

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

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SAPATAS DE
CONCRETO ARMADO ASSENTES SOBRE SOLO
SEDIMENTAR DA REGIÃO DE SANTA MARIA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Leandro Guarnieri Miozzo

Santa Maria, RS, Brasil

2007

2007	Mestre	MIOZZO, Leandro Guarnieri	PPGEC/UFMS,RS
-------------	---------------	----------------------------------	----------------------

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SAPATAS DE
CONCRETO ARMADO ASSENTES SOBRE SOLO
SEDIMENTAR DA REGIÃO DE SANTA MARIA**

Por

Leandro Guarnieri Miozzo

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

Orientador: Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Santa Maria, RS, Brasil

2007

**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 DE SAPATAS DE CONCRETO
ARMADO ASSENTES SOBRE SOLO SEDIMENTAR DA REGIÃO DE
SANTA MARIA**

elaborada por
Leandro Guarnieri Miozzo

Como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia

COMISSÃO EXAMINADORA:

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

José Mário Doleys Soares, Dr. (UFSM)

Márcio Antônio Vendruscolo, DSc. (URI)

Santa Maria, 20 de abril de 2007.

Aos meus pais Mário e Ediva,
meus irmãos Alessandro e Cristiane
e a minha querida Juliana.

AGRADECIMENTOS

Ao finalizar este trabalho, quero agradecer a todos que de forma ou outra contribuíram para que este objetivo fosse alcançado, e em especial:

A Universidade Federal de Santa Maria, instituição que me propiciou um curso de pós-graduação de qualidade, e a todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pelas informações e orientações durante o curso de Mestrado, ciente de que todos se empenharam ao máximo no exercício da docência;

Aos bolsistas, Juliano, Ricardo e Luciano e ao colega Fabiano Nienov pelo auxílio na realização dos ensaios;

Aos engenheiros do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), Paulo Obregon do Carmo e Mauro Just, e aos funcionários, João, Marialva e Vitor, que colaboraram com a pesquisa;

Ao secretário do curso do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Eliomar, por dar andamento nos documentos e trâmites legais junto à instituição;

Às empresas Geocentro Geologia, Engenharia e Estaqueamento Ltda. e Santa Maria Construções Ltda. por terem colaborado com este trabalho;

Aos funcionários da Prefeitura da Cidade Universitária pelo auxílio nas escavações e montagem dos ensaios de campo, ao colega engenheiro Daniel Cervo que participou da confecção da sapata, ao colega engenheiro José Francisco Souza Abal e aos amigos da Construtora Gaúcha Ltda. pelo apoio e incentivo.

A Sérgio, Ana Maria, Cristiana e Mariana pela acolhida sempre carinhosa e providente em Santa Maria.

Ao meu pai Mario, minha mãe Ediva e meus irmãos Alessandro e Cristiane pelo incentivo e apoio incondicional.

A minha querida Juliana, pelo apoio, incentivo e companheirismo.

A CAPES e a FATEC por concederem o suporte financeiro;

Ao Prof. José Mario co-orientador desta pesquisa;

E, ao Prof. Rinaldo pela orientação e incentivo para a conclusão desta dissertação.

RESUMO

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

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SAPATAS DE CONCRETO ARMADO ASSENTES SOBRE SOLO SEDIMENTAR DA REGIÃO DE SANTA MARIA

AUTOR: LEANDRO GUARNIERI MIOZZO

ORIENTADOR: RINALDO J. B. PINHEIRO

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 20 de abril de 2007.

As fundações superficiais transmitem as cargas ao terreno através das tensões distribuídas sob a base do elemento de fundação, sendo os projetos normalmente condicionados a critérios de ruptura e deslocamentos. Na prática usual de engenharia, sobretudo na região de Santa Maria, por falta de modelos constitutivos e dados experimentais são utilizados modelos empíricos e semi-empíricos. Neste trabalho, estudou-se o comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM (CEEG/UFSM). O estudo compreendeu a execução de quatro provas de carga estática de carregamento lento sobre sapata de concreto armado de 0,60m x 0,60m. As curvas carga-recalque resultantes foram interpretadas conforme prescrições da norma brasileira para obtenção da carga de ruptura do solo e os resultados comparados com outros oriundos de métodos teóricos, empíricos, semi-empíricos e formulações de correlação com sondagens à penetração (SPT). Complementaram este trabalho a identificação da ruptura a que o solo foi submetido no local da pesquisa e alguns conceitos e métodos de estimativa de recalques e tensões admissíveis. A caracterização geológica e geotécnica do local de estudo foi obtida de ensaios de campo e laboratório realizados por Emmer (2004) no trabalho de implantação do CEEG/UFSM. Os resultados mostraram que o solo sofreu ruptura localizada e que os métodos teóricos e de correlação utilizados para estimar a carga de ruptura apresentaram resultados muito próximos ao obtidos em campo.

Palavras chaves: geotecnia; fundações superficiais; prova de carga.

ABSTRACT

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

STUDY ABOUT THE BEHAVIOR OF SLAB-ON-GRADE CONCRETE FOUNDATION SETTLE ON SEDIMENTARY SOIL IN THE SANTA MARIA REGION

AUTHOR: LEANDRO GUARNIERI MIOZZO

ADVISER: RINALDO J. B. PINHEIRO

Defense Place and Date: Santa Maria, April 20th, 2007.

Superficial foundations transfer the load to soil by the distributed tensions on the base of the foundation element and, projects are normally conditioned to crack and displacement criteria. In the ordinary engineering practice, especially in the Santa Maria region, due to the absence of constitutive models and experimental data, empirical and semi-empirical models are used. In this work, we have studied the behavior of slab-on-grade concrete foundations settle on sedimentary soil at UFSM Geotechnical Engineering Experimental Field (CEEG/UFSM). The study consisted of the execution of four proofs of low loading static load on 0,60m x 0,60m slab-on-grade foundations. The resulting load-repression curves were interpreted according to prescriptions on the Brazilian norm to the obtainment of soil crack load, an the results were compared to those from other methods: theoretical, empirical, semi-empirical and correlation formulations of penetration sounding (SPT). This work was complemented by the identification of the cracking to which the soil was submitted in the research field and some concepts and methods of repression estimation and, admissible tensions. The geological and geotechnical characterization of the study place was obtained by field and laboratorial analyses performed by Emmer (2004) while the implementation of the CEEG/UFSM. The results demonstrated that the soil underwent located cracking and that theoretical and correlation methods used to estimate the cracking load value presented numbers close to those got in the field test.

Key words: geotechny; superficial foundations; load proof.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	- Principais tipos de fundações superficiais.....	31
FIGURA 2.2	- Tipos de ruptura, (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (VESIC, 1963).....	32
FIGURA 2.3	- Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (VESIC, 1975).....	33
FIGURA 2.4	- Campos de deslocamentos das rupturas, (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (LOPES, 1979).....	34
FIGURA 2.5	- Comportamento de uma sapata sob carga vertical (KÉZDI, 1970 apud VELLOSO e LOPES, 2004).....	35
FIGURA 2.6	- Curvas típicas tensão x recalque (TERZAGHI, 1943).....	37
FIGURA 2.7	- Superfície potencial de ruptura (TERZAGHI 1943).....	38
FIGURA 2.8	- Cunha de solo formada sob a base da sapata.....	38
FIGURA 2.9	- Fatores de capacidade de carga (TERZAGHI E PECK 1967).....	41
FIGURA 2.10	- Tipos de ensaios de placa quanto (a) à localização, (b) ao tipo de placa, (c), (d) e (e) ao modo de carregamento.....	45
FIGURA 2.11	- Corte esquemático de ensaio de placa.....	48
FIGURA 2.12	- Comparação dos tempos de execução das provas de carga (FELLENIOUS, 1975).....	49
FIGURA 2.13	- Curvas carga-recalque típicas dos carregamentos apresentados por Fellenius (1975).....	49
FIGURA 2.14	- Curvas carga x recalque.....	51
FIGURA 2.15	- Equação proposta por Van der Veen.....	52
FIGURA 2.16	- Solução gráfica para a equação de Van der Veen.....	52
FIGURA 2.17	- Carga de ruptura segundo Chin.....	53
FIGURA 2.18	- Carga de ruptura segundo Mazurkiewicz.....	54
FIGURA 2.19	- Carga de ruptura segundo Massad.....	55
FIGURA 2.20	- Aplicação do método de interseção de tangentes (HIRANY	

	E KULHAWY, 1989).....	56
FIGURA 2.21	- Carga de ruptura convencional (NBR 6122/96).....	56
FIGURA 2.22	- Carga de ruptura segundo Davisson.....	57
FIGURA 2.23	- Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada.....	58
FIGURA 2.24	- Fatores de μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada argilosa finita (JANBU et al.,1956 apud SIMONS E MENZIES, 1981).....	61
FIGURA 2.25	- Ensaio oedométrico.....	64
FIGURA 2.26	- Esquema de cálculo indireto de recalques (VELLOSO e LOPES, 2004).....	66
FIGURA 2.27	- (a) artifício para cálculo das tensões devido a um retângulo carregado e (b) interação de tensões entre fundações próximas (VELLOSO e LOPES, 2004).....	67
FIGURA 2.28	- Relação entre condições no campo e em laboratório para deformação (a) unidimensional e (b) tridimensional (VELLOSO e LOPES, 2004).....	68
FIGURA 2.29	- Ensaio oedométrico em argila (a) normalmente adensada e (b) subadensada (VELLOSO e LOPES, 2004).....	69
FIGURA 2.30	- Ensaio oedométrico em argila sobreadensada (VELLOSO e LOPES, 2004).....	70
FIGURA 2.31	- Procedimentos para a obtenção de N representativo, (a) por média ponderada (LOPES et al., 1994) e (b) pela média na profundidade de influência (BURLAND E BURBIDGE, 1985).....	71
FIGURA 2.32	- Relação entre N e o Módulo de Young de solos residuais (SANDRONI, 1991).....	72
FIGURA 2.33	- Ensaio de placa para obtenção do K_v , (a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e (b) pelo trecho de descarregamento recarregamento comparado com aquele obtido no trecho de carregamento primário (VELLOSO e LOPES, 2004).....	74
FIGURA 3.1	- Vista do local de estudo antes das operações de	

	decapagem.....	87
FIGURA 3.2	- Vista do local de estudo pós-operações de decapagem.....	88
FIGURA 3.3	- Disposição dos ensaios no local de estudo.....	88
FIGURA 3.4	- Detalhe da escavação das estacas de reação.....	89
FIGURA 3.5	- Detalhe da concretagem das estacas de reação.....	90
FIGURA 3.6	- Vista dos pilaretes sobre as estacas de reação.....	90
FIGURA 3.7	- Sapata pré-moldada utilizada nas provas de carga.....	91
FIGURA 3.8	- Vista da vala aberta para o ensaio S-3 após a escavação mecânica.....	92
FIGURA 3.9	- Detalhe da viga de reação e sistema de fixação utilizado para o ensaio S-1.....	93
FIGURA 3.10	- Vista da vala aberta para o ensaio S-4 após a escavação manual.....	94
FIGURA 3.11	- Sapata posicionada para o ensaio S-4.....	95
FIGURA 3.12	- Vista do ensaio S-4 com identificação dos equipamentos utilizados e elementos de reação.....	96
FIGURA 4.1	- Mapa político do Rio grande do Sul com o município de Santa Maria em destaque.....	98
FIGURA 4.2	- Croqui do Campus da Universidade Federal de Santa Maria, Campo Experimental de Engenharia Geotécnica em destaque.....	99
FIGURA 4.3	- Vista do local de estudo, parte da área do CEEG/UFSM.....	100
FIGURA 4.4	- Croqui do CEEG/UFSM com destaque para o local do estudo.....	100
FIGURA 4.5	- Trincheira TP-1 aberta para retirada de amostras indeformadas (EMMER, 2004).....	101
FIGURA 4.6	- Corte esquemático das sondagens SPT do CEEG/UFSM....	103
FIGURA 4.7	- Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (wn) com a profundidade no local de execução das estacas de reação.....	108
FIGURA 4.8	- Envoltórias de resistências para as amostras analisadas em condições de umidade natural (adaptado de EMMER,	

	2004).....	110
FIGURA 4.9	- Curvas índices de vazios e deformação por logaritmo da pressão vertical das áreas estudadas (adaptado de EMMER, 2004).....	113
FIGURA 4.10	- Curvas da deformação por logaritmo da tensão vertical (adaptado de EMMER, 2004).....	113
FIGURA 4.11	- Curvas da deformação versus tensão vertical (adaptado de EMMER, 2004).....	114
FIGURA 5.1	- Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-1....	119
FIGURA 5.2	- Curva carga-recalque da sapata S-1.....	119
FIGURA 5.3	- Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-2....	120
FIGURA 5.4	- Curva carga-recalque da sapata S-2.....	121
FIGURA 5.5	- Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-3....	122
FIGURA 5.6	- Curva carga-recalque da sapata S-3.....	122
FIGURA 5.7	- Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-4....	123
FIGURA 5.8	- Curva carga-recalque da sapata S-4.....	124
FIGURA 5.9	- Superposição das curvas carga-recalque.....	125
FIGURA 5.10	- Detalhes do comportamento do solo no entorno e abaixo da sapata.....	126
FIGURA 5.11	- Valores de cargas de ruptura obtidos através de extrapolações das curvas carga-recalque.....	128
FIGURA 5.12	- Valores de cargas de ruptura obtidos através de formulações teóricas.....	129
FIGURA 5.13	- Recalque referente à carga de 100 KN, obtido no ensaio em S-1.....	130
FIGURA 5.14	- Recalque referente à carga de 100 KN, obtido no ensaio em S-2.....	130
FIGURA 5.15	- Recalque referente à carga de 100 KN, obtido no ensaio em S-3.....	131
FIGURA 5.16	- Recalque referente à carga de 100 KN, obtido no ensaio em S-4.....	131
FIGURA 5.17	- Curva carga-recalque ajustada com o Es obtido das provas de carga.....	132

FIGURA 5.18 - Curva carga-recalque ajustada com o E_s obtido da correlação com N_{SPT}	133
FIGURA 5.19 - Curva carga-recalque ajustada com o E obtido de correlação com E_{oed}	133
FIGURA 5.20 - Curva carga-recalque ajustada com o E obtido do gráfico de Sandroni (1991).....	133
FIGURA 5.21 - Valores de tensões admissíveis.....	135
FIGURA 5.22 - Tensões admissíveis comparadas com a tensão de pré-adensamento.....	136

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	- Fatores de Forma (TERZAGHI e PECK, 1967).....	42
TABELA 2.2	- Fatores de capacidade de carga (VESIC, 1975).....	44
TABELA 2.3	- Fatores de forma (DE BEER, 1967 apud VESIC, 1975).....	44
TABELA 2.4	- Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura infinita ($I_h = 1,0$), Perloff (1975).....	65
TABELA 2.5	- Valores de $I_s * I_h$ para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita, Harr (1966).....	65
TABELA 2.6	- Coeficiente α (TEIXEIRA E GODOY, 1996).....	76
TABELA 2.7	- Coeficiente K (TEIXEIRA E GODOY, 1996).....	76
TABELA 2.8	- Coeficiente de Poisson (TEIXEIRA E GODOY, 1996).....	76
TABELA 2.9	- Coeficiente K (AOKI E VELLOSO, 1975).....	79
TABELA 2.10	- Coeficiente α (DÉCOURT, 1996).....	80
TABELA 2.11	- Fator característico do solo C (DÉCOURT E QUARESMA, 1978).....	80
TABELA 2.12	- Tensões básicas (NBR 6122/96).....	81
TABELA 4.1	- Descrição morfológica parcial, trincheira profunda TP-1 (1,10m), (NIENOV, 2006 adaptado de EMMER, 2004).....	102
TABELA 4.2	- Resultados dos ensaios granulométricos com a utilização de defloculante (adaptado de EMMER, 2004).....	105
TABELA 4.3	- Valores obtidos para limites de consistência, índices físicos e atividade coloidal (adaptado de EMMER, 2004).....	106
TABELA 4.4	- Valores obtidos para a umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência no local de execução das estacas de reação.....	108
TABELA 4.5	- Índices físicos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (adaptado de EMMER, 2004).....	110
TABELA 4.6	- Parâmetros de resistência ao cisalhamento direto, para	

	condições de umidade natural na ruptura (adaptado de EMMER, 2004).....	110
TABELA 4.7	- Parâmetros mínimos, médios e máximos de resistência ao cisalhamento direto nas condições de umidade natural para ruptura (adaptado de EMMER, 2004).....	111
TABELA 4.8	- Índices físicos obtidos nos ensaios de adensamento unidimensional (adaptado de EMMER, 2004).....	112
TABELA 4.9	- Parâmetros de compressibilidade em amostras com teor de umidade natural (adaptado de EMMER, 2004).....	112
TABELA 4.10	- Apresentação dos coeficientes de consolidação (C_v) determinados segundo os processos de Taylor e de Casagrande (adaptado de EMMER, 2004).....	115
TABELA 4.11	- Valores dos coeficientes de colapso estrutural em função da tensão vertical (adaptado de EMMER, 2004).....	116
TABELA 4.12	- Resumo dos resultados de caracterização.....	117
TABELA 5.1	- Valores de cargas e tensões de ruptura, encontrados com extrapolações das curvas carga-recalque.....	127
TABELA 5.2	- Valores de cargas de ruptura encontrados através de formulações teóricas.....	128
TABELA 5.3	- Valores de E_s e E	132
TABELA 5.4	- Valores de recalques para o carregamento de 100KN.....	134
TABELA 5.5	- Valores de tensões admissíveis.....	134

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	- Associação dos Departamentos Rodoviários Americanos (American Association State Highway Officials)
ABEF	- Associação Brasileira de Engenharia de Fundações
ABMS	- Associação Brasileira de Mecânica dos Solos
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	- Sociedade Americana para Ensaios de Materiais (American Society for Testing and Materials)
CAPES	- Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CEEG	- Campo Experimental da Engenharia Geotécnica.
CLT ou SCT	- Ensaio cíclico de carga (Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test)
CPT	- Sondagem de penetração estática (Cone Penetration Test)
CRP	- Ensaio a velocidade de recalque constante (Constant Rate of Penetration)
IP	- Índice de plasticidade
LL	- Limite de liquidez
LMCC	- Laboratório de Materiais e Construção Civil
LP	- Limite de plasticidade
NB	- Norma Brasileira
NBR	- Norma Brasileira Regulamentadora
QM ou QML	- Ensaio de carga mantida rápida (Quick Maintained Load Test)
SEFE	- Seminário de Fundações Especiais
SM ou SML	- Ensaio de carga mantida lenta (Slow Maintained Load Test)
SPT	- Sondagem de simples reconhecimento por penetração dinâmica (Standart Penetration Test)
SPT-T	- Sondagem SPT com aplicação de torque (Standart Penetration Test with Torsion)
UFMS	- Universidade Federal de Santa Maria

LISTA DE SÍMBOLOS

1-D	- Estado unidimensional
3-D	- Estado tridimensional
a	- Intersecção da reta obtida no método de Chin (1970)
b	- coeficiente angular da reta obtida no método de Chin (1970)
B	- Dimensão característica de uma sapata, largura ou diâmetro
c	- Intercepto coesivo
C	- Fator característico do solo proposto por Dècourt e Quaresma (1978)
C1 e C2	- Curvas propostas por Terzaghi (1943)
C_a	- Força de coesão
C_c	- Índice de compressão
C_r	- Índice de recompressão
C_s	- Índice de descompressão
C_v	- Coeficiente de consolidação
D	- Profundidade de assentamento
D/B	- Profundidade relativa para o modelo de ruptura proposto por Lopes (1979)
e	- Índice de vazios
e_o	- Índice de vazios inicial
E	- Módulo de Young
EC	- Estaca ensaiada à compressão
E_p	- Empuxo passivo
ER	- Estaca de reação.
E_s	- Módulo de deformabilidade
F	- Coeficiente de segurança
F1	- Coeficiente de transformação adimensional proposto por Aoki e Velloso (1975)
h	- Profundidade de assentamento

H	- Altura da camada compressível
i	- Coeficiente de colapso estrutural
la	- Atividade coloidal
I_d	- Fator de profundidade/embutimento
I_h	- Fator de espessura de camada compressível
I_p	- Fator de influência, depende da forma e rigidez da sapata
I_s	- Fator de forma da sapata e de sua rigidez
I_u	- Fator de influência dado pelo produto de μ_0 por μ_1
K	- Coeficiente empírico proposto por Teixeira e Godoy (1996)
K	- Coeficiente que depende do tipo de solo proposto por Aoki e Velloso (1975)
K_o	- Empuxo inicial
K_v	- Coeficiente de reação vertical
K_s	- Coeficiente de reação do solo ou coeficiente de recalque
ℓ	- Distância entre sapatas
L	- Comprimento de sapata corrida
L/B	- geometria em planta para o modelo de ruptura proposto por Lopes (1979)
m_v	- Módulo de variação volumétrica
N	- Índice de resistência a penetração do SPT
N_c , N_q e N_γ	- Fatores de capacidade de carga referentes a coesão, a sobrecarga e ao peso do solo
N_p	- Valor médio do índice de resistência à penetração na base do elemento estrutural de fundação
P	- Carga aplicada
pH	- Potencial hidrogeniônico
q	- Pressão média aplicada
q_c	- Resistência de ponta do ensaio de cone (CPT)
Q	- Carga
Q_r	- Carga de ruptura
r	- Recalque ou deslocamento
R^2	- Coeficiente de correlação
S	- Grau de saturação

S	- Sapata pré-moldada de concreto armado
S-1, S-2, S-3 e S-4	- Designação dos ensaios realizados neste trabalho
S_c , S_q e S_γ	- Fatores de forma
SP	- Sondagens penetrométricas
S_u	- Resistência ao cisalhamento não drenada
TP	- Trincheira profunda
TS	- Trincheira superficial
VR	- Viga de reação.
W	- Peso de cunha de solo
w	- Recalque do modelo proposto por Kézdi (1970)
wn	- Teor de umidade natural
α	- Ângulo formado pela cunha de ruptura no modelo proposto por Terzaghi (1943)
α	- Coeficiente de redução proposto por Décourt (1996)
α	- Coeficiente empírico proposto por Teixeira e Godoy (1996)
α	- Coeficiente que depende da forma da curva utilizada no método de Van der Veen
δ	- Recalque diferencial ou relativo
δ/l	- Distorção angular ou recalque diferencial específico
δ_e	- Variação no índice de vazios
ΔQ	- Variação da carga
Δ_r	- Variação do recalque ou deslocamento
Δ_σ	- Acréscimo de tensão
ε_r	- Deformação radial de expansão
ε_z	- Deformação vertical de compressão
ϕ	- Ângulo de atrito interno
γ	- Peso específico efetivo
γ_d	- Peso específico aparente seco
γ_s	- Peso específico real dos grãos
η	- Porosidade
μ_o e μ_1	- Fatores que dependem da relação L/B e em função de h/B e H/B
v	- Coeficiente de Poisson

ρ	- Recalque total ou absoluto
ρ_a	- Recalque admissível
ρ_c	- Recalque de adensamento
ρ_i	- Recalque imediato
ρ_{max}	- Recalque máximo
σ	- Tensão
σ_1	- Tensão vertical
σ_3	- Tensão confinante
σ_a	- Tensão admissível
σ_o	- Tensão inicial
σ_r	- Tensão de ruptura
σ_{pmax}	- Tensão que provoca o recalque máximo
σ'_{vm}	- Pressão de pré-adensamento

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A	- Projeto executivo da sapata em concreto armado utilizada nas provas de carga.....	151
ANEXO B	- Definição da carga de ruptura a partir das curvas carga-recalque dos ensaios em S-1 e S-4.....	153
ANEXO C	- Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Van der Veen (1953).....	154
ANEXO D	- Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Chin (1970).....	160
ANEXO E	- Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Mazurkiewicz (1972).....	161
ANEXO F	- Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Massad (1986).....	163
ANEXO G	- Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Interseção de Tangentes (1956).....	165
ANEXO H	- Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método da NBR 6122/96.....	167
ANEXO I	- Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Davisson (1972).....	169

SUMÁRIO

RESUMO	7
ABSTRACT	8
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE TABELAS	14
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	16
LISTA DE SÍMBOLOS	17
LISTA DE ANEXOS	21
1 INTRODUÇÃO	27
1.1 Objetivo geral	28
1.2 Objetivos específicos	28
1.3 Justificativas	28
1.4 Estrutura do trabalho	29
2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1 Mecanismos de ruptura	31
2.2 Capacidade de carga de fundações superficiais	34
2.2.1 Teoria de Terzaghi (1943).....	36
2.2.1.1 Metodologia de Terzaghi e Peck (1967).....	39
2.2.1.1.1 Solo sem peso e sapata na superfície.....	39
2.2.1.1.2 Solo não-coesivo e sem peso.....	39
2.2.1.1.3 Solo não-coesivo e sapata na superfície.....	40
2.2.1.1.4 Superposição dos efeitos.....	40
2.2.1.1.5 Ruptura local.....	41
2.2.1.1.6 Sapatas quadradas ou circulares.....	41
2.2.1.1.7 Solos particulares.....	42
2.2.2 Proposição de Vesic (1975).....	43
2.2.3 Outros métodos de determinação de capacidade de carga.....	43
2.2.4 Prova de carga – ensaios de placa.....	44
2.2.4.1 Procedimentos e orientações para prova de carga estática direta sobre	

terreno de fundação.....	45
2.2.4.1.1 Coleta de dados.....	46
2.2.4.1.2 Análises posteriores.....	47
2.2.4.1.3 Considerações sobre as condições de carregamento.....	48
2.2.4.1.4 Considerações sobre os critérios de ruptura.....	50
2.2.4.1.5 Obtenção da carga de ruptura através da extrapolação da curva carga-recalque.....	50
2.3 Recalques.....	57
2.3.1 Recalques imediatos em argilas.....	59
2.3.1.1 Teoria da elasticidade.....	59
2.3.1.2 Camada finita.....	60
2.3.1.3 Subcamadas argilosas.....	60
2.3.1.4 Pesquisa do indeformável.....	61
2.3.2 Métodos de previsão de recalques.....	61
2.3.2.1 Ensaios de laboratório.....	62
2.3.2.1.1 Ensaio de compressão triaxial convencional.....	63
2.3.2.1.2 Ensaio de compressão triaxial especial tipo K constante.....	63
2.3.2.1.3 Ensaio oedométrico.....	63
2.3.2.2 Métodos racionais.....	64
2.3.2.2.1 Cálculo direto de recalques.....	64
2.3.2.2.2 Cálculo indireto de recalques.....	66
2.3.2.3 Métodos semi-empíricos.....	70
2.3.2.3.1 Métodos baseados em SPT.....	71
2.3.2.3.2 Métodos baseados em ensaios de cone (CPT).....	72
2.3.2.3.3 Ensaios de placa.....	72
2.3.3 Considerações sobre o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson.....	75
2.4 Tensões admissíveis.....	76
2.4.1 Métodos teóricos.....	76
2.4.1.1 Ruptura.....	77
2.4.1.2 Recalques.....	77
2.4.1.2.1 Recalque admissível.....	77
2.4.1.2.2 Recalque máximo.....	78

2.4.2 Métodos semi-empíricos.....	78
2.4.2.1 Método de Aoki-Velloso.....	78
2.4.2.2 Método Décourt-Quaresma.....	80
2.4.3 Métodos empíricos.....	80
2.4.3.1 Tabelas de tensões básicas.....	81
2.4.3.2 Correlações empíricas.....	82
2.4.3.2.1 Correlação com SPT.....	82
2.4.3.2.2 Correlação com CPT.....	83
2.4.4 Prova de carga sobre placa.....	83
2.4.4.1 Argilas.....	84
2.4.4.2 Areias.....	84
3 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	87
3.1 Decapagem.....	87
3.2 Execução das estacas de reação.....	88
3.3 Sapata.....	91
3.4 Preparação dos ensaios.....	91
3.4.1 Escavação mecânica.....	91
3.4.2 Posicionamento e fixação da viga de reação.....	92
3.4.3 Escavação manual.....	93
3.4.4 Posicionamento da sapata.....	94
3.5 Montagem dos equipamentos para os ensaios.....	95
3.5.1 Realização dos ensaios.....	97
4 LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO.....	98
4.1 Localização do campo experimental.....	99
4.2 Relevo, geomorfologia e condições fisiográficas.....	101
4.3 Caracterização geológica.....	101
4.4 Caracterização pedológica.....	102
4.5 Caracterização geotécnica.....	102
4.5.1 Sondagens de simples reconhecimento.....	103
4.5.2 Caracterização geotécnica dos solos do CEEG/UFSM.....	104
4.5.2.1 Granulometria.....	104
4.5.2.2 Limites de consistência, índices físicos e atividade coloidal.....	106
4.5.3 Ensaios químicos.....	108

4.5.4 Ensaio mineralógicos.....	109
4.5.5 Ensaio de resistência.....	109
4.5.5.1 Ensaio de cisalhamento direto.....	109
4.5.5.2 Adensamento unidimensional.....	111
4.5.5.3 Colapsividade.....	115
4.6 Resumo dos resultados de caracterização.....	116
5 RESULTADOS E ANÁLISES.....	118
5.1 Provas de carga.....	118
5.1.1 Ensaio S-1.....	118
5.1.2 Ensaio S-2.....	120
5.1.3 Ensaio S-3.....	121
5.1.4 Ensaio S-4.....	122
5.1.5 Superposição das curvas carga-recalque.....	124
5.2 Análise da ruptura.....	125
5.3 Estimativa da carga de ruptura – extrapolação.....	126
5.4 Estimativa da carga de ruptura – métodos teóricos.....	128
5.5 Estimativa de módulos e recalques.....	129
5.6 Cálculo das tensões admissíveis.....	134
5.6.1 Considerações quanto à tensão de pré-adensamento.....	135
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	137
6.1 Quanto às provas de carga.....	137
6.2 Quanto à carga de ruptura – provas de carga	137
6.3 Quanto aos métodos de extrapolação da curva carga-recalque.....	137
6.4 Quanto à estimativa da carga de ruptura.....	138
6.5 Quanto aos recalques.....	138
6.6 Quanto aos métodos de estimativa de tensões admissíveis.....	138
6.7 Sugestões para novos trabalhos.....	139
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	140
ANEXOS.....	150
ANEXO A - Projeto executivo da sapata em concreto armado utilizada nas provas de carga.....	151
ANEXO B - Definição da carga de ruptura a partir das curvas carga-recalque dos ensaios em S-1 e S-4.....	153

ANEXO C - Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Van der Veen (1953).....	154
ANEXO D - Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Chin (1970).....	160
ANEXO E - Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Mazurkiewicz (1972).....	161
ANEXO F - Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Massad (1986).....	163
ANEXO G - Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Interseção de Tangentes (1956).....	165
ANEXO H - Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método da NBR 6122/96.....	167
ANEXO I - Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Davisson (1972).....	169

1 INTRODUÇÃO

As obras de engenharia em sua maioria podem ser divididas em diversas partes, dentre elas o elemento de fundação, este de vital importância para o sucesso da mesma. A função dos elementos de fundação em uma determinada obra é a transferência das cargas sustentadas pela superestrutura ao terreno de fundação ao qual está assente.

As fundações e ou os elementos de fundação podem ser classificados em diversos grupos, com os mais diferentes critérios e com as mais diferentes nomenclaturas, porém uma subdivisão aqui interessante seria em fundações rasas ou superficiais e fundações profundas. Fundações rasas transmitem as cargas ao terreno apenas pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é geralmente inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação. Em fundações profundas as cargas são transmitidas ao solo pela superfície lateral e pela ponta do elemento de fundação.

Os projetos de fundações são normalmente condicionados por critérios de ruptura e de deslocamentos. Em casos de fundações superficiais, a pressão admissível pode ser entendida por aquela pressão média de contato do elemento de fundação com o solo que ofereça um fator de segurança adequado à ruptura do terreno, e provoque recalques cuja magnitude não cause danos estruturais ou estéticos à superestrutura.

No caso de fundações superficiais, frequentemente são utilizados modelos de natureza empírica e semi-empírica, devido à ausência de modelos constitutivos apropriados à descrição do comportamento do solo, à falta de dados experimentais para estabelecer correlações entre deformabilidade e grau de cimentação e à dificuldade de interpretação de resultados de ensaios de campo (e.g. MACCARINI, 1987; BRESSANI e VAUGHAN, 1989; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; LUNNE et al.1995).

Portanto, prever a capacidade de carga do elemento de fundação em estudo e o recalque máximo a que este estará submetido torna-se fator fundamental para o pleno e satisfatório desempenho da obra.

1.1 Objetivo geral

O objetivo desta pesquisa é verificar o comportamento carga-recalque de solo sob fundação superficial através de ensaios de provas de carga, representando gráfica e numericamente os resultados obtidos em campo, sendo estes posteriormente comparados com alguns métodos teóricos disponíveis.

1.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos deste trabalho podem-se citar:

- proceder à revisão bibliográfica abordando os mecanismos de ruptura e capacidade de carga de fundações superficiais, incluindo métodos teóricos, provas de carga e extrapolação de curvas carga-recalque, complementando com alguns conceitos e métodos de estimativa de recalques e tensões admissíveis;
- realizar a revisão dos ensaios de caracterização do local de estudo, já elaborados, interpretando e complementando os mesmos a fim de tornarem-se parte do desenvolvimento desta pesquisa;
- executar as provas de carga sobre sapata obtendo os resultados que servirão de base para as diversas ponderações a serem realizadas neste trabalho;
- comparar os resultados obtidos em campo com os oriundos dos métodos e equações teóricas.

1.3 Justificativas

Segundo Cintra et. al., (2003) provas de carga em sapatas reais de concreto armado praticamente não são realizadas, a não ser em alguns casos raros de pesquisa.

Este trabalho se justifica por buscar informações sobre a capacidade de carga de um solo sedimentar muito comum na cidade de Santa Maria, sob a ótica de fundações superficiais e, por assim colaborar com o acervo de provas de carga em

fundações, sobretudo na região central do estado do Rio Grande do Sul, onde tal prática não consiste em atividade corriqueira no exercício da engenharia.

1.4 Estrutura do trabalho

Esta dissertação desenvolve-se em seis capítulos e um anexo, além dos elementos pré-textuais normalizados para este tipo de trabalho.

O primeiro capítulo consiste em uma breve introdução do estudo, onde também são apresentados os objetivos e as justificativas para a realização da pesquisa.

No segundo capítulo procede-se a revisão bibliográfica onde apresentam-se os mecanismos de ruptura e capacidade de carga de fundações superficiais através de métodos teóricos, provas de carga e extrapolação de curvas carga-recalque, bem como alguns conceitos e métodos de estimativa de recalques e tensões admissíveis.

O terceiro capítulo descreve os procedimentos experimentais, onde são apresentados a metodologia, os materiais e os métodos utilizados para execução das provas de carga em campo.

No capítulo quatro são descritos a localização, a situação e os ensaios de caracterização de campo e de laboratório do local de estudo.

O quinto capítulo apresenta os resultados obtidos através das provas de carga e os resultantes das formulações e métodos teóricos. No capítulo seis apresenta-se uma breve conclusão à luz dos resultados obtidos e algumas sugestões para possíveis próximos trabalhos.

2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda basicamente os mecanismos de ruptura e capacidade de carga de fundações superficiais, incluindo métodos teóricos, provas de carga e extrapolação de curvas carga-recalque. Para complementar são apresentados alguns conceitos e métodos de estimativa de recalques e tensões admissíveis.

Segundo a norma brasileira, NBR 6122/96 – projeto e execução de fundações, fundação superficial é aquela em que a carga é transmitida ao terreno, predominante pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Neste tipo de fundação são incluídos as sapatas, os blocos, os radies, as sapatas associadas, as sapatas corridas e as vigas de fundação.

Sapata é um elemento de fundação de concreto armado dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Possui espessura constante ou variável, sendo sua base normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.

O bloco é um elemento dimensionado de forma que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto sem necessidade de armadura. Pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar em planta seção quadrada ou retangular.

Radier é um elemento de fundação superficial que abrange todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos como tanques, silos e depósitos. Sapata associada ou radier parcial é um elemento comum a vários pilares, cujos centros em planta não estejam situados em um mesmo alinhamento. A viga de fundação é um elemento comum a vários pilares que estejam situados em um mesmo alinhamento e a sapata corrida é um elemento de fundação sujeito a ação de uma carga distribuída linearmente. A Figura 2.1 apresenta os principais tipos de fundações superficiais.

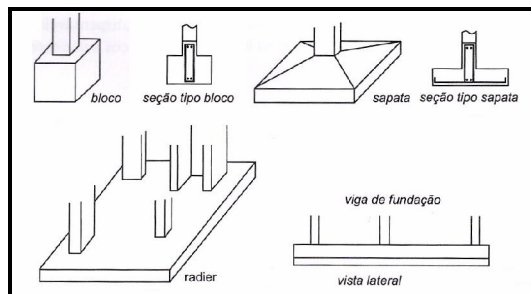


Figura 2.1 – Principais tipos de fundações superficiais.

2.1 Mecanismos de ruptura

A interação solo estrutura, ou no caso solo-sapata, consiste nas possíveis formas de ruptura que o solo sob a sapata pode ser submetido, quando do carregamento vertical na direção axial.

As curvas carga-recalque possuem diferentes formas, porém aqui podemos considerar dois tipos característicos. No primeiro, a ruptura ocorre bruscamente após um curto período de transição, a curva apresenta uma tangente vertical e a ruptura é dita generalizada. No segundo, a curva se apresenta mais abatida, com uma tangente inclinada no ponto extremo, à ruptura é dita localizada. O primeiro caso é característico de solos mais rígidos, como areias compactas e muito compactas e argilas rijas e duras. O segundo, no entanto é mais encontrado em solos mais deformáveis, como areias fofas e argilas médias e moles.

Terzaghi (1943) distinguiu os dois tipos de ruptura descritos acima, onde no segundo caso trabalhou com fatores de capacidade de carga reduzidos e uma redução no valor da coesão utilizada na fórmula de capacidade de carga.

Vesic (1963) distinguiu três tipos de ruptura do solo, apresentados na Figura 2.2, além das já conhecidas generalizada e localizada apresentou um terceiro tipo, a ruptura por puncionamento, esta, porém apenas associada a areias.

A ruptura generalizada ou geral caracteriza-se por existir um mecanismo de ruptura bem definido, onde ocorre uma superfície de deslizamento que vai de uma borda da fundação até a superfície do terreno. Quando em condições de tensão controlada, modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura ocorre de forma brusca e catastrófica. Nos casos em que as deformações são controladas, ou seja, quando a carga é aplicada em percentagens, ocorre uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos após a ruptura. Durante o processo de

carregamento, ocorre um levantamento do solo no entorno da fundação, após a ruptura o movimento se dá em um único lado da fundação.

O mecanismo de ruptura por punção é de difícil observação, uma vez que o solo fora da área de carregamento praticamente não participa do sistema. Com o acréscimo de carga ocorre a penetração da fundação com a compressão do solo sob a mesma onde ocorre o cisalhamento vertical do solo em torno do perímetro da fundação.

A ruptura localizada é caracterizada por um modelo bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação, onde, forma-se uma cunha de superfícies de deslizamentos que se iniciam junto às bordas da fundação, semelhante à ruptura generalizada. Ocorre o empolamento do solo aos lados da fundação e a compressão vertical sob a fundação é significativa, as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno. Somente depois de um deslocamento vertical apreciável, da ordem da metade da largura ou diâmetro da fundação, as superfícies de deslocamentos poderão tocar a superfície do terreno. Mesmo então, não haverá um colapso ou um tombamento catastrófico da fundação que permanecerá embutida no terreno mobilizando a resistência de camadas mais profundas. Assim a ruptura localizada possui características dos outros dois tipos de ruptura, podendo representar um tipo de transição.

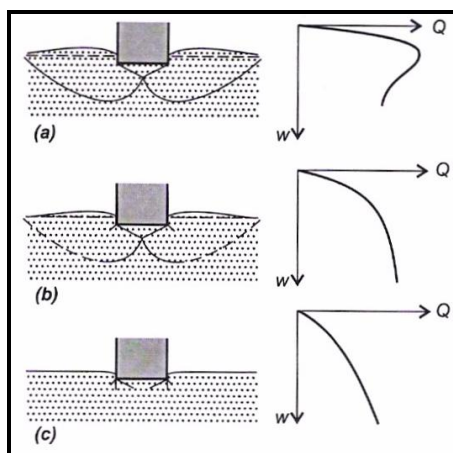


Figura 2.2 – Tipos de ruptura, (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (VESIC, 1963).

O tipo de ruptura que vai ocorrer em determinada situação de geometria e carregamento depende da compressibilidade relativa do solo. Caso o solo seja

praticamente incompressível e tiver uma resistência ao cisalhamento finita, a ruptura será generalizada. Ao contrário, se o solo apresentar certa resistência ao cisalhamento e for muito compressível a ruptura será por punção. Na Figura 2.3 é mostrado as condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias segundo Vesic (1975).

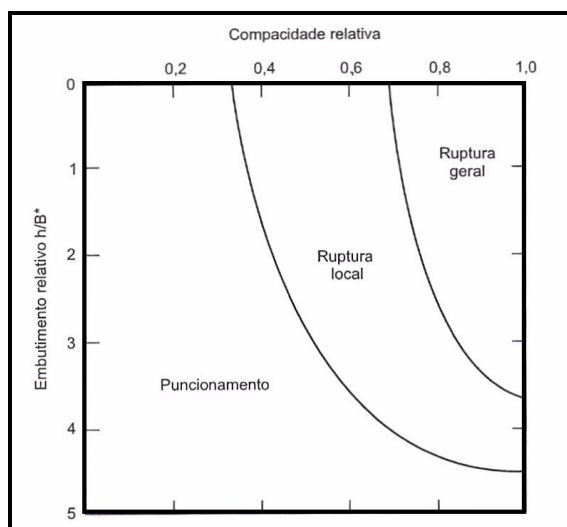


Figura 2.3 – Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (VESIC, 1975).

Lopes (1979) propôs a análise do campo de deslocamentos para distinguir o modo de ruptura, aplicável tanto a areias quanto a argila, onde caracterizou a ruptura generalizada como aquela cujo campo de deslocamentos apresenta levantamento acentuado da superfície do terreno próximo à carga, formação de superfícies de ruptura, ou seja, descontinuidade no campo de deslocamentos e deslocamentos acentuados fora da região comprimida pela sapata, característica esta compatível com areias e argilas rijas.

Caracterizou a ruptura por punção como aquela que apresenta pequeno ou nenhum levantamento da superfície do terreno, caso de areias fofas, ou levantamento discreto e alcançando maior distância, no caso de argilas moles e não formação de superfícies de ruptura, tanto areias fofas como argilas moles.

Observou ainda o efeito da geometria da placa, onde constatou que uma placa circular apresenta, para um mesmo tipo de solo, um modo de ruptura mais próximo de punção ou localizada do que uma placa corrida. Assim, tem-se que os fatores que afetam o modo de ruptura são as propriedades do solo, relação

rigidez/resistência, onde, quanto maior a rigidez tem-se a ruptura mais próxima da generalizada, a geometria do carregamento, a profundidade relativa (D/B), em que quanto maior a relação (D/B), mais próximo da punção, a geometria em planta (L/B), a qual não apresenta uma tendência clara e as tensões iniciais em que, quanto maior for o empuxo inicial K_0 , mais próximo da ruptura generalizada.

Na Figura 2.4, são apresentados os campos de deslocamentos propostos por Lopes (1979).

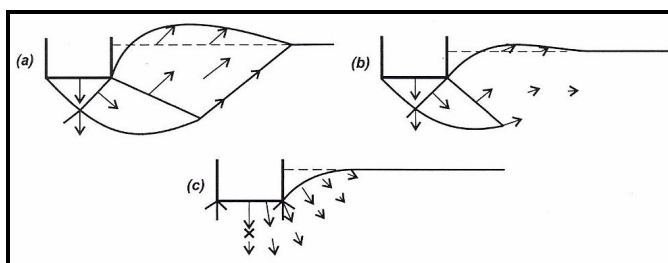


Figura 2.4 – Campos de deslocamentos das rupturas, (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (LOPES, 1979).

O objetivo de se considerar o efeito da rigidez do solo é determinar uma carga de ruptura de caráter prático, caracterizada pela penetração da fundação no solo, isto caracteriza o processo de ruptura deste, e não a carga última ou limite, que seria atingida, no caso de um solo de baixa rigidez, após um deslocamento muito grande. Esse deslocamento muito grande, além de impraticável de ser alcançado em provas de carga, tornaria questionável a interpretação devido à alteração da geometria. Quanto à escolha de um recalque que caracterize a ruptura numa prova de carga, por exemplo, utiliza-se normalmente de procedimentos e métodos para a determinação do mesmo.

2.2 Capacidade de carga de fundações superficiais

Considerando uma sapata com dimensão característica B , assente sobre o terreno e submetida a uma carga Q crescente a partir de zero. Medindo-se os valores da carga Q e os deslocamentos verticais, recalques, r , correspondentes. Se considerarmos pequenos valores de cargas, teremos valores de recalques aproximadamente proporcionais, esta é a chamada fase elástica, onde os recalques se estabilizam com a velocidade das deformações diminuindo e tendendo a zero

com o passar do tempo. Na fase elástica, muito das deformações são reversíveis tendendo ao estágio inicial.

Com o aumento do carregamento surge a fase plástica, onde as deformações são irreversíveis. O estado plástico ocorre junto às bordas da fundação e é crescente com o aumento do carregamento, até que em determinada carga crítica ocorre um processo de recalque continuado. A velocidade do recalque não diminui mesmo com a carga constante, ela assume um valor também constante. A resistência ao cisalhamento do solo é, em certas regiões, totalmente mobilizada.

O sistema entra em uma terceira fase, onde a velocidade de recalque cresce continuamente até atingir a ruptura do solo. Atingiu-se assim o limite de resistência da fundação, ou a capacidade de carga de ruptura, ou simplesmente a capacidade de carga conforme mostrado na Figura 2.5.

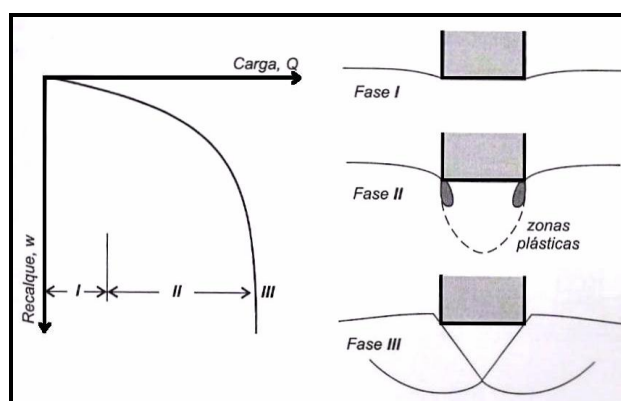


Figura 2.5 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical (KÉZDI, 1970 apud VELLOSO e LOPES, 2004).

Entende-se por capacidade de suporte de uma fundação a tensão de cisalhamento que iguala a resistência ao cisalhamento do solo, em todos os pontos vizinhos ao elemento de fundação (VARGAS, 1977). Ela pode ser avaliada através de diversos métodos, dos quais se destaca o Método do Equilíbrio Limite que será abordado neste trabalho por ser o procedimento mais difundido na prática de Engenharia de Fundações. Outras abordagens como o Método das Linhas de Escoamento, o Método de Análise Limite, o Método de Expansão de Cavidade e o Método dos Elementos Finitos são também utilizados na análise da capacidade de suporte de fundações superficiais.

Partindo do exposto e utilizando-se de uma visão simplista, pode-se dizer que a capacidade de carga de fundações superficiais pode ser definida como a carga

que provoca a ruptura do solo sob essas fundações. Porém a análise mais profunda do assunto revela que não se trata apenas da capacidade de carga de uma sapata, por exemplo, mas sim da capacidade de carga do sistema sapata-solo, pois no caso de sapatas idênticas, em solos diferentes, a capacidade de carga não será a mesma. Do contrário, sapatas diferentes em solos idênticos, também não terão a mesma capacidade de carga, uma vez que características como a geometria e a profundidade de embutimento estão relacionados com a capacidade de carga.

O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais foi Terzaghi (1925). Posteriormente Terzaghi (1943) deu ao problema um tratamento racional utilizando-se de resultados obtidos por Prandtl (1920) na aplicação da Teoria da Plasticidade aos metais. Além das contribuições de Prandtl (1920) e Reissner (1924), anteriores à de Terzaghi (1925), merecem destaque Meyerhof (1951, 1963), Skempton (1951), Balla (1962), Terzaghi e Peck (1967), Vesic (1973, 1975), Hansen (1961, 1970), De Beer (1970) e Davis e Booker (1973).

2.2.1 Teoria de Terzaghi (1943)

Para Terzaghi (1943), uma fundação superficial é aquela cuja largura $2B$ é igual ou maior que a profundidade D da base da fundação. Satisfeita essa condição, pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga $\sigma = \gamma D$. Com isso, o problema passa a ser o de uma faixa, ou seja, de uma sapata corrida de largura $2B$, carregada uniformemente e localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito.

Terzaghi (1943) admite dois modos de ruptura de solos por meio de curvas típicas da relação tensão x recalque. A Figura 2.6 apresenta as curvas propostas por Terzaghi identificadas por C_1 e C_2 .

No caso de solo compactado ou rijo, a curva tensão x recalque é do tipo C_1 , a ruptura é bem caracterizada conforme a abscissa σ_r da tangente vertical à curva. Nesse caso tem-se a ruptura geral do maciço do solo. Para casos de solo fofo ou mole, a curva tensão x recalque assume a configuração proposta em C_2 , onde a ruptura não fica bem defenida. Neste caso, a capacidade de carga é arbitrada por Terzaghi como sendo a abscissa σ'_r do ponto a partir do qual a curva se torna

retilínea. A ruptura neste caso é denominada local.

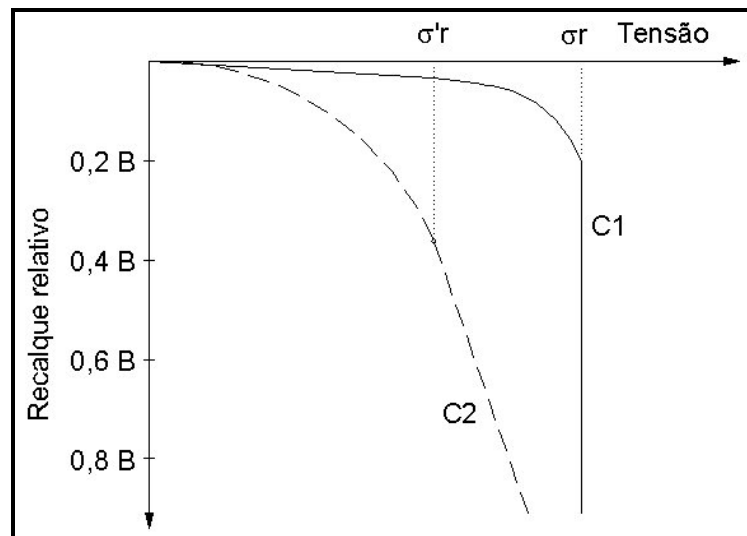


Figura 2.6 – Curvas típicas tensão x recalque (TERZAGHI, 1943).

Para desenvolver a teoria de capacidade de carga vertical de um sistema sapata-solo horizontal, Terzaghi (1943) considerou algumas hipóteses básicas, como:

- a sapata é corrida com o comprimento L bem maior do que a largura B, constituindo assim um problema bidimensional;
- a profundidade de assentamento é inferior à largura da sapata ($h \leq B$), o que permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da cota de apoio da sapata, isso implica em substituir a camada de solo de espessura h e peso específico efetivo γ por uma sobrecarga $\sigma = \gamma h$;
- o maciço de solo sob a base da sapata é compacto ou rijo, isto é, trata-se de um caso de ruptura geral.

Dessa forma, o problema pode ser esquematizado como mostra a Figura 2.7, onde a superfície potencial de ruptura ORST é composta pelos trechos retos OR e ST e por um espiral logarítmica no trecho intermediário RS, formando três zonas distintas (I, II e III). Os segmentos de reta O'S e ST são inclinados de $45^\circ - \phi/2$ em relação à horizontal, enquanto os segmentos OR e O'R formam um ângulo α com a base da sapata, variando entre ϕ e $45^\circ + \phi/2$.

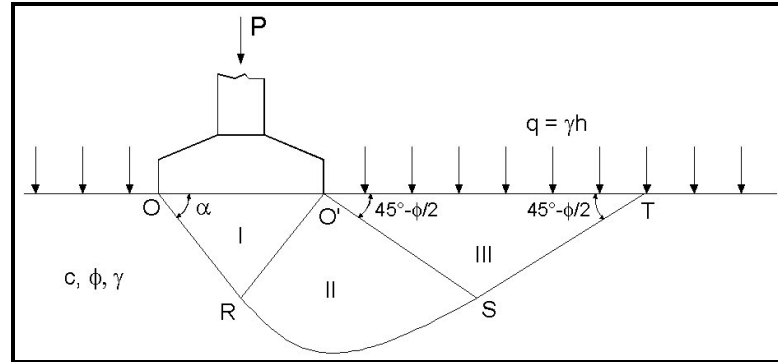


Figura 2.7 - Superfície potencial de ruptura (TERZAGHI 1943).

Na eminência da ruptura, em que a sapata aplica a tensão σ_r ao solo, o peso W da cunha formada em I atua nas faces OR e $O'R$ simultaneamente mobilizando o empuxo passivo E_p e as forças de coesão C_a , conforme exposto na Figura 2.8.

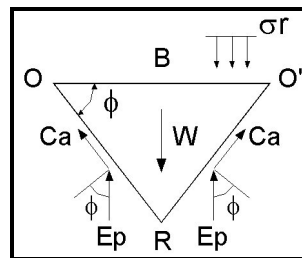


Figura 2.8 – Cunha de solo formada sob a base da sapata.

Utilizando-se da Figura 2.8 e aplicando o equilíbrio das forças para uma cunha de comprimento unitário, tem-se:

$$\sigma_r B + W - 2E_p - 2C_a \operatorname{sen} \phi = 0 \quad (2.1)$$

Sendo que $C_a = c \frac{B/2}{\cos \phi}$, e $W = \frac{\gamma}{4} B^2 \operatorname{tg} \phi$, onde:

c = a coesão do solo;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

γ = peso específico efetivo do solo, ($\gamma = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{água}}$).

Os parâmetros de resistência do solo, c e ϕ , podem ser considerados tanto nas condições drenadas, quanto nas não-drenadas, dependendo da capacidade de carga que se deseja obter.

Reescrevendo a Equação 2.1 tem-se:

$$\sigma_r = 2 \frac{Ep}{B} + c \operatorname{tg} \phi - \frac{\gamma}{4} B \operatorname{tg} \phi \quad (2.2)$$

O que representa a solução do problema se E_p for conhecido, entretando não há solução geral que leve em conta o peso do solo e a influência da sobrecarga.

2.2.1.1 Metodologia de Terzaghi e Peck (1967)

Visando sanar a dificuldade acima descrita com o valor do E_p , Terzaghi e Peck (1967) adotam metodologias considerando casos particulares, às vezes hipotéticos, para após fazer a generalização.

2.2.1.1.1 Solo sem peso e sapata na superfície

Neste caso os autores consideram $c \neq 0$, $h = 0$ e $\gamma = 0$. Na Figura 2.7, a zona I permanece em estado elástico, onde atua como se fosse parte da sapata e penetra no solo como uma cunha deslocando lateralmente a zona II, que por sua vez empurra para cima a zona III, no estado passivo de Rankine. O ângulo α , atinge o valor máximo de $45^\circ + \phi/2$. porém este caso já havia sido resolvido por Prandtl (1921), que encontrou a expressão $\sigma_r = c N_c$ para a capacidade de carga. Onde N_c é um fator de capacidade de carga que depende apenas de ϕ :

$$N_c = \cot g \phi \left[e^{\pi g \phi} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) - 1 \right] \quad (2.3)$$

2.2.1.1.2 Solo não-coesivo e sem peso

Nesta situação admite-se $c = 0$, $h \neq 0$ e $\gamma = 0$. O modelo de ruptura permanece o mesmo e a capacidade de carga é fornecida pela equação de Reissner (1924), onde $\sigma_r = c N_q$, sendo N_q um fator de capacidade de carga que depende apenas de ϕ :

$$N_q = e^{\pi g \phi} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) \quad (2.4)$$

Analisando as Equações 2.3 e 2.4 pode-se constatar que:

$$N_c = (N_q - 1) \cot g \phi \quad (2.5)$$

2.2.1.1.3 Solo não-coesivo e sapata na superfície

Considerando-se $c = 0$, $h = 0$ e $\gamma \neq 0$, como no caso de uma sapata apoiada na superfície de um maciço de areia pura, a capacidade de carga é representada por $\sigma_r = 1/2 \gamma B N_\gamma$, onde o fator de capacidade de carga N_γ é dado por:

$$N_\gamma = \frac{4E_p}{\gamma B^2} \cos(\alpha - \phi) \quad (2.6)$$

2.2.1.1.4 Superposição dos efeitos

Se considerarmos o caso de uma sapata real embutida em um maciço de solo com atrito e coesão, a capacidade de carga consiste em três componentes que representam respectivamente a coesão e o atrito de um material sem peso e sem sobrecarga, o atrito de um material sem peso com sobrecarga e o atrito de um material com peso sem sobrecarga. Com estas situações englobadas, o valor aproximado da capacidade de carga do sistema sapata-solo é dado pela Equação 2.7.

$$\sigma_r = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.7)$$

Onde N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga referentes a coesão, a sobrecarga e ao peso do solo, respectivamente. Todos são adimensionais e depende somente de ϕ , não havendo solução analítica para N_γ . A Figura 2.9 apresenta os gráficos de N_c e N_q obtidos das Equações 2.4 e 2.5, bem como os valores de N_γ de Meyerhof (1955).

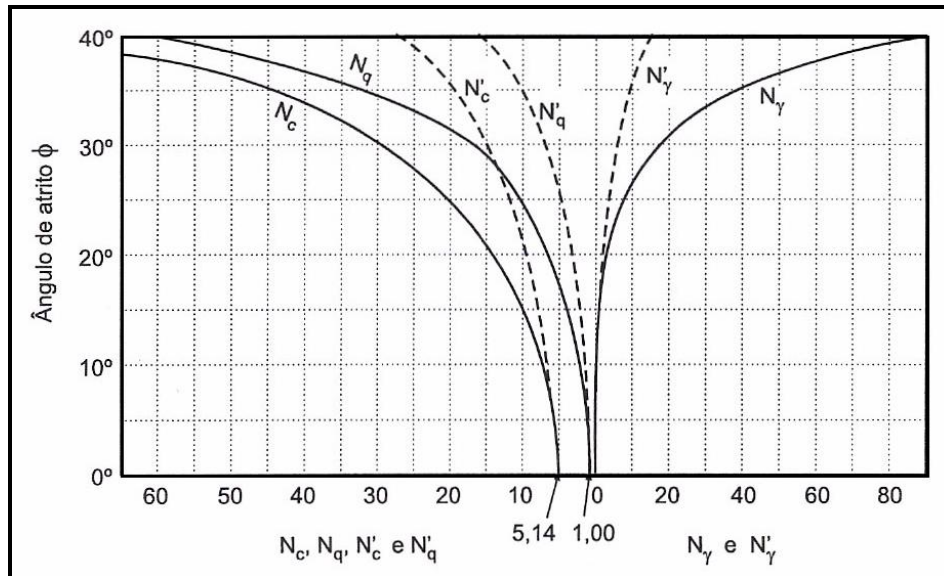


Figura 2.9 – Fatores de capacidade de carga (TERZAGHI E PECK 1967).

2.2.1.1.5 Ruptura local

A ruptura para solos fofos ou moles não ocorre conforme o apresentado na Figura 2.7, uma vez que a sapata penetra no terreno antes de o estado de equilíbrio plástico ser atingido ao longo de toda a superfície de ruptura e a curva tensão x recalque não exibe uma ruptura bem definida.

Por isso, para esse tipo de solo, Terzaghi (1943) propõe utilizar valores reduzidos de c e ϕ , ou seja c' e ϕ' de modo que $c' = 2/3 c$ e $tg\phi' = 2/3 tg\phi$. Assim sendo, os fatores de capacidade de carga também assumem valores de N_c' , N_q' e N_γ' . Os mesmos são encontrados nas linhas tracejadas do gráfico da Figura 2.9.

2.2.1.1.6 Sapatas quadradas ou circulares

Terzaghi e Peck (1967) apresentaram uma equação semi-empírica para sapata circular com diâmetro B embutida em um solo compacto e rijo, onde:

$$\sigma_r = 1,2 c N_c + q N_q + 0,6 \frac{\gamma}{2} B N_\gamma \quad (2.8)$$

Para sapata quadrada de lado B a equação fica:

$$\sigma_r = 1,2 c N_c + q N_q + 0,8 \frac{\gamma}{2} B N_\gamma \quad (2.9)$$

Atualmente as Equações 2.7, 2.8 e 2.9 são agrupadas em uma única equação geral que considera a forma da sapata:

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (2.10)$$

Onde os valores de S_c , S_q e S_γ representam os fatores de forma da sapata. A Tabela 2.1 apresenta os valores dos fatores de forma propostos por Terzaghi:

Tabela 2.1 – Fatores de Forma (TERZAGHI e PECK, 1967).

	Sapata Quadrada	Sapata Circular	Sapata retangular	Sapata corrida
S_c	1,30	1,30	1,10	1,00
S_γ	0,80	0,60	0,90	1,00
S_q	1,00	1,00	1,00	1,00

2.2.1.1.7 Solos particulares

É importante a análise de casos particulares de ângulo de atrito nulo e de coesão nula. Na Figura 2.9, para $\phi = 0$, $N_c = 5,14$ e $N_\gamma = 0$. Em caso de sapata quadrada, $S_c = 1,2$, instaladas à superfície do terreno, $\sigma = 0$, da Equação 2.9 tem-se:

$$\phi = 0 \rightarrow \sigma_r = 1,2 * c * 5,14 \therefore \sigma_r = 6,17 c \quad (2.11)$$

$$c = 0 \rightarrow \sigma_r = 0,80 \frac{\gamma}{2} B N_\gamma \therefore \sigma_r = 0,40 \gamma B N_\gamma \quad (2.12)$$

Assim sendo, para solos puramente coesivos ($\phi = 0$), a capacidade de carga independe da dimensão da sapata, enquanto para solos não-coesivos ($c = 0$) a capacidade de carga é linearmente crescente com B.

Skempton (1951) obteve resultados experimentais que suportam o valor de $N_c = 5,14$ de Prandtl para sapatas corridas e de $N_c = 6,20$ para sapatas circulares, o que indica um fator de correção de forma de 1,2, um pouco inferior ao sugerido por

Terzaghi. Também estudos com o Método dos Elementos Finitos feitos por Lopes (1979) confirmam os valores de 5,14 para sapatas corridas e 6,20 para sapatas circulares.

2.2.2 Proposição de Vesic (1975)

Vesic (1975) sugere que na equação geral de Terzaghi, $\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + 1/2 \gamma B N_\gamma S_\gamma$, seja utilizado o fator de capacidade de carga N_γ de Caquot-Kérisel (1953), e os fatores de forma de De Beer (1967).

Conforme Vesic (1975), os valores numéricos de N_γ obtidos por Caquot-Kérisel podem ser aproximados pela expressão analítica $N_\gamma \cong 2 (N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$. A Tabela 2.2 apresenta os valores obtidos para os fatores N_q , N_c e N_γ em função do ângulo de atrito interno do solo ϕ .

Existem ainda outras duas expressões aproximadas para N_γ , $N_\gamma \cong (N_q - 1) \operatorname{tg}(1,4\phi)$ de autoria de Meyerhof (1963) e $N_\gamma \cong 1,5 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$ de autoria de Hansen (1970).

De acordo com De Beer (1967), apud Vesic (1975), os fatores de forma dependem não somente da geometria da sapata mas também do ângulo de atrito interno do solo (ϕ). Na Tabela 2.3 são encontrados os fatores de forma de De Beer, modificados por Vesic (1975).

2.2.3 Outros métodos de determinação de capacidade de carga

Além dos métodos descritos acima, também aqui podem ser lembrados outros métodos de determinação de capacidade suporte de sapatas, como o Método de Meyerhof (1951, 1963) que apresenta uma descrição para a capacidade de carga de uma fundação corrida. O Método de Skempton (1951) específico para o caso de argilas saturadas na condição não drenada, ou seja, $\phi = \phi_u = 0$. O Método de Hansen (1970) que fez importante contribuição ao cálculo da capacidade de carga das fundações submetidas a um carregamento qualquer utilizando o conceito de área efetiva da fundação e introduzindo os fatores de inclinação da carga, da base da fundação e do terreno e o Método de Davis e Booker (1973) considerando o caso

de argila não drenada cuja resistência cresce linearmente com a profundidade.

Tabela 2.2 – Fatores de capacidade de carga (VESIC, 1975).

$\phi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	N_q/N_c	$\text{tg}\phi$	$\phi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	N_q/N_c	$\text{tg}\phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	22993	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Tabela 2.3 – Fatores de forma (DE BEER, 1967 apud VESIC, 1975).

Sapata	S_c	S_q	S_{γ}
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1+(B/L) (N_q/N_c)$	$1+(B/L)\text{tg}\phi$	$1-0,4(B/L)$
Circular ou quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+\text{tg}\phi$	0,60

2.2.4 Provas de carga – ensaios de placa

Segundo Cintra, et. al., (2003) as provas de carga em sapatas reais de concreto armado praticamente não são realizadas, a não ser em alguns casos de pesquisas, como as objeto deste trabalho. O ensaio de placa é reconhecido pelo meio técnico de Engenharia Civil como a ferramenta mais eficaz e confiável para auxiliar o engenheiro na tomada de decisão sobre a escolha de fundações superficiais para uma obra civil. O ensaio é normalizado pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas através da NBR - 6489/84 “Prova de carga direta sobre terreno de fundação”. As cargas de prova realizadas neste trabalho seguem

em geral estas recomendações; no que se refere à metodologia do ensaio, análise e interpretação dos resultados seguem-se as recomendações descritas na Norma Brasileira.

Os ensaios de provas de carga em placas podem ser classificados de diferentes modos. Quanto a sua localização, podem ser ensaios na superfície, em cavas ou em furos. A placa utilizada pode ser convencional, ou placa parafuso do tipo *screw-plate* desenvolvida por Janbu e Senneset (1973). O carregamento pode ser do tipo deformação controlada (com velocidades diferentes) ou com carga controlada, onde se conserva a carga incremental por períodos de tempo pré-estabelecidos ou até a quase estabilização ou manter a carga cíclica, com utilização de diferentes padrões de ciclagem. A Figura 2.10 ilustra os diferentes tipos de ensaios de placa.

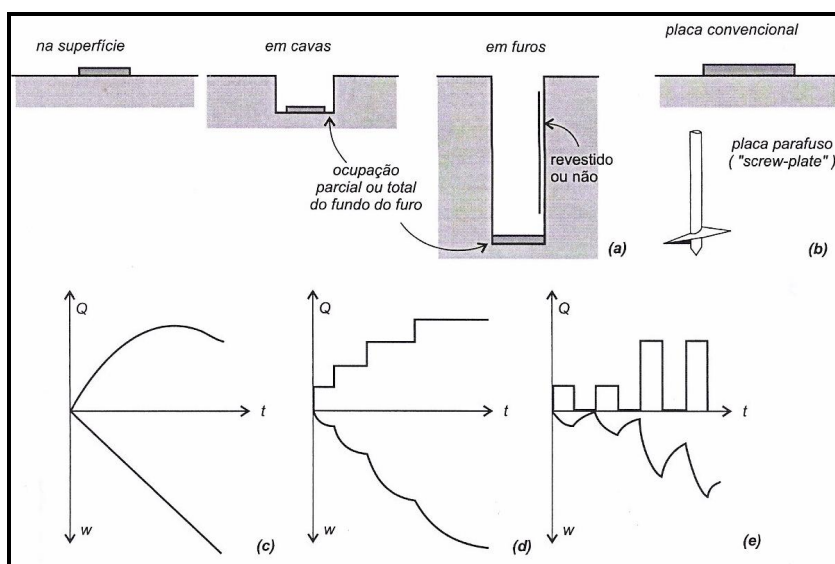


Figura 2.10 – Tipos de ensaios de placa quanto (a) à localização, (b) ao tipo de placa, (c), (d) e (e) ao modo de carregamento.

2.2.4.1 Procedimentos e orientações para prova de carga estática direta sobre terreno de fundação

A prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes ao terreno de fundação e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados são transmitidos ao terreno através de uma placa.

O dispositivo de aplicação de carga é constituído por um macaco hidráulico atuando contra um sistema de reação estável. O conjunto deve ser projetado, montado e utilizado de forma que a carga aplicada atue na direção desejada, sem produzir choques ou vibrações.

O macaco utilizado deve ter capacidade, ao menos, 10% maior que o máximo carregamento do ensaio e curso de êmbolo compatível com os deslocamentos máximos esperados entre a placa e o sistema de reação.

O sistema de reação para a prova de carga em placa deve ser projetado de modo a garantir coeficiente de segurança mínimo de 1,5. Em torno da placa de prova não deverão existir cargas aplicadas ao terreno dentro de uma faixa de largura de pelo menos o diâmetro da placa.

O conjunto macaco hidráulico – bomba – manômetro e/ou a célula de carga deve estar calibrado e ter certificado de calibração atualizado. Os deslocamentos são medidos simultaneamente através de dois ou mais defletômetros mecânicos diametralmente opostos. Os defletômetros devem permitir leituras diretas de 0,01mm e devem ficar apoiados ou fixados em vigas de referência com rigidez compatível com a sensibilidade das medidas e independência de eventuais movimentos do terreno. Para que seja assegurada essa independência, as vigas devem ser simplesmente apoiadas em ambas as extremidades, em peças fixadas ao solo distantes 1,50 vezes o diâmetro da placa, medidos do centro desta última.

Efeitos externos, tais como o vento e a temperatura sobre a viga de referência, devem ser considerados quando os deslocamentos por eles provocados forem significativos.

2.2.4.1.1 Coleta de dados

A aplicação da carga deverá ocorrer em estágios sucessivos, não superiores a 20% da carga admissível provável do solo. Em cada estágio, os deslocamentos devem ser medidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras após os seguintes intervalos de tempo: 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, etc. Só será aplicada uma nova carga quando a diferença entre duas leituras sucessivas, corresponder a um máximo de 5% do deslocamento havido no estágio.

O ensaio deverá ser levado até, pelo menos, observar-se um recalque total de 25mm ou atingir-se o dobro da taxa admitida para o solo.

A carga máxima obtida no ensaio deve ser mantida pelo menos durante 12 (doze) horas, desde que não seja verificada a ruptura do terreno. A retirada da carga deverá ser feita em estágios sucessivos, não superiores a 25% da carga total do ensaio. A sistemática de leituras e critério de estabilização é o mesmo do utilizado no carregamento.

2.2.4.1.2 Análises posteriores

Posteriormente, os dados são re-analisados, inclusive a luz de um melhor entendimento dos dados obtidos na obra. Os resultados da prova de carga devem ser apresentados em relatório contendo, pelo menos, as seguintes informações:

- Descrição geral do ensaio realizado, incluindo identificação do ensaio e sua localização, data e hora do início e fim da prova, planta de locação indicando os pontos de realização dos ensaios de campo para caracterização do solo, representação das características do terreno através do perfil geotécnico do local do ensaio obtido na sondagem mais próxima, planta e corte da montagem da prova de carga;
- Referência aos dispositivos de aplicação de carga e de medição das deformações, inclusive número e localização dos defletômetros e dados de aferição do conjunto macaco – bomba – manômetro e/ou célula de carga;
- Ocorrências excepcionais durante o ensaio, tais como perturbações dos dispositivos de carga e de medição, modificações na superfície do terreno, eventuais alterações nos pontos de fixação das referências de leituras, desaprumos do dispositivo de carga, deformações excessivas dos tirantes;
- Tábuas das leituras tempo – recalque e carga – recalque de todos os estágios;
- Curva carga – deslocamento onde figurem as observações feitas no início e no fim de cada estágio.

A Figura 2.11 apresenta em corte o esquema de uma prova de carga em placa.

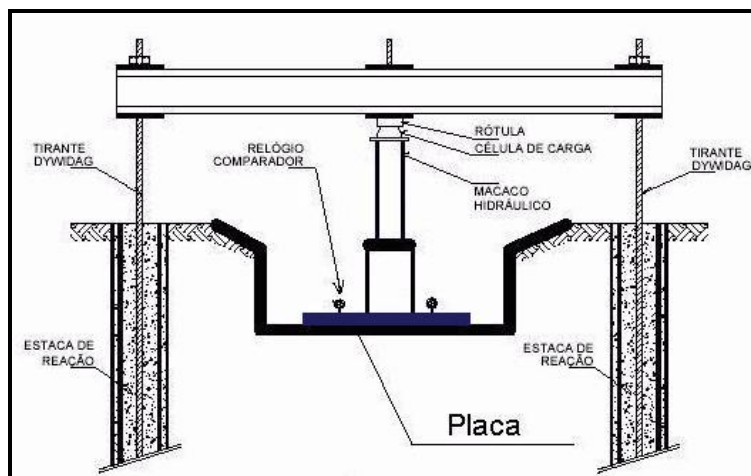


Figura 2.11 – Corte esquemático de ensaio de placa.

2.2.4.1.3 Considerações sobre as condições de carregamento

A prova de carga fornece informações que permitem avaliar o comportamento da carga versus recalque fornecendo subsídios para a determinação da capacidade de carga. Fellenius (1975) dividiu os métodos de carregamento em grupos, sendo SM ou SML, QM ou QML, CRP e CLT ou SCT.

SM ou SML - *Slow Maintained Load Test* – trata-se de ensaio lento com carga constante. O carregamento é feito em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior do que a carga de trabalho. Cada estágio é mantido até se atingir a estabilização dos deslocamentos, de acordo com certo critério de estabilização. Trata-se deste, o tipo de carregamento utilizado neste trabalho.

QM ou QML - *Quick Maintained Load Test* - ensaio rápido de carga constante, onde são aplicados incrementos iguais de carga, até determinado nível de carregamento, maior do que a carga de trabalho. Cada estágio de carregamento é mantido por um intervalo de tempo fixo pré-determinado, independentemente da estabilização dos deslocamentos.

CRP - *Constant Rate of Penetration* - ensaio a velocidade de recalque constante. A carga é ajustada para manter constante a velocidade de recalque. O ensaio persiste até atingir certo nível de deslocamento.

CLT ou SCT - *Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test* – é um ensaio cíclico de carga, também conhecido como ensaio cíclico sueco. O carregamento é aplicado até 1/3 da carga de trabalho e descarregado para a metade desta carga, repetindo-

se o ciclo por 20 vezes. Depois a carga superior do ciclo é aumentada 50% e repete-se o processo até atingir a ruptura.

Fellenius (1975) fez comparações entre as formas de carregamento mencionadas acima e, de acordo com o fator tempo de duração dos ensaios obteve o gráfico apresentado na Figura 2.12, onde se observa que os ensaios que dependem mais tempo são o de Carga Incremental Mantida Lenta (SM) e o de Carga Cíclica (CLT). Na Figura 2.13 são apresentadas às curvas carga-deslocamento oriundas de provas de carga típicas de cada carregamento.

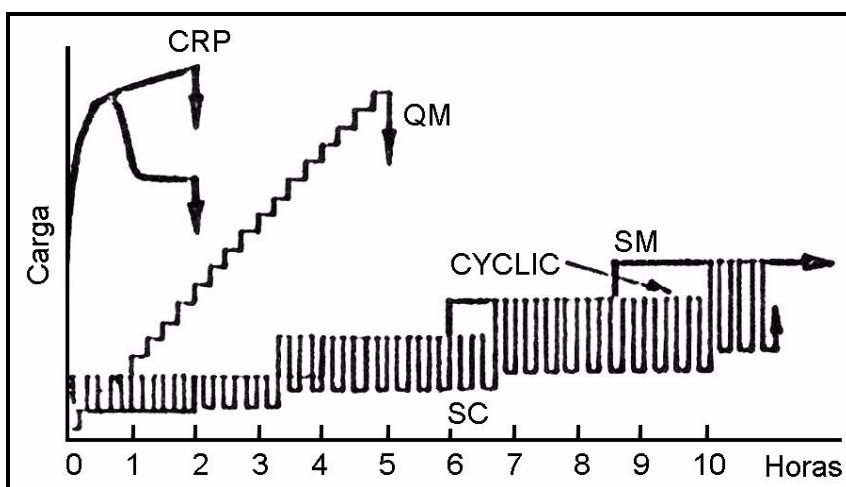


Figura 2.12 - Comparação dos tempos de execução das provas de carga (FELLENIOUS, 1975).

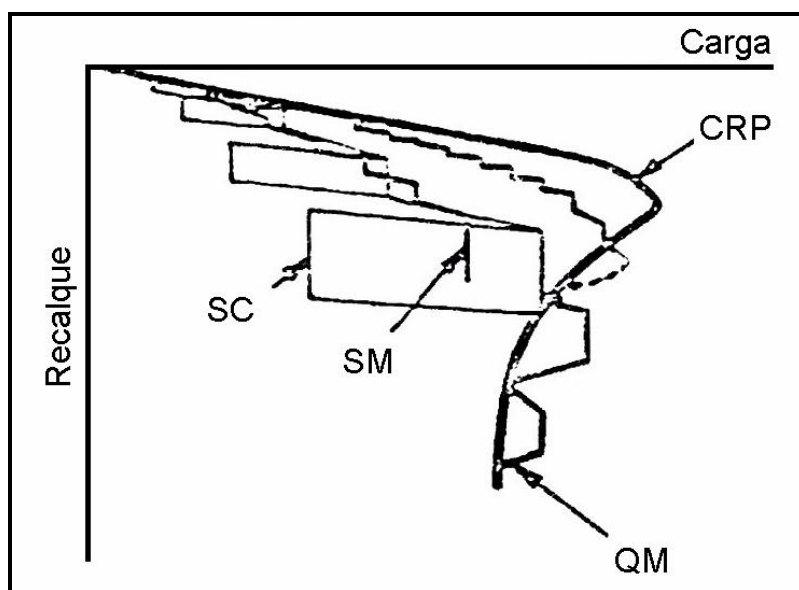


Figura 2.13 - Curvas carga-recalque típicas dos carregamentos apresentados por Fellenius (1975).

2.2.4.1.4 Considerações sobre os critérios de ruptura

Definir a carga de ruptura em fundações superficiais poderia ser idealizado como uma condição na qual para cada incremento de carga aplicado, os recalques gerados aumentam de forma indefinida. Numa representação gráfica onde as cargas Q representam o eixo das abcissas e os deslocamentos r o eixo das coordenadas, a carga de ruptura seria a carga Q que correspondesse a $\Delta Q / \Delta r = 0$ (SALES, 1998).

Um dos objetivos deste trabalho é atingir esta situação através de provas de carga, caso em que ocorreria a ruptura do solo.

Porém em diversos casos relatados na literatura, não é possível atingir a carga de ruptura do solo, ou esta não fica perfeitamente definida através da simples observação da curva carga-recalque.

Diante dessa situação torna-se necessário a utilização de métodos para a obtenção da carga de ruptura. Entretanto, como diferentes critérios resultam em valores distintos, torna-se necessário um estudo comparativo entre alguns métodos a fim de obter uma faixa de variação de valores experimentais.

2.2.4.1.5 Obtenção da carga de ruptura através da extrapolação da curva carga-recalque

Ao se aplicar cargas crescentes em uma fundação, esta sofrerá recalques também crescentes. A curva carga x recalque pode apresentar várias configurações como as mostradas na Figura 2.14. A curva (a) mostra que ao atingir o valor de Q_r o recalque se torna incessante, diz-se assim que houve a ruptura da fundação e a carga Q_r é denominada carga de ruptura. No caso da curva (b), não há a definição clara da ruptura, assim a mesma deve ser definida por um procedimento convencional. A extrapolação da curva carga-recalque em muitas vezes pode ser a solução do problema.

Segundo Fellenius (1980) a carga de ruptura deve estar baseada em alguma regra matemática e deve reproduzir um valor tal que seja independente das relações de escala e da opinião individual do intérprete.

Desse modo a escolha do critério de definição da carga de ruptura torna-se fator fundamental na análise dos resultados. Os métodos baseados em extrapolação se utilizam de equações matemáticas que são ajustadas ao trecho disponível da

curva carga-recalque.

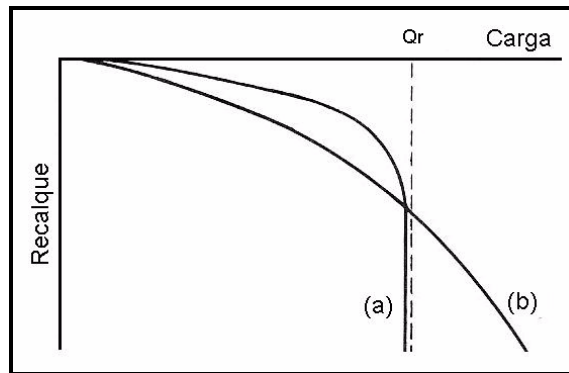


Figura 2.14 – Curvas carga x recalque.

Método de Van der Veen (1953)

Van der Veen (1953) utiliza critérios que buscam uma assíntota vertical da curva carga-recalque. Sua proposição tem sido a mais difundida no meio técnico.

Segundo Van der Veen, a curva carga-recalque pode ser expressa pela Equação 2.13.

$$\sigma = \sigma_r (1 - e^{-\alpha * r}) \quad (2.13)$$

Em que, σ e r são as coordenadas dos diversos pontos da curva carga-recalque do trecho I, onde essa curva é conhecida. σ_r é a pressão de ruptura, valor que se deseja calcular, e α é um coeficiente que depende da forma da curva.

Assim, tem-se uma equação para duas incógnitas (σ_r e α), onde a solução é obtida por tentativas. Para tanto, a Equação 2.13 pode ser reescrita em

$$1 - \frac{\sigma}{\sigma_r} = e^{-\alpha * r} \quad (2.14)$$

e

$$\alpha * r = -\ln \left[1 - \frac{\sigma}{\sigma_r} \right] \quad (2.15)$$

Ou seja, o valor de σ_r que satisfaz a equação de Van der Veen, representa uma reta num gráfico semi-logarítmico. O coeficiente angular desta reta fornece o valor de α . O processo consiste em arbitrar vários valores de σ_r e verificar qual desses valores conduz a uma reta, num gráfico com abcissas $-\ln[1 - \sigma/\sigma_r]$ e ordenadas r . A Figura 2.15 apresenta a equação proposta por Van der Veen e na Figura 2.16 é apresentado a solução gráfica para a Equação 2.15.

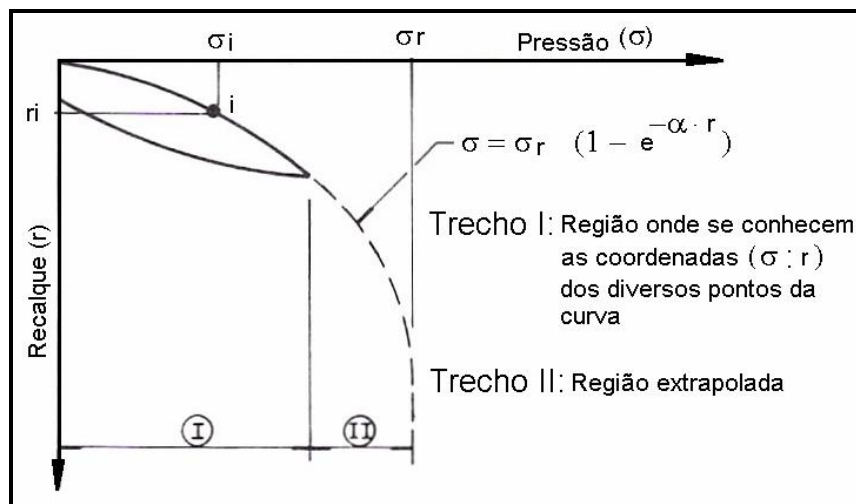


Figura 2.15 – Equação proposta por Van der Veen.

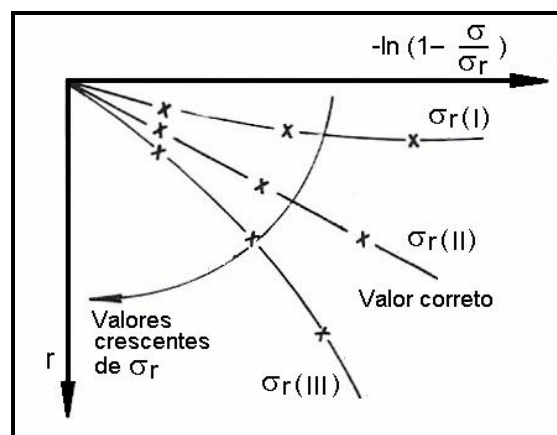


Figura 2.16 – Solução gráfica para a equação de Van der Veen.

Método de Chin (1970)

O método de Chin (1970), admite que o trecho final da curva carga-recalque seja representado por uma hipérbole de expressão:

$$P = \frac{r}{a + b * r} \quad (2.16)$$

A carga de ruptura corresponde ao limite dessa expressão, quando $r \rightarrow \infty$, ou seja:

$$PR = \frac{1}{b} \quad (2.17)$$

Os valores de a e b , correspondem a intersecção e ao coeficiente angular da reta obtida em um gráfico com ordenadas r/P e abcissas r , conforme exposto na Figura 2.17.

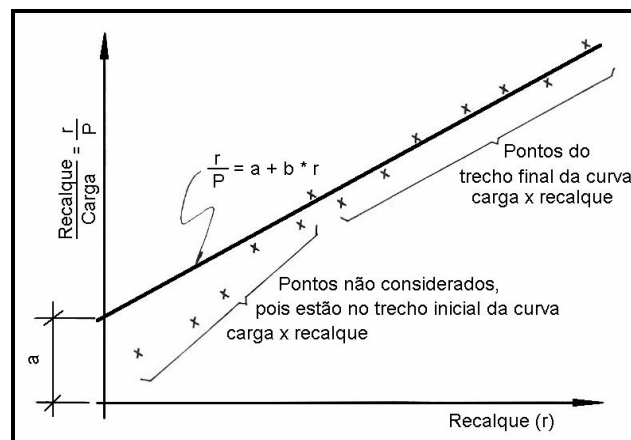


Figura 2.17 – Carga de ruptura segundo Chin.

Método de Mazurkiewicz (1972)

O método de Mazurkiewicz (1972) extrapola a curva carga-recalque admitindo a mesma como parabólica. Para obter a carga de ruptura provável da estaca o método constrói uma curva extrapolada por meios geométricos. O procedimento mostrado na Figura 2.18 consiste em traçar paralelas ao eixo das cargas, com espaçamentos constante Δr , que correspondem a recalques iguais, até a curva e daí perpendiculares até os pontos 1, 2, 3, etc. Por esses pontos traçam-se retas inclinadas a 45° obtendo-se os pontos 1', 2', 3' etc que unidos por uma reta fornecem a carga de ruptura Q_r no ponto de intersecção com o eixo das abcissas.

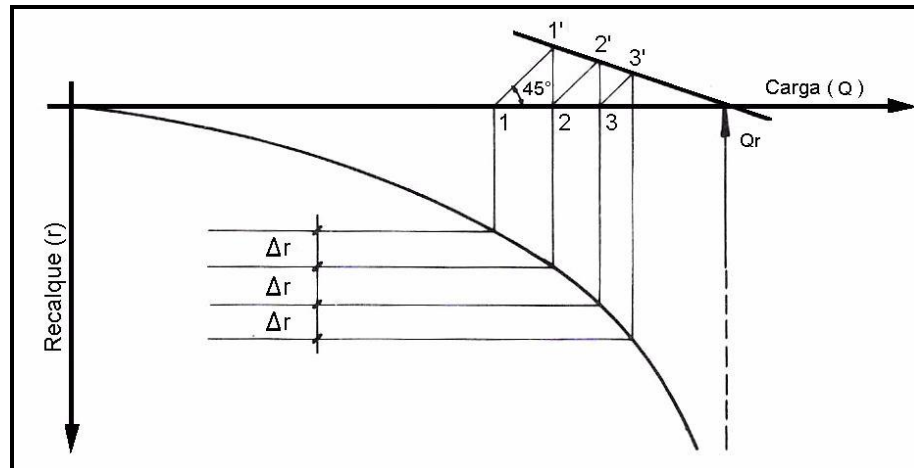


Figura 2.18 – Carga de ruptura segundo Mazurkiewicz.

Método de Massad (1986)

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

O método relaciona uma série de recalques igualmente espaçados com valores de cargas associados e plotados num gráfico de Q_{n+1} como uma função de Q_n , que deve corresponder a uma reta. O cruzamento desta reta com uma linha a 45° determina a carga de ruptura conforme mostrado na Figura 2.19. Segundo o autor, uma maior precisão de cálculo pode ser obtida através de uma regressão linear pelo método dos mínimos quadrados conforme a Equação 2.18.

$$Q_{n+1} = a + b \cdot Q_n \quad (2.18)$$

Onde os valores de a e b são obtidos da regressão linear pelos pontos $(Q_n; Q_{n+1})$ e a carga de ruptura é dada pela Equação 2.19.

$$Q_r = [a / (1 - b)] \quad (2.19)$$

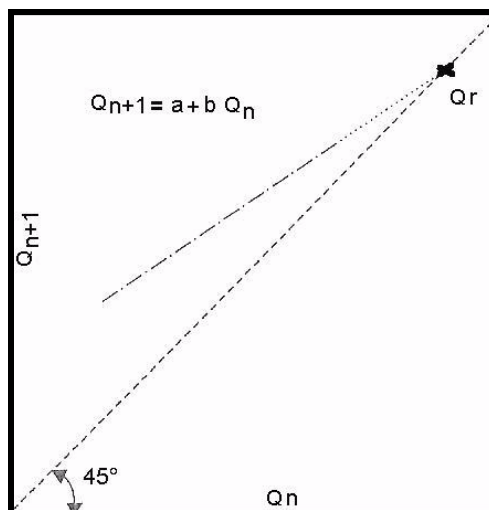


Figura 2.19 – Carga de ruptura segundo Massad.

Segundo Massad (1986) a vantagem do método sobre o de Mazurkiewicz (1972) é a melhor precisão, uma vez que elimina uma operação (Q_n ; Q_{n+1}). Sobre o método de Van der Veen (1953), que requer tempo para escolher o valor correto para a carga de ruptura, o método de Massad é obtido de forma direta, além de permitir a verificação contínua do ensaio prevendo uma carga máxima quando se traça o gráfico simultaneamente durante a realização do ensaio.

Método de Interseção de tangentes (1956)

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

O método, apresentado na Figura 2.20, é bastante sensível à inclinação do trecho linear final da curva carga-recalque. A carga de ruptura determinada na curva B da Figura 2.20 resulta menor do que a determinada na curva A, embora a curva B tenha atingido valores claramente superiores de carga. Segundo Novas (2002) o efeito observado torna-se mais pronunciado quanto menor o valor da declividade final da curva A ou quando a curva B apresentar declividades próximas entre os segmentos elástico e plástico.

Sales (1998) afirma ter utilizado este método para previsão da carga de ruptura em diversos ensaios de provas de carga sobre placa por verificar que o mesmo apresentou valores menos dispersos para a carga de ruptura quando comparado com outros métodos.

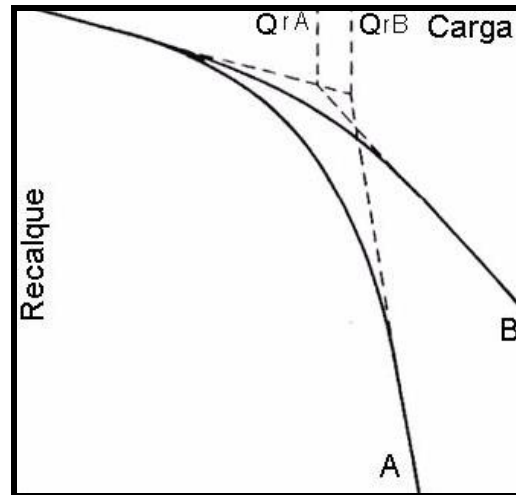


Figura 2.20 - Aplicação do método de interseção de tangentes (HIRANY E KULHAWY, 1989).

Método NBR 6122/96

A norma brasileira NBR 6122/96 define a carga de ruptura conforme a Figura 2.21.

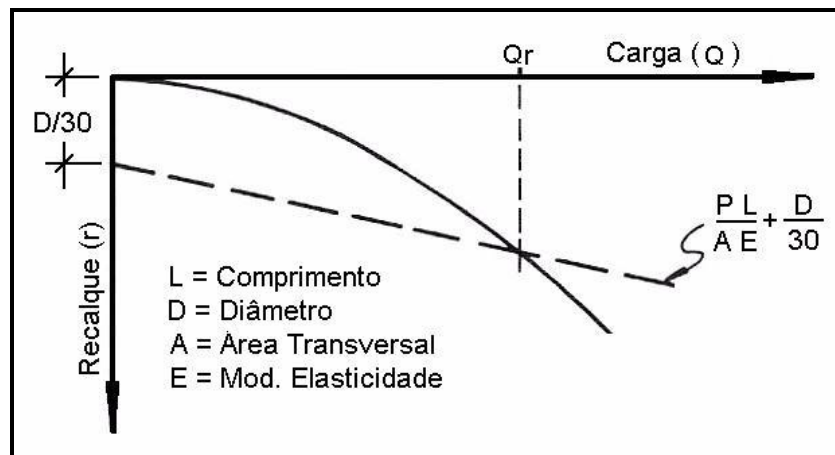


Figura 2.21 – Carga de ruptura convencional (NBR 6122/96).

Método de Davisson (1972)

Este método é análogo ao da norma NBR 6122/96, apenas com mudanças na equação da reta, conforme exposto na Figura 2.22.

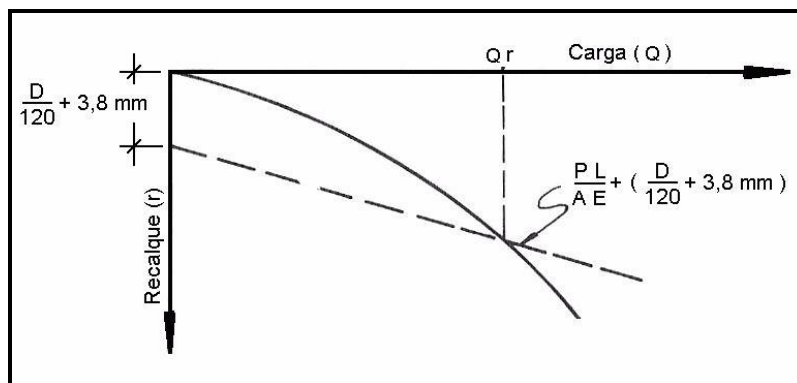


Figura 2.22 – Carga de ruptura segundo Davisson.

2.3 Recalques

Quando se aplicam cargas em uma fundação direta, esta inevitavelmente, sofre recalques, estes da ordem de poucas dezenas de milímetros, mas que podem chegar a centenas e em alguns casos até milhares de milímetros. Visto desta forma, o conceito de apoio fixo para os pilares, feito no cálculo estrutural, é mera ficção.

O recalque de uma sapata é definido como o deslocamento vertical para baixo da base da sapata em relação ao indeformável. Deslocamento este, que resulta da deformação do solo, sendo por diminuição do volume ou mudança de forma.

Os recalques podem ser classificados em: recalque total ou absoluto (ρ) da sapata e recalque diferencial ou relativo (δ) entre duas sapatas vizinhas, além da distorção angular ou recalque diferencial específico (δ/ℓ) onde ℓ é a distância entre as sapatas. Em decorrência dos recalques, a edificação pode sofrer movimentos verticais (translação) acompanhados ou não de inclinação (rotação).

Na hipótese de se tratar de subsolo homogêneo com todas as sapatas de uma mesma dimensão os recalques seriam uniformes, porém a variabilidade do solo em termos de compressibilidade gera recalques desiguais, além disso na maioria das obras as cargas dos pilares são diferentes, gerando elementos de fundação com

diferentes dimensões.

Recalques absolutos de mesma ordem de grandeza em todas as fundações, geralmente podem ser tolerados, já os recalques diferenciais são preocupantes. Os recalques diferenciais são maiores quando os recalques absolutos são maiores. Por isso, a magnitude do recalque absoluto pode ser aceita como uma medida indireta para o recalque diferencial.

O recalque absoluto (ρ) que dá origem ao recalque diferencial e aos movimentos da obra, pode ser decomposto em duas partes:

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (2.20)$$

Em que ρ_c é o recalque de adensamento e ρ_i , o recalque imediato.

O recalque imediato é proveniente das deformações a volumes constantes, sem redução dos índice de vazios, processa-se em um período muito curto, quase que simultaneamente à aplicação do carregamento, em condições não drenadas em argilas e em condições drenadas em areias. Alguns autores o designam por recalques de distorção, uma vez que corresponde a uma distorção do elemento de fundação sem diminuição de volume e índice de vazios.

A Figura 2.23 apresenta os recalques de uma fundação superficial submetida a uma carga vertical centrada.

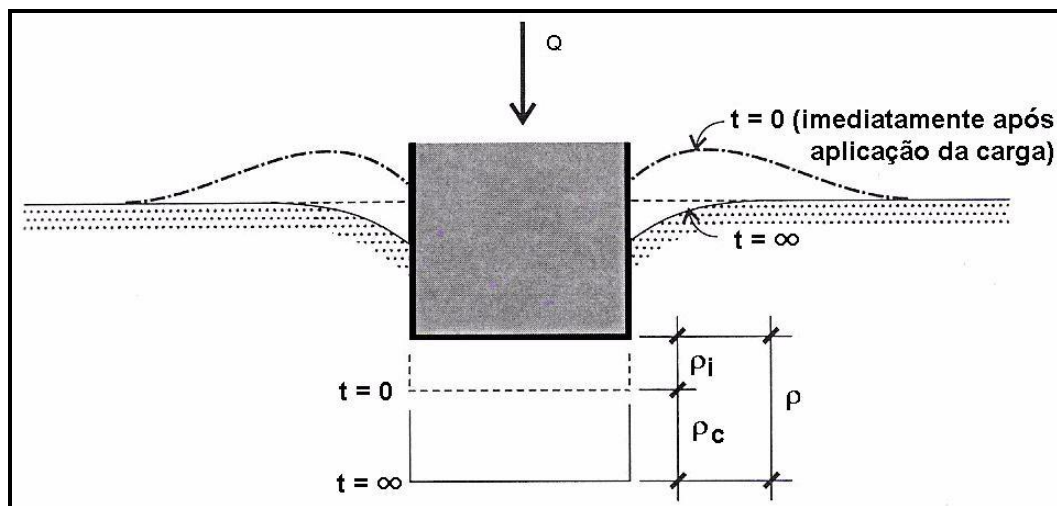


Figura 2.23 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada.

2.3.1 Recalques imediatos em argilas

2.3.1.1 Teoria da elasticidade

Considere uma sapata de largura B apoiada numa camada argilosa semi-infinita, homogênea, com módulo de deformabilidade E_s constante com a profundidade, caso típico de argilas sobreadensadas. Caso σ seja a tensão média na superfície de contato da base da sapata com o topo de argila, o recalque imediato será:

$$\rho_i = \sigma B \left[\frac{1-\nu^2}{E_s} \right] I_p \quad (2.21)$$

Em que:

ν = coeficiente de Poisson do solo;

I_p = fator de influência, que depende da forma e rigidez da sapata.

Considerando um corpo de prova cilíndrico, de material elástico, submetido a um estado de compressão triaxial, o coeficiente de Poisson é definido pela relação entre a deformação radial (ε_r) de expansão e a deformação vertical (ε_z) de compressão:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_z} \quad (2.22)$$

Conforme Cintra et. al., (2003), pela elasticidade linear pode-se demonstrar que, se não houver variação de volume, mas apenas distorção do corpo de prova, em que a expansão radial compensa exatamente a redução em sua altura, caso de material incompressível, tem-se $\nu = 1/2$. Em outro extremo, se as deformações radiais forem nulas, apenas redução na altura do corpo de prova, tem-se $\nu = 0$. Portanto, no primeiro caso há mudança de forma, sem diminuição do índice de vazios, enquanto no segundo há redução do índice de vazios, e conseqüente no volume, sem mudança de forma, como ocorre no ensaio de adensamento em que o anel impede a expansão lateral do corpo de prova.

2.3.1.2 Camada finita

Há casos em que a camada argilosa deformável é de espessura finita, sobreposta a um material que pode ser considerado rígido ou indeformável, rocha por exemplo.

Considerando uma sapata retangular do lado B, ou uma circular de diâmetro B, apoiadas a uma profundidade h da superfície do terreno em que a camada de solo compressível tem espessura H, contada a partir da base da sapata. Para este caso, Janbu et al. (1956), apud Simons e Menzies (1981) considera as deformações a volume constante, ou seja, $\nu = 0,5$, representativo de argilas saturadas em condições não-drenadas. Assim, o recalque médio de sapatas flexíveis é dado pelas Equações 2.23 e 2.24.

$$\rho_i = \frac{\sigma B}{E_s} I_u \quad (2.23)$$

ou

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (2.24)$$

Onde I_u é um fator de influencia dado pelo produto de μ_0 por μ_1 .

Os valores de μ_0 e μ_1 são fornecidos na Figura 2.24 em curvas adequadas da relação L/B e em função, respectivamente, de h/B e H/B.

2.3.1.3 Subcamadas argilosas

Quando o sistema é composto de várias camadas com módulos de deformabilidades diferentes, Simons e Menzies (1981) utilizam um artifício de substituir as diferentes camadas por uma hipotética apoiada em uma base rígida.

A profundidade dessa camada hipotética é sucessivamente aumentada para incorporar cada subcamada seguinte com os valores correspondentes de E_s , calculando-se então os recalques. Subtraíndo-se o efeito da camada hipotética, situada acima da subcamada real, obtém-se o valor do recalque de cada

subcamada. Somando-se os valores individuais, encontra-se o recalque total.

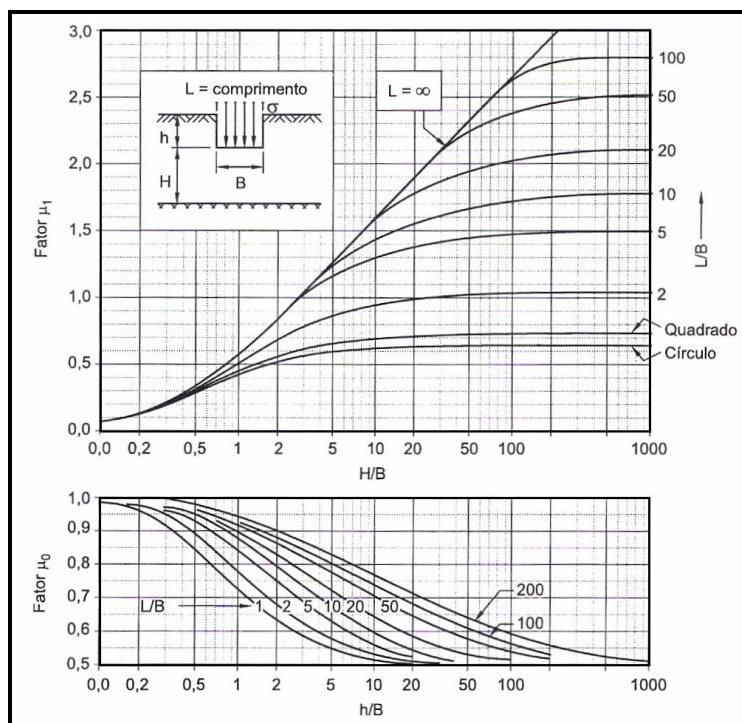


Figura 2.24 – Fatores de μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada argilosa finita (JANBU et al., 1956 apud SIMONS E MENZIES, 1981).

2.3.1.4 Pesquisa do indeformável

Considerando que no sistema a base rígida esteja mais profunda e que exista outras subcamadas compressíveis com módulo de deformabilidade sempre crescente com a profundidade. Neste caso, não há a necessidade de calcular a contribuição de todas as subcamadas, pois estas serão cada vez mais insignificantes. Pode-se considerar como última subcamada aquela que apresentar um recalque inferior a 10 % do recalque total.

2.3.2 Métodos de previsão de recalques

Os métodos de previsão de recalques podem ser separados em três grupos, métodos racionais, métodos semi-empíricos e métodos empíricos.

Nos métodos racionais, os parâmetros de deformabilidade são obtidos em laboratório ou em ensaios de campo, como ensaios pressiométricos e provas de

carga. Esses métodos são combinados a modelos de previsão de recalques teoricamente exatos.

Os métodos semi-empíricos buscam os parâmetros de deformabilidade através de correlações com ensaios de campo de penetração estática (CPT) ou dinâmica (SPT) e são combinados com modelos de previsão de recalques teoricamente exatos ou com adaptações destes.

Métodos empíricos são aqueles que fazem o uso de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes tipos de solos. Mesmo que as tabelas não forneçam recalques, as tensões ali fornecidas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

2.3.2.1 Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório além de fornecerem parâmetros de resistência, fornecem dados sobre a deformabilidade dos solos para o cálculo de recalques. Porém os resultados estão sujeitos a perturbações inerentes às amostras, estocagem e posterior ensaio em laboratório. Uma maneira de minimizar esses problemas é utilizar o artifício do comportamento normalizado. Esse procedimento chamado de método Shansep (LADD E FOOTT, 1974) consiste em readensar a amostra acima das tensões de campo e estabelecer uma relação entre o comportamento do solo, resistência e módulo de elasticidade, e a tensão de adensamento, de maneira que os resultados possam ser extrapolados para as tensões de campo.

É importante observar que há uma mudança de rigidez do solo quando é ultrapassado o estado de tensões a que o solo já esteve submetido historicamente. Diz-se que o solo possui memória e que guarda sua história de tensões. O estado de tensões no qual ocorre a mudança de comportamento é chamado de pré-adensamento, usualmente se faz uma simplificação, tornando-se, para representá-lo, a tensão vertical, que é chamada de tensão de pré-adensamento. O estado de tensões de pré-adensamento é considerado um divisor entre o comportamento elástico e o comportamento plástico do solo. O solo apresenta um comportamento elástico quando é carregado até o estado de pré-adensamento e um comportamento plástico quando solicitado a partir daí. Portanto, é importante avaliar se o estado de tensões após o carregamento da fundação ultrapassa ou não o de pré-

adensamento, para que os parâmetros de deformação sejam tirados dos trechos corretos das curvas de laboratório.

2.3.2.1.1 Ensaio de compressão triaxial convencional

Os parâmetros de deformabilidade podem ser obtidos de ensaios de compressão triaxial. Os ditos convencional são aqueles em que se mantém a tensão confinante (σ_3) constante. Neste tipo de ensaio são obtidos o Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson.

2.3.2.1.2 Ensaio de compressão triaxial especial tipo K constante

Neste tipo de ensaio a tensão confinante varia com a aplicação da tensão vertical, mantendo com esta uma relação constante $K = \sigma_3 / \sigma_1 = \text{constante}$. O módulo obtido diretamente da curva tensão-deformação não é mais o Módulo de Young, mas outro denominado M que pode ser relacionado com o Módulo de Young.

2.3.2.1.3 Ensaio oedométrico

O ensaio de adensamento em oedômetro é o mais utilizado na previsão de recalques em argilas. Sua interpretação pode ser feita tanto em termos de Módulo Oedométrico (Figura 2.25b) quanto em termos de índice de compressão (Figura 2.25c).

$$E'_{oed} = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{1}{m_v} = \frac{1+e_o}{\Delta e} \Delta\sigma_v \quad (2.23)$$

$$Cc = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,i}}} \quad (2.24)$$

Este ensaio, naturalmente, só pode ser drenado. Dispõe da relação elástica:

$$E'_{oed} = \frac{E'(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')} \quad (2.25)$$

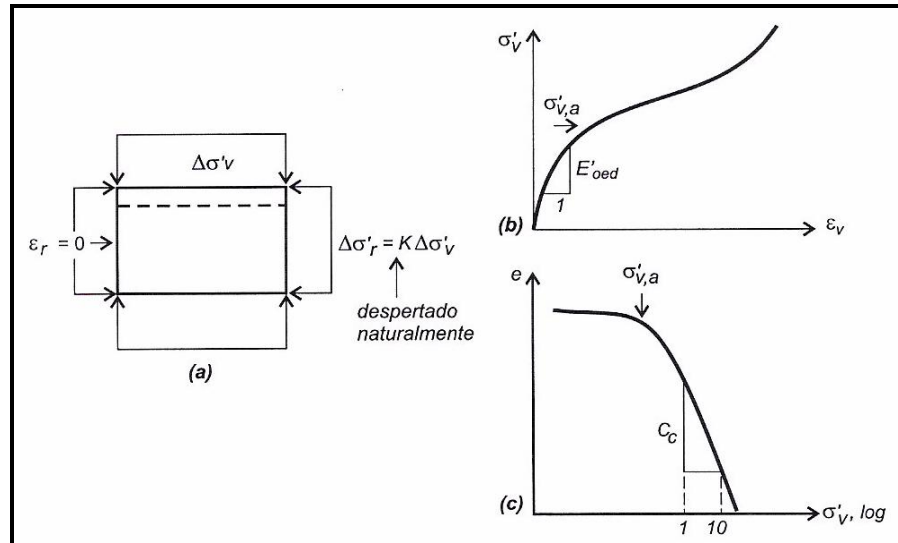


Figura 2.25 – Ensaio oedométrico.

2.3.2.2 Métodos racionais

O cálculo de recalques através dos métodos racionais conduz a duas possibilidades, na primeira os cálculos são diretos e o recalque é fornecido diretamente pela solução empregada, na segunda, os cálculos são indiretos, e o recalque é fornecido por cálculos à parte de deformações específicas, posteriormente integradas.

2.3.2.2.1 Cálculo direto de recalques

O cálculo direto de recalques pode ser feito através da teoria da elasticidade ou dos métodos numéricos, como, método das diferenças finitas, método dos elementos finitos e método dos elementos de contorno. Porém, na prática de fundações, os métodos numéricos são raramente empregados numa análise apenas de deformações, visando à obtenção de recalques.

Existem soluções através da teoria da elasticidade que permitem o cálculo de recalques para um número de casos, como o de uma sapata sob carga centrada através da Equação 2.26.

$$\rho = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad (2.26)$$

Onde:

q = pressão média aplicada;

B = menor dimensão da sapata;

ν = Coeficiente de Poisson;

E = Módulo de Young;

I_s = fator de forma da sapata e de sua rigidez, no caso flexível, depende da posição, centro, borda etc;

I_d = fator de profundidade/embutimento;

I_h = fator de espessura de camada compressível.

Os fatores de forma I_s , de profundidade I_d e de espessura I_h são mostrados nas Tabelas 2.4 e 2.5.

Tabela 2.4 – Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura infinita ($I_h = 1,0$), Perloff (1975).

Forma	Sapata Flexível			Rígida
	Centro	Borda	Média	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
Retangular				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Tabela 2.5 – Valores de $I_s \cdot I_h$ para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita, Harr (1966).

h/a	Circular	Retângular						
		m = 1	m = 2	m = 3	m = 5	m = 7	m = 10	m = ∞
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1,0	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2,0	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3,0	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,964	0,982	1,018
5,0	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7,0	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

2.3.2.2.2 Cálculo indireto de recalques

O cálculo de recalques por meio “indireto”, ou “por camadas” segue os procedimentos descritos a seguir e ilustrados na Figura 2.26.

- o terreno deve ser dividido em subcamadas em função das propriedades dos materiais, onde mudanças de material iniciam novas camadas e em função da proximidade da carga ou da variação no estado de tensão, as subcamadas devem ser menos espessas onde são maiores as variações no estado de tensão;

- calcular no ponto médio de cada subcamada e na vertical do ponto onde se deseja conhecer o recalque as tensões iniciais (σ_0) e o acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$) pela teoria da elasticidade;

- combinar, no ponto médio de cada subcamada, as tensões iniciais, o acréscimo de tensão e as propriedades de deformação da subcamada, obtendo-se a deformação média da subcamada ε_z . O produto da deformação pela espessura da camada Δh , fornece a parcela de recalque da subcamada, ou seja:

$$\Delta\rho = \varepsilon_z \Delta h \quad (2.27)$$

- o recalque total será obtido com a soma das parcelas de recalques das subcamadas.

$$\rho = \sum \Delta\rho \quad (2.28)$$

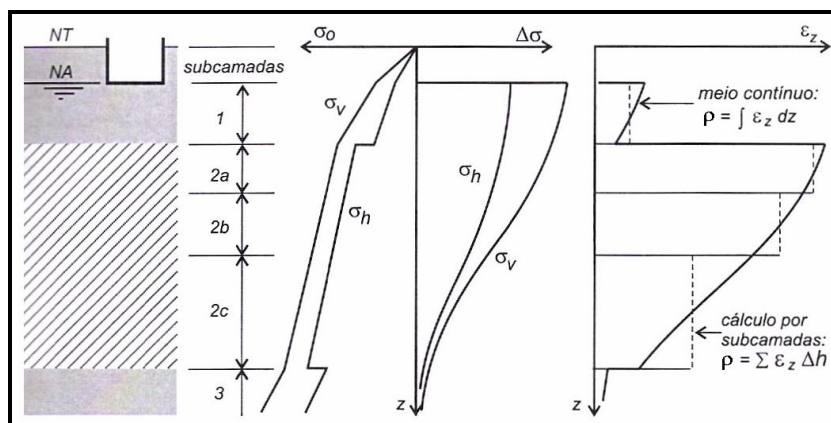


Figura 2.26 – Esquema de cálculo indireto de recalques (VELLOSO e LOPES, 2004).

Acréscimo de tensões

Para o cálculo das tensões devidas a um carregamento na superfície ou mesmo no interior do terreno, há disponíveis várias soluções da teoria da elasticidade. Para o cálculo de tensões sob o centro, a sapata pode ser dividida por quatro (Figura 2.27a), e o resultado assim obtido multiplicando por quatro. Para o cálculo das tensões em outras verticais, fora do retângulo carregado, usa-se o princípio da superposição.

O cálculo de tensões fora da área carregada é importante em fundações próximas, quando uma sapata impõe tensões a fundação vizinha através da superposição do bulbo de pressões, como mostrado na Figura 2.27b. O cálculo das tensões em um ponto devido a um conjunto de áreas carregadas pode ser feito com o auxílio de ábacos de influência, como o de Newmark (ver BOWLES, 1988) e o de Sallas (1948, 1951).

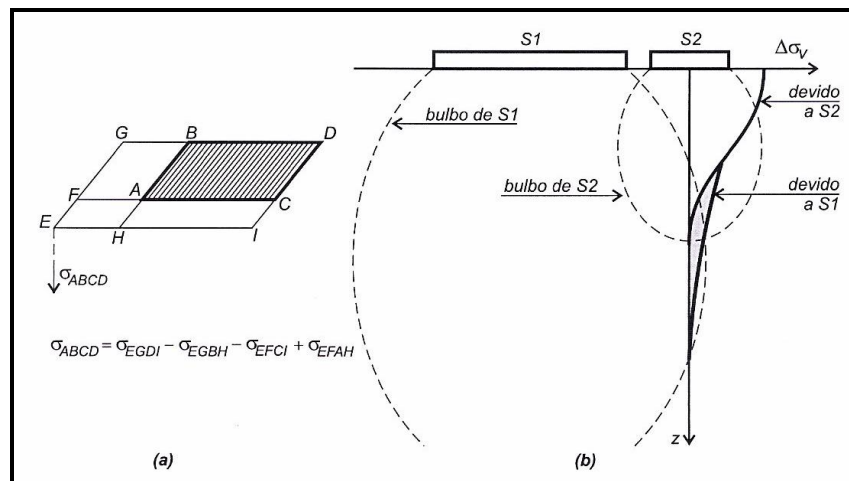


Figura 2.27 – (a) artifício para cálculo das tensões devido a um retângulo carregado e (b) interação de tensões entre fundações próximas (VELLOSO e LOPES, 2004).

Considerações sobre o cálculo de deformações

As deformações das subcamadas, podem ser partes de um estado unidimensional (1-D), ou tridimensional (3-D) de deformação, dependendo da importância das deformações horizontais em relação as verticais. O estado de deformação unidimensional considera as deformações horizontais nulas. Essa condição é reproduzida em laboratório através do ensaio oedométrico.

Nos casos de deformação tridimensional, as deformações horizontais são importantes. Este estado é reproduzido em laboratório através do ensaio triaxial. A Figura 2.28 representa esses dois casos.

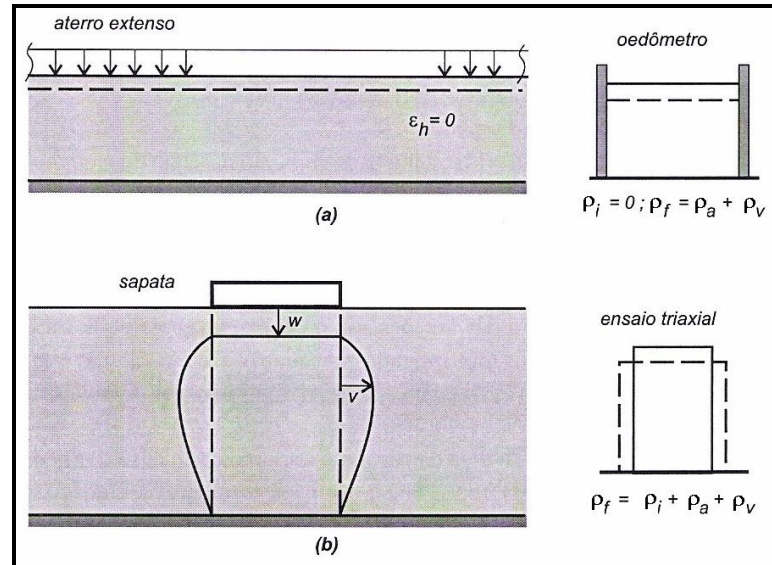


Figura 2.28 – Relação entre condições no campo e em laboratório para deformação (a) unidimensional e (b) tridimensional (VELLOSO e LOPES, 2004).

Cálculo das deformações para caso unidimensional

Para este caso a interpretação baseia-se no ensaio oedométrico, que reproduz as condições de campo, e se faz uso da fórmula que considera a variação no índice de vazios.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta_e}{1 + e_o} \quad (2.29)$$

Onde:

Δ_e = variação no índice de vazios;

e_o = índice de vazios inicial.

Dependendo do resultado da comparação da tensão de pré-adensamento com a tensão geostática calculada no nível da amostra, podem resultar três situações distintas.

- argilas normalmente adensadas (Figura 2.29a) onde $\sigma'_{v,o} = \sigma'_{v,a}$, neste caso:

$$\varepsilon_v = \frac{Cc}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,o}} \quad (2.30)$$

- argilas subadensadas (Figura 2.29b), quando $\sigma'_{v,o} > \sigma'_{v,a}$, em que:

$$\varepsilon_v = \frac{Cc}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,a}} \quad (2.31)$$

- argilas sobreadensadas (Figura 2.30a), quando $\sigma'_{v,o} < \sigma'_{v,a}$. Neste caso a equação vai depender se a tensão final ultrapassa ou não a tensão de pré-adensamento.

Se $\sigma'_{v,f} < \sigma'_{v,a}$ (Figura 2.30b):

$$\varepsilon_v = \frac{Cr}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,o}} \quad (2.32)$$

Se $\sigma'_{v,f} > \sigma'_{v,a}$ (Figura 2.30c):

$$\varepsilon_v = \frac{Cr}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_{v,a}}{\sigma'_{v,o}} + \frac{Cc}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,a}} \quad (2.33)$$

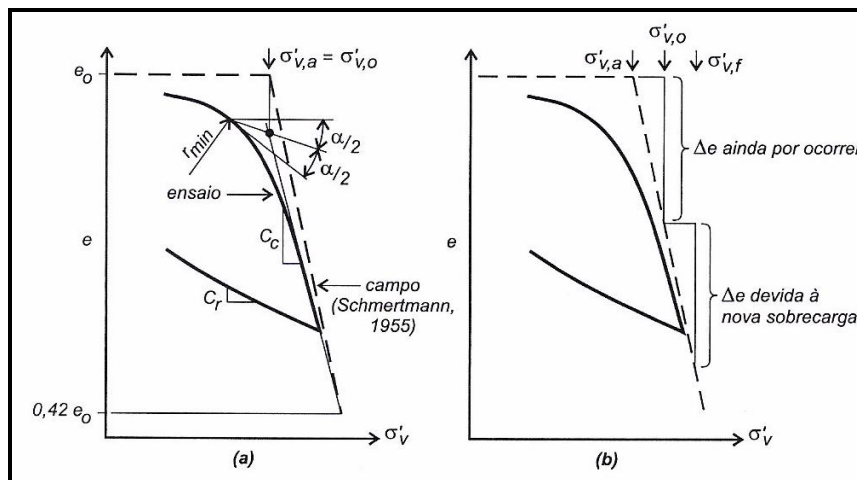


Figura 2.29 – Ensaio oedométrico em argila (a) normalmente adensada e (b) subadensada (VELLOSO e LOPES, 2004).

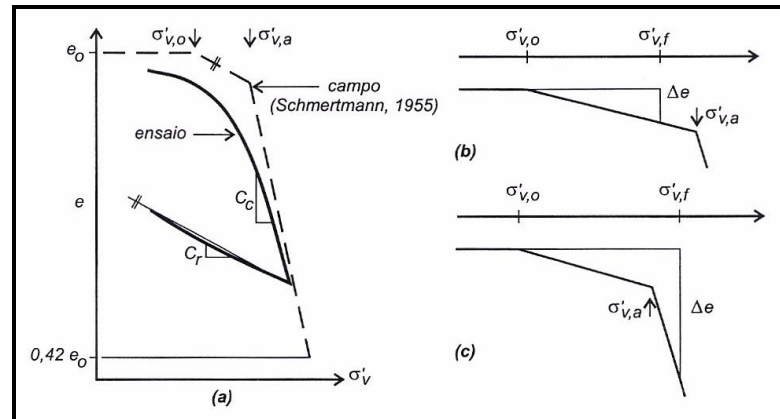


Figura 2.30 – Ensaio oedométrico em argila sobreadensada (VELLOSO e LOPES, 2004).

Cálculo das deformações para caso tridimensional

Para o cálculo de deformações dispõe-se da equação clássica da teoria da elasticidade:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \quad (2.34)$$

Onde E e ν são obtidos dos ensaios triaxiais convencionais, ou preferivelmente, por retroanálise de ensaios triaxiais especiais como os do tipo caminho de tensões controlado (DAVIS E POULOS, 1963, 1968).

2.3.2.3 Métodos semi-empíricos

Métodos semi-empíricos associam correlações para a definição das propriedades dos solos, isto permite a estimativa de propriedades de deformação por meio de ensaios que não visam obter o comportamento carga-recalque dos solos. Aqui cita-se os ensaios de penetração estática ou de cone (CPT) e dinâmica (SPT).

As correlações podem ser estabelecidas entre resultados de ensaios de penetração e propriedades de deformação obtidas em ensaios, tipo carga-recalque, executados em amostras retiradas próximo ao local do ensaio de penetração ou com propriedades de deformação obtidas por retroanálise de medições de recalques de fundações.

Os métodos semi-empíricos inicialmente foram desenvolvidos para prever recalques em areias, devido a dificuldade de ensaiar esses materiais em laboratório, mais tarde foram utilizados também em argilas parcialmente saturadas e depois em argilas em geral.

2.3.2.3.1 Métodos baseados em SPT

Ao se aplicar métodos semi-empíricos baseados em SPT, pode ocorrer casos em que N varia com a profundidade. Para isso pode-se aplicar a média ponderada até a profundidade atingida pelo bulbo de pressões, usando-se como fator de ponderação o acréscimo de tensões provocado pela fundação. A Figura 2.31 apresenta alguns procedimentos para a obtenção de N representativo.

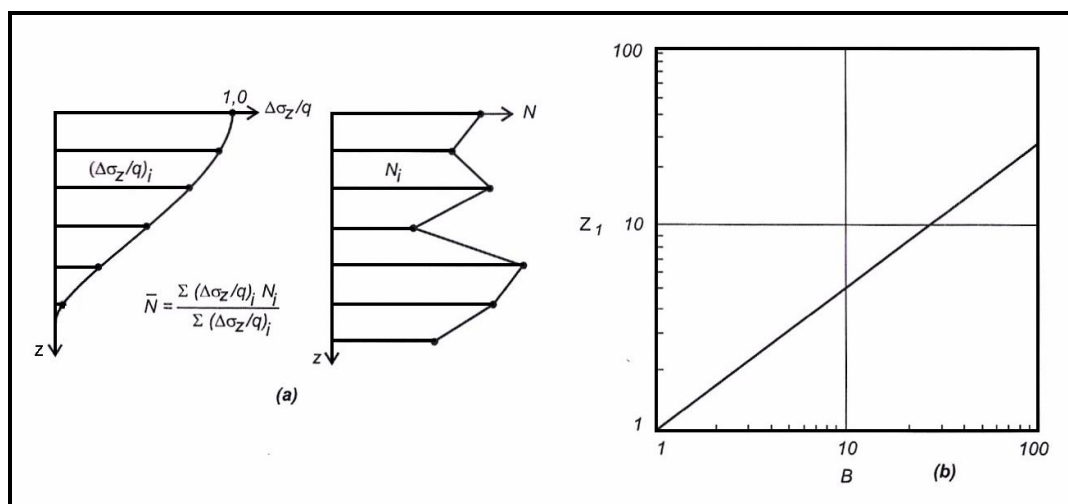


Figura 2.31 – Procedimentos para a obtenção de N representativo, (a) por média ponderada (LOPES et al., 1994) e (b) pela média na profundidade de influência (BURLAND E BURBIDGE, 1985).

Dentre os métodos baseados em SPT podem ser citados o Método de Terzaghi e Peck (1948, 1967) que utiliza uma equação que obtém a tensão que provoca um recalque de uma polegada. O Método de Meyerhof (1965) que relaciona a tensão aplicada e o recalque de sapatas em areias. O Método de Alpan (1964) que baseia-se na previsão do recalque de uma placa quadrada de 1 pé (30cm) no nível da fundação, usando valores de N corrigidos para a tensão geostática no nível do ensaio, e na extrapolação do recalque (ρ_b) para a estrutura real (ρ_B) e o Método de Sandroni (1991) que será descrito a seguir.

Método de Sandroni (1991)

Sandroni (1991) compilou resultados de provas de carga em solos residuais de gnaiss, visando à obtenção do módulo de Young desses solos, e obteve os pontos mostrados na Figura 2.32. Esses módulos foram obtidos através de retroanálise dos resultados das provas de carga com a equação da Teoria da Elasticidade (Equação 2.26), o que sugere o uso dessa equação em futuras previsões de recalques de fundações. As pressões aplicadas não ultrapassaram 200 KPa, consideradas aquém dos níveis de plastificação.

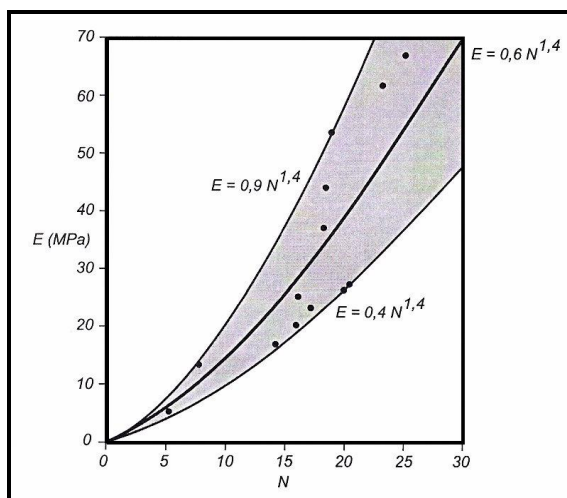


Figura 2.32 – Relação entre N e o Módulo de Young de solos residuais (SANDRONI, 1991).

2.3.2.3.2 Métodos baseados em ensaios de cone (CPT)

Dos métodos baseados em ensaios de cone (CPT) cita-se o Método de Buisman (1940) e o Método de Costet e Sanglerat (1969) que propuseram equações para o cálculo indireto de recalques. O Método de Barata (1984) que sugere o uso da Teoria da Elasticidade para o cálculo de recalques e o Método de Schmertmann (1970) que criou um índice de deformação específica utilizado para o cálculo de recalques.

2.3.2.3.3 Ensaios de placa

As interpretações de uma prova de carga sobre placa dependem dos

objetivos do ensaio, sendo os mais comuns obter os parâmetros de deformação (E), os parâmetros de resistência (S_u ou ϕ'), o coeficiente de reação vertical (K_v) ou prever o recalque de uma fundação por extrapolação direta.

Parâmetros de deformação

Geralmente procede-se uma retroanálise por fórmulas da Teoria da Elasticidade. Quando se dispõe de um ensaio de apenas um diâmetro, é comum adotar a hipótese de meio homogêneo, utilizando-se:

$$\rho = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_s = qB \frac{1}{E^*} I_s \quad (2.35)$$

Onde E^* é um módulo que incorpora o efeito do Coeficiente de Poisson.

Parâmetros de resistência

Normalmente se recorre a retroanálise por fórmulas de capacidade de carga. Como no caso de placa na superfície e solo com comportamento não drenado, em que:

$$\sigma_{ult} = S_u N_c \quad (2.36)$$

Sendo $N_c = 6,2$.

Coeficiente de reação

O coeficiente de reação vertical K_v , pode ser obtido considerando-se a relação carga-recalque linear através de:

$$K_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (2.37)$$

Outro modo de obter K_v é através da faixa de pressões previstas, ou após

ciclos de cargas. A Figura 2.33 apresenta os modos de obtenção de K_v citados.

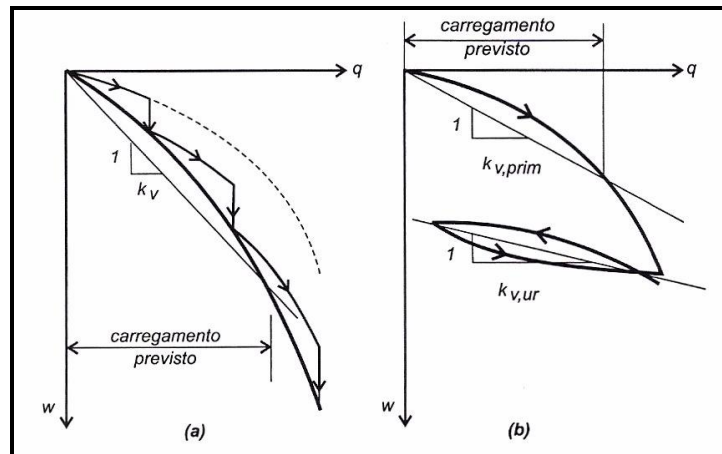


Figura 2.33 – Ensaio de placa para obtenção do K_v , (a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e (b) pelo trecho de descarregamento recarregamento comparado com aquele obtido no trecho de carregamento primário (VELLOSO e LOPES, 2004).

Antes da utilização nos métodos de cálculo, K_v , precisa ser corrigido para a forma e as dimensões da fundação real, pois K_v não é uma propriedade apenas do solo, mas também da forma (I_s) e da dimensão B da fundação.

$$K_v = \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{1}{I_s} \frac{1}{B} \quad (2.38)$$

Extrapolação direta do recalque

Pode-se obter uma extrapolação direta do recalque da placa para a sapata em meio homogêneo por:

$$\rho B = \rho b \frac{B}{b} \frac{I_{s,b}}{I_{s,B}} \quad (2.39)$$

Em meio em que E cresce linearmente com z , pode-se utilizar uma equação empírica como a de Terzagui e Peck (1948):

$$\rho B = \rho b \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2 \quad (2.40)$$

2.3.3 Considerações sobre o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson

Segundo Cintra et. al. (2003) é possível estimar o módulo de deformabilidade (E_s) por meio de uma prova de carga sobre placa. Ajustando-se por uma reta o trecho inicial da curva tensão-recalque, obtém-se o “coeficiente de reação do solo” (K_s), também chamado de coeficiente de recalque que pode ser aplicado à fórmula da Teoria da Elasticidade mostrada na Equação 2.42. O coeficiente de Poisson pode ser adotado em 0,35, este como sendo um valor “médio” para qualquer solo (CINTRA et. al, 2003).

$$K_s = \frac{\sigma}{\rho} \text{ (MPa / m)} \quad (2.41)$$

$$\rho_i = \sigma B \left[\frac{1-\nu^2}{E_s} \right] I_\rho \quad (2.42)$$

Não dispondo de ensaios de laboratório nem de prova de carga sobre placa para determinação do módulo de deformabilidade do solo (E_s), podem ser utilizadas correlações com a resistência de ponta do cone (q_c) ou com o índice de resistência à penetração (N) da sondagem SPT, como, por exemplo, as apresentadas por Teixeira e Godoy (1996).

$$E_s = \alpha q_c \quad (2.43)$$

$$q_c = K N \quad (2.44)$$

$$E_s = \alpha K N \quad (2.45)$$

Os valores de α e K são coeficientes empíricos encontrados nas Tabelas 2.6 e 2.7.

Tabela 2.6 – Coeficiente α (TEIXEIRA E GODOY, 1996).

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 2.7 – Coeficiente K (TEIXEIRA E GODOY, 1996).

Solo	K(Mpa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Teixeira e Godoy (1996) também apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo (ν) mostrados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Coeficiente de Poisson (TEIXEIRA E GODOY, 1996).

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,20
Areia compacta	0,40
Silte	0,30-0,50
Argila saturada	0,40-0,50
Argila não saturada	0,10-0,30

2.4 Tensões admissíveis

Tensão admissível em fundações por sapatas, é a tensão aplicada ao solo que provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes, e que oferece também segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação.

Segundo a NBR 6122/94 – projeto e execução de fundações, a tensão admissível pode ser estimada por métodos teóricos, semi-empíricos, empíricos ou por provas de carga sobre placa.

2.4.1 Métodos teóricos

A tensão admissível a ser aplicada ao solo pelas sapatas deve oferecer segurança contra a ruptura bem como contra recalques excessivos. Os métodos

teóricos consistem na aplicação de alguma fórmula para determinação da capacidade de carga σ_r , a qual se aplica um coeficiente de segurança F. Apesar das formulações teóricas serem muito usadas, esta metodologia apresenta dificuldades de ordem prática na avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos envolvidos, como por exemplo nos casos de sapatas apoiadas em areias ou solos residuais submersos.

2.4.1.1 Ruptura

Para uma análise de ruptura por algum método teórico, é necessário inicialmente proceder o cálculo de capacidade de carga (σ_r) por alguma fórmula teórica, como por exemplo Terzaghi utilizando-se dos fatores sugeridos por Vesic. Assim sendo, com o valor de σ_r , pode-se obter a tensão admissível (σ_a) mediante a introdução de um fator de segurança global não inferior a 3 conforme a NBR 6122/96.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{3} \quad (2.46)$$

2.4.1.2 Recalques

A análise através dos recalques pode ser elaborada através de duas óticas distintas. A primeira considerando as deformações que a estrutura pode sofrer com segurança a danos e a segunda utilizando o conceito de recalque-limite para o surgimento de danos na estrutura. Sendo assim um coeficiente de segurança é exigido sobre a tensão que provoca estes recalques. Para a primeira hipótese será usado a denominação de recalque admissível (ρ_a) e para a segunda o conceito de recalque máximo (ρ_{max}).

2.4.1.2.1 Recalque admissível

Segundo a NBR 6122/96 obtém-se a tensão admissível através da análise da ruptura e verifica-se os recalques. Caso esta tensão conduzir a recalques inferiores

aos admissíveis, esta será confirmada como tensão admissível, do contrário a tensão deverá ser reduzida até a obtenção de recalques compatíveis a fim de atender a afirmação:

$$\sigma_a \rightarrow \rho a \quad (2.47)$$

2.4.1.2.2 Recalque máximo

A aplicação do conceito de recalque máximo inicia-se estabelecendo um valor de recalque máximo (ρ_{\max}) das sapatas isoladas, atendendo a critérios que observam o tipo de edificação e sua destinação. Após calcula-se a tensão que provoca esse recalque máximo ($\sigma_{\rho_{\max}}$), e aplica-se um fator de segurança global não inferior a 1,5.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_{\rho_{\max}}}{1,5} \quad (2.48)$$

2.4.2 Métodos semi-empíricos

Conforme descrito na NBR 6122/96 métodos semi-empíricos são aqueles em que as propriedades dos materiais, estimadas com base em correlações, são usadas em teorias adaptadas da Mecânica dos Solos. São exemplos o método de Aoki e Velloso (1975) e o método de Décourt e Quaresma (1978) utilizados para fundações em estacas, mas que podem ser utilizados para a determinação da tensão admissível em fundações diretas.

A estimativa de parâmetros de resistência e compressibilidade é feita com base na resistência à penetração medida em sondagem, N(SPT) ou na resistência de ponta do ensaio de penetração estática de cone (q_c).

2.4.2.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

A descrição do método apresenta a resistência de base em termos da tensão expressa por:

$$\sigma_r = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.49)$$

ou,

$$\sigma_r = \frac{KN}{F_1} \quad (2.50)$$

Onde:

q_c e N = respectivamente a resistência de ponta do ensaio de cone e o índice de resistência à penetração do SPT na cota da base da fundação;

F_1 = coeficiente de transformação adimensional;

K = coeficiente que depende do tipo de solo.

Ao obter o valor de σ_r , aplica-se um fator de segurança de 3, pois tratar-se de caso típico onde se considera exclusivamente a resistência da base (NBR 6122/96).

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{3} \quad (2.51)$$

De acordo com Aoki e Velloso (1992), apud Cintra e Aoki (2003), o coeficiente F_1 pode ser considerado igual a 3. Os valores de K são encontrados na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Coeficiente K (AOKI E VELLOSO, 1975).

Tipo de solo	K (Mpa)
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia silto-argilosa	0,70
Areia argilosa	0,60
Areia argilo-siltosa	0,50
Silte	0,40
Silte arenoso	0,55
Silte areno-argiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argilo-arenoso	0,25
Argila	0,20
Argila arenosa	0,35
Argila areno-siltosa	0,30
Argila siltosa	0,22
Argila silto-arenosa	0,33

2.4.2.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Este método considera a resistência de base em termos da tensão como:

$$\sigma_r = \alpha C N_p \quad (2.52)$$

Onde:

α = um coeficiente de redução;

C = o fator característico do solo;

N_p = é o valor médio do índice de resistência à penetração na base do elemento estrutural de fundação, obtido a partir de três valores: o correspondente a cota da base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

De acordo com os autores, obtido o valor de σ_r , aplica-se um fator de segurança de 4, por tratar-se de resistência de base, ou seja:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{4} \quad (2.53)$$

Os valores dos coeficientes α e C são apresentados nas Tabelas 2.10 e 2.11 respectivamente.

Tabela 2.10 – Coeficiente α (DÉCOURT, 1996).

Tipo de solo	α
Argilas	0,85
Solos intermediários	0,60
Areias	0,50

Tabela 2.11 – Fator característico do solo C (DÉCOURT E QUARESMA, 1978).

Tipo de solo	C (Kpa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

* Alteração de rocha (solos residuais).

2.4.3 Métodos empíricos

Os métodos empíricos compreendem aqueles nos quais se obtém a tensão admissível com base em descrições do terreno utilizando-se de classificação e

determinação da compacidade ou consistência por meio de investigação de campo ou de laboratório (NBR 6122/96).

Terzaghi e Peck (1948) apresentaram gráficos para obter a tensão admissível em função da largura da sapata e do número de golpes N do SPT, utilizaram de expressão para extrapolar os recalque, impondo que a maior sapata da obra tenha um recalque admissível de 25mm.

Outros autores transformaram esses gráficos em uma equação e fizeram proposições de aperfeiçoamento, como por exemplo Meyerhof (1965). Entretanto o método original assim como os adaptados, têm recebido muitas críticas na literatura, tais como a de D'Appolonia et al. (1970) e Perloff e Baron (1976).

2.4.3.1 Tabelas de tensões básicas

Na NBR 6122/96 é apresentado uma tabela (tabela 4) contendo tensões básicas, advertindo que tais valores servem de orientações iniciais, que seu uso deve ser restrito a cargas não superiores a 1000 KN por pilar. Soluções melhores, técnica e economicamente, devem sempre ter prioridade, uma vez que se utilize de critérios específicos para cada situação. A Tabela 2.12 reproduz os valores descritos na tabela 4 da NBR 6122/96.

Tabela 2.12 – Tensões básicas (NBR 6122/96).

Classe	Descrição	σ_a (Mpa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição.	3,00
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas.	1,50
3	Rochas alteradas ou em decomposição.	(*)
4	Solos granulares concrecionados, conglomerados.	1,00
5	Solos pedregulhos compactos e muito compactos.	0,60
6	Solos pedregulhos fofos.	0,30
7	Areias muito compactas (N>40)	0,50
8	Areias compactas (19≤N≤40).	0,40
9	Areias medianamente compactas (9≤N≤18).	0,20
10	Argilas duras (N>19).	0,30
11	Argilas rijas (11≤N≤19).	0,20
12	Argilas médias (6≤N≤10).	0,10
13	Siltes duros (muito compactos).	0,30
14	Siltes rijos (compactos).	0,20
15	Siltes médios (medianamente compactos).	0,10

(*) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição e alteração.

Os valores da Tabela 2.12, devem ser modificados em função das dimensões

e da profundidade do elemento estrutural de fundação, conforme prescrições da NBR 6122/96.

2.4.3.2 Correlações empíricas

A tensão admissível de fundações diretas pode ser estimada através de correlações empíricas com a resistência de ponta (q_c) do CPT ou com o índice de resistência a penetração (N) do SPT.

2.4.3.2.1 Correlação com SPT

No meio técnico brasileiro é muito conhecida a fórmula para tensão admissível em fundações diretas por sapatas, em função do índice de resistência à penetração do SPT.

$$\sigma_a = \frac{N}{50} + q \text{ (MPa) com } 5 \leq N \leq 20 \quad (2.54)$$

Em que N é o valor médio no bulbo de tensões (duas vezes a largura da sapata).

Teixeira (1996) demonstrou esta relação para a situação particular de sapatas retangulares apoiadas na superfície de terrenos puramente argilosos. A capacidade de carga pelo método de Skempton (1951) é dada pela expressão $\sigma_r = c N_c$, com $N_c = 6$. Considerando $c = 0,01 N$ (Mpa) e um fator de segurança de 3, tem-se:

$$\sigma_a = \frac{0,01N * 6}{3} = 0,02N = \frac{N}{50} \text{ (MPa)} \quad (2.55)$$

Em se tratando de areias, Teixeira (1996) desenvolve uma correlação a partir da equação de capacidade de carga de Terzaghi. Considerando sapatas quadradas de lado B em metros, apoiadas a 1,50m de profundidade em areia com peso específico de 18 KN/m^3 , ângulo de atrito interno dado por $\theta = \sqrt{20N} + 15^\circ$ e um fator de segurança de 3, o autor obtém a seguinte expressão para a tensão admissível:

$$\sigma_a = 0,05 + (1 + 0,4B) \frac{N}{100} \text{ (MPa)} \quad (2.56)$$

Mello (1975) relata o uso, na prática profissional, de uma correlação sem destinação de solo:

$$\sigma_a = 0,1(\sqrt{N} - 1) \text{ (MPa)} \quad (2.57)$$

Considerando-se $4 \leq N \leq 16$.

2.4.3.2.2 Correlação com CPT

A tensão admissível na base de sapatas pode ser obtida pela correlações empíricas apresentadas por Teixeira e Godoy (1996), onde:

$$\sigma_a = \frac{q_c}{10} \leq 4,0 \text{ MPa} \quad (2.58)$$

e

$$\sigma_a = \frac{q_c}{15} \leq 4,0 \text{ MPa} \quad (2.59)$$

Sendo a primeira equação utilizada em argilas e a segunda em areias, onde q_c é o valor médio no bulbo de tensões, com $q_c \geq 1,50 \text{ MPa}$.

2.4.4 Prova de carga sobre placa

A prova de carga sobre placa nasceu antes das conceituações da Mecânica dos Solos, aplicada empiricamente na tentativa de obtenção de informações sobre o comportamento da tensão-deformação de um determinado solo de fundação.

2.4.4.1 Argilas

Quando a curva carga-recalque obtida da prova de carga evidencia a ruptura, caso mais comum em argilas sobreadensadas, a tensão admissível (σ_a) é obtida com a aplicação de um fator de segurança 2 ao valor da carga de ruptura (σ_r):

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{2} \quad (2.60)$$

Também deve ser satisfeito o critério de recalque, seja com a aplicação de um fator de segurança de 1,5 à carga que provoca o recalque máximo, ou com a determinação da carga correspondente ao recalque admissível.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_{\rho \max}}{1,5} \quad (2.61)$$

ou

$$\rho_a \rightarrow \sigma_a \quad (2.62)$$

2.4.4.2 Areias

A casos em que a curva carga-recalque não evidencia a ruptura, devido a tensão aumentar de forma quase linear com os recalques. Casos típicos de areias, onde as formas de relacionar recalque nas sapatas (ρ_s) com recalque em placas (ρ_p) não são satisfatórias.

Critério de Boston

Segundo Teixeira e Godoy (1996) o critério do código de obras da cidade de Boston, EUA, desenvolvido para placa quadrada de 0,30m de lado, tem sido utilizado no Brasil desde 1955 sem nenhuma adaptação para a placa de 0,80m de diâmetro.

O critério considera dois valores de recalques, sendo 10mm e 25mm, com as correspondentes tensões, σ_{10} e σ_{25} , na curva carga-recalque. A tensão admissível

é dada pelo menor dos dois valores σ_{10} e $\frac{1}{2}\sigma_{25}$, ou seja:

$$\sigma_a \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{10} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \end{array} \right\} \quad (2.63)$$

O critério estabelece, para a placa, um recalque admissível (ρ_a) de 10mm e um critério de ruptura convencional em que a carga de ruptura σ_r está associada a um recalque arbitrário de 25mm, sendo, o denominador 2, o coeficiente de segurança.

Critério de Terzaghi-Peck

Conforme Terzaghi e Peck (1967) a tensão admissível a ser utilizada no projeto pode ser admitida igual a tensão que causará um recalque admissível de 25mm na maior sapata da obra, mesmo sendo esta locada na parte mais fofa do depósito arenoso.

Neste caso são admitidas as expressões de extrapolação, para um recalque de 25mm na maior sapata, de largura B em metros, o correspondente recalque ρ_p , em mm, na placa de 0,30m, onde:

$$\rho_p = 25 \left(\frac{B_s + 0,30}{2B_s} \right)^2 \quad (2.64)$$

Pela equação de Sowers (1962) para a placa circular de 0,80m, o recalque ρ_p em mm, correspondente ao recalque admissível de 25mm na maior sapata será obtido por:

$$\rho_p = 25 \left(\frac{0,70 (B_s + 0,30)}{B_s} \right)^2 \quad (2.65)$$

Critério de Terzaghi

Terzaghi (1943) considera como critério de ruptura convencional o ponto a partir do qual a curva se torna retilínea. Neste caso, a abscissa σ'_r desse ponto indica a capacidade de carga do sistema placa-solo, ruptura local. A tensão admissível é obtida com a aplicação de um coeficiente de segurança mínimo de 2.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma'_r}{2} \quad (2.66)$$

3 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste trabalho foram realizados quatro ensaios de prova de carga estática em sapata de concreto armado. Para a realização dos ensaios foi necessária a montagem de um sistema de reação para cada ensaio, o qual foi composto por uma viga de reação (VR) ancorada em estacas de reação (ER). Para os ensaios utilizou-se uma sapata pré-moldada de concreto armado (S), esta quadrada com dimensões 0,60m x 0,60m assente a 1,00m de profundidade. Neste capítulo será descrito o programa experimental, os equipamentos, os materiais e a metodologia utilizada para a realização das provas de cargas.

3.1 Decapagem

No local de realização dos ensaios foram promovidas as operações de decapagem superficial da área, a fim de facilitar o acesso das máquinas e equipamentos, bem como a realização dos ensaios. Este trabalho foi realizado com o auxílio de uma retroescavadeira hidráulica.

As Figuras 3.1 e 3.2 mostram o local de estudo antes e depois das operações de decapagem respectivamente.



Figura 3.1 – Vista do local de estudo antes das operações de decapagem.



Figura 3.2 – Vista do local de estudo pós-operações de decapagem.

3.2 Execução das estacas de reação

Para cada ensaio realizado, foi necessário um conjunto de duas estacas de reação com capacidade de carga de tração de 30,0t. Devido ao arranjo dos ensaios no local utilizou-se um total de seis estacas, as quais estão representadas na Figura 3.3 juntamente com a disposição dos ensaios no local de estudo no CEEG/UFMS.

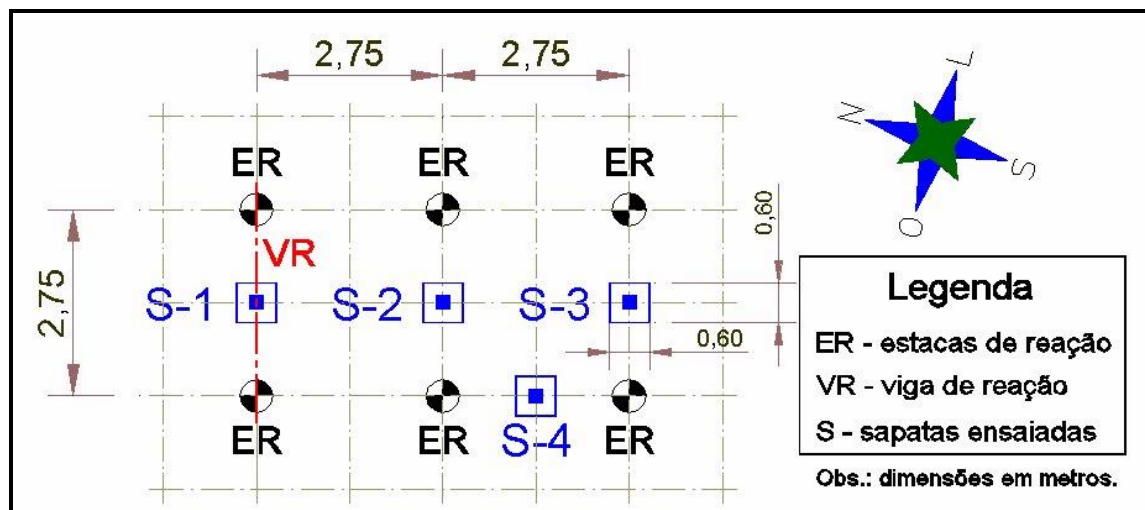


Figura 3.3 – Disposição dos ensaios no local de estudo.

As estacas de reação foram executadas com 6,00m de profundidade e 0,30m de diâmetro. Para isso foi utilizado perfuratriz do tipo rotativa adaptada sobre caminhão. Não houve necessidade de utilização de lama betonífica ou camisa de revestimento, pois as paredes laterais dos furos apresentaram boa estabilidade. A Figura 3.4 apresenta um detalhe da escavação das estacas.



Figura 3.4 – Detalhe da escavação das estacas de reação.

O controle de verticalidade, profundidade e limpeza dos furos foi preocupação constante durante todo o processo, visando à máxima qualidade no serviço executado. Com as perfurações realizadas e verificação da integridade dos furos procedeu-se a colocação das armaduras das estacas de reação, estas constituídas longitudinalmente em toda a extensão das estacas por seis barras de 10,0mm de diâmetro e estribos de 5,0mm de diâmetro espaçados a cada 20,0cm.

Visando a ancoragem da viga de reação para realização dos ensaios foram adicionadas quatro barras de 20,0mm de diâmetro com 3,00m de comprimento em cada estaca, sendo 1,50m ancorado na estaca e 1,50m em esperas.

Para a concretagem das estacas foi utilizado concreto usinado em central, com resistência característica de 15,0 MPa e abatimento de 120,0mm. Estas características foram controladas e comprovadas através dos ensaios de controle tecnológico realizados em corpos de prova do concreto utilizado. A cota adotada

para o arrasamento das estacas foi o nível do terreno. A Figura 3.5 apresenta um detalhe da concretagem das estacas de reação com a armadura prevista para ancoragem da viga de reação em destaque.



Figura 3.5 – Detalhe da concretagem das estacas de reação.

Após o período de cura do concreto das estacas de reação foi executado sobre as mesmas pilaretes de 0,30m x 0,30m x 0,90m de altura, com o propósito de posicionar as barras de ancoragem e fornecer um apoio nivelado para a viga de reação. Para a concretagem dos pilaretes foi utilizado concreto com resistência característica de 20,0 MPa e abatimento de 120,0mm. A Figura 3.6 apresenta os pilaretes sobre as estacas e as armaduras de ancoragem da viga de reação.



Figura 3.6 – Vista dos pilaretes sobre as estacas de reação.

3.3 Sapata

Para a realização dos ensaios foi utilizado uma sapata pré-moldada em concreto armado, o que permitiu utilizar o mesmo elemento em todos os ensaios. A sapata foi dimensionada para uma carga de trabalho de 45,0t, com dimensões de base de 0,60m x 0,60m x 0,25m e pilarete com dimensões de 0,20m x 0,20m x 0,65m. A base da sapata foi armada com sete barras de 8,0mm de diâmetro em cada direção e o pilarete foi armado com oito barras de 12,5mm de diâmetro e estribos de 5,0mm de diâmetro espaçados a cada 15,0cm. O concreto utilizado foi do tipo usinado em central com resistência característica de 20,0 MPa.

A Figura 3.7 mostra em vista a sapata utilizada e no Anexo A encontra-se o projeto executivo utilizado para a confecção da mesma.



Figura 3.7 – Sapata pré-moldada utilizada nas provas de carga.

3.4 Preparação dos ensaios

3.4.1 Escavação mecânica

Para atingir a cota de realização dos ensaios, 1,00m de profundidade, foi necessário à retirada do solo desta camada. Esta operação foi realizada com o

auxílio de uma retroescavadeira hidráulica na fase de preparação da prova de carga. Optou-se por escavar uma vala de 1,00m de profundidade com 1,30m de largura e comprimento que favorecesse a instalação dos equipamentos, a mobilidade no entorno da sapata e a realização do ensaio. A Figura 3.8 elucida o acima descrito.



Figura 3.8 – Vista da vala aberta para o ensaio S-3 após a escavação mecânica.

3.4.2 Posicionamento e fixação da viga de reação

Com a realização da escavação mecânica, posicionou-se a viga de reação sobre os pilaretes com posterior fixação da mesma. A viga utilizada foi um perfil “I” metálico de 45,2cm x 15,2cm com capacidade de carga de tração de 60,0t. A mesma foi fixada por quatro barras de 20,0mm, sendo duas de cada lado da viga. A fixação na parte superior se deu pela soldagem de quatro chapas de aço perfuradas com dimensões de 30cm x 10cm x 1,2cm no sentido paralelo à viga e quatro barras de aço de 25,0mm de diâmetro com 30,0cm de comprimento soldadas perpendicularmente à viga. Exceção houve nos dois pontos de fixação da viga para o ensaio S-3 e em um ponto de fixação para o ensaio S-4, onde foram utilizadas apenas as barras de aço de 25,0mm. A Figura 3.9 mostra a seção transversal da viga de reação e o sistema de fixação da mesma.



Figura 3.9 – Detalhe da viga de reação e sistema de fixação utilizado para o ensaio S-1.

3.4.3 Escavação manual

Após a colocação e fixação da viga de reação realizou-se escavações manuais no interior da vala visando retirar o solo desagregado do interior da mesma, deixando assim o local em condições de receber a sapata a ser ensaiada. Na Figura 3.8 foi mostrado o local do ensaio S-3 após a escavação mecânica e a Figura 3.10 apresenta o mesmo local após a escavação manual.



Figura 3.10 – Vista da vala aberta para o ensaio S-3 após a escavação manual.

3.4.4 Posicionamento da sapata

Com as escavações concluídas partiu-se para o posicionamento da sapata no local a ser ensaiado. Foi realizado o nivelamento manual do substrato de apoio da sapata com o auxílio de uma espátula de aço, neste procedimento utilizou-se constantemente o nível de bolha a fim de garantir o perfeito nivelamento do local. Outro artifício utilizado foi a deposição de uma fina camada de areia média, nunca superior a 0,50cm, para garantir o perfeito nivelamento do terreno de apoio da sapata. Com as devidas verificações e a garantia do perfeito nivelamento do local, posicionou-se, com o auxílio de uma retroescavadeira hidráulica, a sapata no local de realização da prova de carga, procedendo novas verificações de nível e prumo em relação a viga de reação.

A Figura 3.11 ilustra os procedimentos descritos neste item.

Após o posicionamento final da sapata e anteriormente à realização da prova de carga, procedeu-se uma limpeza no entorno da vala a fim de remover qualquer

objeto ou “torrão” de terra solta que pudesse vir a prejudicar o ensaio, sobretudo abalando a viga de referência. Também foi utilizada uma lona plástica sobre o local visando eliminar a influência da temperatura sobre o sistema de referência com a possível dilatação do mesmo.



Figura 3.11 – Sapata posicionada para o ensaio S-4.

3.5 Montagem dos equipamentos para os ensaios

Para a execução dos ensaios foi utilizado um equipamento da marca WILLE – Geotechnik de fabricação alemã de propriedade do LMCC/UFSM. O mesmo possui um sistema de transmissão de cargas composto de um manômetro com capacidade de 500 KN com um relógio acoplado que permite a leitura direta da carga aplicada. Também integra o conjunto um macaco hidráulico, placa, defletômetros com precisão de 0,01mm, viga de referência bi apoiada com 2,43m de comprimento e conjunto de extensões metálicas que transmitem as cargas da estrutura de reação à sapata. A estrutura de reação foi dimensionada de forma a resistir um carregamento de tração de 60,0t.

A montagem do equipamento se deu com a colocação de uma placa de 15,0cm de diâmetro sobre o pilarete da sapata, na seqüência foi apoiado o macaco

hidráulico e um conjunto de extensões metálicas unindo o topo do macaco a viga de reação.

O sistema de aplicação das cargas e o manômetro foram montados a uma distância segura, de modo a não interferir no ensaio e possibilitando um fácil acesso e manuseio.

Na última fase da montagem posicionou-se a viga de referência a uma distância segura que não sofresse interferência quando da aplicação das cargas. Após foram posicionados os quatro defletômetros utilizados, um em cada vértice da sapata.

A Figura 3.12 apresenta o sistema montado com a identificação dos elementos descritos, prontos para a realização da prova de carga.

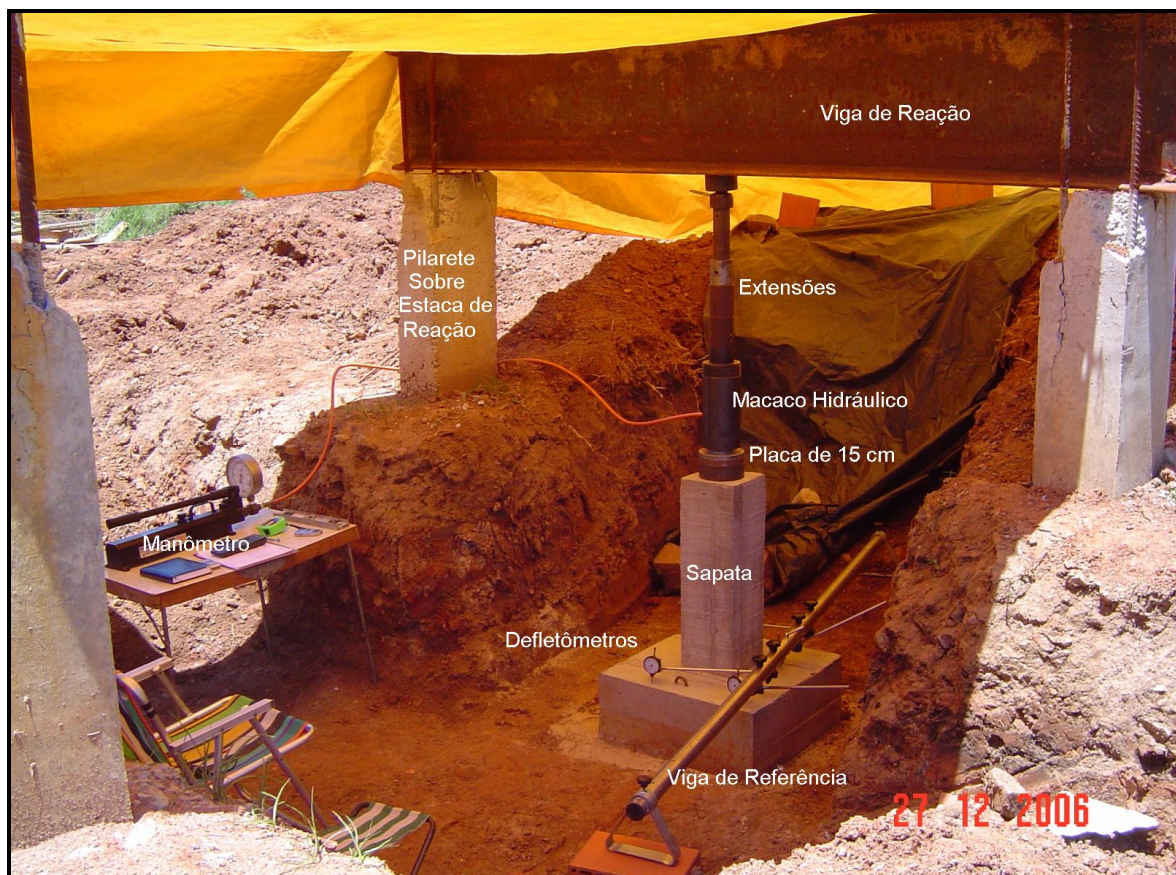


Figura 3.12 – Vista do ensaio S-4 com identificação dos equipamentos utilizados e elementos de reação.

3.5.1 Realização dos ensaios

As provas de cargas foram realizadas de acordo com a norma NBR – 6489/84 prova de carga direta sobre terreno de fundação. Salienta-se que nenhum procedimento ou carga foi aplicado sobre o sistema sem a verificação da perfeita estabilidade, nivelamento e prumada do mesmo como um todo.

Para o primeiro ensaio, S-1 foram aplicados incrementos de carga de 50 KN, obtendo-se a ruptura do solo em 350 KN. No segundo ensaio, S-2 foram empregados acréscimos de cargas de 40 KN até a carga de 320 KN passando-se ao último carregamento com 350 KN.

No terceiro ensaio realizado, S-3, utilizou-se um incremento de carga idêntico ao segundo ensaio, S-2. Para a realização do último ensaio, S-4, foi utilizado um acréscimo de carregamentos de 50 KN até atingir a carga de 300 KN, após partiu-se para carregamentos de 320 KN, 340 KN, 360 KN e 370 KN, este último culminando com a ruptura do solo.

Em todos os ensaios adotou-se um limite máximo de 120 minutos para cada estágio de carregamento e 30 minutos para os descarregamentos. Após a aplicação das cargas as leituras foram feitas nos quatro defletômetros em tempos “t” de 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 e 120 minutos.

As peculiaridades e características próprias a cada um dos quatro ensaios realizados serão discutidas e analisadas mais extensamente nos capítulos 5 e 6 deste trabalho.

4 LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

A área de localização do estudo trata-se do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM). Uma descrição ampla e completa da área em questão foi realizada por Emmer (2004) no trabalho em que tratou da implantação deste campo experimental.

A Universidade Federal de Santa Maria, e por conseqüente o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM) localizam-se no município de Santa Maria, sito à região central do Estado do Rio Grande do Sul. Na Figura 4.1 apresenta-se o mapa político do Rio Grande do Sul com o município de Santa Maria em destaque.

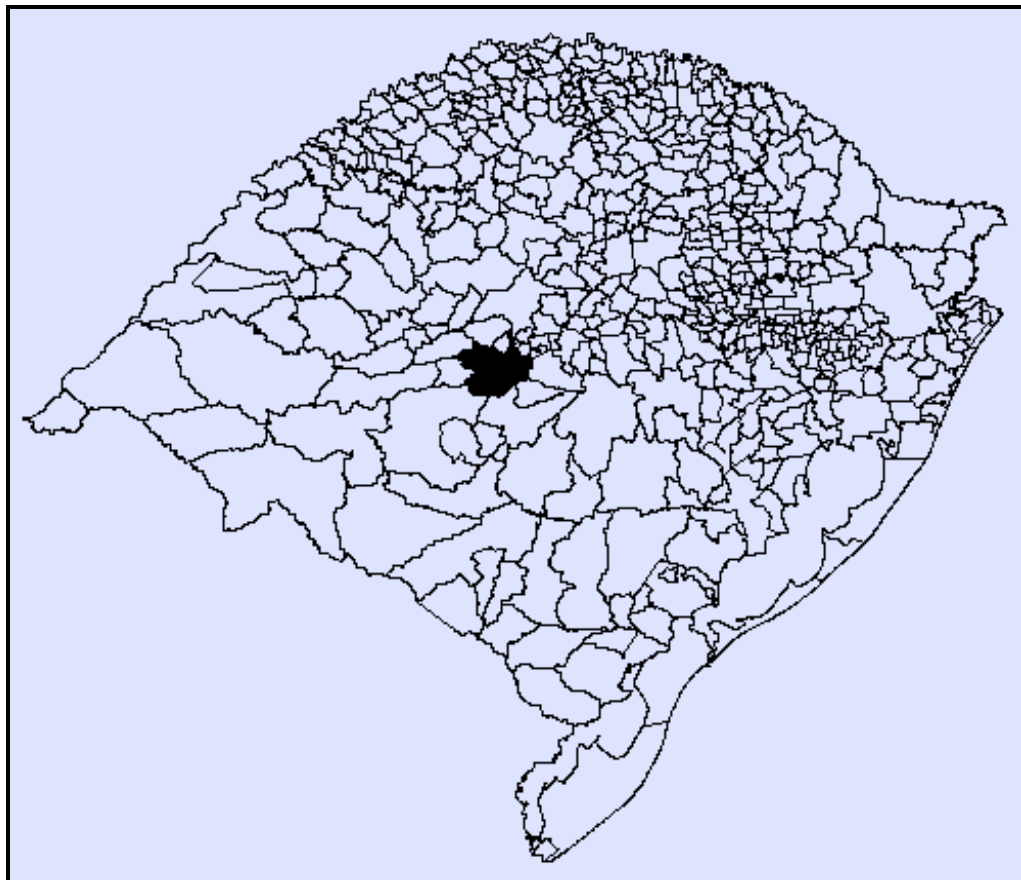


Figura 4.1 – Mapa político do Rio grande do Sul com o município de Santa Maria em destaque.

4.1 Localização do campo experimental

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG/UFSM) localiza-se junto a Universidade Federal de Santa Maria, situado na esquina a noroeste das ruas “E” e “P” do Campus Universitário. O CEEG/UFSM possui uma área aproximada de 5.250m², apresentando como confrontações: ao Norte a área da UFSM com uma extensão de 70,0m; ao Sul, a Rua “E” numa extensão do 70,0m; ao Leste, a Rua “P” numa extensão de 75,0m; ao Oeste, numa extensão de 75,0m, confronta-se com área da UFSM. Na Figura 4.2, apresenta-se um croqui do Campus da Universidade Federal de Santa Maria, com destaque para o CEEG/UFSM.



Figura 4.2 – Croqui do Campus da Universidade Federal de Santa Maria, Campo Experimental de Engenharia Geotécnica em destaque.

Na Figura 4.3 temos uma vista do CEEG/UFSM no local onde foram realizados os estudos, e na Figura 4.4 mostra-se um croqui do CEEG/UFSM

contendo a localização dos ensaios já realizados, dos quais se cita as sondagens penetrométricas (SP), as trincheiras superficiais (TS) e profundas (TP), as estacas ensaiadas à compressão (EC), bem como as sapatas (S) ensaiadas neste trabalho.



Figura 4.3 - Vista do local de estudo, parte da área do CEEG/UFSM.

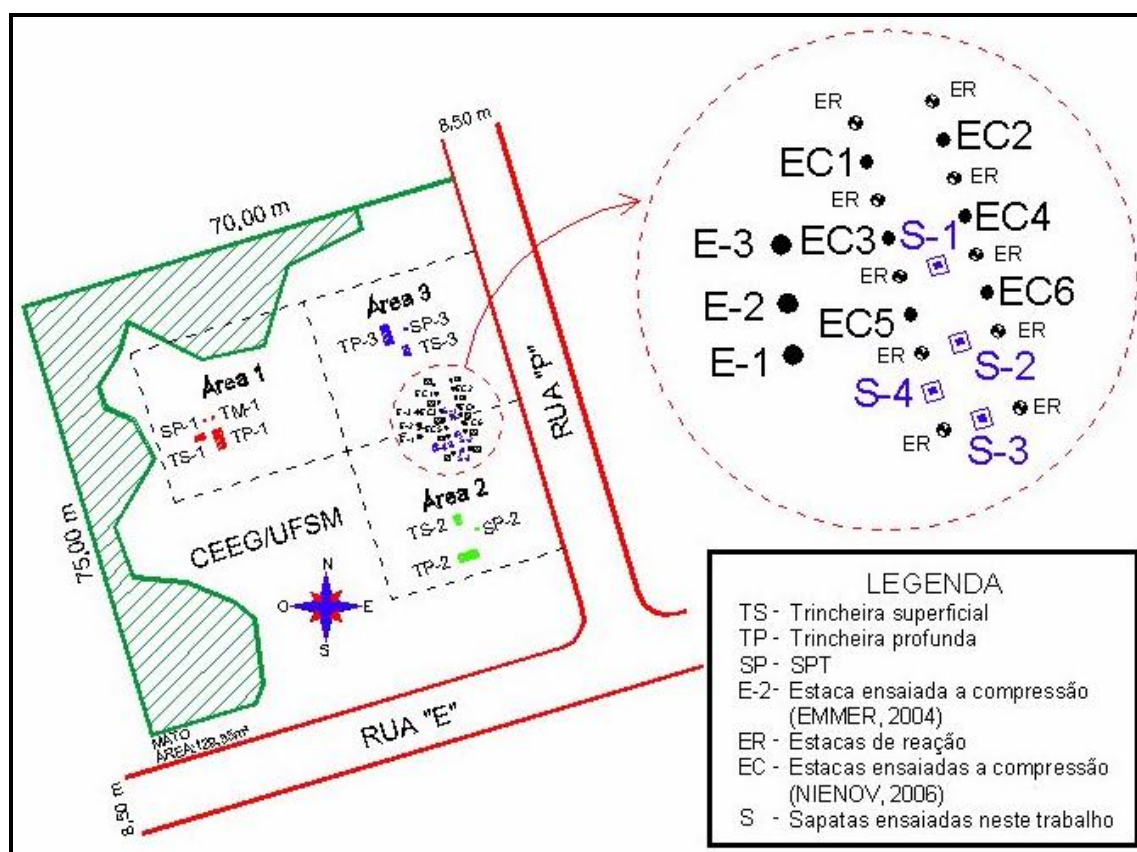


Figura 4.4 – Croqui do CEEG/UFSM com destaque para o local do estudo.

4.2 Relevo, geomorfologia e condições fisiográficas

O local apresenta relevo alterado, provável topo ou terço superior, plano a suave ondulado. O horizonte A foi em algumas partes removido para retirada de material possivelmente para obra de engenharia, contendo também partes com depósito de material de entulho. Não se encontra nenhum curso d'água, existe apenas uma vala de drenagem atravessando o terreno, no sentido Norte-Sul. A cobertura vegetal é composta de vegetação rasteira, gramas e capoeirões existindo também alguns exemplares de pinus e eucaliptos e algumas touceiras de pastagem de nível médio.

4.3 Caracterização geológica

O local é composto por uma seqüência de arenitos e argilas arenosas de cores variegadas podendo ter duas interpretações. Anteriormente, nos mapas editados pelo Departamento de Geociências da UFSM, entendia-se ser um arenito basal da Formação Santa Maria. No entanto, mais recentemente, trabalhos não publicados, entendem tratar-se de Formação mais jovem que a Santa Maria, possivelmente Terciário ou Pleistoceno. Nesta unidade informal, tem-se a predominância de arenitos de constituição variegada contendo por vezes feldspatos. Abaixo desta seqüência, pode estar o lamito vermelho típico da fácies do membro superior Alemoa da Formação Santa Maria ou o arenito da fácies do membro inferior Passo das Tropas (MACIEL FILHO, 2004).

A Figura 4.5 mostra em detalhe o material alterado da Formação Santa Maria, (Membro Alemoa) na parede da trincheira profunda (TP-1).



Figura 4.5 - Trincheira TP-1 aberta para retirada de amostras indeformadas (EMMER, 2004).

4.4 Caracterização pedológica

A pedologia do local foi obtida através de ensaios de campo e laboratório, com análises de amostras de solo retiradas da área de estudo e complementada com uma caracterização táctil-visual realizada em um perfil característico da área.

Segundo Azevedo e Dalmolin (2004) a área pode ser classificada como perfil decepado provável Alissolo Hipocrômico. A unidade de mapeamento provável é a Santa Maria, com litologia de Lamitos da Formação Santa Maria (membro Alemoa). A formação geológica é a Formação Santa Maria (membro Alemoa) do período Jurássico – Triássico, com pedregosidade e rochosidade nulas.

Na Tabela 4.1 é apresentado a descrição morfológica do perfil característico da área de estudo na trincheira TP-1 realizado por Emmer (2004). Este perfil caracteriza-se como um saprólito do lamito da Formação Santa Maria.

Tabela 4.1 – Descrição morfológica parcial, trincheira profunda TP-1 (1,10 m), (NIENOV, 2006 adaptado de EMMER, 2004).

Profundidade (m)	Descrição
0,00 – 0,10	Deposição de material exógeno, entulhos.
0,10 – 1,00	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, cerosidade não aparente, transição plana e difusa.
1,00 – 1,35	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, cerosidade não aparente, transição plana e clara.
1,35 – 2,07	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, cerosidade não aparente.

4.5 Caracterização geotécnica

Uma extensa e detalhada análise geotécnica do local do estudo foi realizada por Emmer (2004), onde um grande número de amostras foi submetido a diversos ensaios de caracterização e investigação “in situ” e em laboratório. As amostras foram obtidas através de escavações de trincheiras superficiais e profundas, execução de sondagens de simples reconhecimento (SPT) e sondagem a trado. Os ensaios em laboratório foram realizados em amostras deformadas e indeformadas, estas, coletadas das trincheiras, do material oriundo da tradagem e do amostrador

padrão durante as sondagens. As amostras deformadas foram submetidas aos ensaios de caracterização, químicos e mineralógicos (difração por raios-X), e as indeformadas a ensaios de cisalhamento direto, compressão oedométrica e colapsividade.

Nos próximos itens buscar-se-á resgatar os resultados destes ensaios, dando maior ênfase àqueles com solo na umidade natural em profundidades de até 2,45 m, situações estas, de maior interesse neste trabalho.

4.5.1 Sondagens de simples reconhecimento

Emmer (2004) realizou três sondagens de simples reconhecimento, SP-1, SP-2 e SP-3, estas realizadas nas áreas 1, 2 e 3 do CEEG/UFSM, ambas localizadas na Figura 4.4.

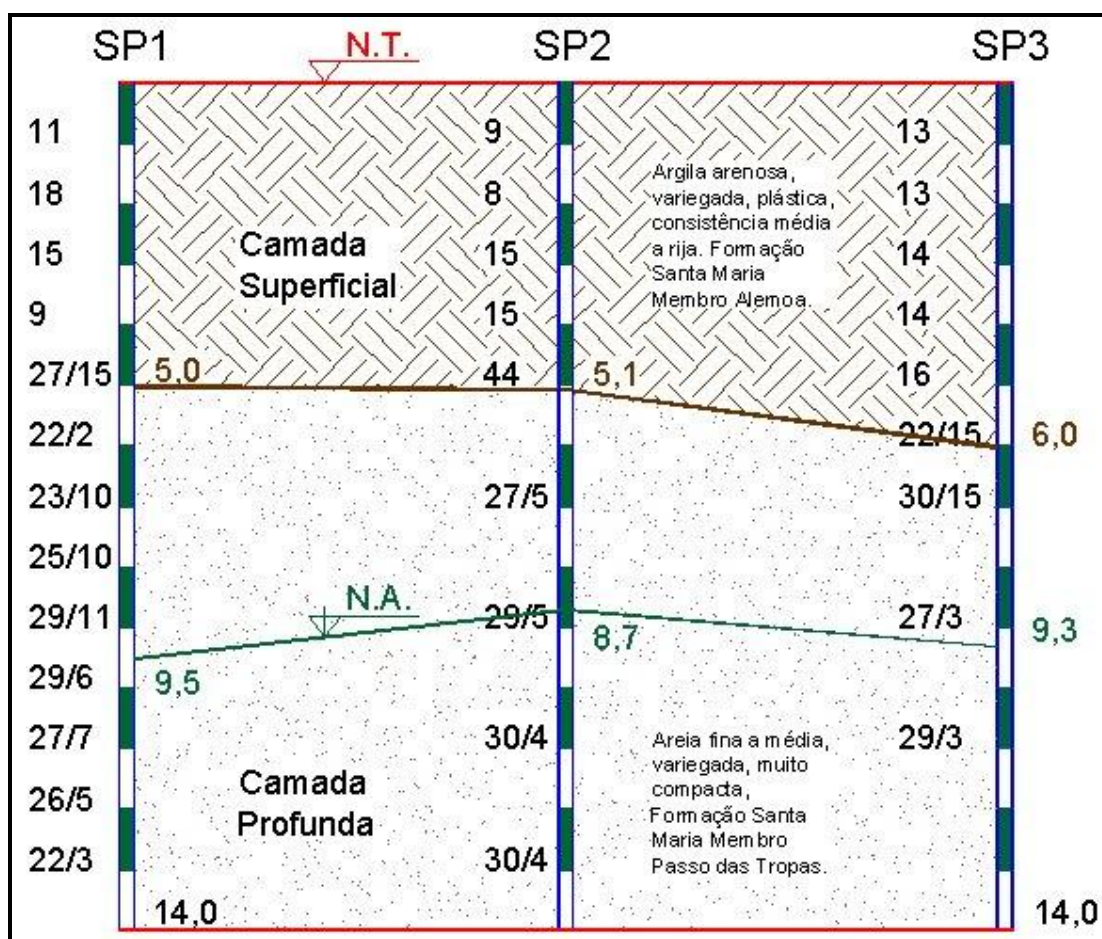


Figura 4.6 – Corte esquemático das sondagens SPT do CEEG/UFSM.

Na Figura 4.6, apresenta-se um corte esquemático das sondagens, onde pode se observar que o campo experimental apresenta duas camadas distintas, sendo a camada superficial classificada de argila arenosa, consistência média a rija com N_{SPT} variando entre 8 e 16 golpes, ficando um valor médio em 13 golpes. A camada inferior caracteriza-se por ser de areia fina a média com compactação muito compacta e valores de N_{SPT} variando de 22/15 a 29/3 golpes e valor médio correspondente a 31/6 golpes.

4.5.2 Caracterização geotécnica dos solos do CEEG/UFSM

Uma grande quantidade de ensaios de caracterização foi realizada por Emmer (2004), visando à classificação dos materiais e a identificação mineralógica e química do solo do CEEG/UFSM. Foram realizados ensaios de caracterização entre os quais granulometria com e sem defloculante, peso específico real dos grãos, limites de liquidez e de plasticidade, ensaios químicos, ensaios mineralógicos utilizando-se difração de raios-X, este com o objetivo de identificar os argilo-minerais que constituem as camadas do solo na área de estudo. Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto, adensamento e de colapsividade.

Estes ensaios foram realizados em amostras deformadas obtidas do barrilete do amostrador do ensaio penetrométrico, de amostras coletadas nas três trincheiras superficiais e nas três trincheiras profundas e amostras coletadas com tradagem manual.

Nas trincheiras foram coletados amostrados indeformadas para realização de ensaios de compressão confinada e resistência ao cisalhamento em corpos de provas com a umidade natural. As amostras foram retiradas de parte da camada superficial, até 2,45 m de profundidade, do CEEG/UFSM.

4.5.2.1 Granulometria

Conforme as análises granulométricas realizadas por Emmer (2004) preconizado na NBR 7181/84, nas três áreas estudadas do CEEG/UFSM, pode-se verificar a ocorrência de duas camadas distintas, sendo a superior classificada texturalmente de argila silto-arenosa e a inferior de areia média siltosa.

Os resultados obtidos por Emmer (2004) mostram que na camada superior, variando de 5,00 m a 6,00 m de profundidade, encontram-se frações de argila variando entre 22% e 57%, sendo os valores superiores encontrados próximo à superfície e os inferiores com o aumento da profundidade. A fração de finos, composta de silte mais argila, apresenta valores sempre superiores a 50% chegando a valores de até 92%.

De modo geral, caracterizado nos ensaios granulométricos com utilização de defloculante a camada superficial do CEEG/UFMS é composta de 43% da fração argila, 38% da fração silte, 15% da fração areia fina e 4% da fração areia média (EMMER, 2004). A Tabela 4.2 apresenta os resultados dos ensaios granulométricos com a utilização de defloculante nas amostras de solo da camada superficial.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios granulométricos com a utilização de defloculante (adaptado de EMMER, 2004).

Local da extração e identificação das amostras	Designação das amostras	Prof. das amostras (m)	Prof. média das amostras (m)	Análise granulométrica - Com defloculante						
				Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	Areia Grossa (%)	Pedreg. (%)	
Área 1	Amostrador SP-1	AM1-01	1,00-2,45	1,72	57	33	9	1	0	0
		AM1-02	3,00-3,45	3,22	39	42	16	3	0	0
		AM1-03	4,00-4,45	4,22	35	31	26	8	0	0
	Trado SP-1	TR1-01	1,00-3,22	2,11	57	35	7	1	0	0
		TR1-02	3,22-4,27	3,74	42	41	14	3	0	0
		TR1-03	4,27-5,00	4,64	40	37	20	3	0	0
	Trinc. Sup. 1	TS1-01	0,70	0,70	46	42	9	2	1	0
	Trincheira Profunda 1	TP1-01	1,10	1,10	44	42	11	3	0	0
		TP1-02	2,00	2,00	54	35	9	2	0	0
	Trado Manual ST-1	TM1-01	0,00-0,70	0,35	49	38	11	2	0	0
		TM1-02	0,70-1,25	0,98	44	45	9	2	2	0
		TM1-03	1,25-2,20	1,72	53	37	8	2	0	0
		TM1-04	2,20-2,40	2,30	53	39	7	1	0	0
		TM1-05	2,40-3,20	2,80	48	44	7	1	0	0
TM1-06		3,20-4,25	3,72	42	41	14	3	0	0	
TM1-07		4,25-5,00	4,62	40	37	20	3	0	0	
Área 2	Amostrador SP-2	AM2-01	1,00-2,45	1,72	53	28	15	4	0	0
		AM2-02	3,00-3,45	3,22	31	19	36	14	0	0
		AM2-03	4,00-4,45	4,22	32	24	27	17	0	0
	Trinc. Sup. 2	TS2-01	0,85	0,85	40	38	15	5	2	0
	Trincheira Profunda 2	TP2-01	1,30	1,30	50	42	7	1	0	0
TP2-02		2,40	2,40	42	44	13	2	0	0	
Área 3	Amostrador SP-3	AM3-01	1,00-1,45	1,22	31	43	19	7	0	0
		AM3-02	2,00-4,45	3,22	41	46	11	2	0	0
		AM3-03	5,00-5,45	5,22	22	27	38	11	2	0
	Trado SP-3	TR3-01	1,00-6,00	3,00	45	44	10	1	0	0
	Trinc. Sup. 3	TS3-01	0,80	0,80	44	35	15	5	1	0
	Trincheira Profunda 3	TP3-01	1,25	1,25	36	41	17	6	0	0
TP3-02		2,45	2,45	38	47	12	3	0	0	

4.5.2.2 Limites de consistência, índices físicos e atividade coloidal.

Os ensaios de limites de consistência foram realizados de acordo com preconizações das normas da ABNT NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente, limite de liquidez e plasticidade. A determinação do peso específico real dos grãos foi fundamentada na norma NBR 6508/84 e o teor de umidade na norma NBR 6457/86. Os demais índices físicos e a atividade coloidal foram obtidos através de fórmulas que correlacionam os parâmetros obtidos dos ensaios laboratoriais.

Tabela 4.3 – Valores obtidos para limites de consistência, índices físicos e atividade coloidal (adaptado de EMMER, 2004).

Local da extração e identificação das amostras	Prof. das amostras (m)	Prof. média das amostras (m)	Índices físicos e atividade coloidal								Limites de Consistência				
			wn (%)	γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	S (%)	η (%)	I_a	LL (%)	LP (%)	IP (%)		
Área 1	Amostrador SP-1	1,00-2,45	1,72	-	29,02	-	-	-	-	-	-	0,82	81	34	47
		3,00-3,45	3,22	-	29,27	-	-	-	-	-	-	0,74	53	24	29
		4,00-4,45	4,22	-	27,49	-	-	-	-	-	-	0,57	46	26	20
	Trado SP-1	1,00-3,22	2,11	-	29,10	-	-	-	-	-	-	0,81	79	33	46
		3,22-4,27	3,74	-	25,59	-	-	-	-	-	-	0,70	53	23	30
		4,27-5,00	4,64	-	29,37	-	-	-	-	-	-	0,59	50	27	23
	Trinc. Sup. 1	0,70	0,70	27,09	28,84	19,38	15,24	0,89	89,21	47,18	0,87	68	28	40	
	Trincheira Profunda 1	1,10	1,10	-	27,00	-	-	-	-	-	-	0,70	57	26	31
		2,00	2,00	35,11	29,15	18,51	13,71	1,13	92,42	53,03	0,75	72	32	40	
Trado Manual ST-1	0,00-0,70	0,35	-	28,39	-	-	-	-	-	-	0,57	55	27	28	
	0,70-1,25	0,98	-	26,53	-	-	-	-	-	-	0,59	51	25	26	
	1,25-2,20	1,72	-	28,32	-	-	-	-	-	-	0,63	67	33	34	
	2,20-2,40	2,30	-	27,73	-	-	-	-	-	-	0,80	74	32	42	
	2,40-3,20	2,80	-	26,30	-	-	-	-	-	-	0,61	60	30	30	
	3,20-4,25	3,72	-	25,59	-	-	-	-	-	-	0,70	53	23	30	
	4,25-5,00	4,62	-	29,37	-	-	-	-	-	-	0,59	50	27	23	
Área 2	Amostrador SP-2	1,00-2,45	1,72	-	29,28	-	-	-	-	-	0,68	65	29	36	
		3,00-3,45	3,22	-	29,21	-	-	-	-	-	0,74	43	20	23	
		4,00-4,45	4,22	-	29,67	-	-	-	-	-	0,51	39	23	16	
	Trinc. Sup. 2	0,85	0,85	22,05	27,91	19,75	16,17	0,73	86,37	42,09	0,84	49	15	34	
	Trincheira Profunda 2	1,30	1,30	35,68	26,95	17,82	13,13	1,05	93,16	51,28	0,78	73	34	39	
		2,40	2,40	34,14	28,60	18,27	13,62	1,10	90,54	52,36	0,73	62	31	31	
Área 3	Amostrador SP-3	1,00-1,45	1,22	-	28,67	-	-	-	-	-	0,67	39	18	21	
		2,00-4,45	3,22	-	28,78	-	-	-	-	-	0,66	52	25	27	
		5,00-5,45	5,22	-	28,57	-	-	-	-	-	0,69	33	18	15	
	Trado SP-3	1,00-6,00	3,00	-	26,33	-	-	-	-	-	0,69	55	24	31	
	Trinc. Sup. 3	0,80	0,80	24,43	29,41	19,33	15,52	0,90	81,79	47,24	0,71	54	23	31	
	Trincheira Profunda 3	1,25	1,25	-	28,27	-	-	-	-	-	-	0,63	43	20	23
2,45		2,45	22,70	27,24	19,88	16,18	0,68	92,84	40,64	0,79	46	26	30		

OBS: 1 kgf = 9,80665 N

A Tabela 4.3 expressa os valores dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), teor de umidade natural (w_n), peso específico real dos grãos (γ_s), peso específico natural (γ), peso específico aparente seco (γ_d), índice de vazios (e), grau de saturação (S), porosidade (η) e atividade coloidal (I_a).

Os valores apresentados variam entre 33 e 81% para LL, 15 a 34% para LP, 15 a 47% para IP, 22,05 a 35,68% para w_n , 25,59 a 29,67 kN/m³ para γ_s , 17,82 a 19,88 kN/m³ para γ , 13,13 a 16,18 kN/m³ para γ_d , 0,68 a 1,13 para e , 81,79 a 93,16% para S, 40,64 a 53,03% para η e 0,51 a 0,87 para I_a . Como valores médios podem ser adotados 56% para LL, 26% para LP, 30% para IP, 28,74% para w_n , 28,14 kN/m³ para γ_s , 18,99 kN/m³ para γ , 14,80 kN/m³ para γ_d , 0,93 para e , 89,48% para S, 47,69% para η e 0,70 para I_a , (EMMER, 2004).

Especialmente para estes parâmetros, quando da execução das estacas de reação foram coletadas amostradas deformadas obtidas por meio da perfuração com uso de trado mecânico. Estas amostras foram coletadas com variações na profundidade de 0,50m e utilizadas em ensaios para obtenção da umidade natural, do peso específico real dos grãos e dos limites de consistência.

Com análises dos valores obtidos na camada superficial, observa-se que os mesmos vêm a corroborar com os obtidos por Emmer (2004), onde o limite de liquidez variou entre 31 e 56% e o índice de plasticidade entre 3 e 35%, caracterizando uma camada superficial de média a alta plasticidade com teor de umidade natural entre 19 e 33%. A Tabela 4.4 apresenta os resultados mencionados e a Figura 4.7 apresenta em gráfico a variação da umidade natural, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade no local da execução das estacas de reação.

Tabela 4.4 - Valores obtidos para a umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência no local de execução das estacas de reação.

Camada	Prof. das amostras (m)	Prof. média das amostras (m)	Umidade natural wn (%)	Peso espec. real grãos γ_s (kN/m ³)	Limites de Consistência		
					LL (%)	LP (%)	IP (%)
Camada superficial	0,00-0,50	0,25	19,12	26,95	31	28	3
	0,50-1,00	0,75	23,18	27,67	48	27	21
	1,00-1,50	1,25	25,39	27,77	51	18	33
	1,50-2,00	1,75	28,07	26,84	47	20	27
	2,00-2,50	2,25	32,92	27,57	47	19	28
	2,50-3,00	2,75	27,99	27,20	56	21	35
	3,00-3,50	3,25	25,61	27,00	49	20	29
	3,50-4,00	3,75	22,53	26,95	31	16	15
	4,00-4,50	4,25	21,92	27,95	37	18	19
	4,50-5,00	4,75	18,81	27,80	42	22	20

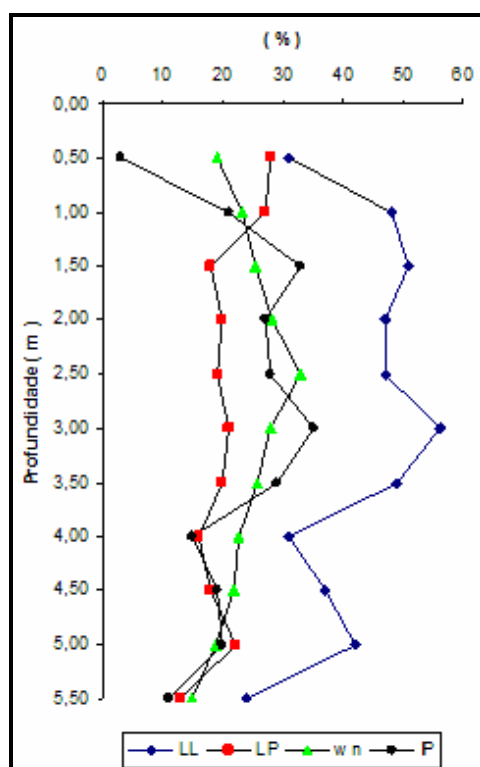


Figura 4.7 - Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (wn) com a profundidade no local de execução das estacas de reação.

4.5.3 Ensaio químicos

Os resultados obtidos por Emmer (2004) na análise química do solo do local de estudo mostraram que a camada superficial apresenta $\text{pH} < 5,0$ e baixa porcentagem de matéria orgânica, mesmo em pequenas profundidades (< 1 m).

4.5.4 Ensaio mineralógicos

A análise mineralógica através de difração de raios-X realizada por Emmer (2004) em amostras coletadas no local de estudo mostrou que nas camadas mais superficiais, predominam camadas mistas de illita e montmorilonita e a partir da profundidade de 1,25m até a profundidade de 5,00m predominam camadas mistas de illita e montmorolinita, porém com uma quantidade maior de montmorilonita.

4.5.5 Ensaio de resistência

4.5.5.1 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados de acordo com as recomendações da normativa americana ASTM: D3080-90. Foram obtidas as envoltórias de resistência na ruptura e as curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal e deformação vertical versus deformação horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto nas condições de umidade natural. A Figura 4.8 apresenta as envoltórias de resistência na ruptura para as amostras ensaiadas. Um resumo dos índices físicos está representado na Tabela 4.5.

Na Tabela 4.6 são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento direto para condição de umidade natural na ruptura e a Tabela 4.7 apresenta os resultados mínimos, médios e máximos, agrupados por área.

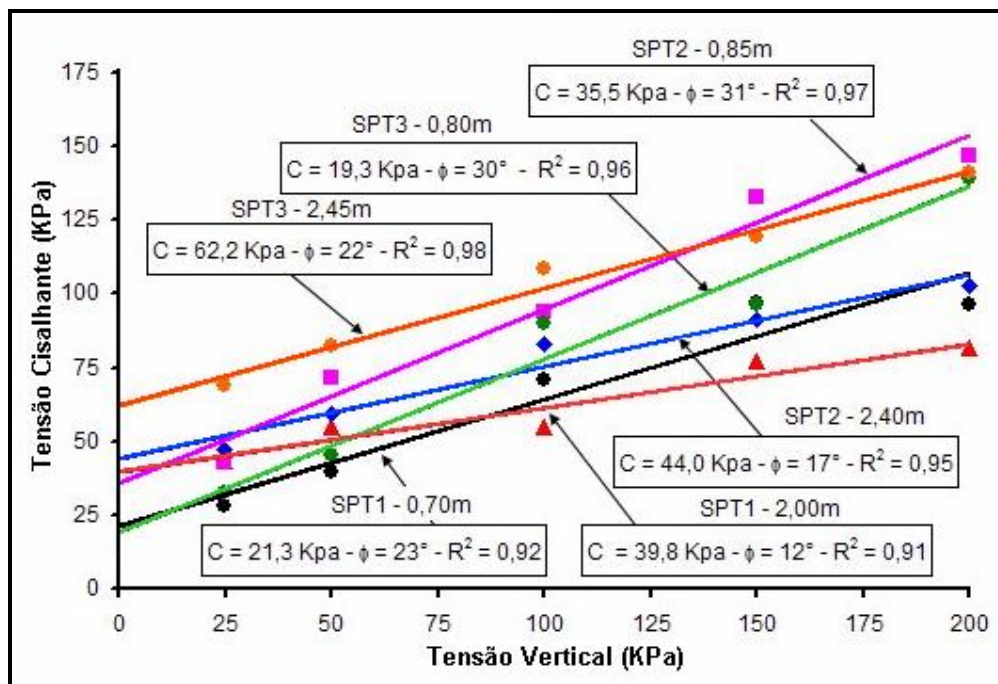


Figura 4.8 – Envoltórias de resistências para as amostras analisadas em condições de umidade natural (adaptado de EMMER, 2004).

Tabela 4.5 - Índices físicos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (adaptado de EMMER, 2004).

Local	Designação das amostras	Prof. das amostras (m)	Umidade natural wn (%)	Peso espec. real grãos γ_s (kN/m ³)	Peso espec. natural γ (kN/m ³)	Peso espec. apar. seco γ_d (kN/m ³)	Índice de vazios e	Grau de saturação S (%)	Porosidade η (%)
Área 1	TS1-01	0,70	27,21	28,84	19,45	15,27	0,89	90,00	47,07
	TP1-02	2,00	35,32	29,15	18,50	13,67	1,14	92,46	53,17
Área 2	TS2-01	0,85	22,05	27,91	19,75	16,17	0,73	86,37	42,07
	TP2-02	2,40	35,11	28,60	18,36	13,59	1,10	92,77	52,46
Área 3	TS3-01	0,80	22,94	29,41	19,16	15,59	0,89	77,51	47,02
	TP3-02	2,45	22,70	27,24	19,94	16,25	0,68	93,08	40,45

OBS: 1kgf = 9,80665 N

Tabela 4.6 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento direto, para condições de umidade natural na ruptura (adaptado de EMMER, 2004).

Local	Parâmetros de resistência		Ruptura		
	Designação das amostras	Prof. das amostras (m)	Intercepto de coesão c (KPa)	Ângulo de atrito ϕ°	Coefic. de correlação R ²
Área 1	TS1-01	0,70	21,30	23	0,92
	TP1-02	2,00	39,84	12	0,91
Área 2	TS2-01	0,85	35,51	31	0,97
	TP2-02	2,40	44,03	17	0,95
Área 3	TS3-01	0,80	19,35	30	0,96
	TP3-02	2,45	62,16	22	0,98

Tabela 4.7 – Parâmetros mínimos, médios e máximos de resistência ao cisalhamento direto nas condições de umidade natural para ruptura (adaptado de EMMER, 2004).

Parâmetros de resistência		Ruptura		
Local	Valores	Intercepto de coesão c (KPa)	Ângulo de atrito ϕ°	Coefic. de correlação R ²
Área 1	Mínimos	22,60	18	0,96
	Médios	30,60	18	0,95
	Máximos	32,60	18	0,94
Área 2	Mínimos	41,20	18	0,94
	Médios	39,80	24	0,97
	Máximos	38,40	30	0,97
Área 3	Mínimos	19,30	30	0,96
	Médios	40,80	26	0,97
	Máximos	62,10	22	0,98
Campo experimental	Mínimos	22,60	18	0,96
	Médios	30,70	23	0,99
	Máximos	60,10	25	0,99

Segundo Emmer (2004), para amostras com teor de umidade natural, referentes ao CEEG/UFSM os valores de coesão na ruptura variaram de 22,60 a 60,10 KPa, sendo o valor médio de 30,70 KPa. Os valores de ângulo de atrito interno variaram de 18° a 25°, sendo 23° seu valor médio. As deformações horizontais correspondentes às tensões cisalhantes de ruptura variaram de 0,8mm a 3,0mm, sendo o valor médio de 2,1mm.

4.5.5.2 Adensamento unidimensional

Os ensaios de adensamento unidimensional realizados por Emmer (2004) foram realizados segundo recomendações da norma da ABNT NBR 12007/90. Um resumo dos valores dos índices físicos obtidos nos ensaios de adensamento unidimensional é apresentado na Tabela 4.8.

Na Tabela 4.9 encontram-se os parâmetros de compressibilidade, para amostras com teor de umidade natural obtidos na camada superficial, até aproximadamente 2,45m de profundidade, das áreas 1, 2 e 3 do CEEG/UFSM.

A Figura 4.9 apresenta as curvas índices de vazios e deformação por logaritmo da pressão vertical das áreas estudadas. A Figura 4.10 apresenta as curvas da deformação por logaritmo da tensão vertical e a Figura 4.11 mostra as curvas da deformação versus tensão vertical.

Tabela 4.8 – Índices físicos obtidos nos ensaios de adensamento unidimensional (adaptado de EMMER, 2004).

Local	Designação das amostras	Prof. das amostras (m)	Umidade natural wn (%)	Peso espec. real grãos γ_s (kN/m ³)	Peso espec. natural γ (kN/m ³)	Peso espec. apar. seco γ_d (kN/m ³)	Índice de vazios e	Grau de saturação S (%)	Porosidade η (%)
Área 1	TS1-01	0,70	26,66	28,84	19,17	15,13	0,91	86,55	47,54
	TP1-02	2,00	34,05	29,15	18,64	13,92	1,10	92,24	52,32
Área 2	TP2-01	1,30	35,68	26,95	17,82	13,13	1,05	93,16	51,29
	TP2-02	2,40	30,26	26,80	17,90	13,75	1,08	81,62	51,95
Área 3	TS3-01	0,8	22,94	29,41	19,16	15,59	0,89	77,51	47,02
	TP3-02	2,45	22,70	27,24	19,62	15,86	0,72	91,68	41,80

OBS: 1 kgf = 9,80665 N

Segundo Emmer (2004) os valores referentes aos parâmetros de compressibilidade não apresentam grandes variações nos locais estudados, o índice de compressibilidade (C_c) apresenta uma tendência de aumento com a elevação do índice de vazios (e), as amostras no estado natural apresentam valores variando entre 380,00 a 530,00 KPa para a pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}), 0,653 a 0,980 para índice de vazios (e), 0,02 a 0,06 para índices de recompressão (C_r), 0,20 a 0,42 para compressão (C_c), 0,03 a 0,10 para descompressão (C_s) e 9,82 a 21,15% para deformação máxima.

Tabela 4.9 – Parâmetros de compressibilidade em amostras com teor de umidade natural (adaptado de EMMER, 2004).

Local	Amostra		Pressão de pré-adens. σ'_{vm} (kPa)	Índice de vazios e	Natural			Deform. máxima (%)
	Desig. das amostras	Prof. das amostras (m)			C_r	C_c	C_s	
Área 1	TS1-01	0,70	510	0,820	0,03	0,36	0,07	16,91
	TP1-02	2,00	500	0,939	0,06	0,36	0,03	17,94
Área 2	TP2-01	1,30	415	0,980	0,03	0,42	0,10	21,15
	TP2-02	2,40	380	0,974	0,02	0,27	0,05	14,37
Área 3	TS3-01	0,80	530	0,882	0,02	0,20	0,05	9,82
	TP3-02	2,45	445	0,653	0,02	0,20	0,04	11,80

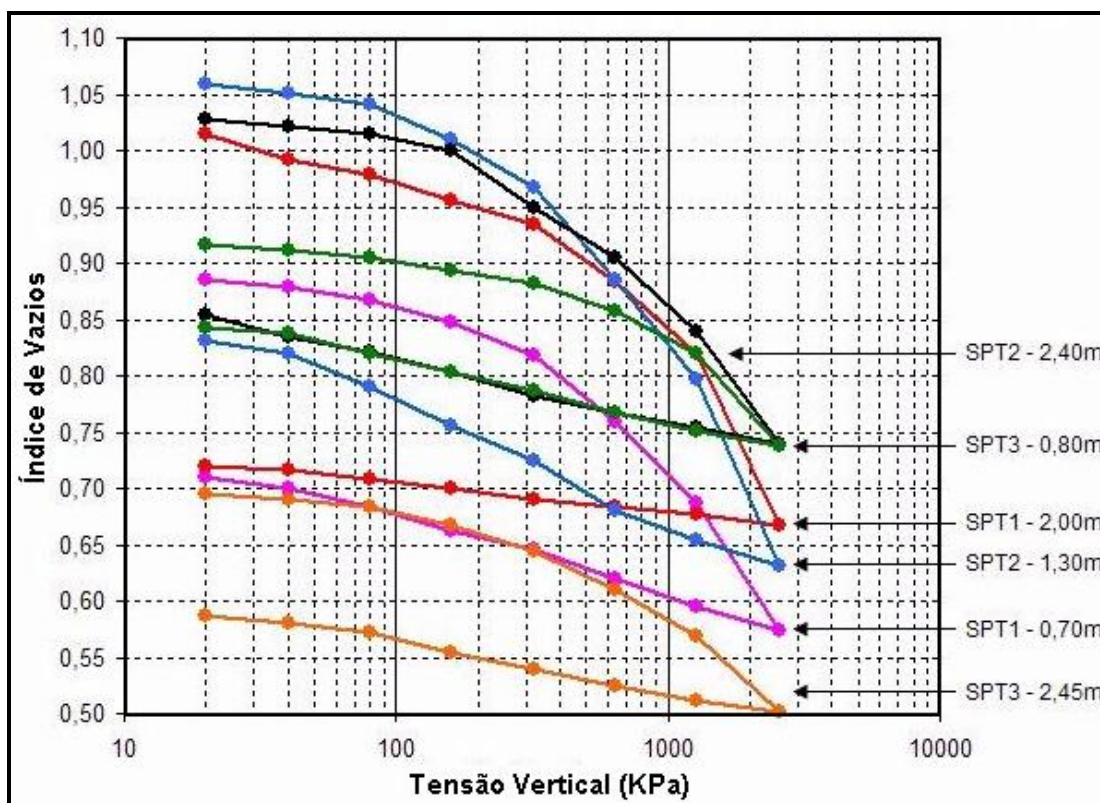


Figura 4.9 - Curvas índices de vazios por logaritmo da pressão vertical das áreas estudadas (adaptado de EMMER, 2004).

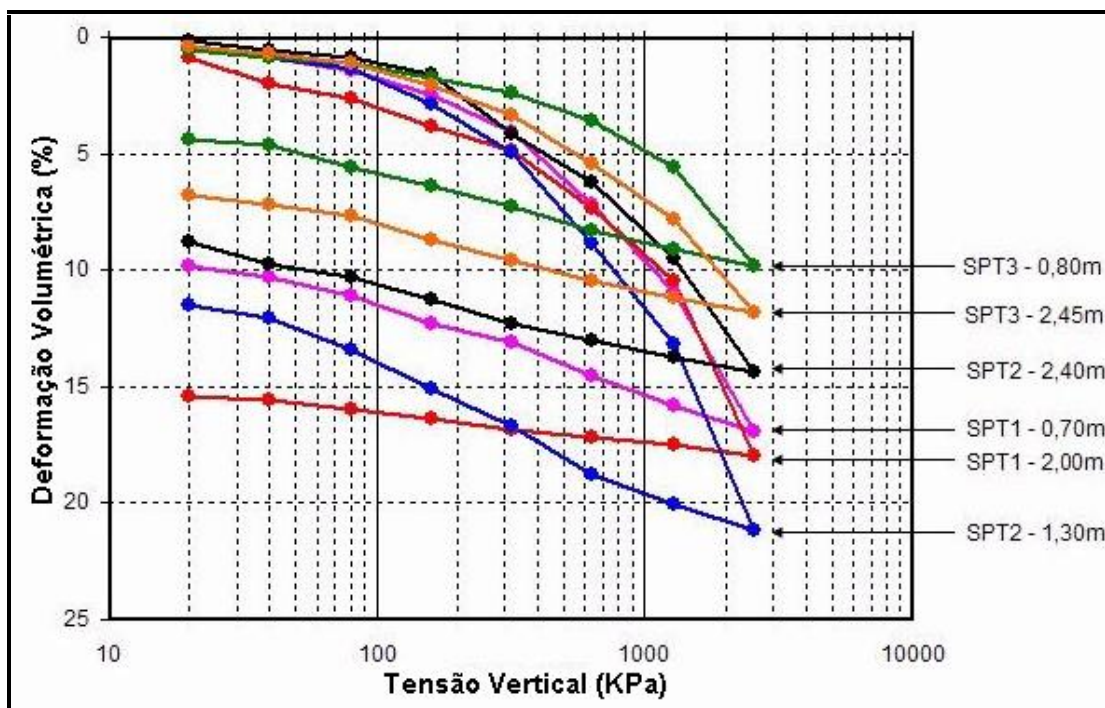


Figura 4.10 - Curvas da deformação por logaritmo da tensão vertical (adaptado de EMMER, 2004).

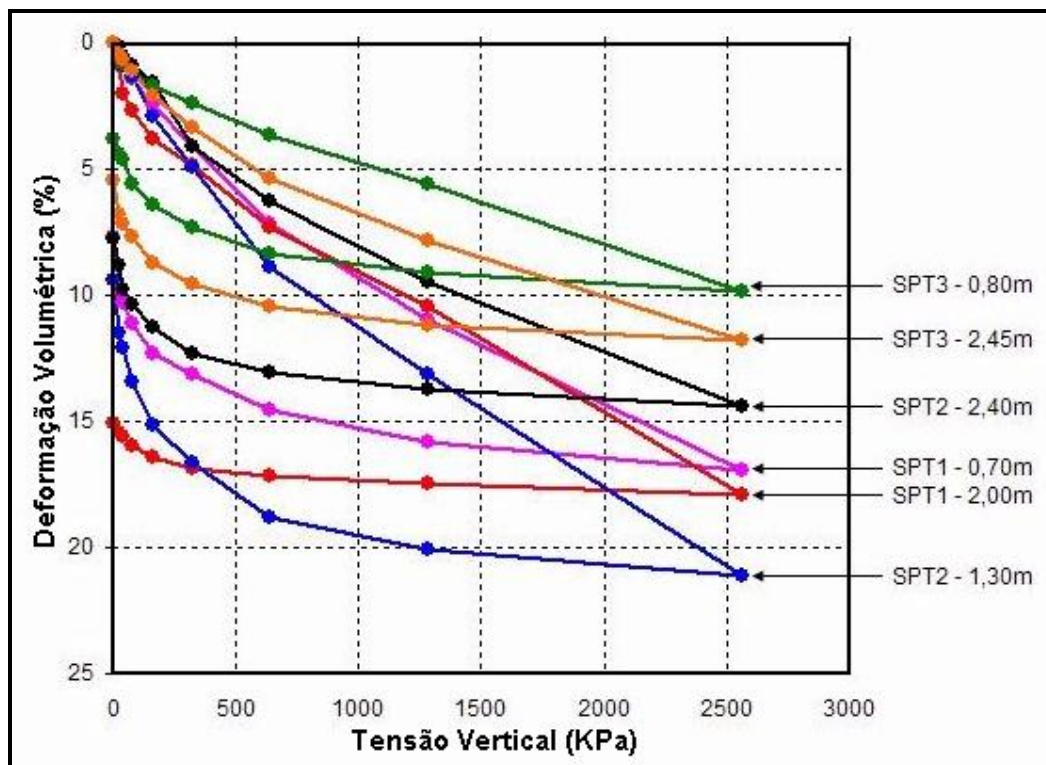


Figura 4.11 - Curvas da deformação versus tensão vertical (adaptado de EMMER, 2004).

Os maiores valores de σ'_{vm} foram encontrados nas amostras naturais próximas à superfície. Pode-se dizer que a camada superficial da área de estudo apresenta, para amostras com umidade natural, $\sigma'_{vm} = 465$ KPa, $e = 0,875$, $C_r = 0,03$, $C_c = 0,30$, $C_s = 0,06$ e deformação máxima de 15,33% (EMMER, 2004).

Na Tabela 4.10 são apresentados os valores obtidos por Emmer (2004) para os coeficientes de consolidação (C_v) obtidos em amostras com teor de umidade natural através dos processos de Taylor e de Casagrande. No processo de Taylor, os maiores valores de C_v foram obtidos nos estágios que possuíam as menores cargas, até 80 KPa, e a diferença entre eles tende a diminuir com aumento do carregamento. Os valores de C_v variam segundo este método, de $0,83 \times 10^{-3}$ a $20,33 \times 10^{-3}$ cm^2/s para amostras no estado natural.

Para o método de Casagrande, observa-se que em alguns incrementos de carga os valores de C_v não foram determinados porque a curva altura do corpo de prova por logaritmo do tempo não estava bem caracterizada. Nos incrementos onde foram determinados os valores de C_v , estes diminuem com o aumento do carregamento e apresentam tendência de ficarem constantes a partir de uma

determinada carga. Os valores de C_v , obtidos neste método, variam de $0,09 \times 10^{-3}$ a $0,97 \times 10^{-3}$ cm^2/s para amostras naturais, sendo o valor médio de $0,43 \times 10^{-3}$ cm^2/s .

Segundo Emmer (2004) os valores dos módulos de variação volumétrica (m_v), para amostras naturais, foram determinados a partir dos ensaios oedométricos (adensamento), onde os valores do m_v variam de $0,031 \times 10^{-3}$ a $0,576 \times 10^{-3}$ KPa. Os maiores valores foram obtidos com as menores cargas e com o aumento do carregamento, acima de 1280 KPa, à tendência a ficarem praticamente constantes, em média de $0,047 \times 10^{-3}$ KPa.

Tabela 4.10 – Apresentação dos coeficientes de consolidação (C_v) determinados segundo os processos de Taylor e de Casagrande (adaptado de EMMER, 2004).

		Coeficiente de consolidação – C_v (cm^2/s) $\times 10^{-3}$															
	Prof. das amostras (m)	Processo de Taylor amostras							Processo de Casagrande Estágios de carga – (kPa)								
		20	40	80	160	320	640	1280	2560	20	40	80	160	320	640	1280	2560
Área 1	0,70	17,9	8,63	10,1	8,68	6,29	1,56	1,46	1,07	-	-	-	0,35	0,33	0,17	0,15	0,13
	2,00	4,90	2,99	13,4	9,46	11,7	8,30	1,24	0,96	-	-	-	-	-	-	-	0,08
Área 2	0,85	10,7	17,3	6,35	5,60	9,29	1,15	1,51	0,83	-	-	-	-	0,18	0,12	-	0,09
	2,40	11,9	10,1	10,1	8,71	11,1	3,55	10,1	3,21	-	-	-	0,83	-	0,77	0,73	0,69
Área 3	0,80	20,3	10,9	11,7	6,97	11,5	3,85	3,89	9,79	-	-	-	-	-	-	0,66	0,27
	2,45	12,4	10,1	17,6	6,93	8,46	4,94	7,84	2,99	-	-	-	-	-	0,95	0,92	0,88

4.5.5.3 – Colapsividade

Segundo Ortigão (1995) a colapsividade é um fenômeno capaz de provocar deformações volumétricas nos solos quando estes são saturados. Isto ocorre devido à alteração estrutural por dissolução do material de ligação presente entre os grãos. Vargas (1974) definiu um coeficiente de colapso estrutural (i), onde considera solos colapsíveis quando este coeficiente for superior a 2%.

A Tabela 4.11 apresenta os valores dos coeficientes de colapso estrutural obtidos por Emmer (2004) em amostras oriundas da camada superficial, segundo a qual se observa que o coeficiente de colapso estrutural tende a aumentar com o aumento do carregamento, com valores variando entre 0,647 a 1,243%, onde

apresentam, para cada tensão vertical, valor médio de 0,906, 0,915, 0,935, 0,946 e 0,971%, respectivamente, as tensões de 25, 50, 100, 150 e 200 KPa.

Com isso, constatou-se que o fenômeno de colapsividade não ocorreu em nenhuma amostra, pois o valor máximo obtido para o coeficiente de colapso, não ultrapassa o valor limite estabelecido por Vargas (1974). Assim pode-se assegurar que a camada superficial do CEEG/UFSM não apresenta características de solos colapsáveis por saturação.

Tabela 4.11 – Valores dos coeficientes de colapso estrutural em função da tensão vertical (adaptado de EMMER, 2004).

Local	Designação das amostras	Prof. das amostras (m)	Coeficiente de colapso estrutural – i (%)				
			Tensão vertical - σ_v (kPa)				
			25	50	100	150	200
Área 1	TS1-01	0,70	0,923	0,918	0,937	0,933	0,955
	TP1-02	2,00	1,185	1,192	1,208	1,196	1,243
Área 2	TS2-01	0,85	0,711	0,724	0,738	0,771	0,806
	TP2-02	2,40	1,126	1,138	1,144	1,159	1,152
Área 3	TS3-01	0,80	0,822	0,872	0,893	0,936	0,864
	TP3-02	2,45	0,669	0,647	0,688	0,683	0,808

4.6 Resumo dos resultados de caracterização

Na utilização dos métodos teóricos ou empíricos aplicados neste trabalho, utilizaram-se os valores e designações mostradas na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Resumo dos resultados de caracterização.

Classificação do material	Argila arenosa; variegada; plástica; consistência média a rija.
Espessura da camada	5,00 a 6,05 m
Resistência à penetração (N_{SPT})	13 golpes
Ângulo de atrito interno médio (ϕ)	23°
Intercepto coesivo médio (c)	30,70Kpa
Limites de liquidez (LL)	56%
Limites de plasticidade (LP)	26%
Índice de plasticidade (IP)	30%
Umidade natural (w_n)	28,74%
Peso específico real dos grãos (γ_s)	28,14 kN/m ³
Peso específico natural (γ)	18,99 kN/m ³
Peso específico aparente seco (γ_d)	14,80 kN/m ³
Índice de vazios (e)	0,93
Grau de Saturação (S)	89,48%
Porosidade (η)	47,69%
Atividade coloidal (I_a)	0,70
Pressão de pré-adensamento (σ'_{vm})	465 Kpa
Índices de recompressão (C_r)	0,03
Compressão (C_c)	0,30
Descompressão (C_s)	0,06
Deformação máxima	15,33%
Colapsividade (i)	0,971% (solo não colapsível)
Módulo de variação volumétrica (m_v)	0,047x10 ⁻³ KPa

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste trabalho foram realizados quatro provas de carga sobre sapata de concreto armado. Os resultados e peculiaridades pertinentes a cada ensaio serão apresentados na seqüência deste capítulo, bem como as análises relacionadas com as provas de carga.

5.1 Provas de carga

5.1.1 Ensaio S-1

O ensaio S-1 foi realizado utilizando-se incrementos de cargas de 50 KN, a curva carga-recalque oriunda deste ensaio apresenta três trechos distintos, o primeiro linear compreendido entre 0 e 200 KN, o segundo curvo compreendido entre 200 e 350 KN e o terceiro trecho, retilíneo, desenvolve-se basicamente sob a carga de 350 KN. A ruptura ocorreu sob a carga de 350 KN, gerando uma tensão de ruptura de 972,22 KPa, onde se tornou muito difícil a estabilização da carga ao passo que os recalques aumentavam de forma continuada. As leituras de recalques foram feitas até 30mm, sendo este o curso dos defletômetros utilizados. Após manteve-se carga até obter um recalque de 40 mm, este obtido através de medições do espaçamento entre os defletômetros e a sapata.

Com uma análise visual após a realização do ensaio, pode-se verificar o perfeito embutimento da sapata no terreno. As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam as curvas carga-recalque obtidas no ensaio em S-1, sendo que a Figura 5.1 mostra as curvas obtidas com as leituras em cada defletômetro utilizado, e a Figura 5.2 apresenta a curva obtida com a média das leituras realizadas no ensaio.

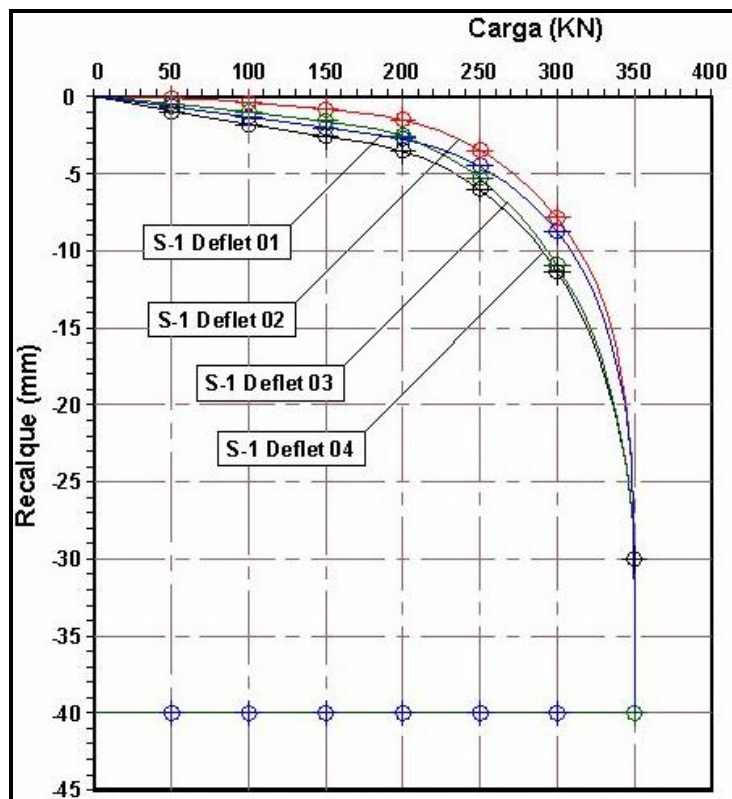


Figura 5.1 – Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-1.

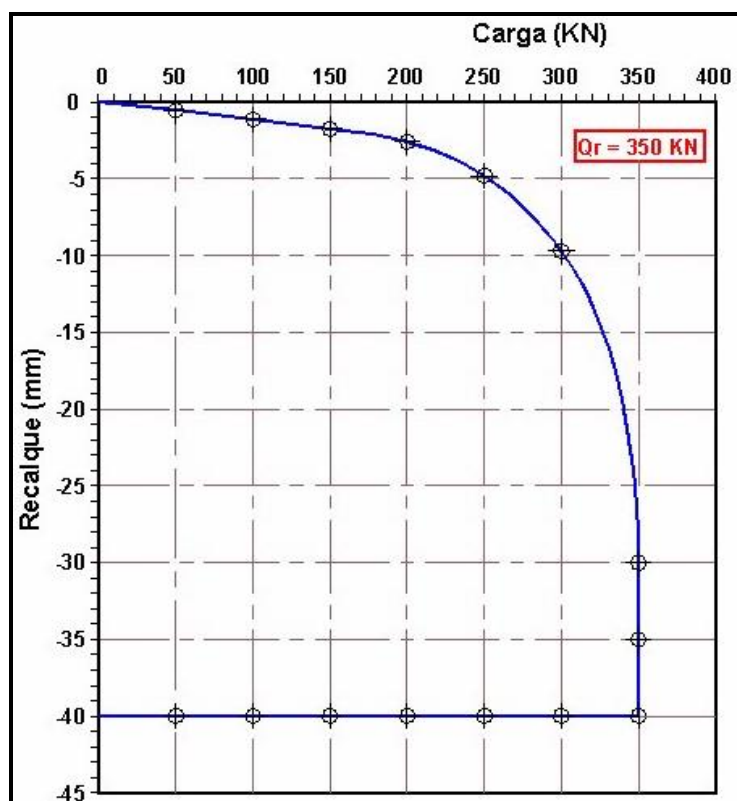


Figura 5.2 – Curva carga-recalque da sapata S-1.

5.1.2 Ensaio S-2

Para o ensaio na sapata S-2 foi utilizado um incremento de carga de 40 KN. Porém, diferente do primeiro ensaio em S-1, o ensaio em S-2 não atingiu a ruptura.

Com o carregamento aplicado e sendo mantido em 350 KN, surgiram problemas com o sistema de reação utilizado. Um pequeno desaprumo na viga de reação, provavelmente ocasionado por uma compressão desigual do solo sob a sapata, gerou forças de tração no concreto dos pilaretes. Estes não dimensionados para tais solicitações foram acometidos de fissuras, estas paralelas e nos pontos de ancoragem das barras de fixação da viga de reação (ver Figura 3.9). Com uma criteriosa análise do estado do ensaio constatou-se que um novo incremento de carga resultaria em fissuras maiores e o conseqüente aliviou do sistema, relaxando de uma só vez a carga aplicada até então. Desse modo, optou-se pelo processo de descarregamento e encerramento do ensaio.

A Figura 5.3 apresenta as curvas para cada defletômetro utilizado em S-2. A curva carga-recalque obtida da média das leituras dos defletômetros é apresentada na Figura 5.4, onde se observa que a mesma também apresenta três trechos distintos, porém sendo o primeiro retilíneo compreendido entre 0 e 200 KN, o segundo caracterizado pela curva entre 200 e 350 KN e o terceiro delimitado entre 350 e 0 KN que representa o descarregamento do sistema, onde vê-se que o solo restabeleceu parte das deformações a que foi submetido.

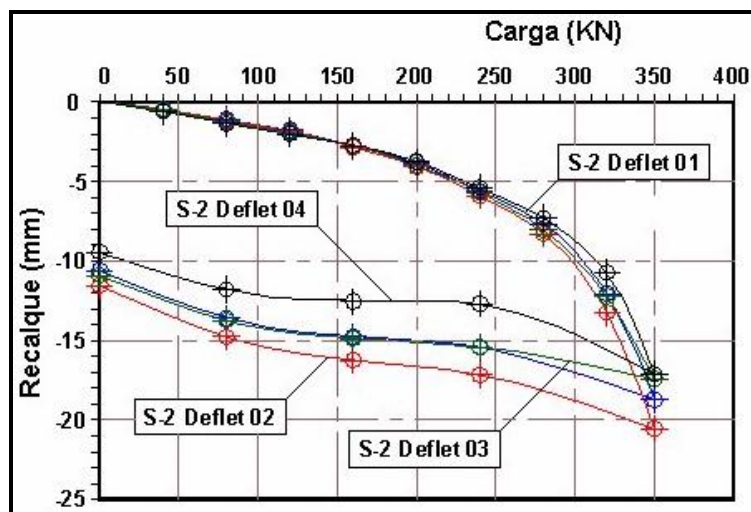


Figura 5.3 – Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-2.

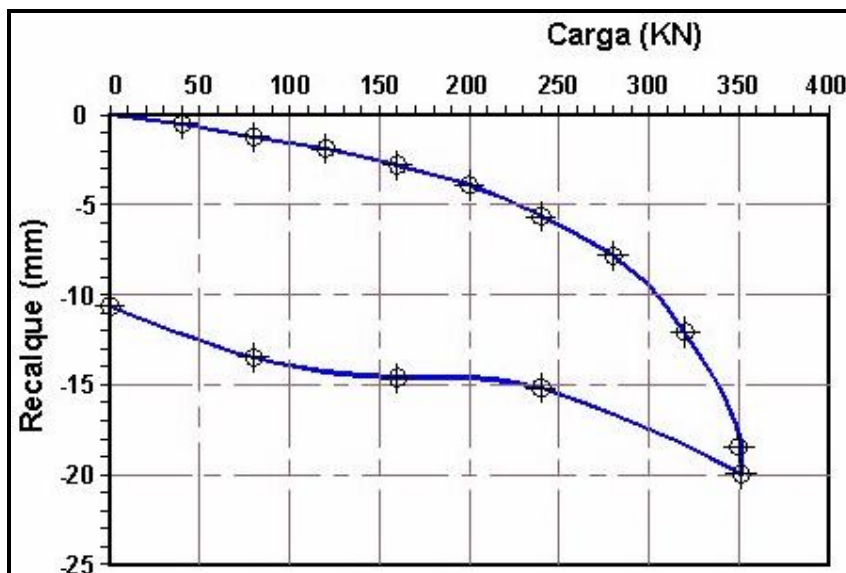


Figura 5.4 – Curva carga-recalque da sapata S-2.

5.1.3 – Ensaio S-3

Semelhante ao ensaio em S-2, o ensaio em S-3 foi desenvolvido com incrementos de carga de 40 KN. Para este ensaio o carregamento máximo atingido foi de 350 KN, não se atingindo a ruptura do solo. Problemas com o sistema de reação não permitiram que se aplicasse um novo incremento de carga, também não possibilitando as operações de descarregamento. Pode se observar na curva carga-recalque de S-3, que embora não se tenha atingido a ruptura efetiva, o estágio de carregamento em que o ensaio se encontrava provavelmente culminaria com a ruptura do solo, pois, a curva já atingira características da ruptura.

Assim sendo, pode-se dizer que, a exemplo das anteriores, a curva carga-recalque de S-3 também se divide em três trechos, sendo um retilíneo de 0 a 200 KN, um curvo de 200 a 350 KN, e um terceiro retilíneo que começa a se desenvolver sob o carregamento de 350 KN. Nas Figuras 5.5 e 5.6 são apresentadas às curvas obtidas no ensaio em S-3.

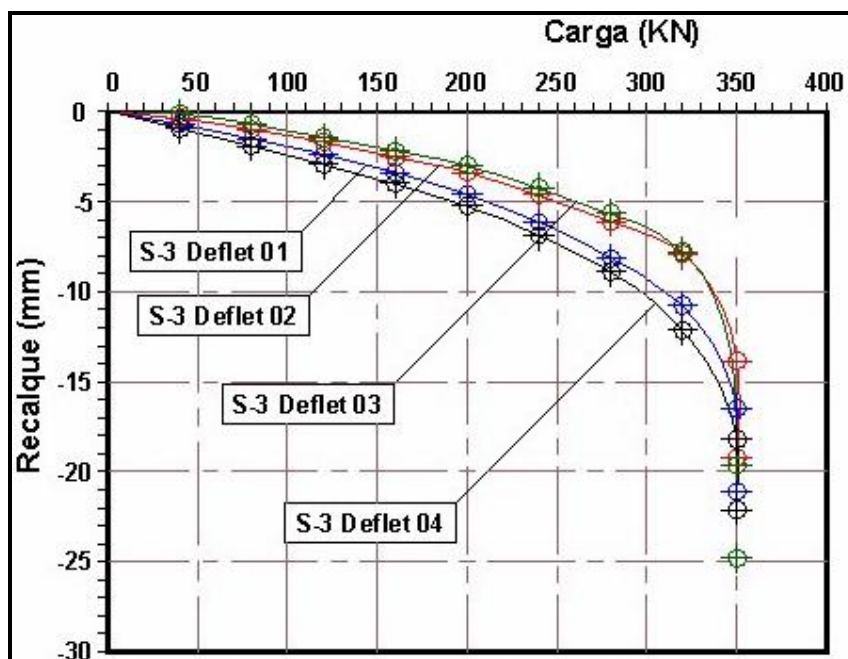


Figura 5.5 – Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-3.

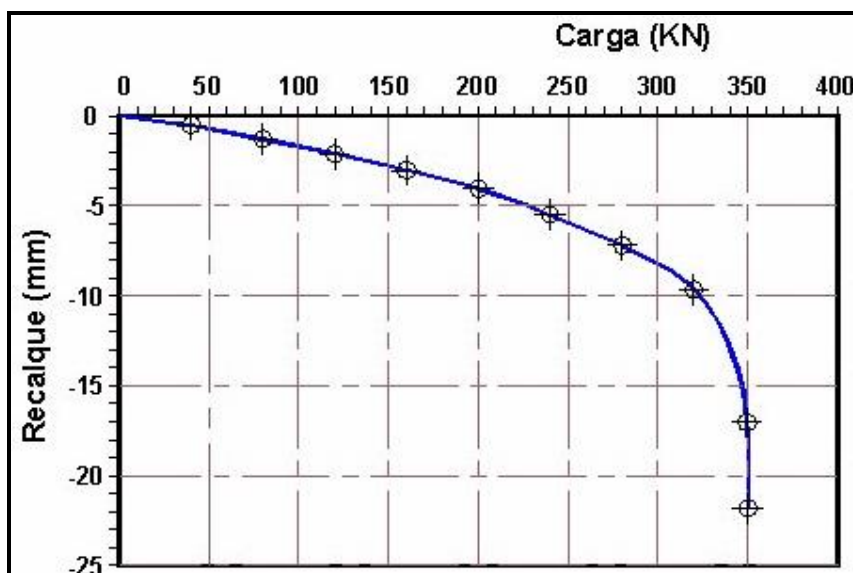


Figura 5.6 – Curva carga-recalque da sapata S-3.

5.1.4 Ensaio S-4

O ensaio em S-4 foi realizado com incrementos de carga semelhantes aos aplicados em S-1, com acréscimos de 50 KN. Porém, ao atingir a carga de 300 KN, passou-se a incrementos de 20 KN. O ensaio culminou com a ruptura do solo sob o carregamento de 370 KN, o que gerou uma tensão de ruptura de 1027,78 KPa.

Nas Figuras 5.7 e 5.8 são mostradas as curvas carga-recalque relativas ao ensaio em S-4, onde se distingue, a exemplo de S-1, três trechos distintos, porém sendo o primeiro retilíneo compreendido entre 0 e 240 kN, o segundo curvo delimitado entre 240 e 370 kN e o terceiro retilíneo sob a carga de 370 kN.

Semelhante a S-1, a ruptura em S-4 foi evidenciada com a dificuldade de se manter a carga aplicada e com os recalques aumentando de forma continuada. O embutimento da sapata também ficou demonstrado neste ensaio.

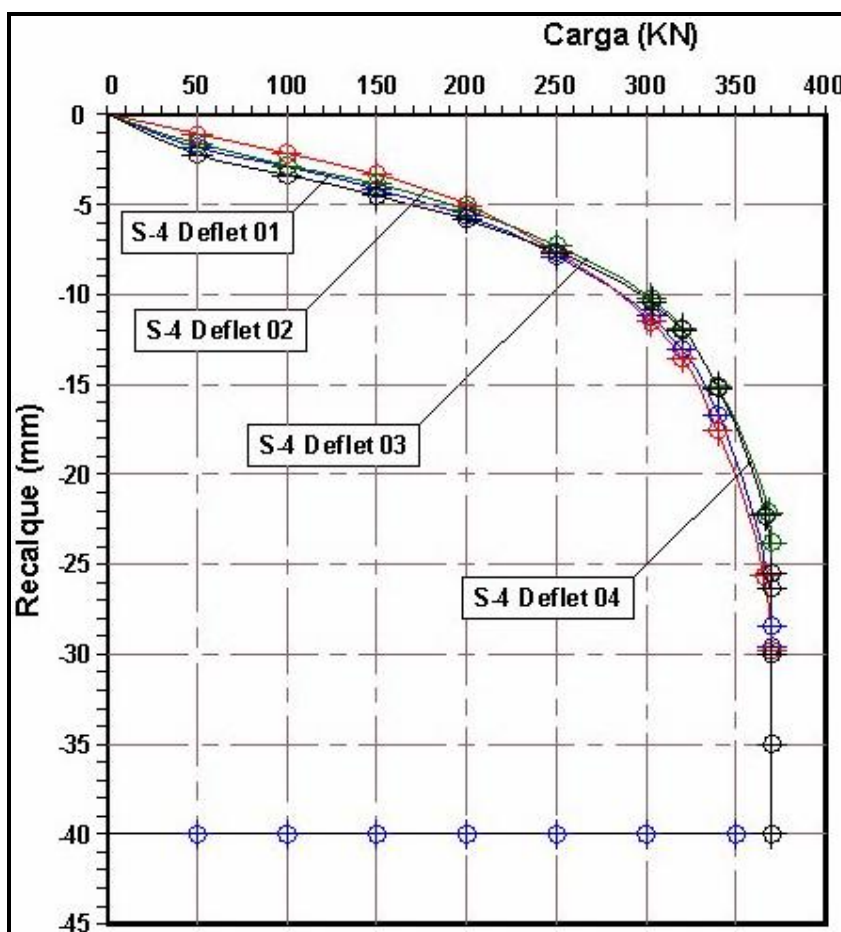


Figura 5.7 – Curvas carga-recalque obtidas dos defletômetros em S-4.

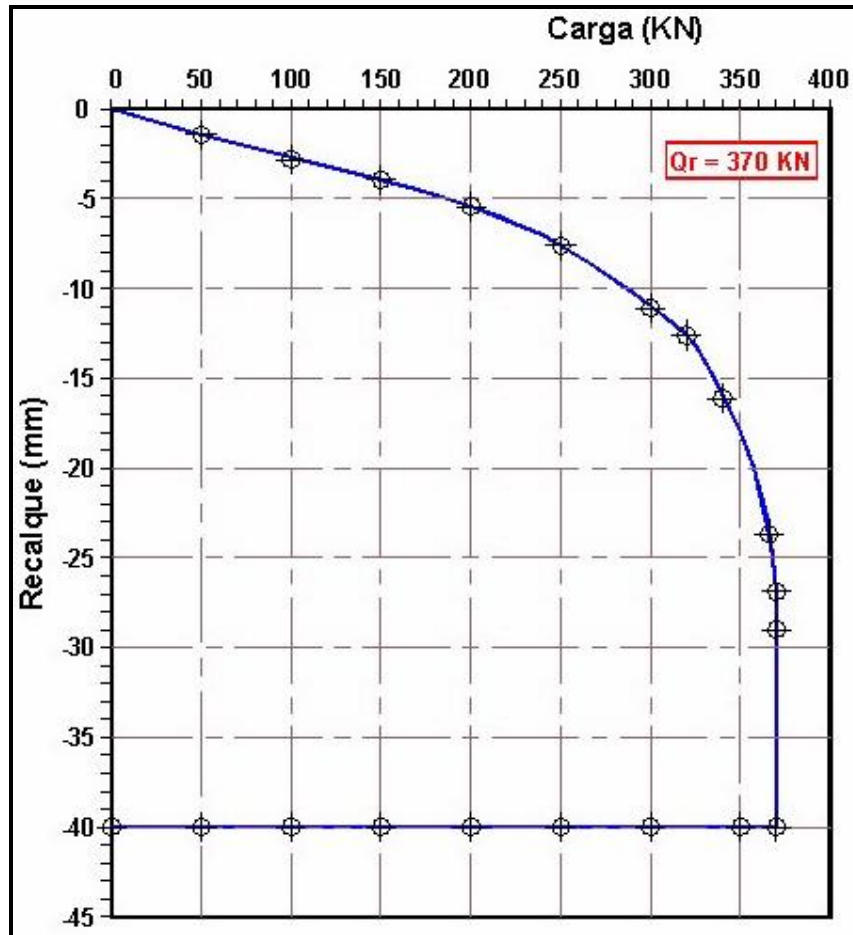


Figura 5.8 – Curva carga-recalque da sapata S-4.

5.1.5 Superposição das curvas carga-recalque

A Figura 5.9 apresenta a superposição das curvas carga-recalque para os quatro ensaios realizados. Observa-se que as curvas apresentam um comportamento semelhante entre si, até mesmo para os ensaios em que não se atingiu a ruptura, no caso S-2 e S-3. Todas apresentam um trecho inicial retilíneo, seguido de uma curva de transição e após um terceiro trecho retilíneo, este último caracterizando a ruptura do solo.

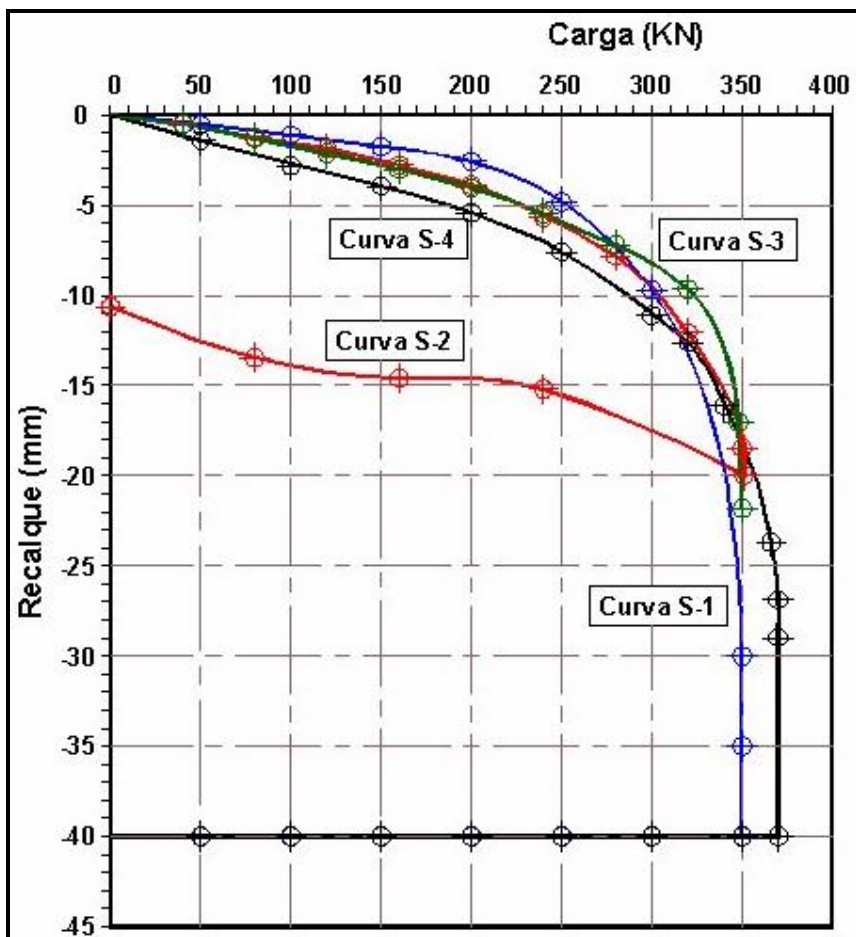


Figura 5.9 – Superposição das curvas carga-recalque.

5.2 Análise da ruptura

Analisando as curvas carga-recalque dos quatro ensaios realizados, sobretudo as referentes aos ensaios S-1 e S-4, vê-se que, a ruptura se deu provocada por um pico de carga após um período de transição.

As análises “in loco” não puderam identificar um mecanismo bem definido para a ruptura, identificou-se, no entanto, uma tendência ao empolamento do solo nos lados da fundação, entretanto, não foi observado um cisalhamento bem definido no perímetro da mesma. A compressão vertical sob a fundação foi significativa, uma vez que se observou o embutimento da sapata no solo, constatando-se também que um eventual aumento no carregamento não resultaria em colapso ou tombamento catastrófico da fundação, pois a mesma permaneceria embutida no terreno mobilizando a resistência das camadas mais profundas.

Desta forma, adotou-se, para o sistema estudado, um modelo de ruptura localizada, conforme descrito no item 2.1 deste trabalho. A Figura 5.10 mostra alguns detalhes do comportamento do solo no entorno e abaixo da sapata, observados após a realização dos ensaios.



Figura 5.10 – Detalhes do comportamento do solo no entorno e abaixo da sapata.

5.3 Estimativa da carga de ruptura - extrapolação

Os ensaios S-2 e S-3 em que não foi possível atingir a ruptura do solo foram submetidos aos métodos de extrapolação da curva carga-recalque apresentados no Capítulo 2 deste trabalho. Procedimento que também foi adotado para os ensaios

em S-1 e S-4 suprimindo as últimas leituras das curvas destes ensaios, tornando-se assim ambos incompletos e passíveis de serem extrapolados. Para os métodos de Davisson (1972) e NBR 6122/96 foi adotado um diâmetro equivalente calculado através da área da sapata utilizada. Neste trabalho foi adotado como carga de ruptura de referência para comparações àquela obtida com a média das cargas de ruptura dos ensaios S-1 e S-4 que atingiram a efetiva ruptura do solo.

A Tabela 5.1 apresenta os valores das cargas e das tensões de ruptura encontrados com a utilização dos métodos de extrapolação e a relação entre os valores extrapolados e o valor medido.

Tabela 5.1 – Valores de cargas e tensões de ruptura, encontrados com extrapolações das curvas carga-recalque.

Método	Provas de Carga					$\sigma_{r\text{média}}$ (KPa)	Relação Extrapolados/ Medido
	Qr(KN) S-1	Qr(KN) S-2	Qr(KN) S-3	Qr(KN) S-4	Qr _{média} (KN)		
Provas de Carga - Ruptura	350,00	-	-	370,00	360,00	1000,00	1,000
Método de Van der Veen (1953)	360,00	350,00	390,00	370,00	367,50	1020,83	1,021
Método de Chin (1970)	375,94	414,94	413,22	492,61	424,18	1178,27	1,178
Método de Mazurkiewicz (1972)	354,30	358,49	349,59	357,78	355,04	986,22	0,986
Método de Massad (1986)	351,79	354,98	358,43	376,11	360,33	1000,91	1,001
Método de Interseção de tangentes (1956)	350,00	351,29	339,28	370,00	352,64	979,56	0,980
Método NBR 6122/96 - D/30	344,66	351,09	349,57	363,75	352,27	978,52	0,979
Método de Davisson (1972) - D/120+3,8 mm	298,05	299,15	317,69	278,13	298,26	828,49	0,828

Com observações na Tabela 5.1, vê-se que os valores encontrados para a carga de ruptura com os métodos de extrapolação são muito próximos àquele obtido através das provas de carga realizadas no local de estudo, com exceção aos valores encontrados com o uso dos Métodos de Chin e de Davisson. O primeiro forneceu uma carga de ruptura 17,80% maior que a carga obtida nas provas de carga. O segundo, no entanto, apresenta uma carga de ruptura 17,20% menor.

Dos valores da Tabela 5.1, também se pode obter a média entre os métodos de extrapolação, o que resulta em uma carga de ruptura de 358,60 KN, ou em uma tensão de ruptura de 996,12 KPa, valores estes menores do que os obtidos com as médias das provas de carga.

O gráfico da Figura 5.11 mostra em forma de colunas dispostas lado a lado as cargas e a média das cargas de ruptura encontradas por cada método utilizado comparando os valores com o valor obtido através das provas de carga.

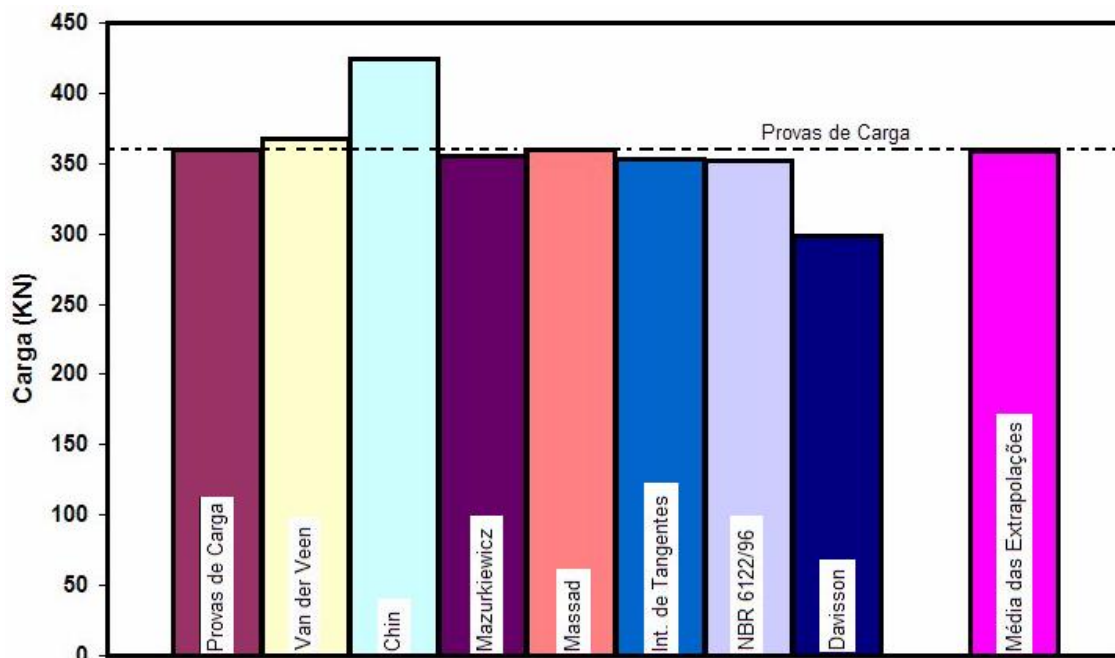


Figura 5.11 – Valores de cargas de ruptura obtidos através de extrapolações das curvas carga-recalque.

5.4 Estimativa da carga de ruptura – métodos teóricos

Baseando-se nos métodos teóricos apresentados no Capítulo 2 deste trabalho, buscou-se a estimativa da carga de ruptura, visando à comparação dos resultados com os valores obtidos nas provas de carga. A Tabela 5.2 apresenta os valores encontrados para as cargas e tensões de ruptura, sendo os mesmos comparados com o valor da média das cargas de ruptura obtido nas provas de carga.

Tabela 5.2 – Valores de cargas de ruptura encontrados através de formulações teóricas.

Método	Q _r (KN)	σ (KPa)	Relação Previsto / Medido
Provas de Carga - Ruptura	360,00	1000,00	1,000
Terzaghi e Peck (1967)	312,04	866,78	0,867
Eq. Geral - Fatores de Forma de Terzaghi	331,99	922,19	0,922
Eq. Geral – Proposição de Vesic (1975)	389,40	1081,67	1,082

Com análises na Tabela 5.2, verifica-se que dos valores obtidos através das formulações teóricas, o que mais se aproximou da realidade foi o encontrado através da Equação Geral, com utilização dos fatores de forma propostos por Terzaghi, este forneceu um valor 7,80% menor que o encontrado com as provas de carga. A

Equação Geral de capacidade de carga, abastecida com os fatores de forma de De Beer, apresentou um valor 8,20% superior ao obtido nas provas de carga, enquanto que o encontrado através da proposição de Terzaghi e Peck (1967) resultou em carga 13,30% menor que a encontrada com as provas de carga.

Contudo, se considerarmos que estes são valores teóricos, e que sobre eles, segundo a norma brasileira, seria aplicado um fator de segurança (FS) de no mínimo 3, pode-se considerar que para o sistema estudado tais formulações apresentaram desempenho satisfatório.

O gráfico em forma de colunas da Figura 5.12 dispõe lado a lado os valores das cargas de ruptura calculados através das proposições teóricas e a média das cargas de ruptura teóricas (344,47 KN, o que produz uma tensão de ruptura de 956,88 KPa) e compara os mesmos com o valor medido em campo através das provas de carga.

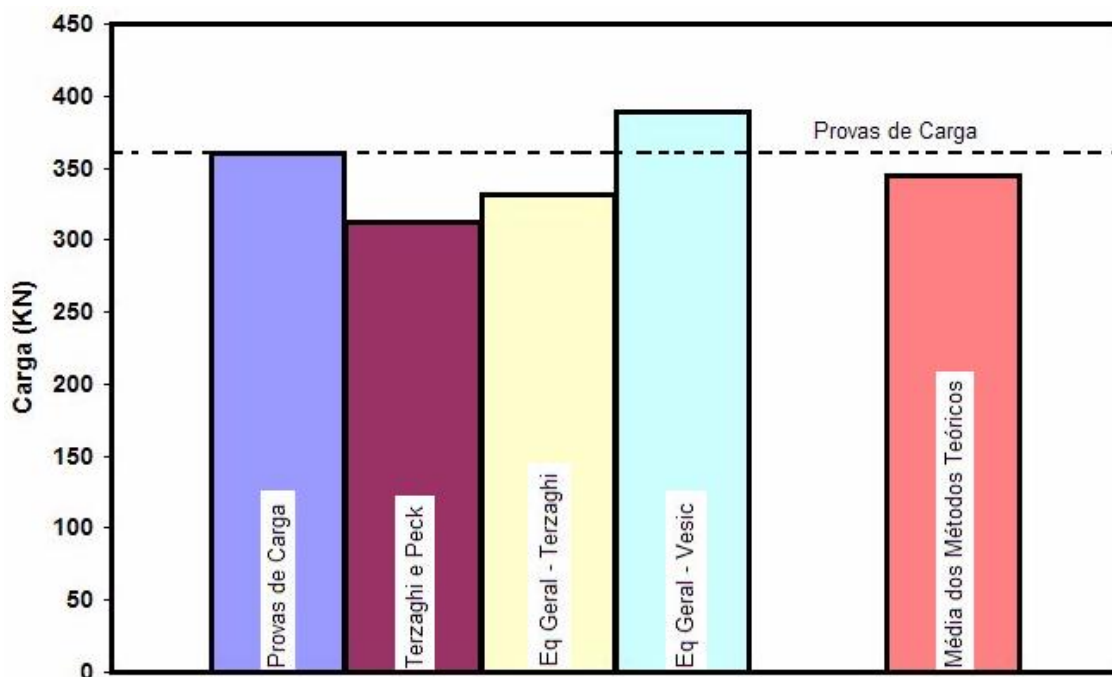


Figura 5.12 – Valores de cargas de ruptura obtidos através de formulações teóricas.

5.5 Estimativa de módulos e recalques

Segundo Cintra et. al., (2003) pode-se estimar uma previsão de recalques através de observações na curva tensão-recalque oriunda de uma prova de carga. O módulo de deformabilidade (E_s) do solo pode ser calculado por meio de uma reta

ajustada no trecho inicial da curva, onde se obtém o coeficiente de reação do solo K_s , também chamado de coeficiente de recalque.

Conforme mostrado nas Figuras 5.13 a 5.16, retirou-se das curvas carga-recalque obtidas nos ensaios os recalque referentes ao carregamento de 100 kN, que resulta em uma tensão de 277,78 kPa, com os quais, utilizando-se da Equação 2.42 e adotando-se o valor de 0,35 para o coeficiente de Poisson, obteve-se o módulo de deformabilidade E_s do solo em estudo. O valor de 0,35 para o coeficiente de Poisson foi utilizado por Cintra et. al., (2003) como um valor “médio” para qualquer solo.

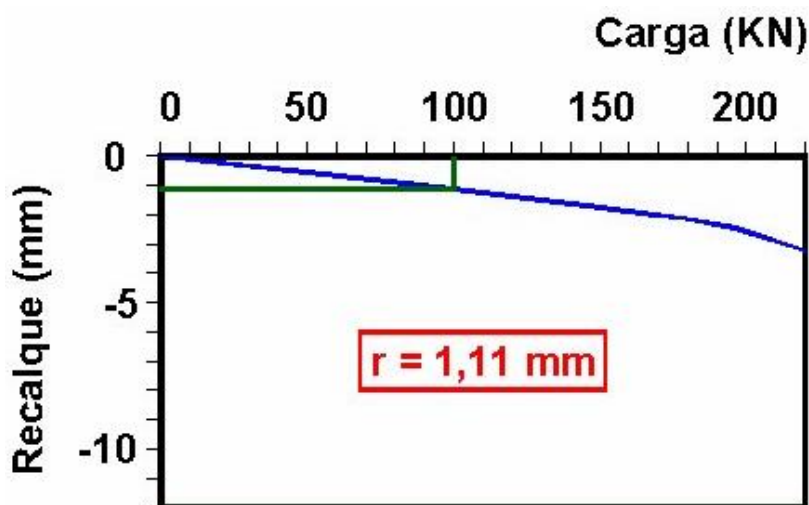


Figura 5.13 – Recalque referente à carga de 100 kN, obtido no ensaio em S-1.

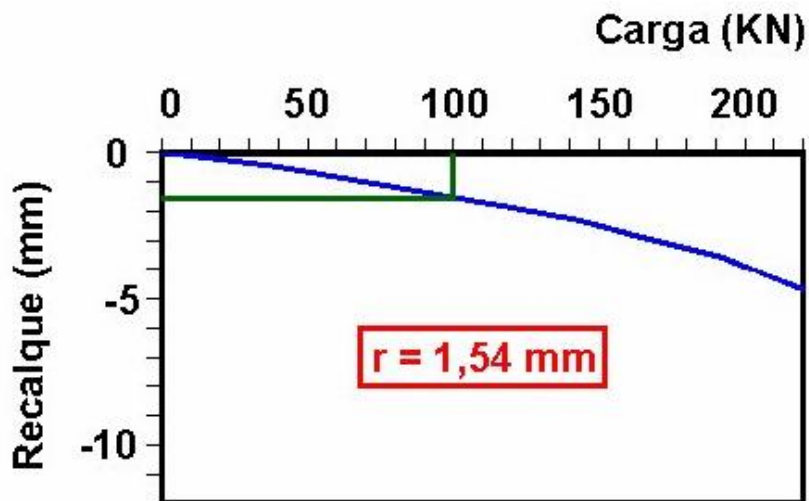


Figura 5.14 – Recalque referente à carga de 100 kN, obtido no ensaio em S-2.

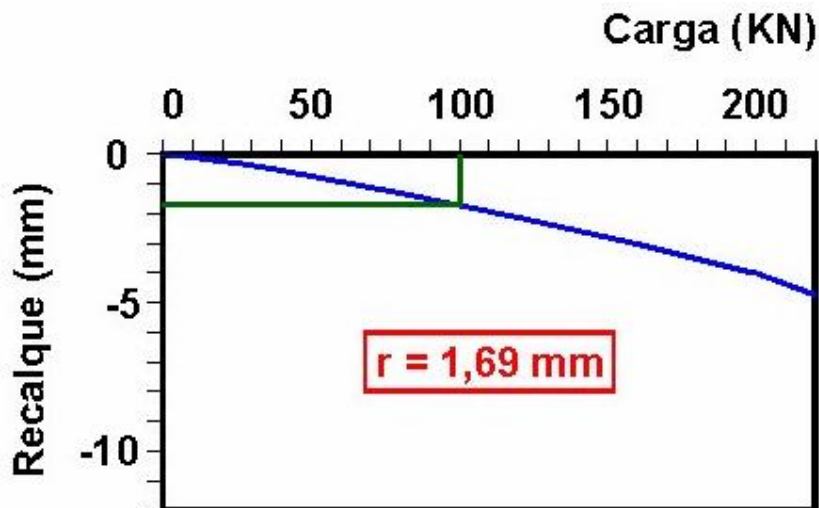


Figura 5.15 – Recalque referente à carga de 100 KN, obtido no ensaio em S-3.

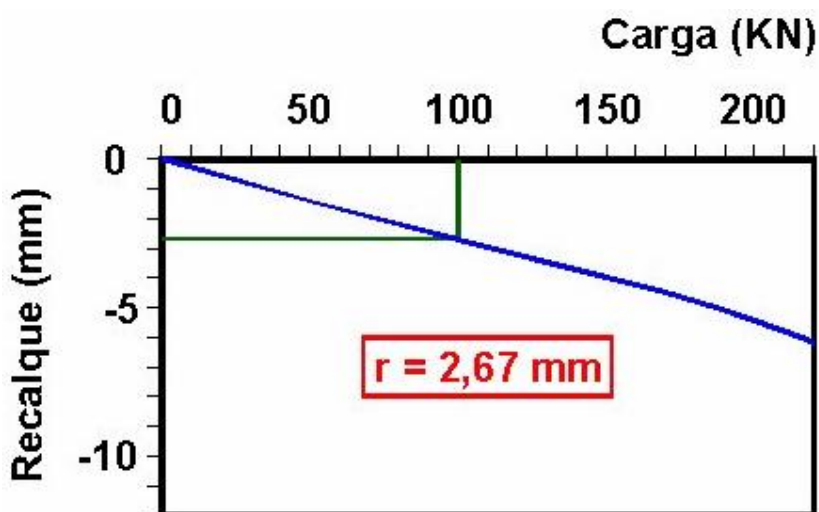


Figura 5.16 – Recalque referente à carga de 100 KN, obtido no ensaio em S-4.

A carga de 100 KN foi utilizada porque impõe ao sistema uma tensão de 277,78 KPa, esta inferior à tensão de pré-adensamento (465 KPa) obtida através de ensaios oedométricos realizados por Emmer (2004), ficando assim as observações limitadas a fase elástica. Também foi obtido outro módulo de deformabilidade (E_s) através de correlações com o N_{SPT} e dois módulos de elasticidade (E), sendo um através de relação com o módulo de variação volumétrica obtido dos ensaios oedométricos e outro através do gráfico proposto por Sandroni (1991) mostrado na Figura 2.32.

A Tabela 5.3 apresenta os valores dos módulos de deformabilidade e módulos de elasticidade obtidos.

Tabela 5.3 – Valores de E_s e E .

Método	S-1 (MPa)	S-2 (MPa)	S-3 (MPa)	S-4 (MPa)	Min (MPa)	Máx (MPa)	Média (MPa)
E_s – Provas de cargas (através de K_s)	130,44	94,02	85,67	54,23	-	-	91,09
E_s – Correlação com N_{SPT}	-	-	-	-	-	-	27,30
E – Correlação com E_{oed}	-	-	-	-	1,08	20,10	13,25
E – Gráfico de Sandroni (1991)	-	-	-	-	14,51	32,64	21,76

Com os valores de E e E_s , utilizando-se da Equação 2.26 ajustou-se uma curva tensão-recalque para cada E e E_s obtidos. As curvas mostradas nas Figuras 5.17 a 5.20 foram plotadas superpostas às curvas carga-recalque obtidas em campo, onde pode ser observado que as mesmas apresentam-se muito dispersas em relação às resultantes dos ensaios. Exceção se faz a curva traçada com o E_s obtido através das provas de carga que possui um trecho inicial semelhante às curvas S-1, S-2, S-3 e S-4.

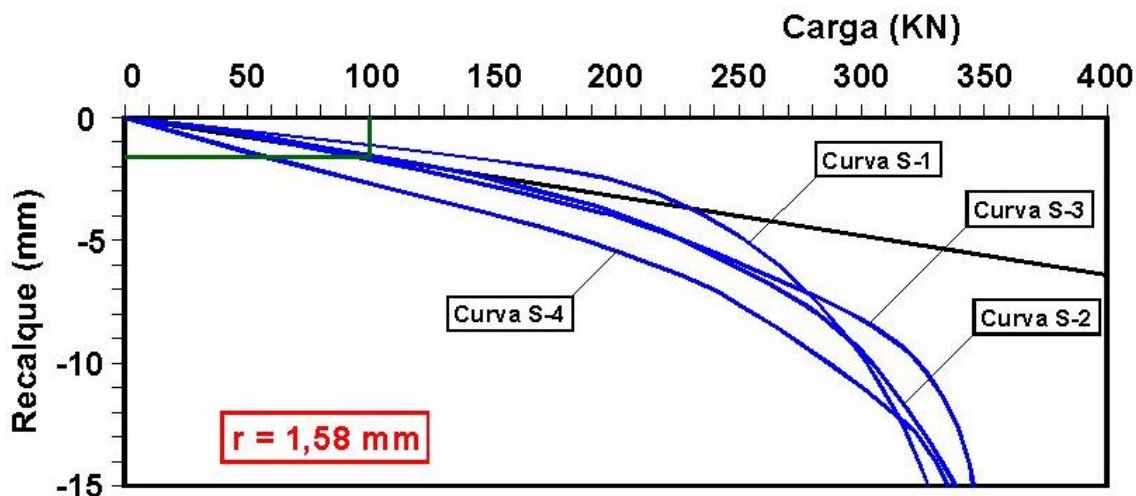


Figura 5.17 – Curva carga-recalque ajustada com o E_s obtido das provas de carga.

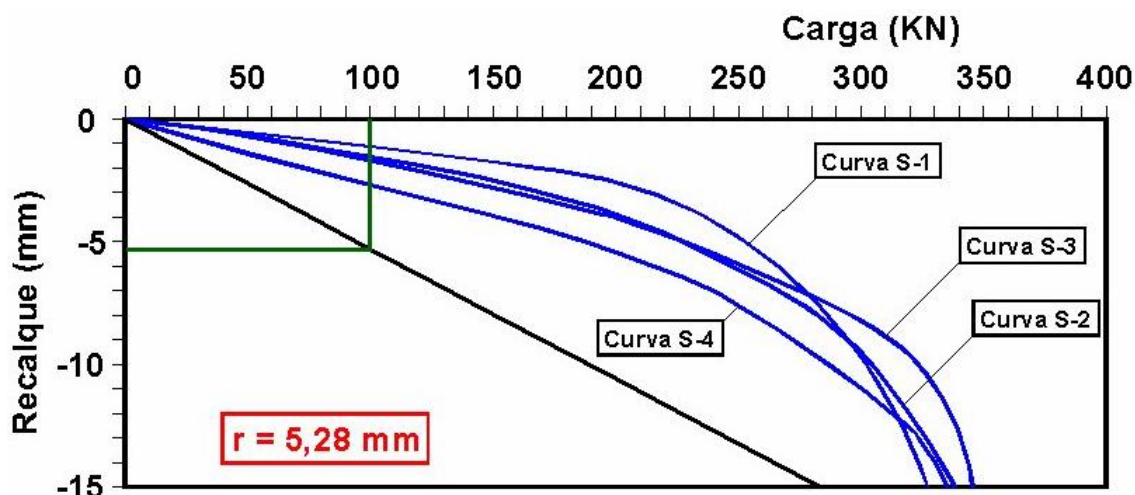


Figura 5.18 – Curva carga-recalque ajustada com o E_s obtido da correlação com N_{SPT} .

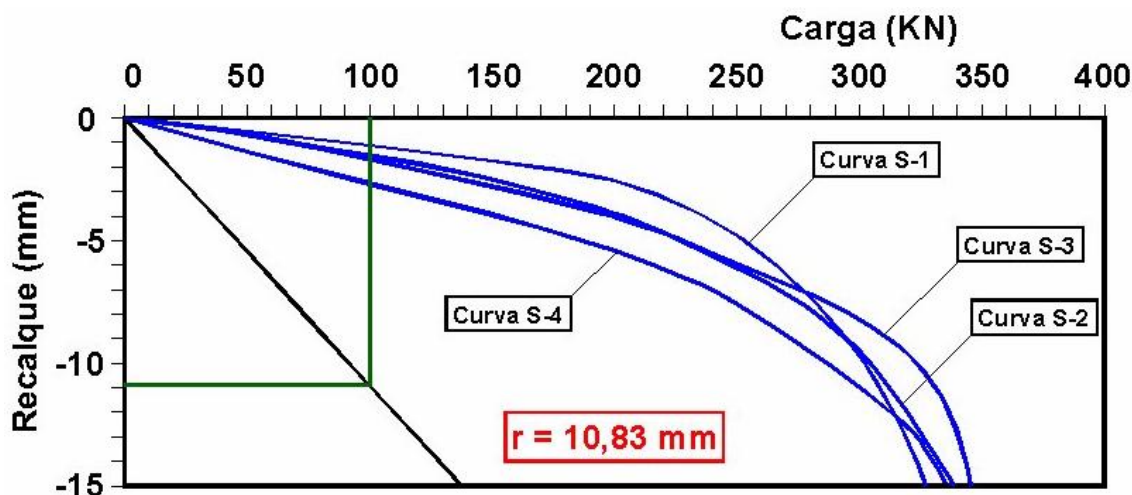


Figura 5.19 – Curva carga-recalque ajustada com o E obtido de correlação com E_{ood} .

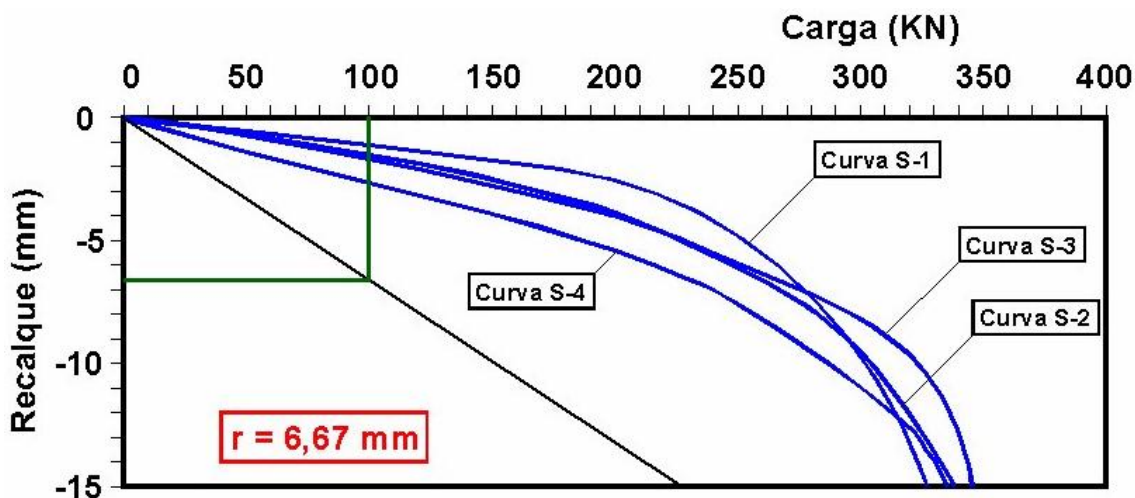


Figura 5.20 – Curva carga-recalque ajustada com o E obtido do gráfico de Sandroni (1991).

Na Tabela 5.4 encontram-se os valores de recalques correspondentes ao carregamento de 100 KN, obtidos nas curvas de campo e nas curvas ajustadas através dos E e E_s . Verifica-se que apenas o recalque respectivo ao E_s obtido nas curvas carga-recalque apresentou um valor coerente, os demais se apresentam dispersos em relação ao real.

Tabela 5.4 – Valores de recalques para o carregamento de 100KN.

Método	S-1 (mm)	S-2 (mm)	S-3 (mm)	S-4 (mm)	Média (mm)
Provas de carga	1,11	1,54	1,69	2,67	1,75
Curva ajustada com E_s – provas de carga	-	-	-	-	1,58
Curva ajustada com E_s – Correlação com N_{SPT}	-	-	-	-	5,28
Curva ajustada com E – Correlação com E_{oed}	-	-	-	-	10,83
Curva ajustada com E – Gráfico de Sandroni (1991)	-	-	-	-	6,67

5.6 Cálculo das tensões admissíveis

Através dos métodos descritos no Capítulo 2 deste trabalho foram obtidas as tensões admissíveis para o sistema sapata-solo estudado. Os valores encontrados são apresentados na Tabela 5.5, juntamente com os fatores de segurança pertinentes a cada método e a variação em relação à tensão admissível calculada através das provas de carga.

Tabela 5.5 – Valores de tensões admissíveis.

Métodos	Fator de Segurança (FS)	Tensão Admissível (KPa)	Relação Previsto / Medido	
Métodos teóricos	Ruptura	3,00	318,96	0,638
	Recalque admissível	1,00	(**)	-
	Recalque máximo	1,50	(**)	-
Métodos semi- empíricos	Aoki-Velloso (1975)	3,00	505,56	1,011
	Décourt-Quaresma (1978)	4,00	331,50	0,663
Métodos empíricos	Tabela de tensões básicas NBR 6122/96	1,00	200,00	0,400
	Correlação com SPT	1,00	260,00	0,520
	Correlação com SPT - Mello (1975)	1,00	260,55	0,521
Provas de carga	Argila	2,00	500,00	1,000

(**) Para o cálculo destes valores seriam necessários os valores dos recalques específicos de uma determinada obra.

Analisando a Tabela 5.5, pode-se observar que, em geral, os métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos de previsão de tensões admissíveis, apresentam valores aquém do obtido através das provas de carga. A exceção se faz ao método de Aoki-Velloso (1975) que estima uma tensão pouco superior à tensão real medida.

O gráfico da Figura 5.21 apresenta os valores de tensões admissíveis calculados, o valor médio para cada método utilizado e o valor médio dentre todos os métodos considerados, sendo os valores comparados com o obtido através das provas de carga. A média entre os métodos semi-empíricos resulta em 418,53 KPa, entre os métodos empíricos em 240,18 KPa e a média entre todos os métodos resulta em 312,76 KPa.

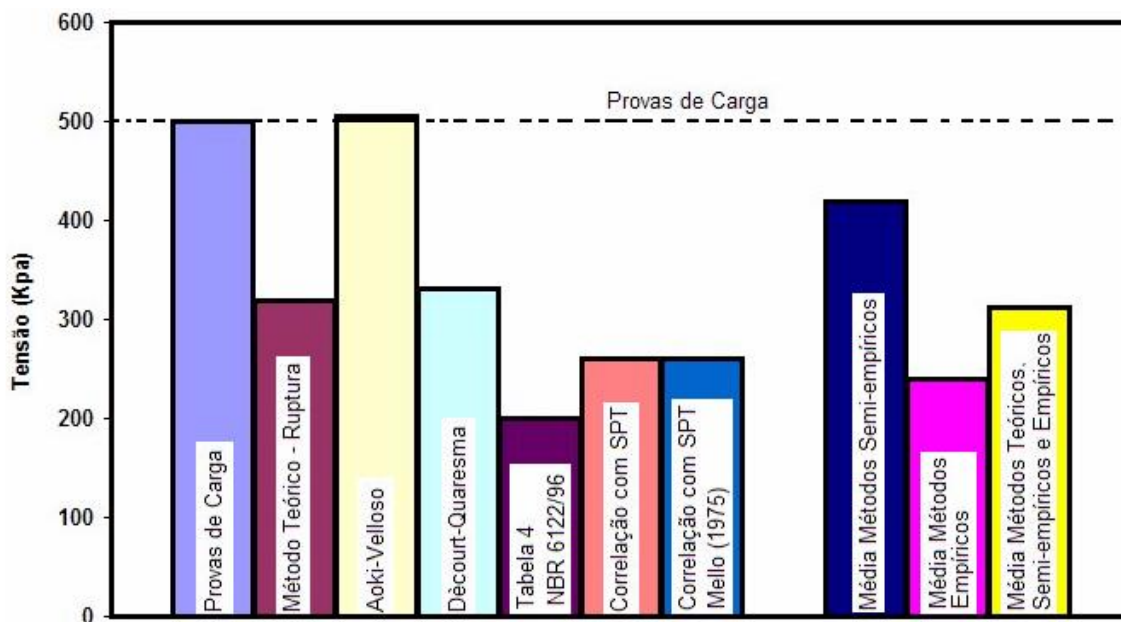


Figura 5.21 – Valores de tensões admissíveis.

5.6.1 Considerações quanto à tensão de pré-adensamento.

Em regra geral, fundações superficiais podem ser apoiadas em argilas, porém, sempre que possível, deve-se limitar a tensão admissível de fundações diretas ao valor da tensão de pré-adensamento. Emmer (2004) através de ensaios de laboratório obteve a tensão de pré-adensamento para o local de estudo de 465 KPa. Sob esta ótica, em caso de uma obra real, poder-se-ia pensar em uma redução nos valores da tensão admissível estimada através do método de Aoki-Velloso

(1975) e da medida através das provas de carga, ao nível da tensão de pré-adensamento. O gráfico da Figura 5.22 mostra as tensões admissíveis obtidas comparadas com a tensão de pré-adensamento.

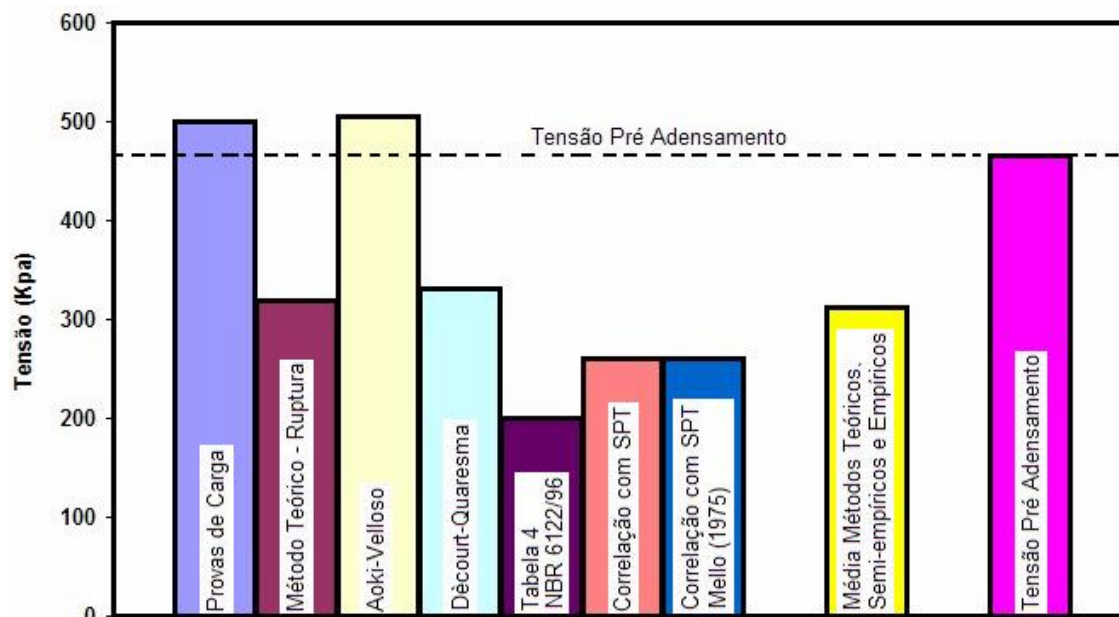


Figura 5.22 – Tensões admissíveis comparadas com a tensão de pré-adensamento.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Quanto às provas de carga

As provas de carga realizadas nesta pesquisa foram satisfatórias, assim, consideramos atingidos os objetivos deste trabalho. O equipamento utilizado, em perfeito estado de calibração e manutenção se portou de forma adequada, não oferecendo dificuldades ou infortúnios durante as provas de carga.

Observação pertinente se faz quanto ao sistema de reação utilizado para os carregamentos, uma vez que, em dois ensaios o mesmo apresentou problemas quanto à resistência dos pilaretes quando solicitados à tração. Neste caso, evidenciou-se que duas soluções possíveis poderiam ser adotadas, a primeira seria a utilização de estribos laterais ao longo de toda a altura dos pilaretes, e a segunda, mais confiável e adequada, seria o apoio da viga de reação sobre as estacas de reação, eliminando assim os pilaretes do sistema.

6.2 Quanto à carga de ruptura – provas de carga

Nos dois ensaios em que foi possível o carregamento do sistema até a ruptura, a carga de ruptura foi obtida de forma clara e definitiva, uma vez que ficaram fortemente evidenciadas as características da ruptura, como a dificuldade de se manter a carga aplicada e constante, a verificação de recalques continuados e a incapacidade do solo de restabelecer qualquer das deformações impostas.

6.3 Quanto aos métodos de extrapolação da curva carga-recalque

Os métodos de extrapolação da curva carga-recalque utilizados neste trabalho, em sua maioria, mostraram-se com boa eficiência quando comparados com os valores obtidos da situação real através das provas de carga. Fato verificado, e corroborado, sobretudo com as extrapolações nas curvas oriundas dos

ensaios em S-1 e S-4, em que os valores extrapolados mostraram-se próximos aos medidos em campo.

Apenas dois dos métodos adotados apresentaram variação de valores significativos, se comparados com os valores medidos, o método de Chin (1970) forneceu um valor em torno de 18,00% acima e do método de Davisson (1972), cerca de 17,00% abaixo do valor medido.

6.4 Quanto à estimativa da carga de ruptura

Para estimar a capacidade de carga de ruptura foi utilizado a equação de Terzaghi e Peck (1967), a equação geral de capacidade de carga abastecida com os fatores de forma de Terzaghi e a equação geral de capacidade de carga utilizada com os fatores de forma de De Beer, conforme proposição de Vesic (1975), esta última sendo a mais difundida na prática de engenharia. Os resultados obtidos circundam em torno de 13,00% abaixo e 8,00% acima do valor real obtido através das provas de carga, sendo que a média dentre os métodos utilizados resulta em um valor cerca de 4,00% menor que o medido.

Estes valores podem ser considerados satisfatórios, sobretudo, porque em caso de utilização real estariam reduzidos por um fator de segurança (FS) no mínimo de 3.

6.5 Quanto aos recalques

As análises propostas em nível de recalques não foram satisfatórias, ficando os valores encontrados muito dispersos em relação aos reais. As tentativas de obtenção dos módulos de deformabilidade e elasticidade mostraram-se pouco eficazes e não forneceram valores confiáveis que permitissem boas estimativas. Melhores resultados poderiam ser obtidos com valores representativos do solo estudado, como os resultantes de ensaios triaxiais e retro analisados.

6.6 Quanto aos métodos de estimativa de tensões admissíveis

Os métodos de previsão de tensões admissíveis utilizados neste trabalho mostraram, em sua grande maioria, valores menores que o valor de tensão

admissível obtido através das provas de carga. Exceção se faz ao método de Aoki-Velloso (1975) que forneceu uma tensão admissível 1,00% maior que a tensão medida.

6.7 Sugestões para novos trabalhos

Tomando por base os trabalhos realizados por Emmer (2004), Nienov (2006) e sob a análise das peculiaridades deste trabalho propomos para novas pesquisas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria – CEEG/UFSM os seguintes itens:

- complementar a descrição geotécnica do local com investigações que não foram efetuadas, dentre as quais os ensaios laboratoriais de resistência ao cisalhamento em equipamento de compressão triaxial, permeabilidade e compactação, e, "in situ", sondagens de simples reconhecimento com aplicação de torque (SPT-T), sondagem de penetração do cone tipo CPT e ensaios pressiométricos com pressiômetro de Ménard e dilatométricos com dilatômetro de Marchetti;

- ensaios retro analisados que forneçam parâmetros mais confiáveis, sobretudo para previsões de recalques.

- realizar os ensaios em diferentes profundidades.

- ensaiar sapatas de tamanhos diferentes.

- realização de provas de carga sobre sapata assente em solo melhorado, utilizando-se solo compactado, solo-cal, solo-cimento, ou outras adições como areia de fundição, ou ainda sobre lastro de concreto, brita ou outros.

- buscar correlações através de ensaios de placas de diferentes tamanhos com ensaios em sapatas de concreto armado.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF, **Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF:** engenharia de fundações e geotecnia. 3. ed. rev. e ampl. São Paulo: PINI, 2004. 410 p.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações.** 3. reimp. São Paulo: E. Blucher, 2003. 142 p.

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, 1981.

ALPAN, I. Estimating the settlements of foundations on sands. **Civil Engineering and Public Works Review**, v. 59, p. 1415-1418, 1964.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS. **AASHO M-145:** Soil Classification System. 1991

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM Standard D3080-90:** Method for Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions. Philadelphia, 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM Standard D2487-93:** Test Method for Classification of Soils for Engineering Purpose. Philadelphia, 1993.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...**Buenos Aires: ISSMGE, 1975. v. 1, p. 116-127.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118:** Concreto – Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 221p.

_____. **NBR 6122:** Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 1996. 33p.

_____. **NBR 6484:** Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 2001. 12p.

_____. **NBR 6457:** Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

_____. **NBR 6459:** Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

_____. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984. 2p.

_____. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

_____. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

_____. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

_____. **NBR 9603**: Solo – Sondagem a trado. Rio de Janeiro, 1986. 7p.

_____. **NBR 12007**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990. 13p.

AZEVEDO, A.; DALMOLIN R. **Comunicação Pessoal**. Santa Maria, 2004 (Apud Emmer, 2004).

BALLA, A. Bearing capacity of foundations. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 88, n. SM5, p. 13-34, 1962.

BARATA, F. E. **Tentativa de racionalização do problema da taxa admissível de fundações diretas**. 1962. Tese (Livre Docência) - Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1962.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos**: uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 1984.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 4. ed. New York: McGraw-Hill Book Co., 1988. 1004p.

BRESSANI, L. A.; VAUGHAN, P. R. Damage to soil structure during triaxial testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings**...Rotterdam: A. A. Balkema, 1989. v. 1, p. 17-20.

BUISMAN, A. S. K. Results of long duration settlement tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge, Mass. **Proceedings**...Cambridge: ICSMFE, 1936. v.1, p. 103-106.

BUISMAN, A. S. K. **Grondmechanica**. Delft: Waltman, 1940. 190p.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 1988. v. 1. 234p.

CAQUOT, A.; KERISEL, J. Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings**...Zurich: ICSMFE, 1953. v. 1, p. 336-337.

CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2., 1971, Singapore. **Proceedings**...Singapore: Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 1971. p. 81-90.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003. 142 p.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Interpretação de provas de carga de fundações superficiais em solos cimentados. **Solos e Rochas**, v. 20, n. 2, p. 107-117, 1997.

COSTET, J.; SANGLERAT, G. **Cours pratique de mécanique des sols**. Paris: Dunod, 1969. 599p.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. 171f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

CUDMANI, R. O.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. Comportamento de sapatas assentes em um solo estruturado através de ensaios de placa. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais**...São Paulo: ABMS, 1994. v.1, p. 127-134.

D'APPOLONIA, D. J.; D'APPOLONIA, E.; BRISSETTE, R. F. Settlement of spread footings on sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 94, n. SM3, p. 735-760, 1968.

D'APPOLONIA, D. J.; D'APPOLONIA, E.; BRISSETTE, R. F. Discussion of settlement of spread footings on sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 96, n. SM2, p. 754-762, 1970.

DAVIS, E. H.; BOOKER, J. R. The effect of increasing strength with depth on the bearing-capacity of clays. **Geotechnique**, v. 23, n. 4, p. 551-563, 1973.

DAVIS, E. H.; POULOS, H. G. Triaxial testing and three-dimensional settlement analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1963, New Zealand. **Proceedings**...New Zealand: ICSMFE, 1963. v. 1, p. 233-243.

DAVIS E. H.; POULOS, H. G. The use of elastic theory for settlement prediction under three-dimensional conditions. **Geotechnique**, v. 18, n. 1, p. 67-91, 1968.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. In: SOIL MECHANICS LECTURE SERIES ON INNOVATIONS IN FOUNDATIONS CONSTRUCTION, 1972, Chicago. **Proceedings**...New York: ASCE, 1972. p. 81-112.

De BEER, E. E. Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS, 3., 1965, Durham. **Proceedings**...Durham: Duke University, 1967. p.15-34.

De BEER, E. E. Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. **Geotechnique**, v. 20, n. 4, p. 387-411, 1970.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...**Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.

DIAS; C. R. R.; MORAES, J. M. Desempenho de uma fundação superficial sobre solo estabilizado com cinza-cal e camada compressível profunda - controle de recalques. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998, v. 3, p. 1549 - 1556.

EMMER, R. **Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM**. 2004. 188f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004. Falta o numero de folhas.

FELLENIUS, B. H. Test loading of piles and new proof testing procedure. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 101, n. 9, p. 855-869, 1975.

FELLENIUS, B. T. The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, v. 13, n. 6, p. 19-31, set. 1980.

FERREIRA, R. S. Análise Crítica da NBR-6489/84 - Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação. CONGRESSO TÉCNICO-CIENTÍFICO DE ENGENHARIA CIVIL, 1996, Florianópolis. **Anais...**Florianópolis: Congresso Técnico-científico de Engenharia Civil, 1996. v. 5, p. 931-940.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. Curitiba: Editora da UFPR, 2001. 550 p.

GARCIA, R. G. D. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. 1998. 164f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. rev. e ampl. 4. reimp. São Paulo: E. Blucher, 2006. 194 p.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. **Danish Geotechnical Institute, Bulletin 11**, Copenhagen, 1961.

HANSEN, J. B. The philosophy of foundation design: design criteria, safety factors and settlement limits. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS, 3., 1965, Durham. **Proceedings...**Durham: Duke University, 1965. p. 1-13.

HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. **Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28**, Copenhagen, 1970. p. 5-11.

HARR, M. E. **Foundations of theoretical soil mechanics**. New York: McGraw-Hill Book Co., 1966. 381p.

HARR, M. E. **Mechanics of particulate media**. New York: McGraw-Hill Book Co., 1977. 291p.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1963, Wiesbaden. **Proceedings**...Wiesbaden: ECSMFE, 1963. v. 2, p.19-24.

JANBU, N.; SENNESET, K. Field compressometer - Principles and applications. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscow. **Proceedings**...Moscow: ICSMFE, 1973. v.1, p. 191-198.

JARDIN, N. A.; CUNHA, R. P. Cálculo do coeficiente de reação horizontal da argila porosa de Brasília por retro análise de provas de carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais**... Brasília: ABMS, 1998. v. 3, p. 1631-1638.

JOPPERT JR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2007. 221p.

KÉZDI, A. **Handbuch der Bodenmechanik**. Band 2. Berlin: VEB Verlag fur Bauwesen, 1970. 238p.

LADD, C. C.; FOOTT, R. New design procedure for stability of soft clays. **Journal Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 100, n. 7, p. 763-786, 1974.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LOPES, F. R. **The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method**. 1979. Thesis (Ph. D.) – University of London, London, 1979.

LUNNE, T.; POWELL, J.; ROBERTSON, P. Use of piezocone tests in nontextbook materials – Advances in site investigation practice. **Thomas Telford**, London, p. 438-451, 1995.

MACCARINI, M. **Laboratory studies of a bonded artificial soil**. 1987. Thesis (Ph. D.) - University of London, London, 1987.

MACIEL FILHO, C. L. et al. Mapa geológico da folha de Camobi. Texto Explicativo. Santa Maria: Imprensa Universitária/UFSM, 1988. mapa n. 1, 10p.

MACIEL FILHO, C. L. et al. **Carta Geotécnica de Santa Maria**. Texto Explicativo. Santa Maria: Imprensa Universitária/UFSM, 1990. mapa n. 2, 10p.

MACIEL FILHO, C. L. et al. **Comunicação pessoal**. Santa Maria, 2004 (Apud Emmer, 2004).

MANSUR, C. I.; KAUFMAN, R. I. Underseepage, Mississippi River Levees, St. Louis District. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 82, n. 1, p. 385-406, 1956.

MAPA GEOLÓGICO DA FOLHA DE CAMOBI. Santa Maria: Imprensa Universitária/UFSM, 1988. mapa n. 1, color. Escala 1:50.000.

MASSAD, F. Notes on the interpretation of failure load from routine pile loads tests. **Solos e Rochas**, v. 9, n. 1, p. 33-36, 1986.

MAZURKIEWICZ, B. K. Test loading of piles according to polish regulations. **Swedish Academy of Eng. Sciences**, Prel. Report n. 35, 1972.

MELLO, V. F. B. The standard penetration test. State-of-the-art Report. In: PANAMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971, Puerto Rico. **Proceedings**...Puerto Rico: PCSMF, 1971. v. 1, p. 1-86.

MELLO, V. F. B. Deformações como base fundamental de escolha de fundação. **SPG, Revista Geotecnia**, v. 1, n. 12, p. 55-75, 1975.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v. 2, n. 3, p. 301-332, 1951.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings**...Zurich: ICSMF, 1953. v. 1, p. 440-445.

MEYERHOF, G. G. Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v. 5, n. 3, p. 227-242, 1955.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1957, London. **Proceedings**...London: ICSMF, 1957. v. 1, p. 384-386.

MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1963.

MEYERHOF, G. G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 11, n. 2, p. 223-229, 1974.

MEYERHOF, G. G. Shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 91, n. SM2, p. 21-31, 1965.

MILITITSKY, J; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 207 p.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

NOVAS, L. A. A. **Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da Formação “Libertad”, Uruguay**. 2002. 145f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Porto Alegre, Porto Alegre, 2002.

ORTIGÃO J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1995. 374p.

PERLOFF, W. H. Pressure distribution and settlement. In: WINTERKORN, H. F.; FANG H-Y. (eds.) **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975. cap. 4, p. 148-196.

PERLOFF, W. H.; BARON, W. **Soil mechanics: principles and applications**. New York: John Wiley and Sons Co., 1976. 745p.

PRANDTL, L. Uber die Harte pastischer korper. *Nachr. Kgl. Ges. Wiss. Gottinger, Nachrichten, Math. Phys. Klasse*, 1920. p. 74-85.

PRIETTO, P. D. M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas**, v. 20, n. 3, p. 145-165, 1997.

REISSNER, H. Zum erddruckproblem. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLIED MECHANICS, 1., 1924, Delft. **Proceedings...**Delft: International Conference on Applied Mechanics, 1924. p. 295-311.

ROCHA FILHO, P.; ROMANEL, C. O Recalque de fundações superficiais rígidas sobre meios elásticos linearmente não-homogêneos. **Solos e Rochas**, v. 7, n. 1, p. 31-49, 1984.

ROHLFES JR., J. A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação à análise de fundações superficiais**. 1996. 140f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

SALLAS, J. A. J. Soil pressures computation: a modification of the Newmark's method. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. **Proceedings...**Rotterdam: ICSMFE, 1948. v. 7.

SALLAS, J. A. J. **Mecânica de solos**. Madrid: Dossat, 1951.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 145f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SANDRONI, S. S. Young metamorphic residual soils. In: PANAMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1991, Santiago. **Proceedings**...Santiago: PCSMFE, 1991. v.1, p. 1771-1788.

SCHMERTMANN, J. H. The undisturbed consolidation behavior of clay. Transactions. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 120, n. 2, p. 1201-1233, 1955.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to computer settlement over sand. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 96, n. SM3, p. 1011-1043, 1970.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; LOBO, B. O. Novos métodos de interpretação do ensaio SPT baseados em conceitos de energia. In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 5., 2006, Porto Alegre. **Anais**...Porto Alegre: ABMS, 2006. v. único, p. 27-32.

SIMONS, N. E.; MENZIES, K. E. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Interciência, 1981. 199p.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, 1951, London. **Proceedings**...London: Building Research Congress, 1951. p. 180-189.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Anais**...São Paulo: ABEF, 1996. v. 1, p. 33-50.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH et. al. (eds.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996. cap. 7, p. 227-264.

TERZAGHI, K. **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage**. Wien: Franz Deuticke, 1925. 399p.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons Co., 1943. 510p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 1. ed. New York: John Wiley and Sons Co., 1948. 566p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2. ed. New

York: John Wiley and Sons Co., 1967. 729p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3. ed. New York: John Wiley and Sons Co., 1996. 549p.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

THOMÉ, A.; CONSOLI, N. C.; CERATTI, J. A. Análise do comportamento de fundações superficiais assentes sobre um solo mole tratado com cal. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...**São Paulo: ABMS, 1994. v. 1, p. 51-58.

THOMÉ, A.; VENDRUSCOLO, M. A.; SALES, L. F. et al. Simulação numérica de placas apoiadas em camadas de solo-cimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais...**Brasília: ABMS, 1998. v. 1, p. 371-376.

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

VARGAS, M. Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 2., 1974, São Paulo. **Proceedings...**São Paulo: IAGE, 1974. v. 4, p. 5.1-5.25.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: MacGraw-Hill do Brasil Ltda., 1977. 509 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais. Nova ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. v. 1. 226 p.

VENDRUSCOLO M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 161f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VESIC, A. S. Bearing capacity of deep foundations in sand. **Highway Research Record**, n. 39, p. 112-153, 1963.

VESIC, A. S. Effects of scale and compressibility on bearing capacity of surface foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico. **Proceedings...**Mexico: ICSMFE, 1969. v. 3, p. 270-272.

VESIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 99, n. SM1, p. 45-73, 1973.

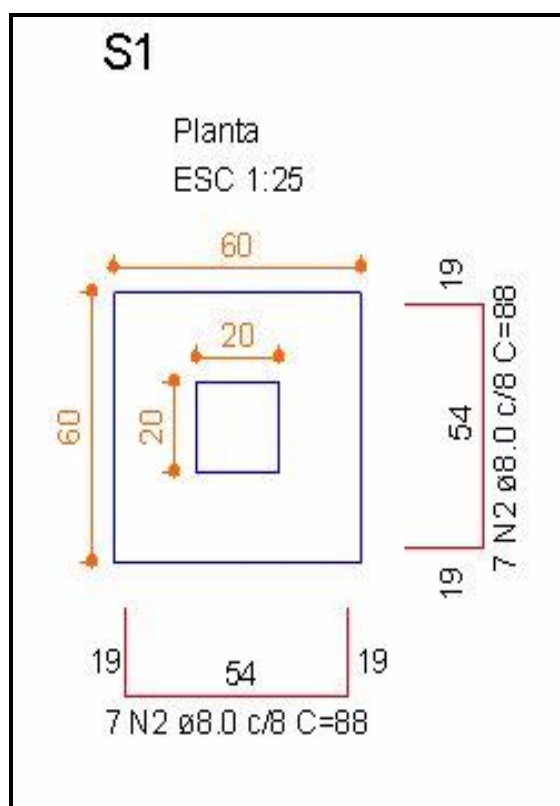
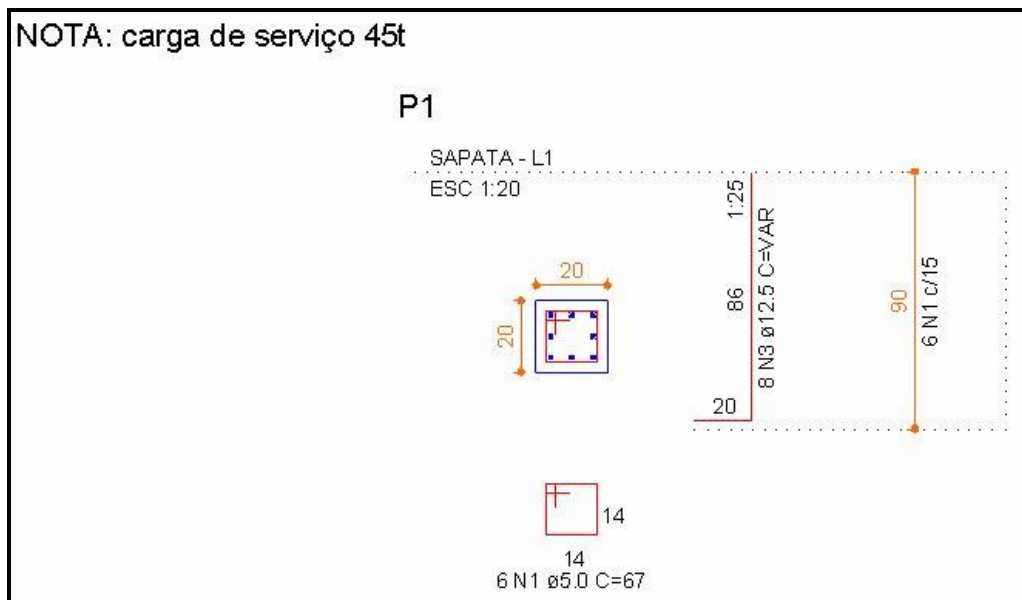
VESIC, A. S. Research on bearing capacity of soils (unpublished) (apud Vesic, 1975).

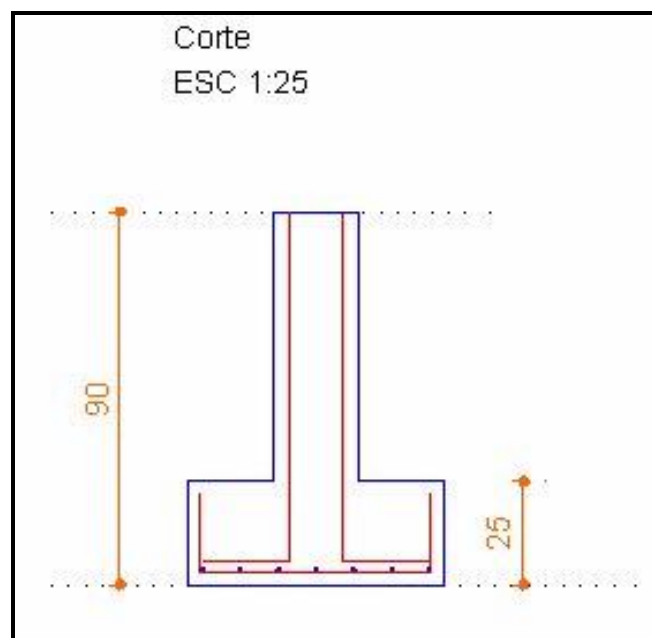
VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H-Y. (eds). **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975. cap. 3, p. 121-147.

YAZIGI, W. Fundações. In: **A técnica de edificar**. 5. ed. São Paulo: PINI, 2003. cap. 5, p. 167-174.

ANEXOS

ANEXO A – Projeto executivo da sapata em concreto armado utilizada nas provas de carga.





RELAÇÃO DO AÇO

P1

S1

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
50	1	8.0	14	88	1232
	2	12.5	8	VAR	VAR
60	3	5.0	6	67	402

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO+2% (kg)
CA50	8.0	12.4	5.0
CA60	12.5	8.3	8.2
	5.0	4.0	0.6

PESO TOTAL	
CA50	13.2
CA60	0.6

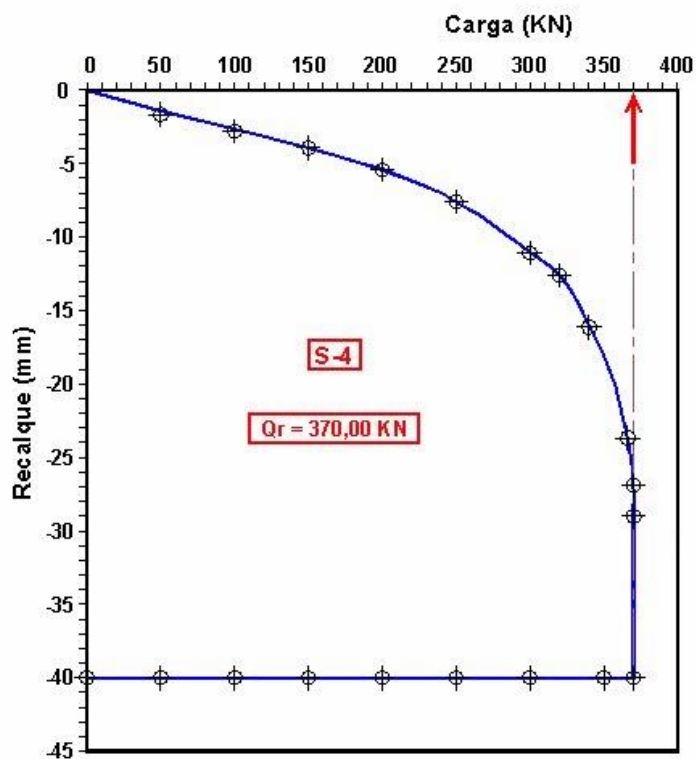
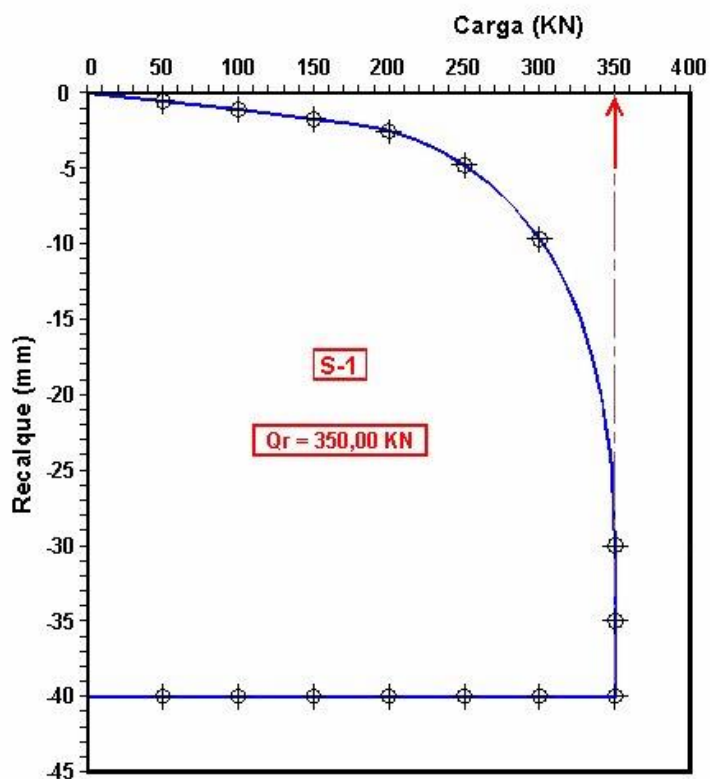
Volume de concreto total = 0.13 m³

Área de forma total = 1.32 m²

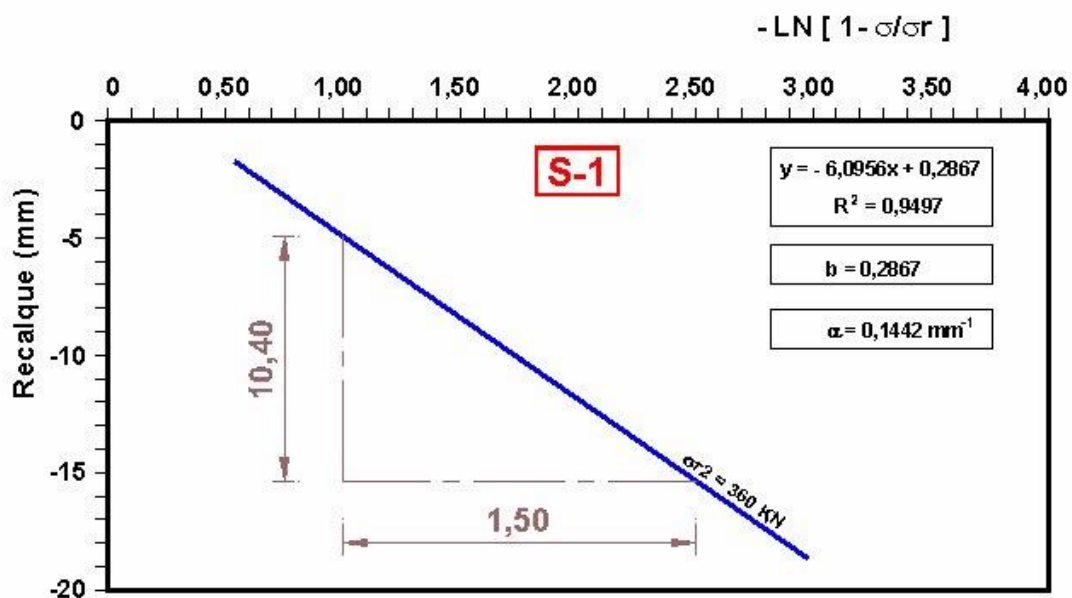
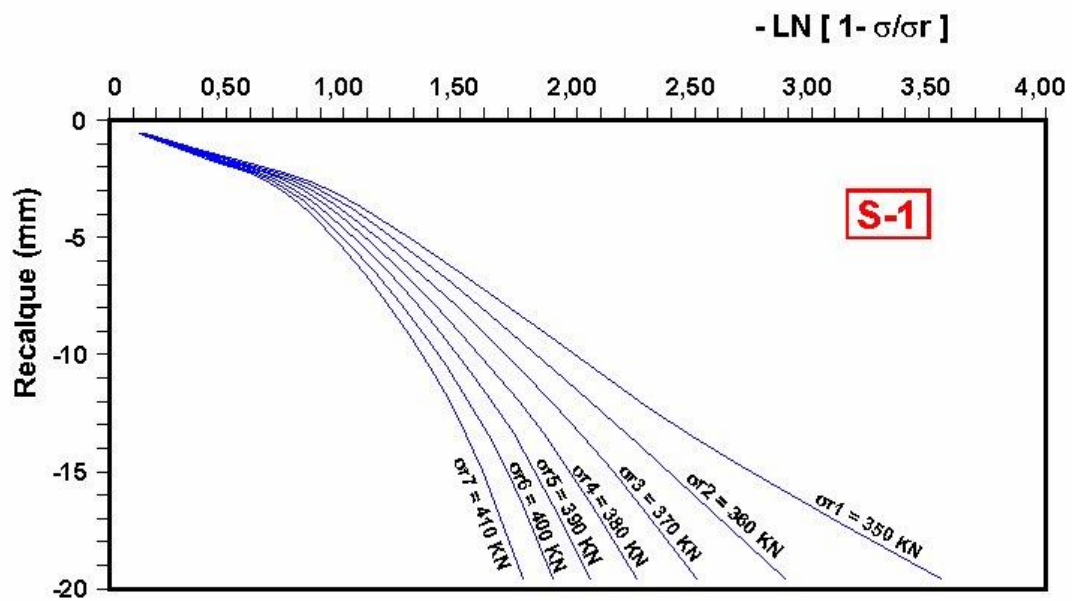
fck = 200.00 kgf/cm²

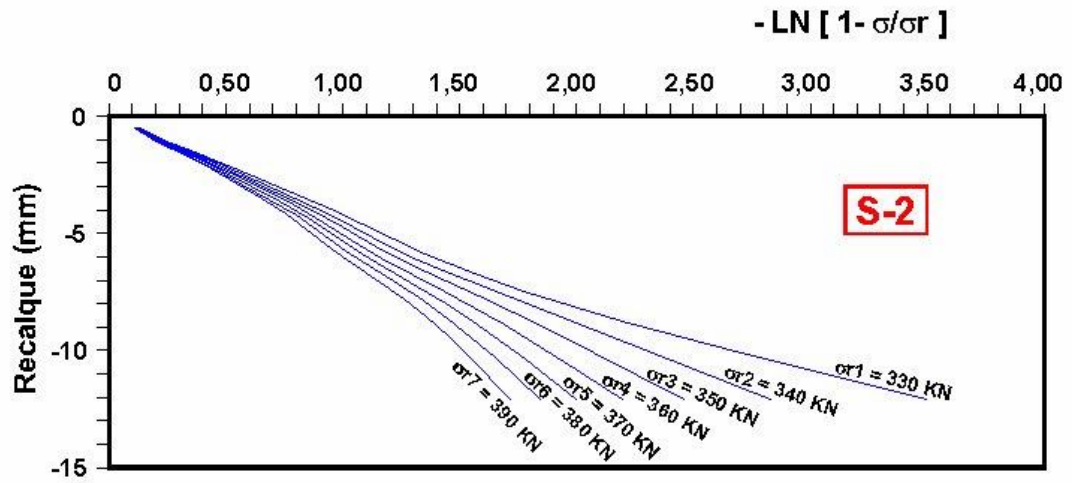
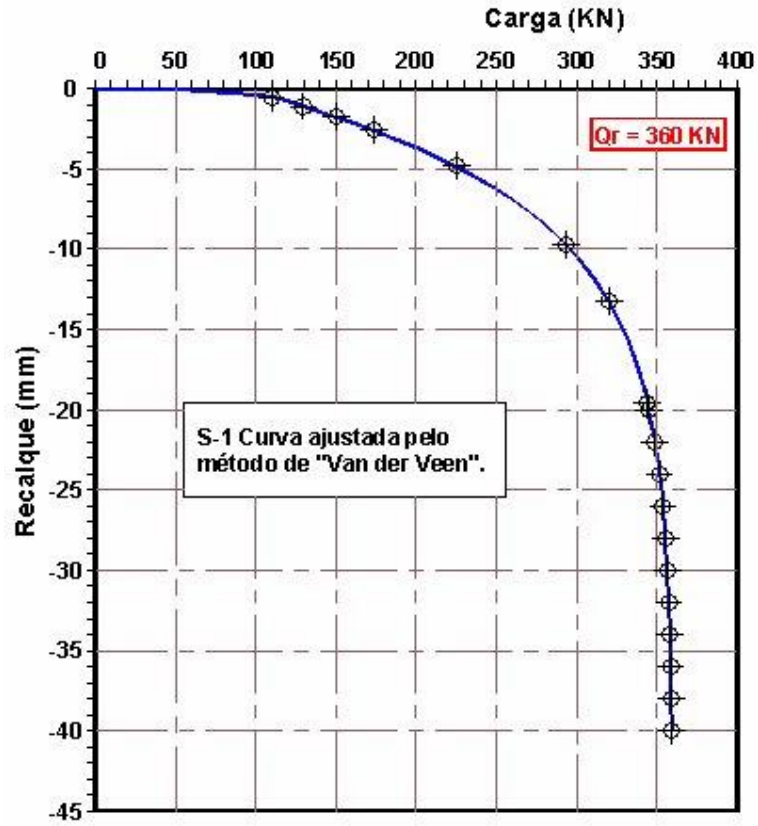
ARMADURA DA SAPATA

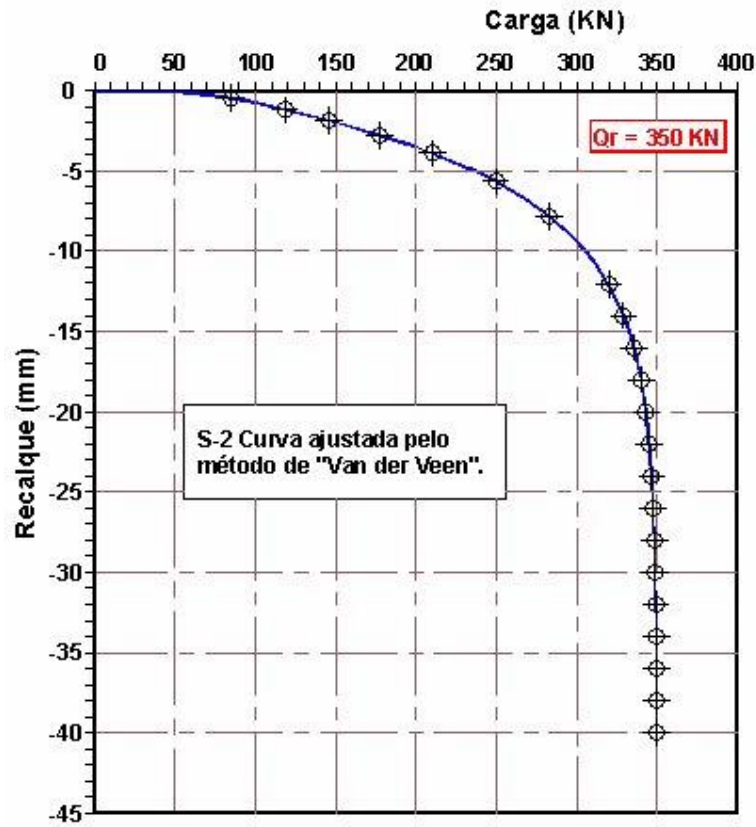
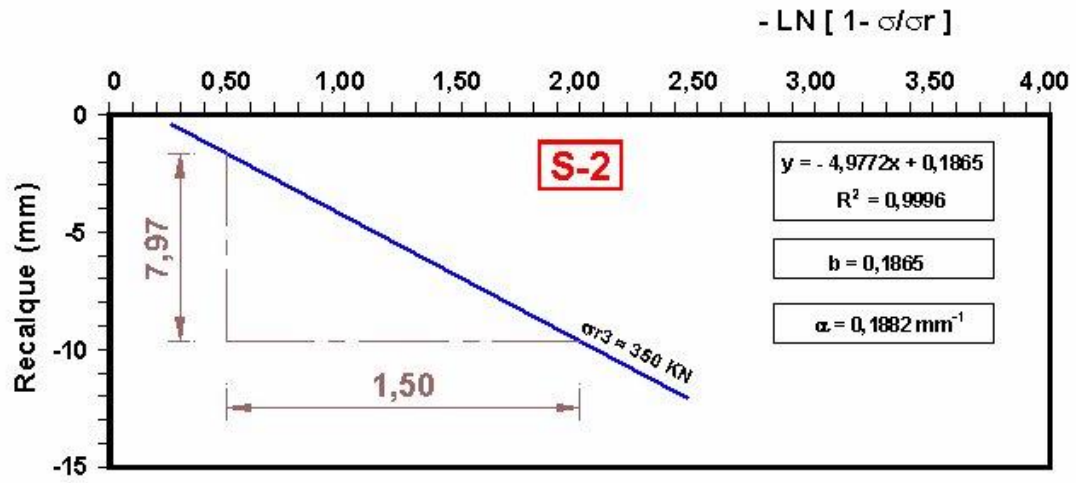
ANEXO B – Definição da carga de ruptura a partir das curvas carga-recalque dos ensaios em S-1 e S-4.

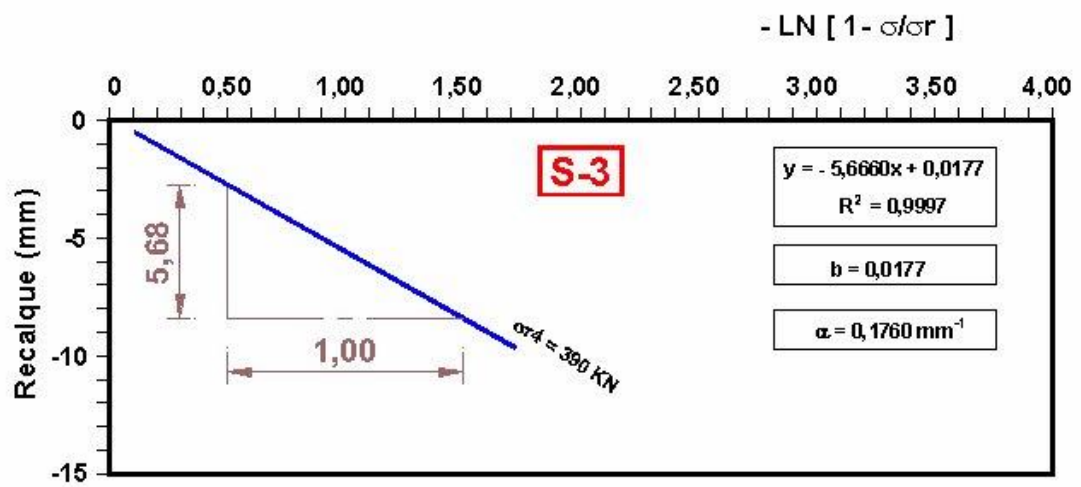
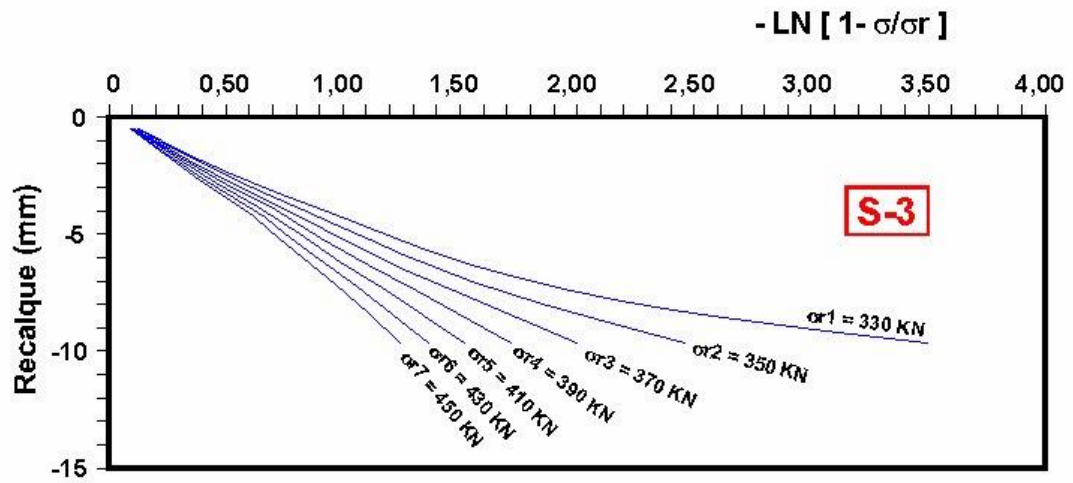


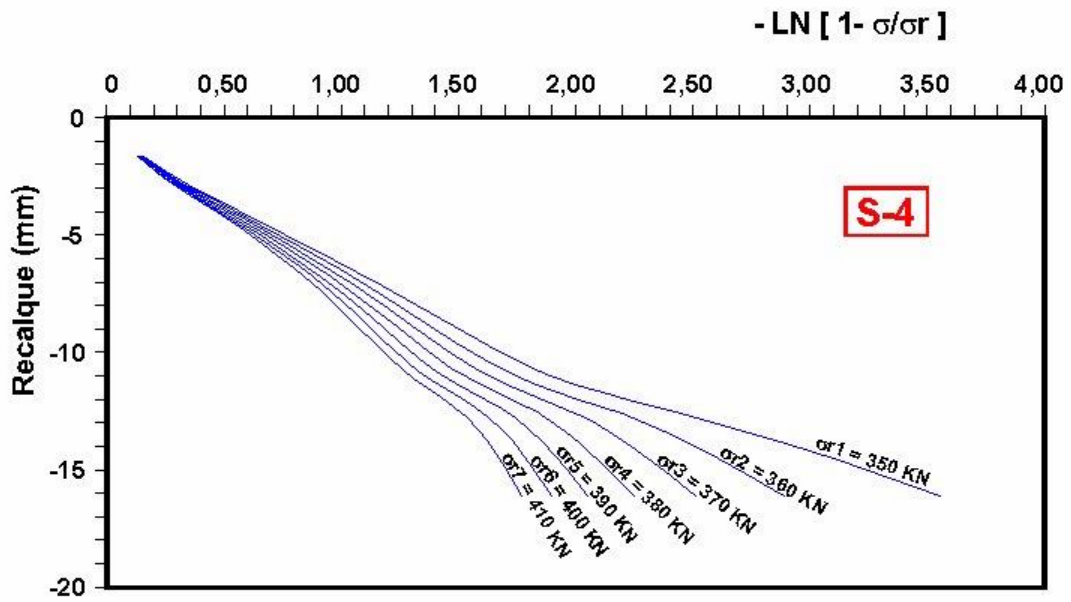
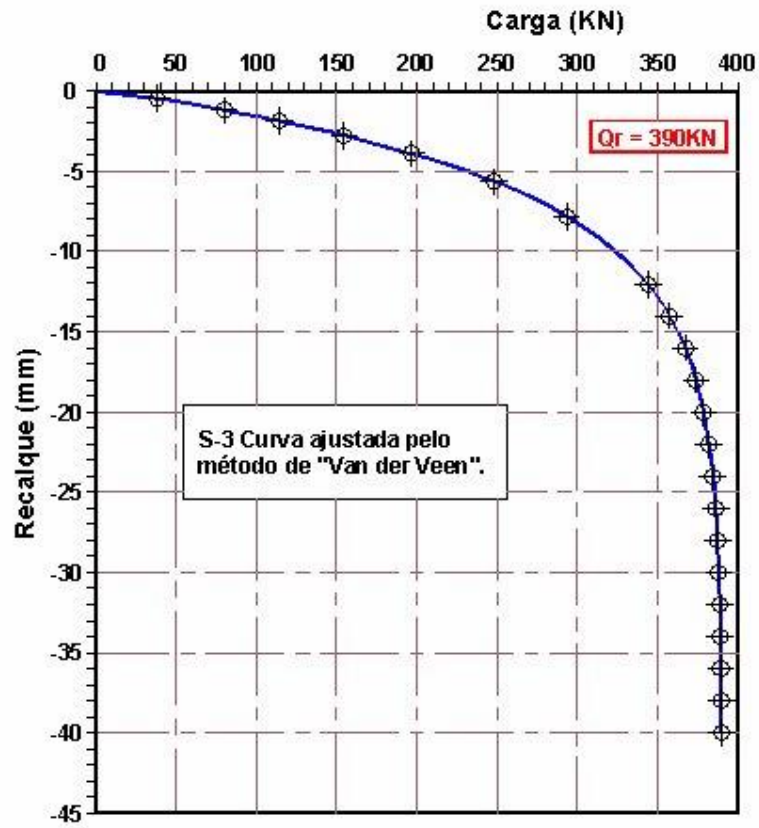
ANEXO C – Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Van der Veen (1953).

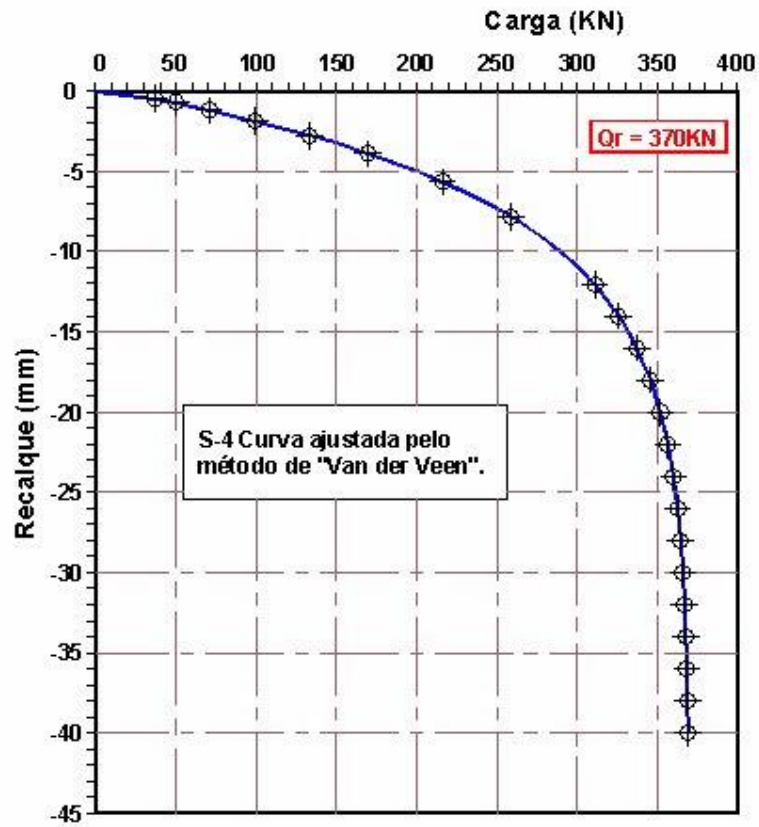
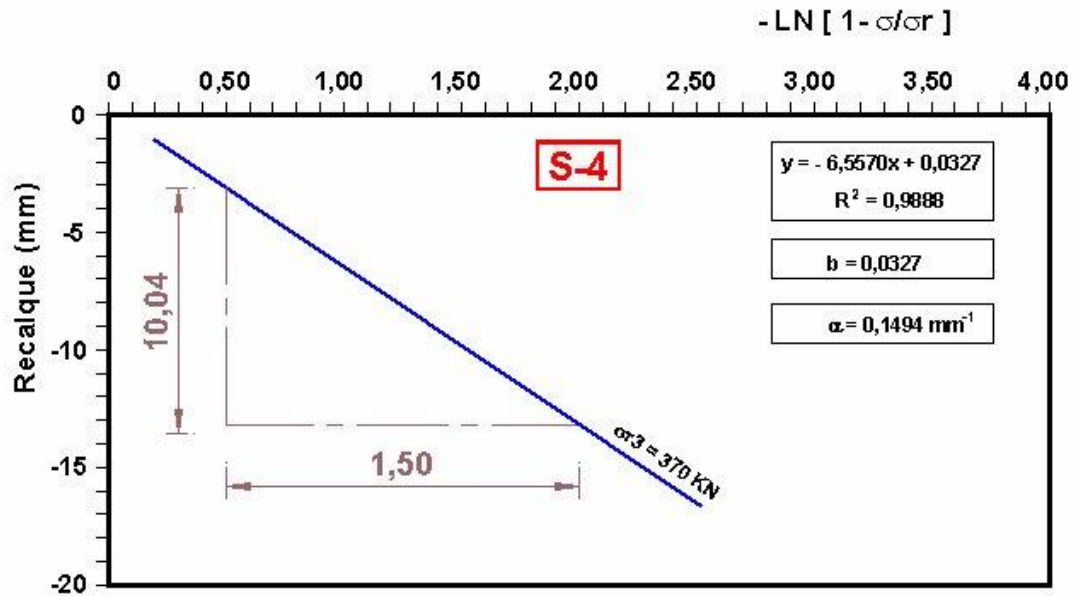




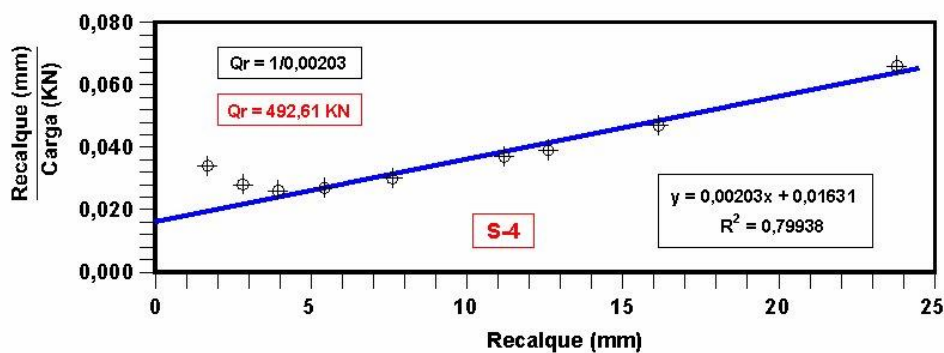
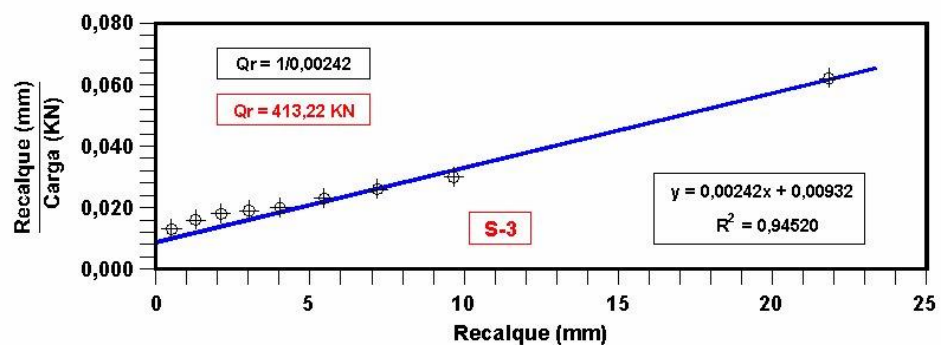
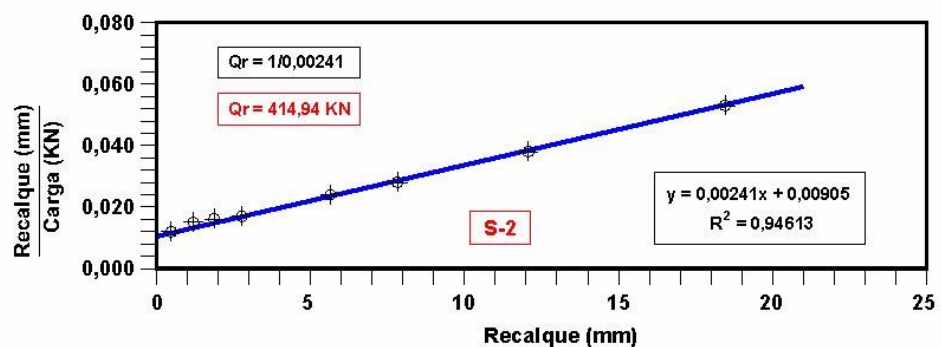
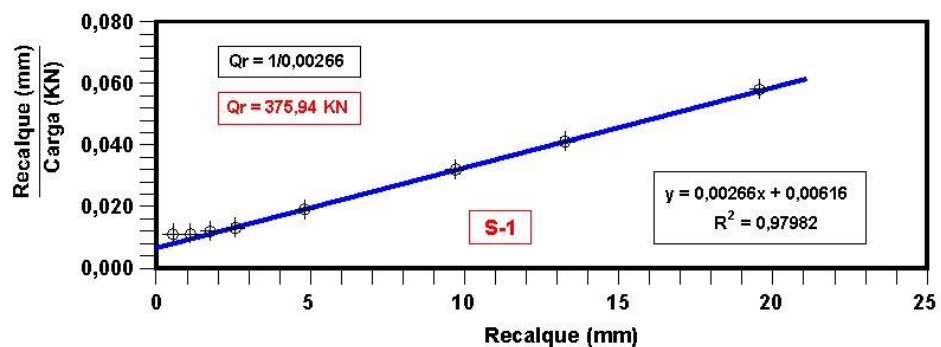




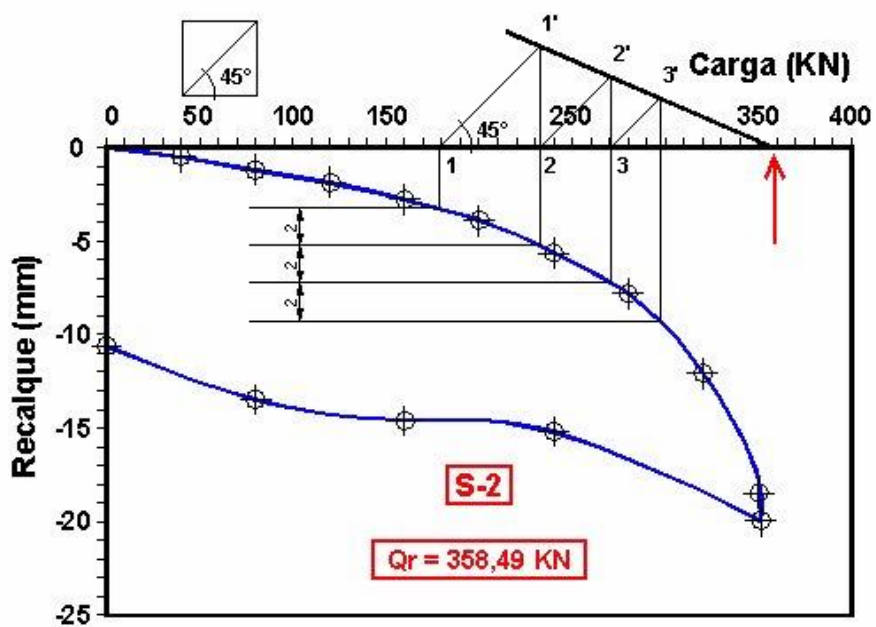
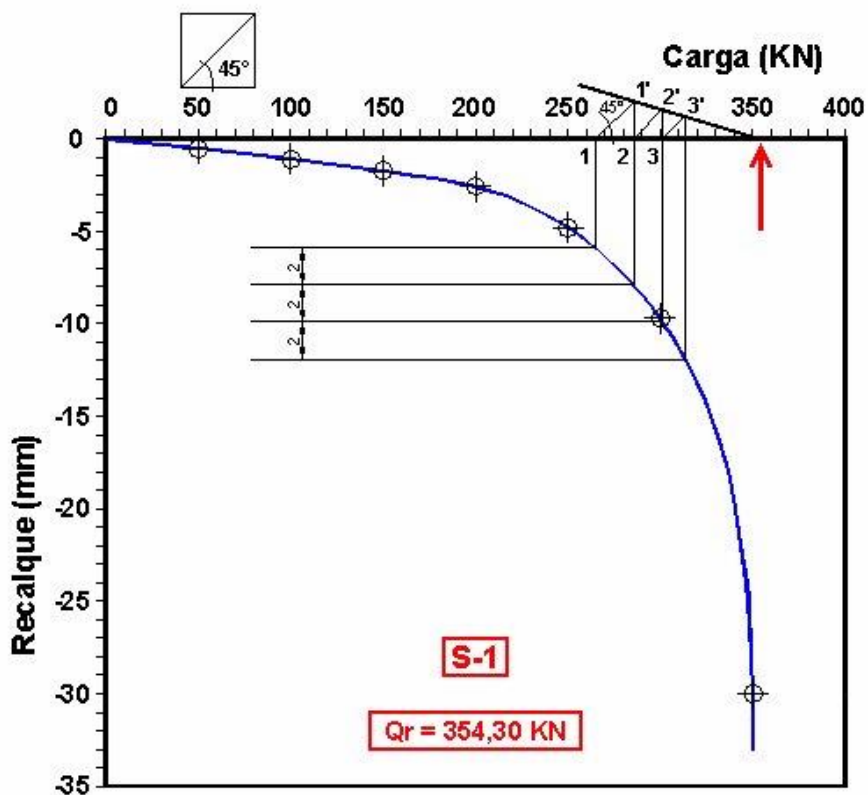


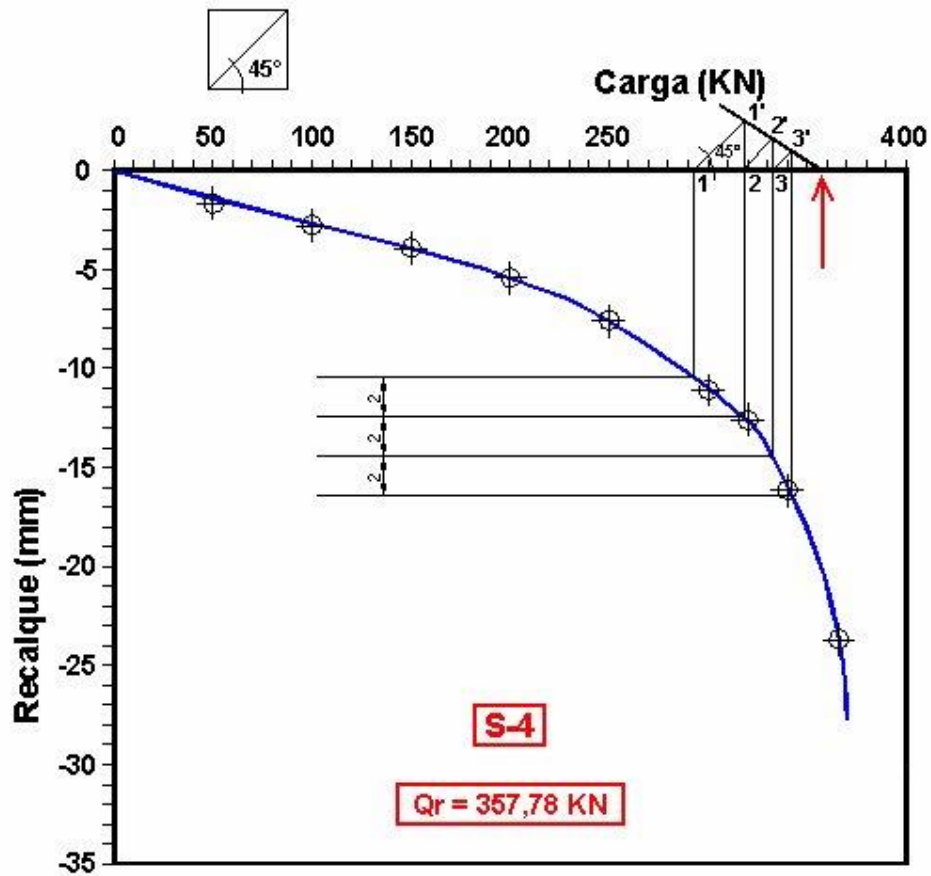
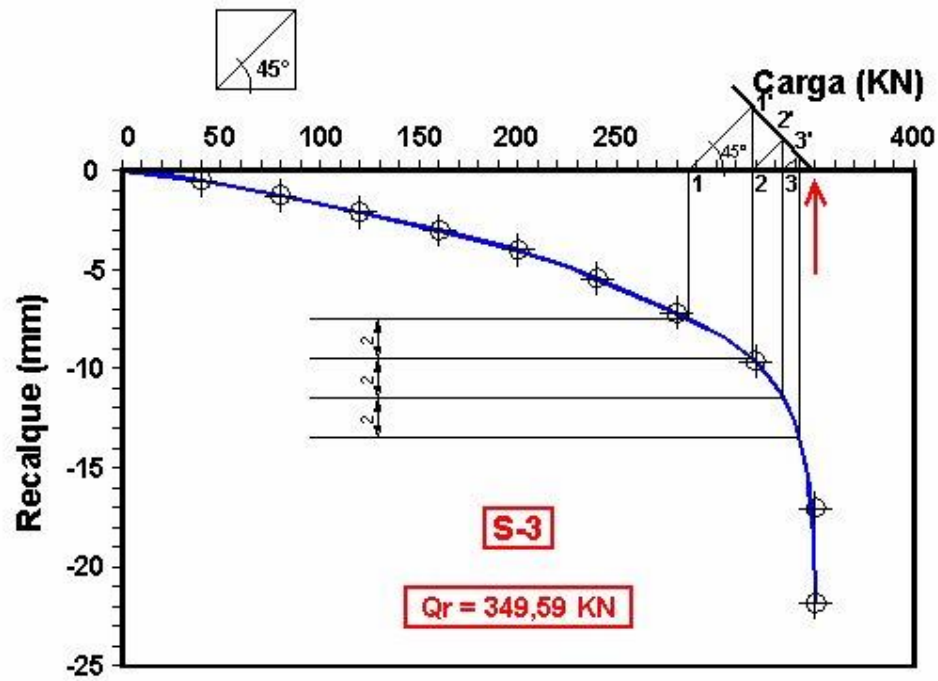


ANEXO D – Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Chin (1970).

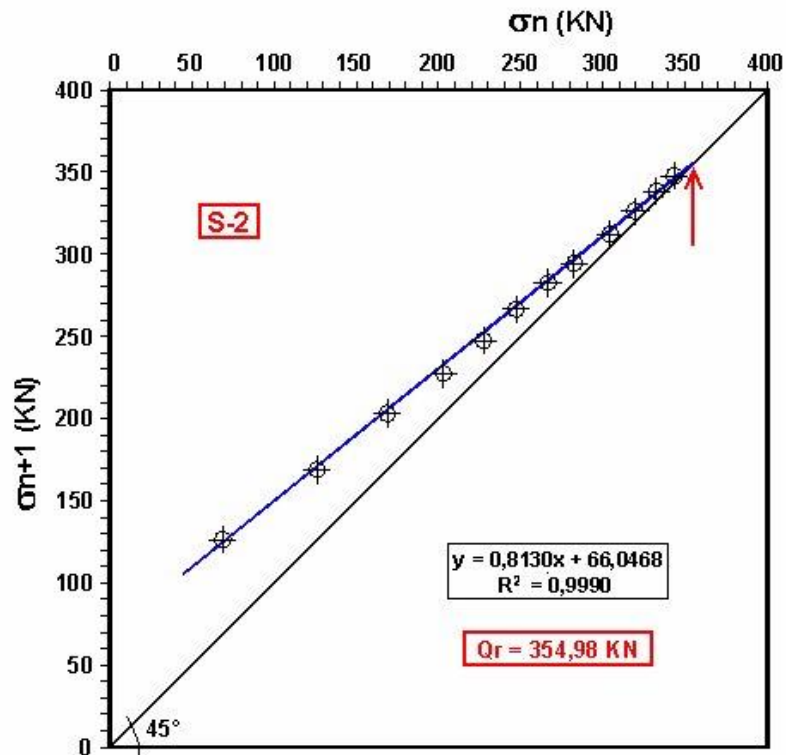
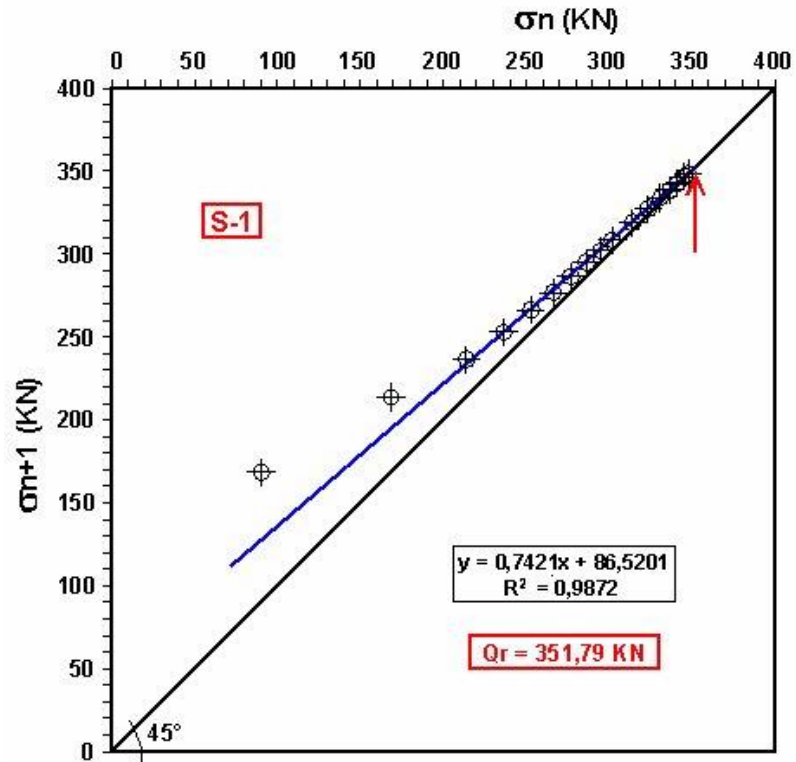


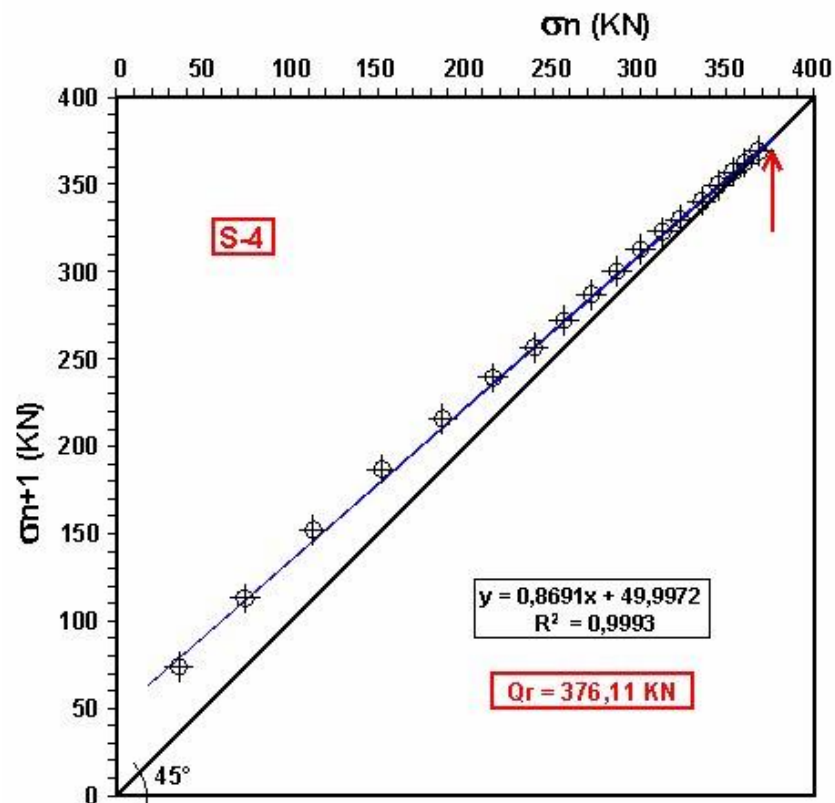
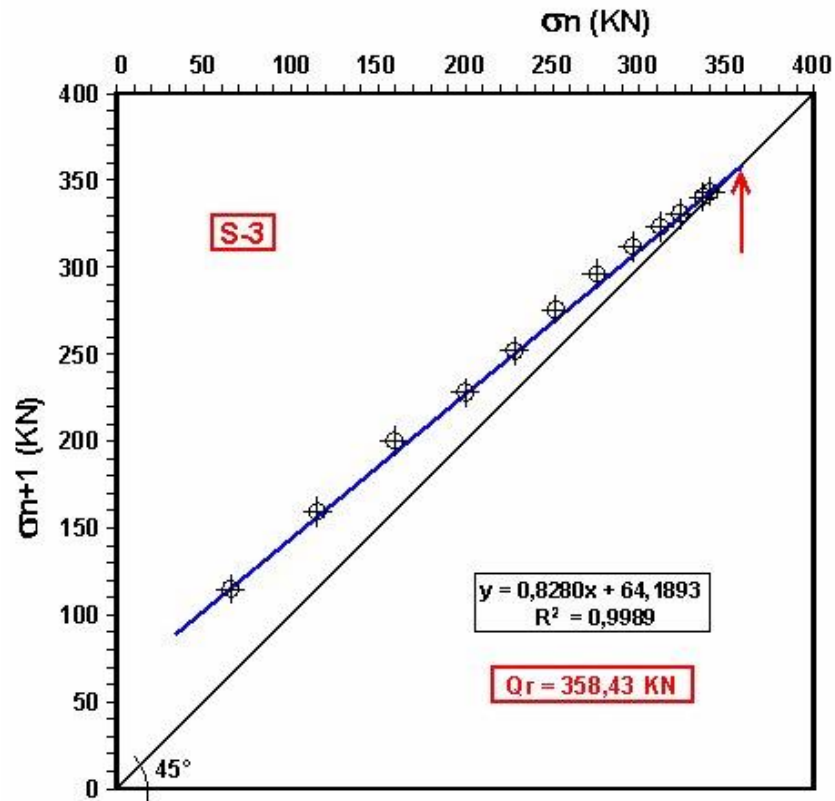
ANEXO E – Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Mazurkiewicz (1972).



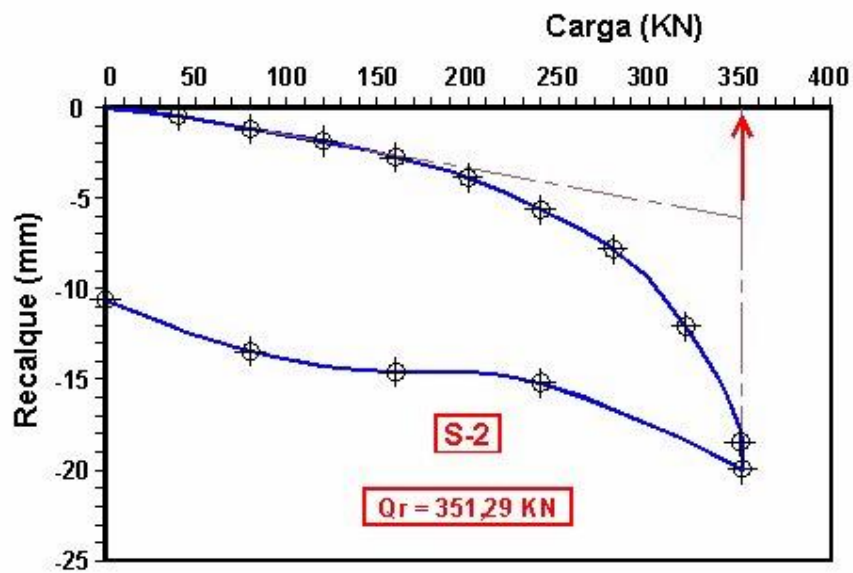
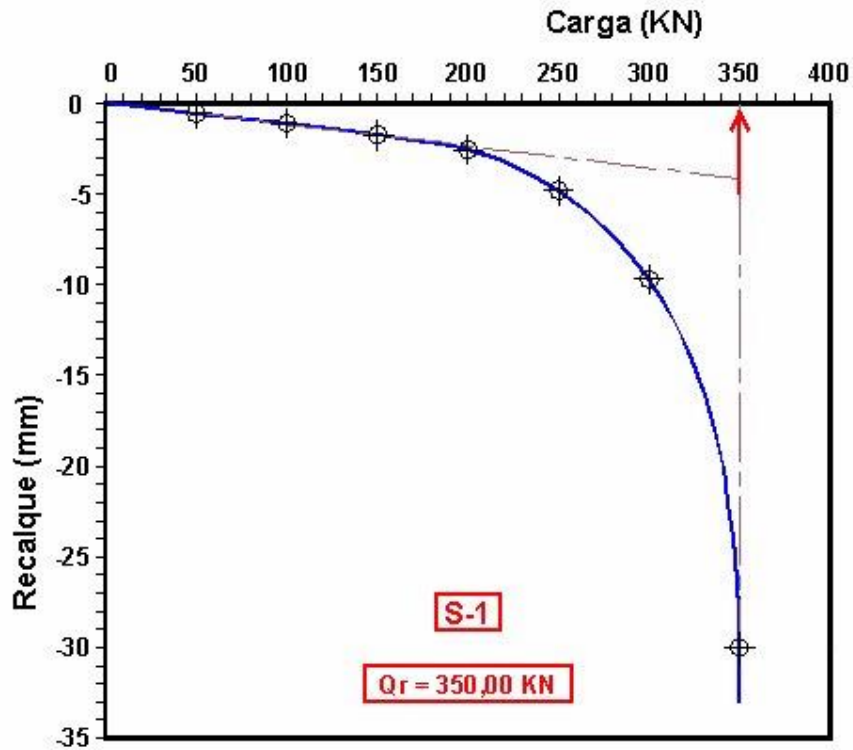


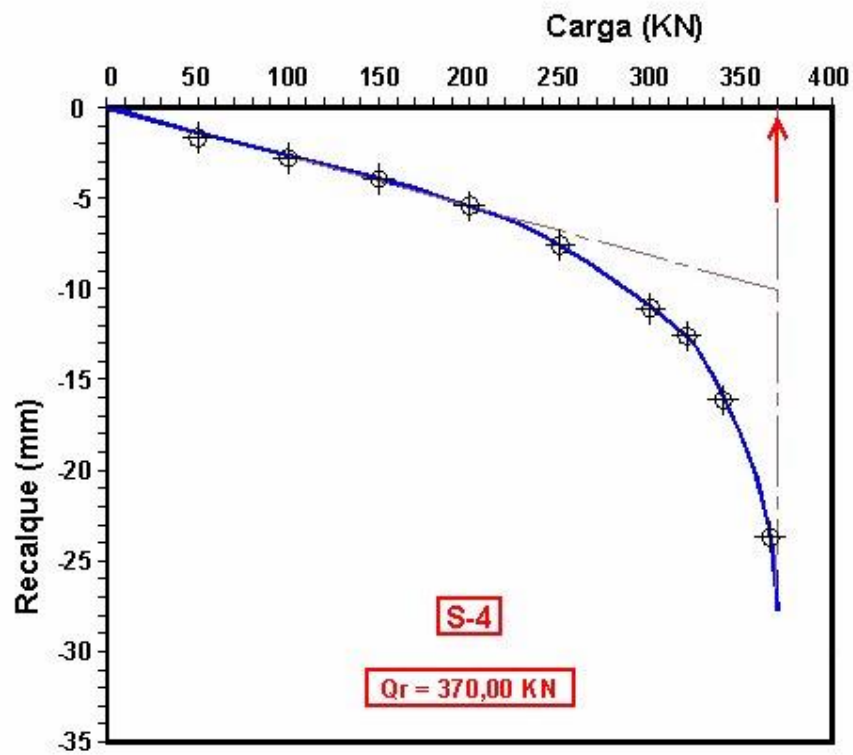
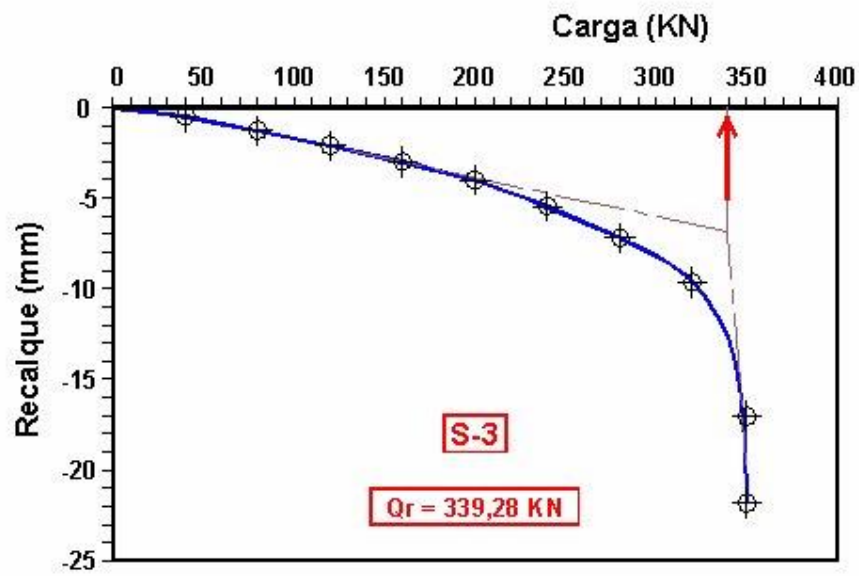
ANEXO F – Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Massad (1986).



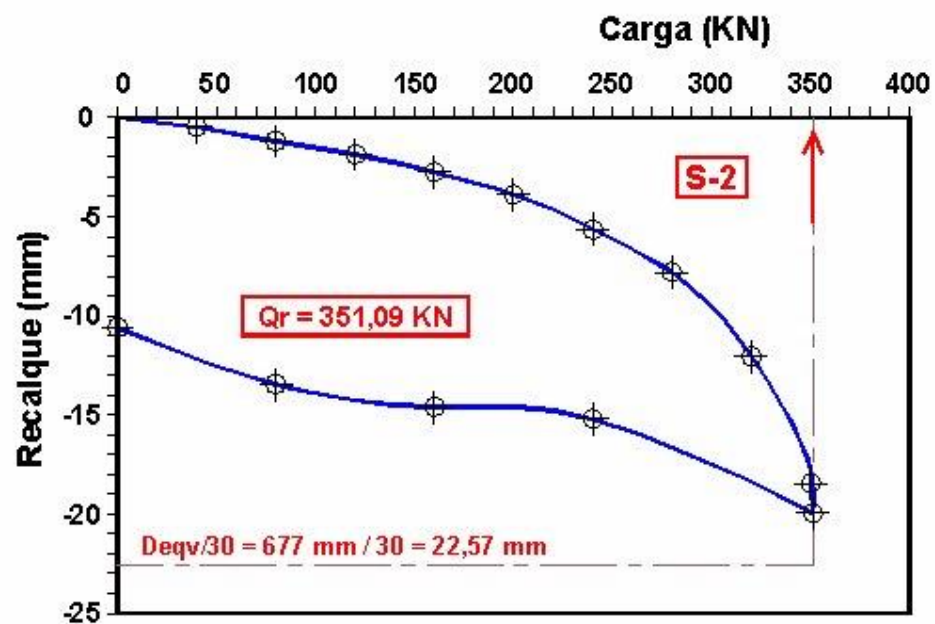
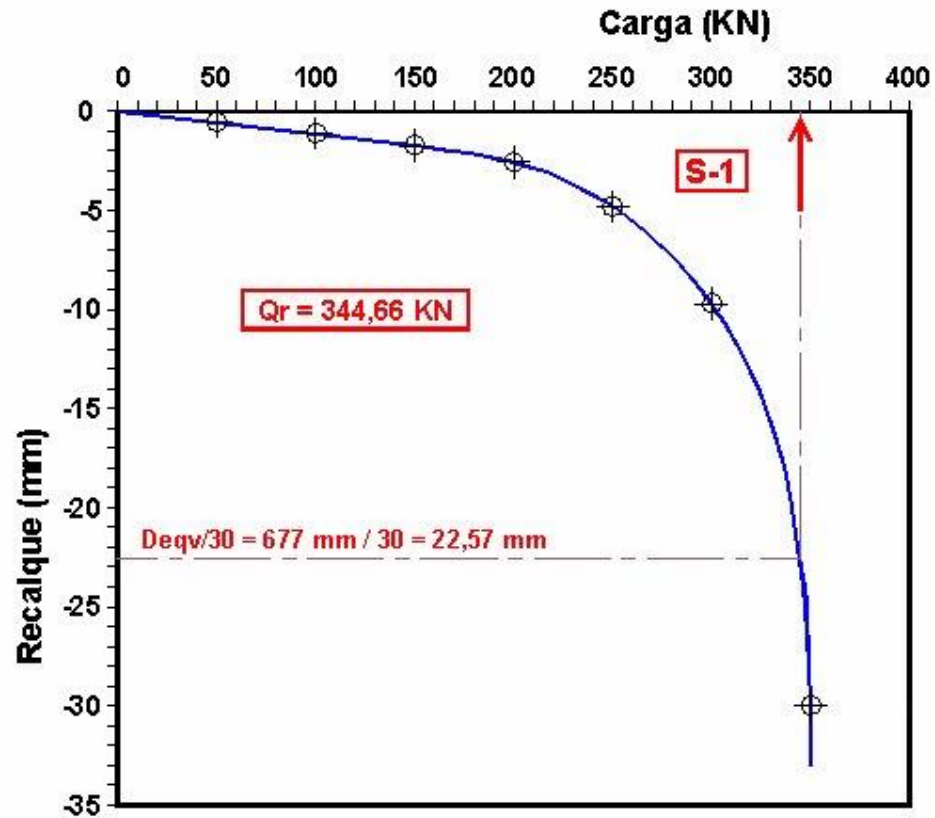


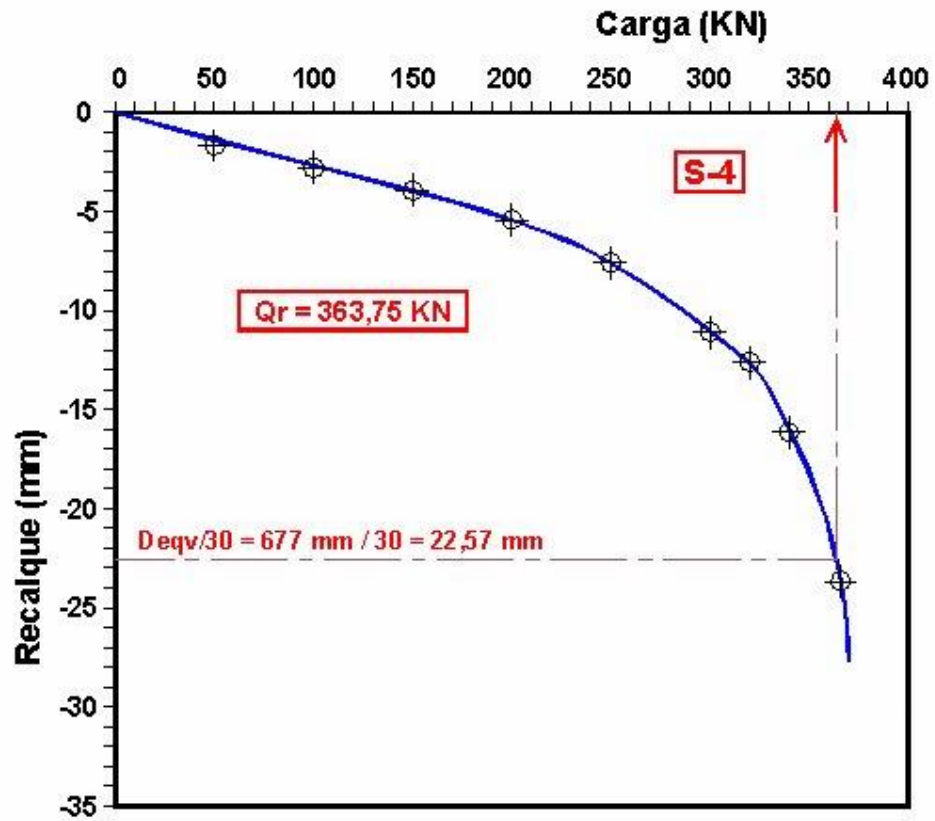
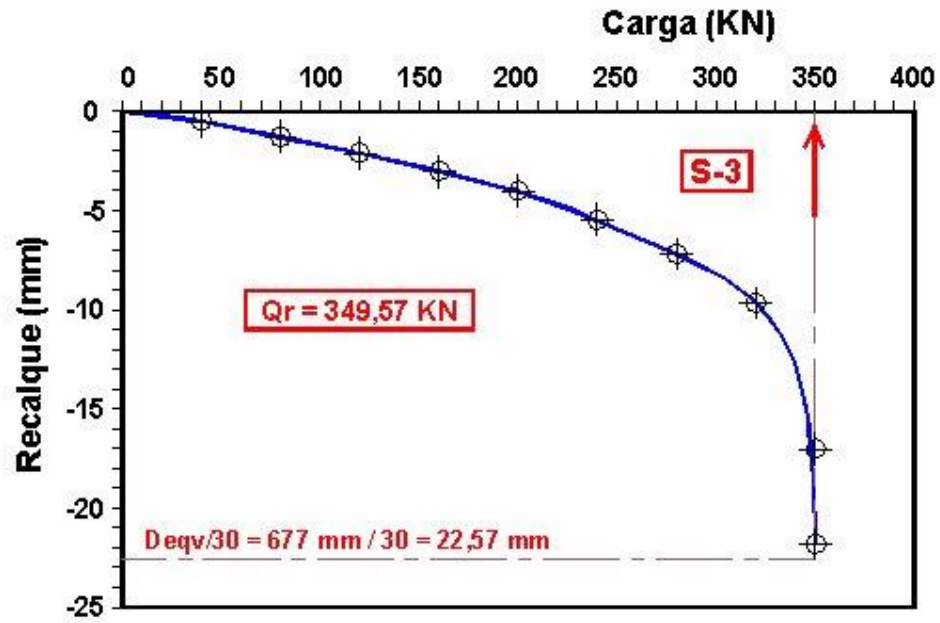
ANEXO G – Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Interseção de Tangentes (1956).





ANEXO H – Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método da NBR 6122/96.





ANEXO I – Definição da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga-recalque para o Método de Davisson (1972).

