205	-	154	218,00	-2,18
23	230	2	295	205	-	154	218,00	-2,18
23	230	4	295	205	-	154	218,00	-2,18
24	240	1	305	217	-	167	229,67	-2,30
24	240	2	305	217	-	167	229,67	-2,30
24	240	4	305	217	-	167	229,67	-2,30
25	250	1	318	232	-	180	243,33	-2,43
25	250	2	318	232	-	180	243,33	-2,43
25	250	4	318	232	-	180	243,33	-2,43
26	260	1	321	244	-	194	253,00	-2,53
26	260	2	321	244	-	194	253,00	-2,53
26	260	4	321	244	-	194	253,00	-2,53
27	270	1	347	262	-	211	273,33	-2,73
27	270	2	347	262	-	211	273,33	-2,73
27	270	4	347	262	-	211	273,33	-2,73
28	280	1	365	279	-	238	294,00	-2,94
28	280	2	365	279	-	238	294,00	-2,94
28	280	4	365	279	-	238	294,00	-2,94
29	290	1	385	300	-	246	310,33	-3,10
29	290	2	385	300	-	246	310,33	-3,10
29	290	4	385	300	-	246	310,33	-3,10
30	300	1	404	323	-	268	331,67	-3,32
30	300	2	411	328	-	273	337,33	-3,37
30	300	4	411	328	-	273	337,33	-3,37
31	310	1	429	345	-	294	356,00	-3,56
31	310	2	430	351	-	301	360,67	-3,61
31	310	4	430	354	-	303	362,33	-3,62
31	310	8	430	360	-	311	367,00	-3,67

31	310	15	447	368	-	319	378,00	-3,78
31	310	30	447	370	-	321	379,33	-3,79
32	320	1	472	392	-	339	401,00	-4,01
32	320	2	472	394	-	341	402,33	-4,02
32	320	4	482	401	-	348	410,33	-4,10
32	320	8	482	403	-	350	411,67	-4,12
32	320	15	482	403	-	350	411,67	-4,12
33	330	1	511	435	-	383	443,00	-4,43
33	330	2	521	448	-	396	455,00	-4,55
33	330	4	526	454	-	401	460,33	-4,60
33	330	8	529	471	-	417	472,33	-4,72
33	330	15	543	493	-	437	491,00	-4,91
33	330	30	543	498	-	443	494,67	-4,95
34	340	1	600	539	-	481	540,00	-5,40
34	340	2	610	554	-	508	557,33	-5,57
34	340	4	685	624	-	568	625,67	-6,26
34	340				-			-22,00

Carga (KN)	Recalque máximo				MÉDIA	(mm)
	R1	R2	R3	R4		
0	0	0	0	0	0,00	0,00
10	17	13	0	43	18,25	-0,18
20	17	18	0	43	19,50	-0,20
30	18	34	4	43	24,75	-0,25
40	18	54	16	43	32,75	-0,33
50	21	66	20	43	37,50	-0,38
60	28	71	25	43	41,75	-0,42
70	28	82	25	43	44,50	-0,45
80	32	89	32	43	49,00	-0,49
90	55	96	36	43	57,50	-0,58
100	62	104	41	43	62,50	-0,63
110	75	113	42	47	69,25	-0,69
120	81	121	42	55	74,75	-0,75
130	99	124	46	60	82,25	-0,82
140	111	134	49	70	91,00	-0,91
150	132	141	52	78	100,75	-1,01
160	136	146	64	83	107,25	-1,07
170	179	154	122	94	137,25	-1,37
180	182	163	154	102	150,25	-1,50
190	217	171	198	111	174,25	-1,74
200	228	180		124	177,33	-1,77
210	249	190		135	191,33	-1,91
220	272	198		146	205,33	-2,05
230	295	205		154	218,00	-2,18
240	305	217		167	229,67	-2,30
250	318	232		180	243,33	-2,43
260	321	244		194	253,00	-2,53
270	347	262		211	273,33	-2,73
280	365	279		238	294,00	-2,94
290	385	300		246	310,33	-3,10
300	411	328		273	337,33	-3,37

310	447	370		321	379,33	-3,79
320	482	403		350	411,67	-4,12
330	543	498		443	494,67	-4,95
340	685	624		568	625,67	-6,26
340						-22

Descarga EM 5				
Carga (t)	Carga (KN)	Tempo (min)	Recalque	Recalque (mm)
34	340	1	0	-22
30	300	1	0	-22
27	270	1	0	-22
27	270	2	0	-22
27	270	4	0	-22
24	240	1	0	-22
24	240	2	0	-22
24	240	4	0	-22
21	210	1	-0,04	-21,96
21	210	2	-0,04	-21,96
21	210	4	-0,04	-21,96
18	180	1	-0,16	-21,84
18	180	2	-0,16	-21,84
18	180	4	-0,16	-21,84
15	150	1	-0,42	-21,58
15	150	2	-0,42	-21,58
15	150	4	-0,42	-21,58
12	120	1	-0,75	-21,25
12	120	2	-0,75	-21,25
12	120	4	-0,75	-21,25
9	90	1	-1,01	-20,99
9	90	2	-1,01	-20,99
9	90	4	-1,01	-20,99
6	60	1	-1,31	-20,69
6	60	2	-1,31	-20,69
6	60	4	-1,31	-20,69
3	30	1	-1,69	-20,31
3	30	2	-1,69	-20,31
3	30	4	-1,69	-20,31
0	0	1	-2,13	-19,87
0	0	2	-2,13	-19,87
0	0	4	-2,13	-19,87

Apêndice B – Diagramas de cravação e nega das estacas metálicas ensaiadas

Diagrama de Cravação EM 1	
Local: CEEG/UFMS	Estaca: EM 1
Data: 31/10/2006	M. Cravados: 3 m
Peso Martelo: 600 Kg	Nega (10 g/1m): 120 mm

Penetração	Golpes		Altura Queda
	Nº	Acumul.	
00 - 0,50	4	4	1 m
0,50 - 1	5	9	1 m
1 - 1,50	10	19	1 m
1,50 - 2	17	36	1 m
2 - 2,50	14	50	1 m
2,50 - 3	31	81	1 m

Diagrama de Cravação EM 2	
Local: CEEG/UFMS	Estaca: EM 2
Data: 31/10/2006	M. Cravados: 3 m
Peso Martelo: 600 Kg	Nega (10 g/1m): 135 mm

Penetração	Golpes		Altura Queda
	Nº	Acumul.	
00 - 0,50	6	6	1 m
0,50 - 1	24	30	1 m
1 - 1,50	23	53	1 m
1,50 - 2	22	75	1 m
2 - 2,50	24	99	1 m
2,50 - 3	24	123	1 m

Diagrama de Cravação EM 3	
Local: CEEG/UFMS	Estaca: EM 3
Data: 31/10/2006	M. Cravados: 4 m
Peso Martelo: 600 Kg	Nega (10 g/1m): 83 mm

Penetração	Golpes		Altura Queda
	Nº	Acumul.	
00 - 0,50	7	7	1 m
0,50 - 1	19	26	1 m
1 - 1,50	21	47	1 m
1,50 - 2	22	69	1 m
2 - 2,50	19	88	1 m
2,50 - 3	28	116	1 m
3 - 3,50	32	148	1 m

Diagrama de Cravação EM 4			
Local: CEEG/UFSM		Estaca: EM 4	
Data: 31/10/2006		M. Cravados: 4 m	
Peso Martelo: 600 Kg		Nega (10 g/1m): 98 mm	
Penetração	Golpes		Altura Queda
	N°	Acumul.	
00 - 0,50	6	7	1 m
0,50 - 1	17	23	1 m
1 - 1,50	22	45	1 m
1,50 - 2	26	71	1 m
2 - 2,50	27	98	1 m
2,50 - 3	29	127	1 m
3 - 3,50	28	155	1 m
3,50 - 4	28	183	1 m

Diagrama de Cravação EM 5			
Local: CEEG/UFSM		Estaca: EM 5	
Data: 31/10/2006		M. Cravados: 5 m	
Peso Martelo: 600 Kg		Nega (10 g/1m): 50 mm	
Penetração	Golpes		Altura Queda
	N°	Acumul.	
00 - 0,50	8	8	1 m
0,50 - 1	16	24	1 m
1 - 1,50	21	45	1 m
1,50 - 2	22	67	1 m
2 - 2,50	27	94	1 m
2,50 - 3	27	121	1 m
3 - 3,50	28	149	1 m
3,50 - 4	31	180	1 m
4 - 4,50	41	221	1 m
4,50 - 5	42	263	1 m

Diagrama de Cravação EM 6			
Local: CEEG/UFSM		Estaca: EM 6	
Data: 31/10/2006		M. Cravados: 5 m	
Peso Martelo: 600 Kg		Nega (10 g/1m): 65 mm	
Penetração	Golpes		Altura Queda
	N°	Acumul.	
00 - 0,50	5	5	1 m
0,50 - 1	20	25	1 m
1 - 1,50	29	54	1 m
1,50 - 2	25	79	1 m
2 - 2,50	26	105	1 m
2,50 - 3	26	131	1 m
3 - 3,50	28	159	1 m
3,50 - 4	31	190	1 m
4 - 4,50	37	227	1 m
4,50 - 5	42	269	1 m

Apêndice C – Exemplo de cálculo de carga de ruptura para estaca metálica de 5m usando as equações de Brix, Holandeses e Dinamarquesa

Local: CEEG UFSM
Endereço: Camobi Santa Maria

CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA

(Cálculo pela Fórmula Dinamarquesa)

$S_o = [(2 \cdot n \cdot H \cdot G \cdot L) / (A \cdot E)]^{1/2}$	n = Fator de efetividade (0,5 a 0,7) H = Altura da queda do pilão [cm] G = Peso do pilão [kg] L = Comprimento da estaca [cm] A = Área da estaca [cm ²] S = Nega [cm] ; 10 golpes E = Módulo de elasticidade (Aço) 2,1 x 10 ⁶ kgf/cm ²
$Q = (n \cdot H \cdot G) / [S + (S_o / 2)]$	
$Q_{adm} = Q / 2,0 \text{ (mín. 2,0)}$	

Nega pela Fórmula Dinamarquesa :

$$S = \left(\frac{2 \cdot n \cdot H \cdot G}{2 \cdot Q_{adm}} - \frac{1}{S_o} \right)$$

ESTACAS METÁLICAS w150x22,5

(tf)

Para carga de ruptura :

Para carga de trabalho :

Nega pela Fórmula Dinamarquesa :

ESTACA	n	H (cm)	G (kg)	L (cm)	A (cm ²)	E (kgf/cm ²)	So (cm)	Q (kgf)	S (cm)
w150x22,5	0,70	100,00	600,00	500,00	231,04	2,10E+06	0,29	58.000,00	0,58

Exemplo de interpretação:

S = 0,58 cm por golpe

S = 5,77 mm por golpe

10 golpes / 1m ... S < 58 mm

Nega pela Fórmula de Brix :

$$S = \left\{ \frac{G^2 * (A * L * Da) * H}{R * [G + (A * L * Da)]^2} \right\}$$

onde,

Da = peso específico do aço

(Da = 7,8 E -3 kg/cm³)

Dc = peso específico do concreto armado

(Dc = 2,5 E -3 kg/cm³)

R = resistência do solo à penetração da estaca (R = 5 * Qadm) Brix

Nega pela Fórmula dos Holandeses :

$$S = \left\{ \frac{G^2 * H}{R * [G + (A * L * Da)]} \right\}$$

onde,

Da = peso específico do aço

(Da = 7,8 E -3 kg/cm³)

Dc = peso específico do concreto armado
 (Dc = 2,5 E -3 kg/cm3)
 R = resistência do solo à penetração da estaca (R = 10 * Qadm) Holandeses

Nega pela Fórmula de Brix :

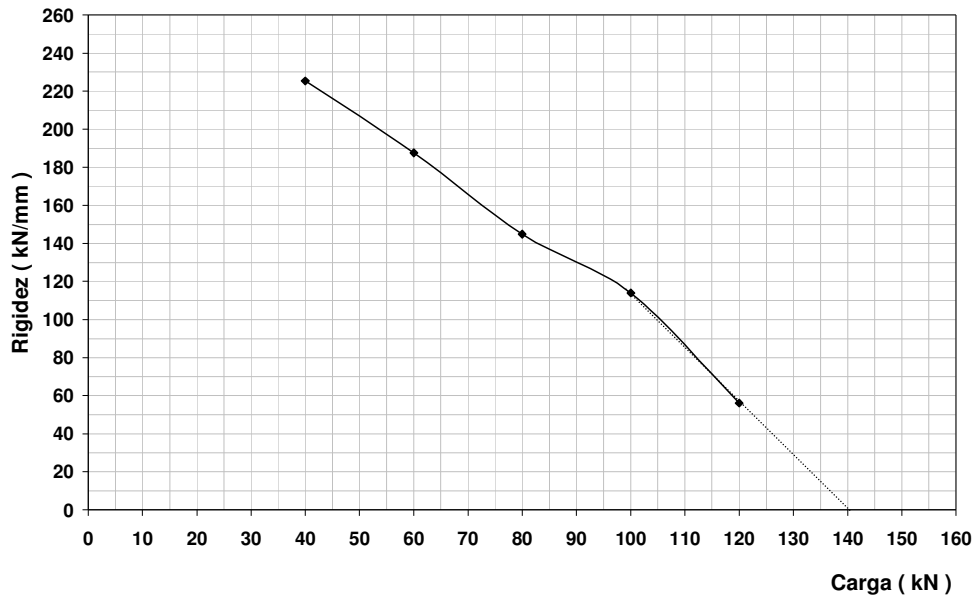
ESTACA	Qadm (tf)	H (cm)	G (kg)	L (cm)	A (cm2)	Da (kg/cm3)		R (kg)	S (cm)
w150x22,5	5,00	100,00	600,00	500,00	231,04	7,80E-03		25.000,00	0,58

Nega pela Fórmula dos Holandeses :

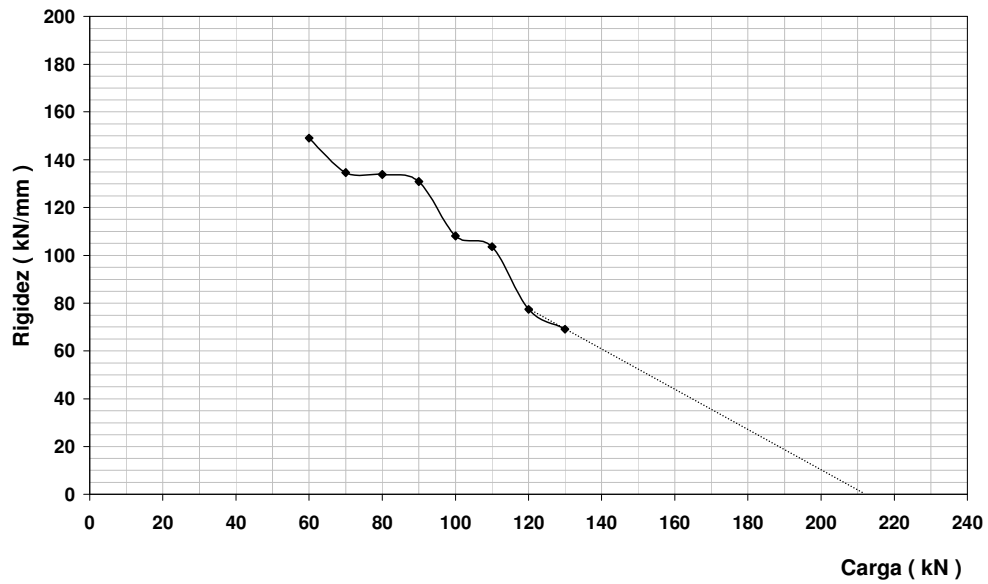
ESTACA	Qadm (tf)	H (cm)	G (kg)	L (cm)	A (cm2)	Da (kg/cm3)		R (kg)	S (cm)
w150x22,5	4,10	100,00	600,00	500,00	231,04	7,80E-03		41.000,00	0,58

Apêndice D - Gráficos dos métodos (Rigidez) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas

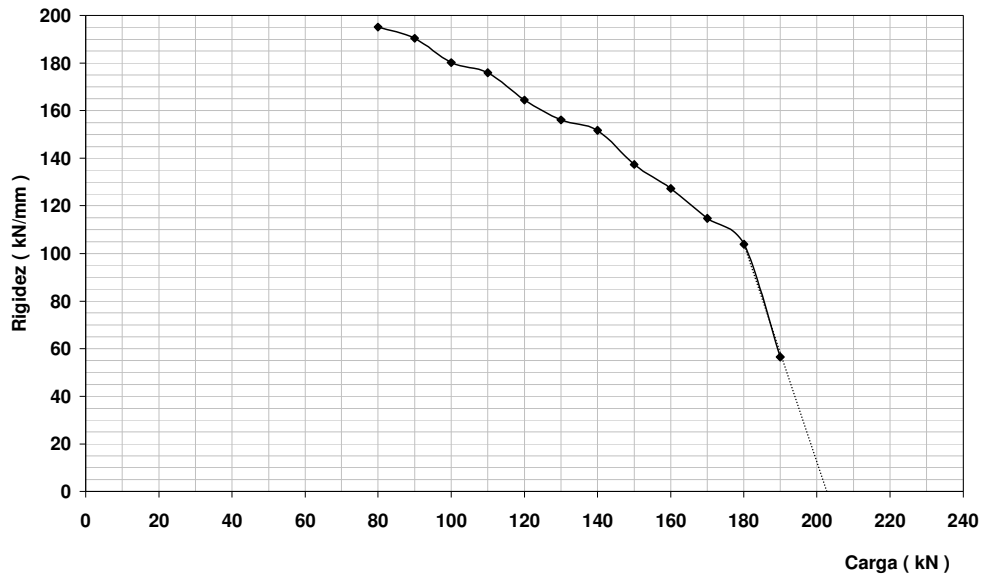
EM 1



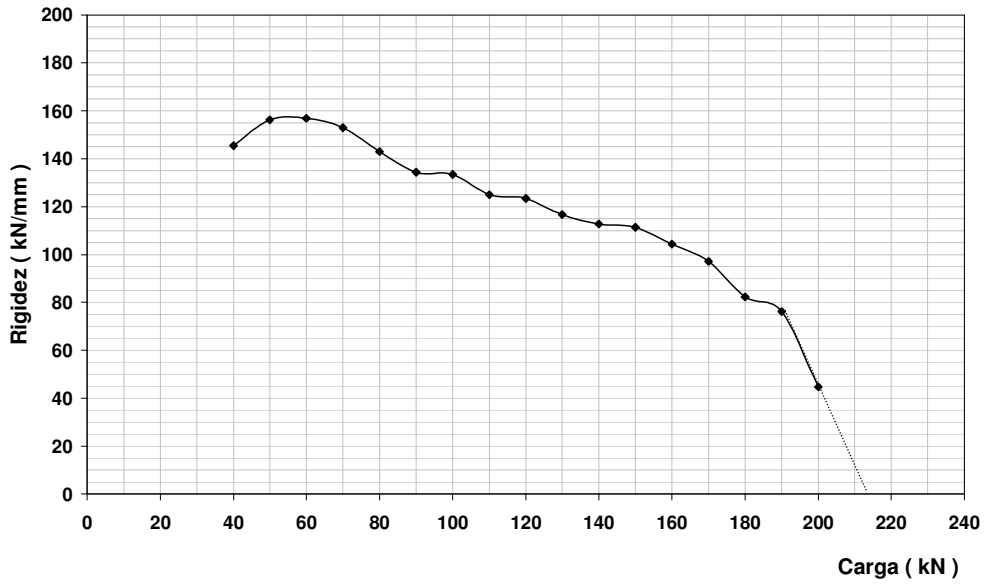
EM 2



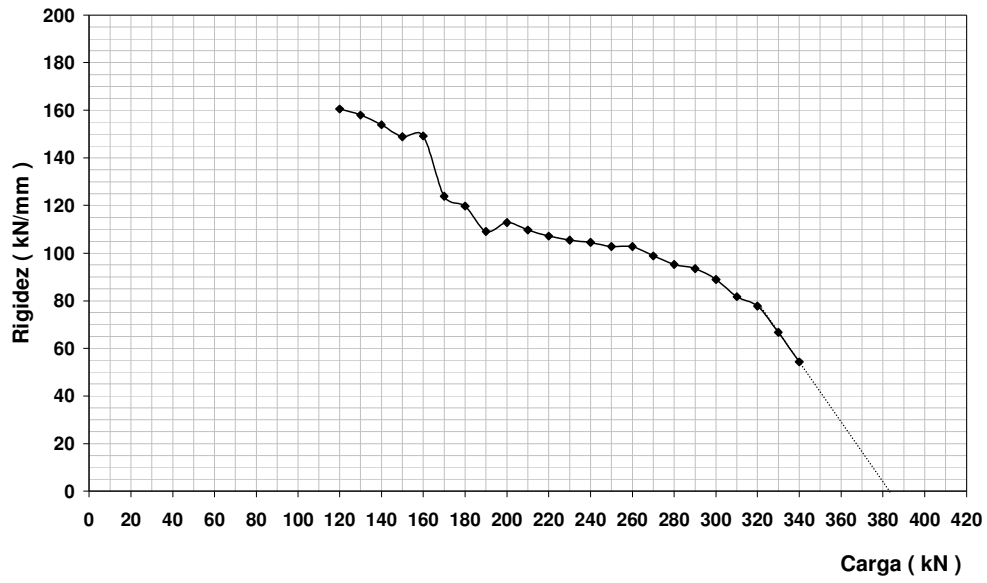
EM 3



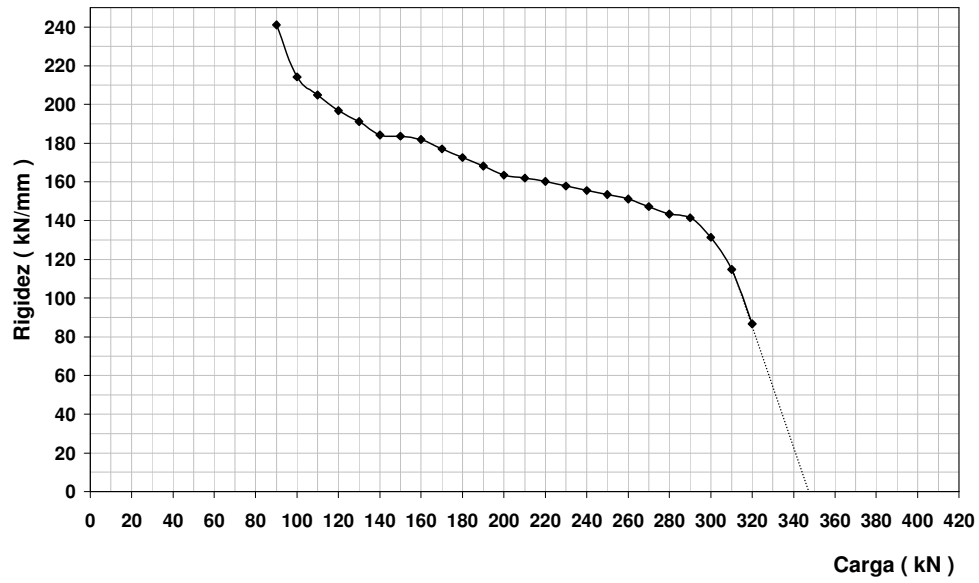
EM 4



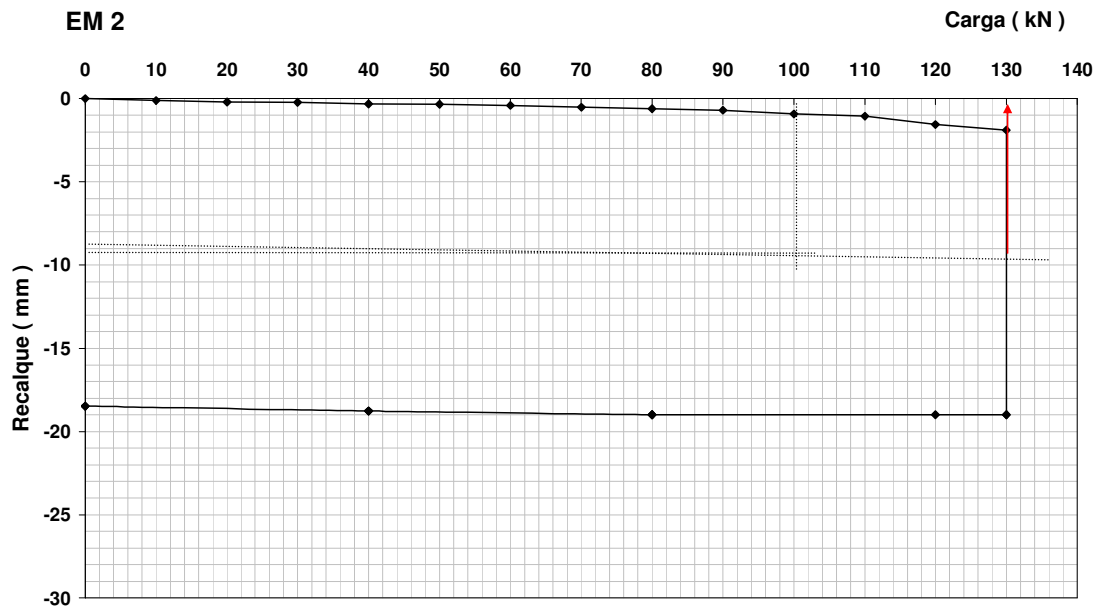
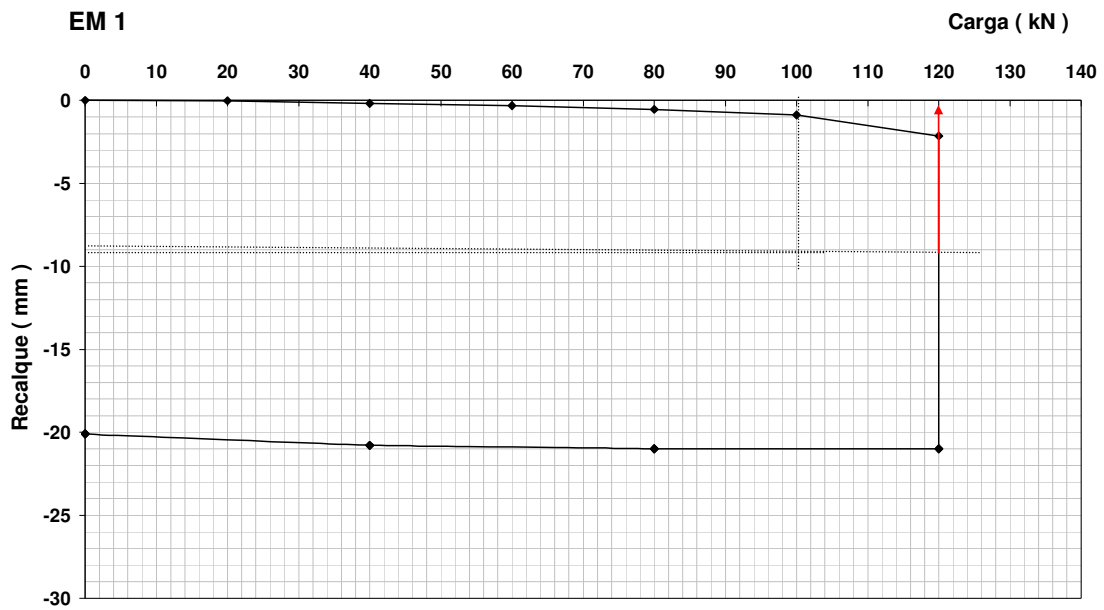
EM 5

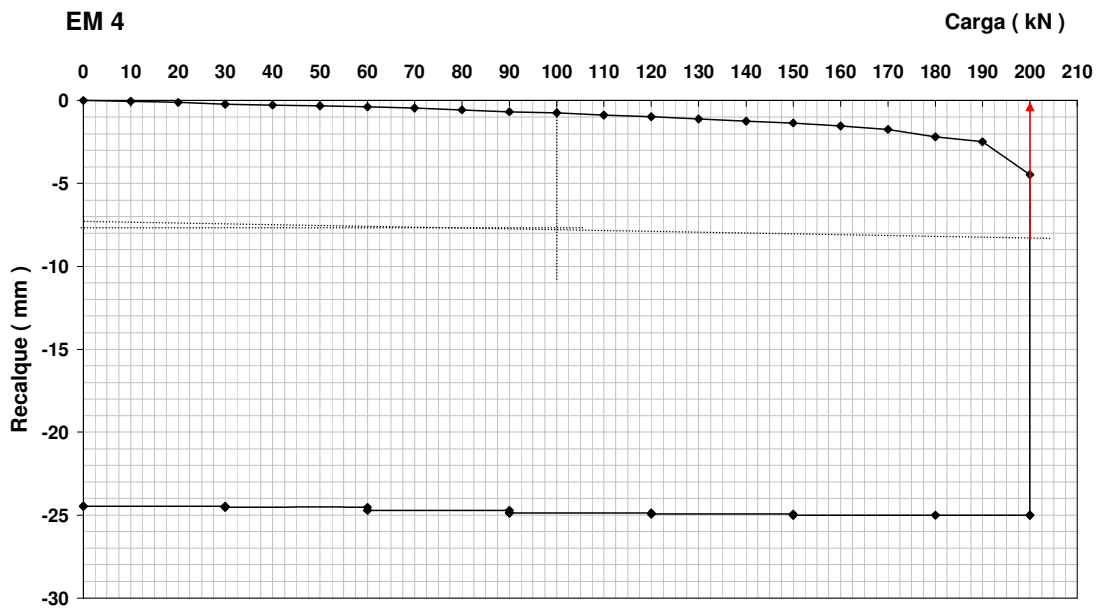
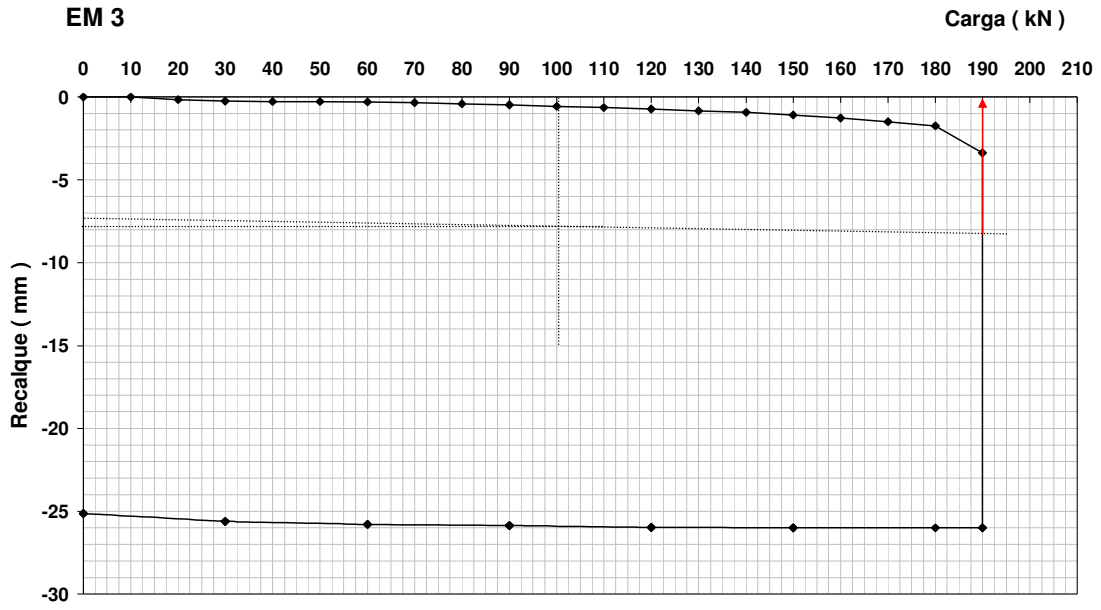


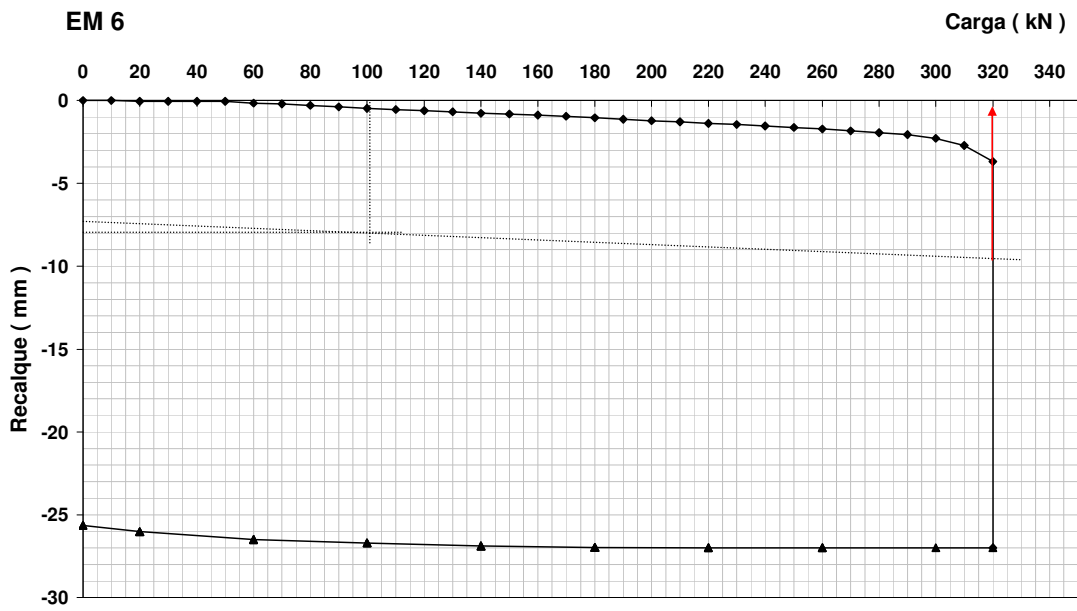
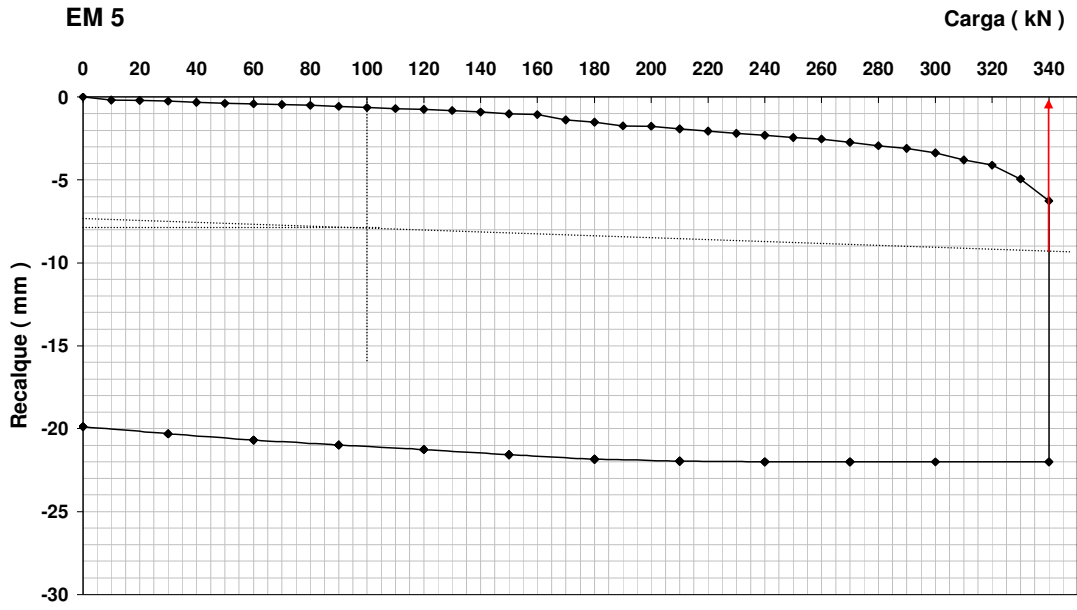
EM 6



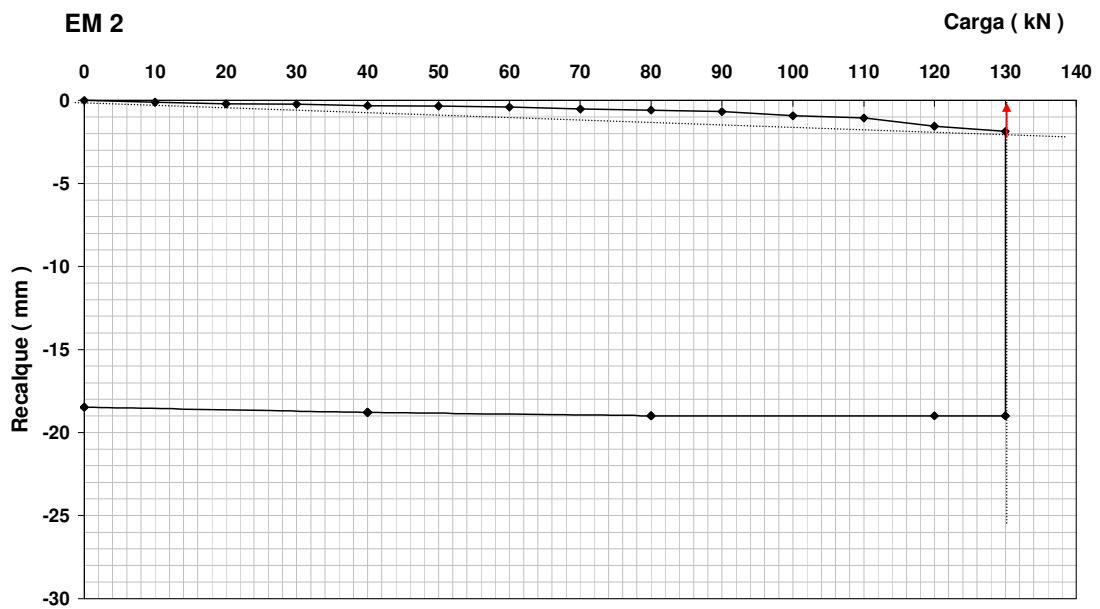
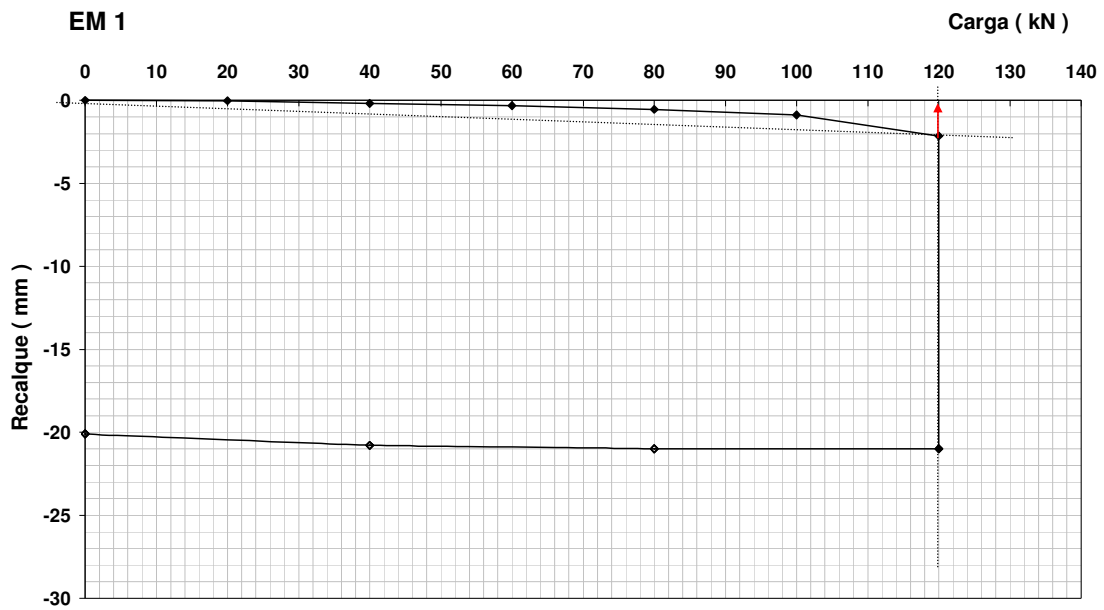
Apêndice E - Gráficos dos métodos (ABNT) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas

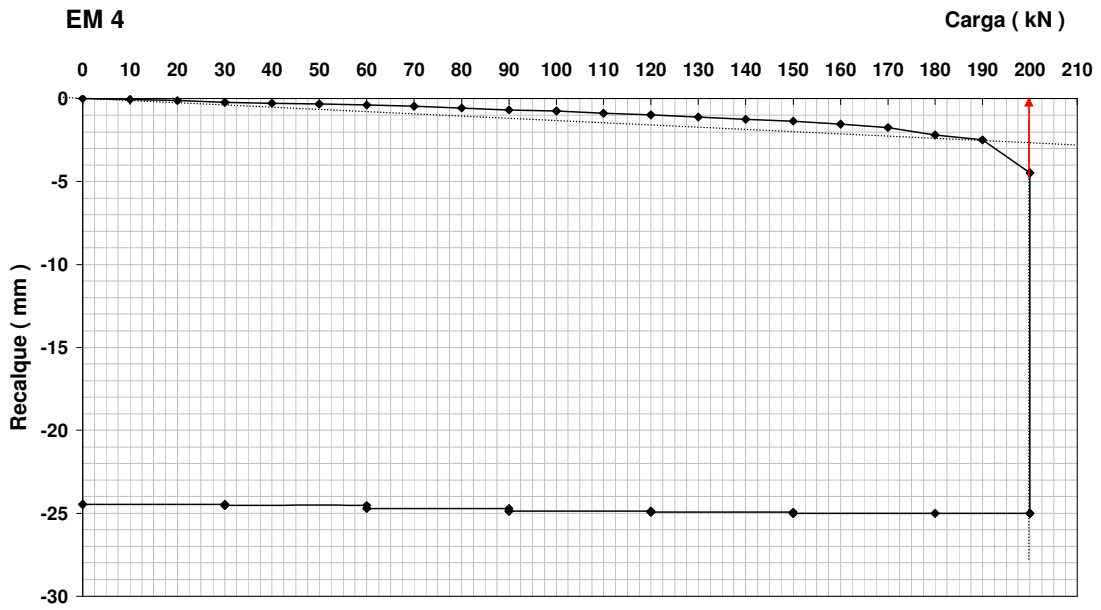
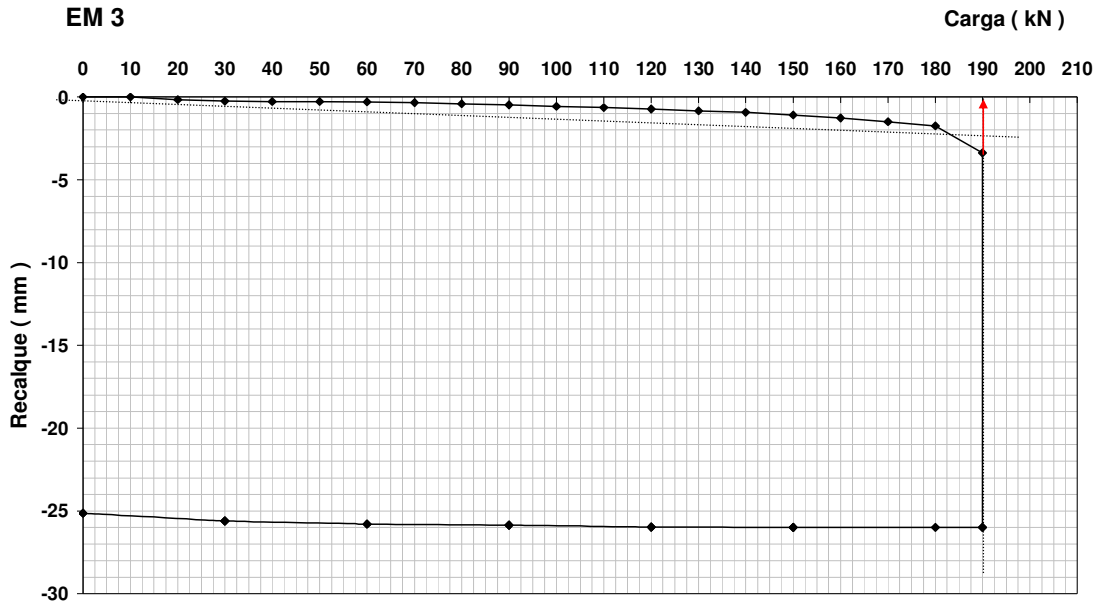


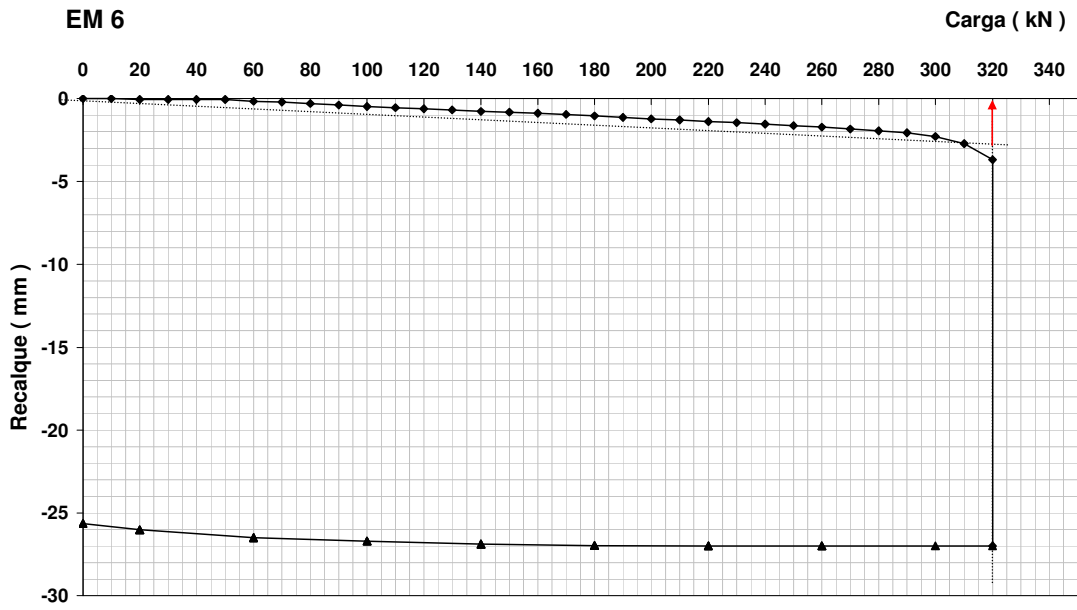
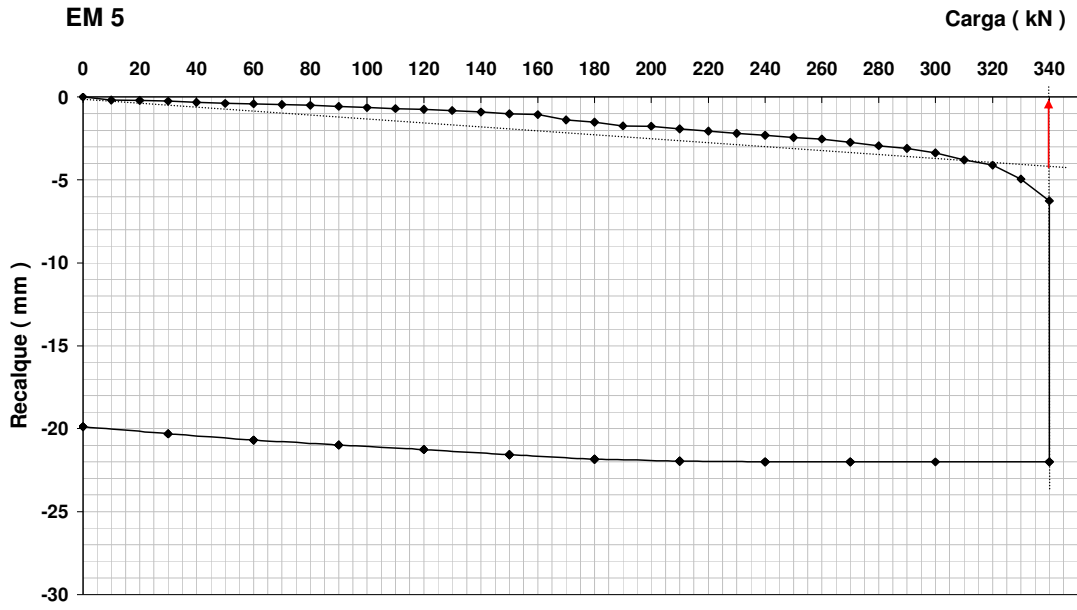




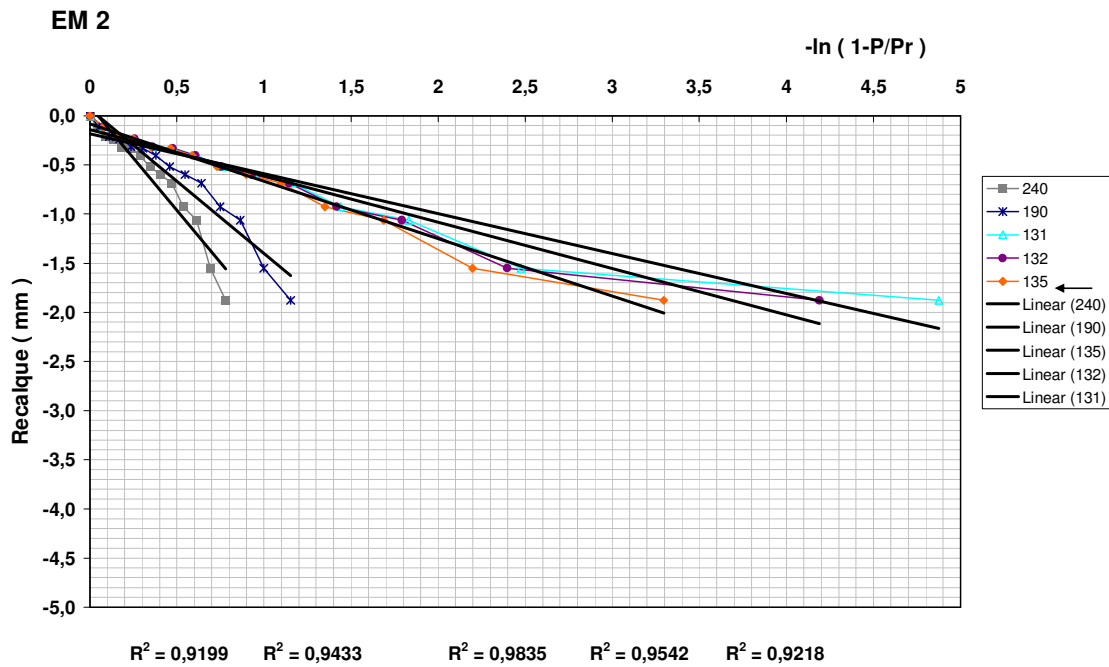
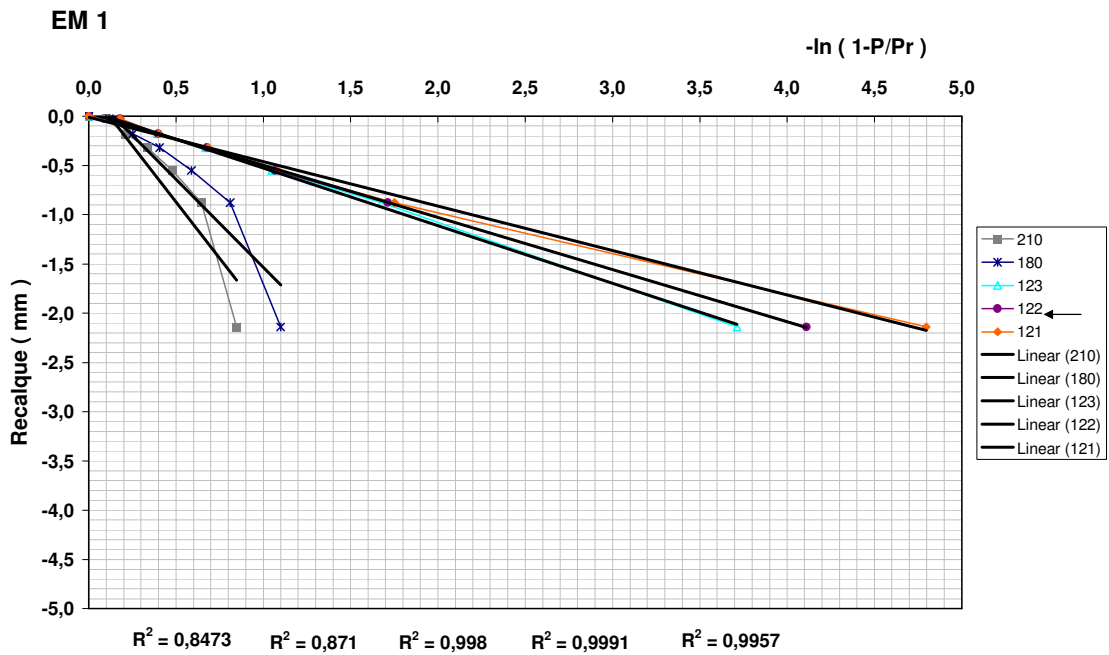
Apêndice F - Gráficos dos métodos (interseção das tangentes) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas



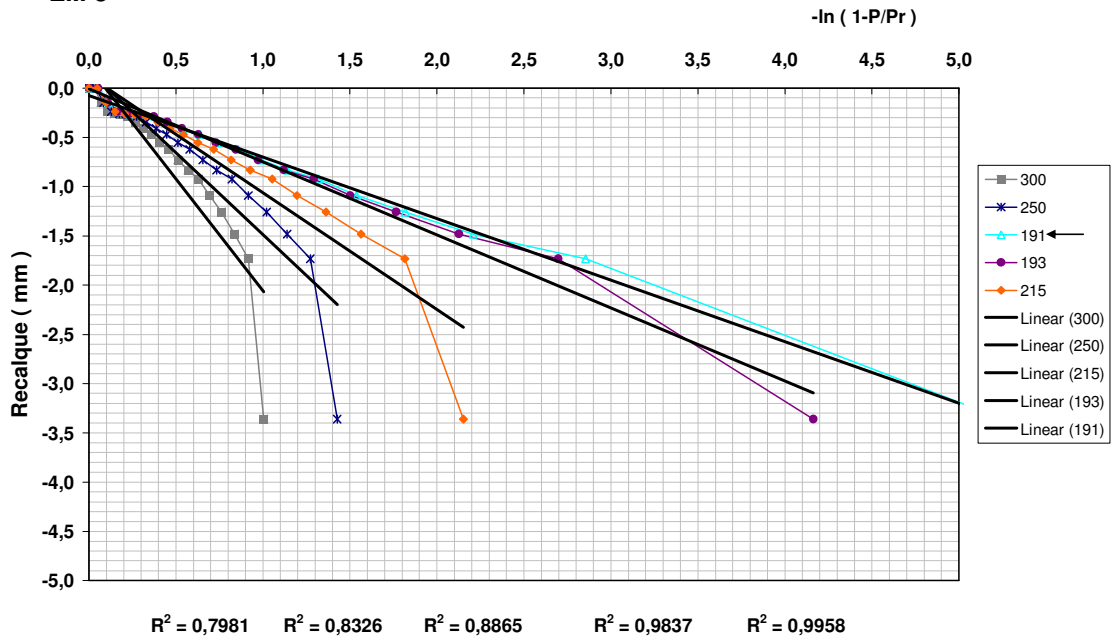




Apêndice G - Gráficos dos métodos (Van der Veen) de extrapolação da curva carga-recalque para as estacas ensaiadas



EM 3



EM 4

